

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO
DE CURITIBA PARA O PLANEJAMENTO DE
OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO**

Edmundo Talamini Neto

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Tarcísio Barreto Celestino

São Carlos
2001

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

T137c Talamini Neto, Edmundo
Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba
para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo
/ Edmundo Talamini Neto. -- São Carlos, 2001.

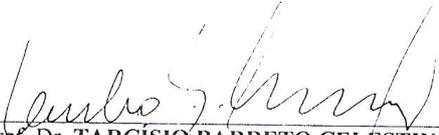
Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 2001.
Área: Geotecnia.
Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino.

1. Túneis. 2. Geoestatística. 3. Banco de dados.
4. Sistema de informações geográficas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Geólogo **EDMUNDO TALAMINI NETO**

Dissertação defendida e julgada em 11-01-2002 perante a Comissão Julgadora:



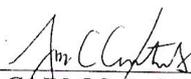
Prof. Dr. **TARCÍSIO BARRETO CELESTINO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



Prof./Dr. **CELSO ROMANEL**
(Pontifícia Universidade Católica/PUC-RJ) APROVADO



Dr. **NICHOLAS RYLAND BARTON**
(Consultor Internacional - NB & Associates) Aprovado



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

***“Quem pouco tem é quem mais
precisa planejar os gastos.”***

“Aos meus pais, Edmundo e Margaret, pelo amor e incentivo, que nunca diminuíram, mesmo com o tempo e a distância.”

AGRADECIMENTOS

Várias foram as pessoas e órgãos que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Dentre elas, gostaria de agradecer:

ao professor Tarcísio Barreto Celestino, pela orientação, amizade e oportunidades que proporcionou nestes anos;

à ESCOLL sondagem, SOLUM engenharia e geologia Ltda. e BENAPAR fundações e geotecnia, pelo fornecimento de dados de sondagens;

ao Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba (IPPUC), pela doação do CD Curitiba Digital;

à Coordenação de Apoio ao Pessoal do Ensino Superior (CAPES) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), que financiaram esta pesquisa, e forneceram recursos para transporte e infra-estrutura;

ao geólogo Eduardo Salamuni, pelas discussões e pelo fornecimento do banco de dados de poços profundos;

à Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (SUDERHSA) e ao geólogo João Nogueira, pelo fornecimento de informações hidrogeológicas adicionais;

aos engenheiros Airton Bortolucci, Nelson Aoki e Nick Barton e aos geólogos José Ricardo Sturaro, Rogério Felipe e Oscar Salazar Jr. pelas discussões.

ao geólogo Cláudio Genthner, pelo auxílio nos trabalhos de campo;

aos colegas Danieli Aparecida Ferreira, Ricardo A. M. P. Gomes e Paulo Maurício Lopes pelas discussões e consultorias técnicas voluntárias;

à colega Ana Paula Fontana Vianna, pela ajuda na fase de revisão bibliográfica e na aquisição de dados de sondagem;

ao engenheiro Herivelto Moreira, pelos incontáveis momentos que auxiliou nas questões de informática;

aos professores, funcionários e colegas do Departamento de Geotecnia pela amizade e auxílios durante a elaboração deste trabalho;

e em especial à Adriana Ahrendt, pela ajuda em todas as fases desta pesquisa, pela companhia, pelo incentivo e pelo carinho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	x
LISTA DE ANEXOS	xii
RESUMO	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. O CONTEXTO CURITIBANO	2
1.2. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS	3
1.3. A PESQUISA	4
2. IMPORTÂNCIA E VANTAGENS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS PARA O MEIO URBANO.....	6
3. O PLANEJAMENTO DE OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO.....	11
3.1. A GEOTECNIA NO PLANEJAMENTO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS.....	13
3.2. CASOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO EM ÁREAS URBANAS.....	16
3.2.1. MAPEAMENTO DO SUBSOLO DE PARIS	16
3.2.2. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA ÁREA CENTRAL DE NEWCASTLE	17
3.2.3. MAPEAMENTO SUBSUPERFICIAL DA REGIÃO METROPOLITANA DE TURIM – 1979 A 1984	17
3.2.4. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS DA REGIÃO METROPOLITANA DE TÓQUIO – 1985 A 1989	18
3.2.5. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS PARA O DESENVOLVIMENTO DO METRÔ DE SEUL – 1997	18
3.2.6. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO NA FINLÂNDIA.....	19
3.2.7. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM AMSTERDÃ	22
3.2.8. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM QUEBEC	23
3.2.9. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM MINNEAPOLIS.....	26
3.2.10. ESTUDO DA OCUPAÇÃO SUBTERRÂNEA NO RIO DE JANEIRO	27
3.2.11. TRABALHOS DE INTERPOLAÇÃO DE DADOS DE SONDAGENS COM USO DE GEOESTATÍSTICA NO INTERIOR DE SÃO PAULO	27
4. MÉTODO DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO VOLTADO AO PLANEJAMENTO DE OCUPAÇÃO.....	29
5. LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO.....	33

5.1.	O EMBASAMENTO CRISTALINO.....	34
5.2.	DIQUES BÁSICOS	35
5.3.	BACIA DE CURITIBA.....	36
5.3.1.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA.....	36
5.3.2.	FORMAÇÃO TINGUIS	38
5.3.3.	SEDIMENTOS ALUVIAIS.....	39
5.4.	CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DA BACIA DE CURITIBA.....	39
6.	COLETA E COMPILAÇÃO DE INFORMAÇÕES	40
6.1.	INFORMAÇÕES DE SONDAJENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO.....	41
6.2.	CARTAS TOPOGRÁFICAS	44
6.3.	LEVANTAMENTOS DE CAMPO	46
6.3.1.	ROCHAS DO EMBASAMENTO	46
6.3.2.	SOLOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA.....	47
7.	INTEGRAÇÃO DE INFORMAÇÕES E ANÁLISES PRELIMINARES:	
	APLICAÇÃO DO SIG	49
7.1.	CORREÇÃO DE INFORMAÇÕES GEOLÓGICAS E CONFECÇÃO DO MAPA GEOLÓGICO SIMPLIFICADO.....	50
7.2.	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DIRETA DO SIG.....	52
8.	MAPEAMENTO DE PARÂMETROS POR INTERPOLAÇÃO: APLICAÇÃO DA GEOESTATÍSTICA	54
8.1.	PRINCÍPIOS DA GEOESTATÍSTICA.....	55
8.1.1.	ESTUDO DA VARIABILIDADE ESPACIAL (VARIOGRAFIA)	56
8.1.2.	KRIGAGEM	58
8.2.	SEQUÊNCIA DO PROCESSO DE INTERPOLAÇÃO.....	59
8.3.	CARTAS DE ISOPROFUNDIDADES DAS UNIDADES SEDIMENTARES	61
8.3.1.	SEDIMENTOS ALUVIAIS.....	61
8.3.2.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA.....	64
8.4.	CARTAS DAS PROFUNDIDADES IMPENETRÁVEIS AO SPT E AO TRÉPANO (LAVÁGEM POR TEMPO).....	67
8.4.1.	IMPENETRÁVEL AO SPT.....	67
8.4.2.	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO	69
8.5.	CARTA DE PROFUNDIDADE DA ROCHA SÃ	71
8.6.	CARTAS DE VALORES DE N_{SPT}	73
8.6.1.	SEDIMENTOS ALUVIAIS – 3M DE PROFUNDIDADE	75
8.6.2.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA – 3M DE PROFUNDIDADE	77
8.6.3.	SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO – 3M DE PROFUNDIDADE	80
8.6.4.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA 10M DE PROFUNDIDADE	84
8.6.5.	SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO - 10M DE PROFUNDIDADE	86
8.6.6.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA 15M DE PROFUNDIDADE	89
8.6.7.	SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO - 15M DE PROFUNDIDADE	91

8.7.	A GEOESTATÍSTICA NA ORIENTAÇÃO DE FUTURAS SONDAGENS	93
9.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ROCHAS DO EMBASAMENTO PARA A ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS	96
9.1.	O SISTEMA Q	98
9.2.	DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE Q	101
9.3.	CONDIÇÕES DE SUPORTE PARA POSSÍVEIS TÚNEIS EM ROCHA NA CIDADE DE CURITIBA	103
10.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS.....	107
10.1.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA	107
10.1.1.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARGILAS FRATURADAS	112
10.1.2.	ESTUDO NA FORMAÇÃO GUABIROTUBA	115
10.1.3.	CARACTERIZAÇÃO DE ARGILAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA PARA ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS.....	116
10.1.4.	RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTOS EM ARGILAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA	117
10.1.5.	INFLUÊNCIA E IMPORTÂNCIA DO GRAU DE FRATURAMENTO NA RESISTÊNCIA OPERACIONAL DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA	120
10.1.6.	PROBLEMAS DE EXPANSÃO.....	122
10.2.	SEDIMENTOS ALUVIAIS	124
10.3.	SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO.....	126
11.	CONDIÇÕES DE SUPORTE E ESTABILIDADE DE FRENTE PARA POSSÍVEIS TÚNEIS EM SOLOS DE CURITIBA	128
11.1.	ANÁLISES LIMITE PARA ESTIMATIVA DA PRESSÃO INTERNA EM TÚNEIS DE SEÇÃO CIRCULAR	128
11.2.	ANÁLISES LIMITE – PARÂMETROS ADOTADOS E RESULTADOS OBTIDOS	134
11.2.1.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA.....	135
11.2.2.	SEDIMENTOS ALUVIAIS.....	
11.2.3.	SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO.....	
11.3.	DISCUSSÃO E APLICAÇÃO DOS RESULTADOS	149
11.3.1.	DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE	149
11.3.2.	PRESSÃO DE FRENTE.....	
12.	APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS.....	
12.1.	MAPA GEOTÉCNICO ORIENTATIVO PARA OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO	157
12.2.	MODELO GEOTÉCNICO TRIDIMENSIONAL.....	159
13.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	162
14.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170

LISTA DE FIGURAS

<i>FIGURA 2.1– O dilema do transporte urbano de grande capacidade (INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION – ITA, 1990)</i> -----	9
<i>FIGURA 4.1- Fluxograma representativo da sequência metodológica adotada na presente pesquisa.</i> -----	32
<i>FIGURA 5.1 - Localização do município de Curitiba.</i> -----	33
<i>FIGURA 5.2 - Mapa geológico estrutural da região de Curitiba (adaptado de SALAMUNI, 1998).</i> -----	34
<i>FIGURA 5.3 - Zoneamento litofaciológico dos sedimentos da Bacia Sedimentar de Curitiba (adaptado de SALAMUNI, 1998)</i> -----	38
<i>FIGURA 6.1– Formulário desenvolvido em Access 97 para alimentar o banco de dados de sondagens de simples reconhecimento.</i> -----	43
<i>FIGURA 6.2- Imagens artificiais do terreno obtidas a partir de modelo digital, com simulação da iluminação a partir de N45W (imagem da esquerda) e N45E (imagem da direita).</i> -----	45
<i>FIGURA 6.3- Ficha de campo utilizada na caracterização das rochas duras do embasamento</i> -----	48
<i>FIGURA 7.1- Aspecto do ambiente de trabalho do sistema de informações geográficas.</i> --	50
<i>FIGURA 7.2 - Mapa geológico simplificado, obtido com imagens artificiais do terreno e informações de sondagens, poços e pontos levantados em campo</i> -----	51
<i>FIGURA 7.3 - Mapa das sondagens de simples reconhecimento classificadas pela profundidade impenetrável ao SPT.</i> -----	53
<i>FIGURA 8.1- Representação esquemática de um gráfico variograma. A = Amplitude; C₀ = Efeito Pepita; C = Patamar.</i> -----	57
<i>FIGURA 8.2- Histograma das profundidades dos sedimentos aluviais com ajuste da curva de distribuição gaussiana.</i> -----	61
<i>FIGURA 8.3- Variograma obtido com valores de profundidade dos sedimentos aluviais – busca na direção N20E. O linha tracejada indica a variância do conjunto amostral.</i> -----	62
<i>FIGURA 8.4- Variograma obtido com valores de profundidade dos sedimentos aluviais – busca na direção E-W.</i> -----	62
<i>FIGURA 8.5 - Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade dos sedimentos aluviais”.</i> -----	63
<i>FIGURA 8.6- Histograma das profundidades da Formação Guabirotuba com ajuste da curva de distribuição gaussiana.</i> -----	64

<i>FIGURA 8.7- Histograma dos logaritmos das profundidades da Formação Guabirota com ajuste da curva de distribuição gaussiana.</i>	64
<i>FIGURA 8.8- Variograma obtido com o logaritmo das profundidades da Formação Guabirota- busca na direção N30E.</i>	65
<i>FIGURA 8.9- Variograma obtido com o logaritmo das profundidades da Formação Guabirota- busca na direção N60W.</i>	65
<i>FIGURA 8.10- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade da Formação Guabirota”.</i>	66
<i>FIGURA 8.11- Variograma obtido com valores de profundidade da Formação Guabirota – busca na direção E-W.</i>	66
<i>FIGURA 8.12- Distribuição de frequência das profundidades impenetráveis ao SPT</i>	67
<i>FIGURA 8.13 - Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao SPT – busca na direção N40E.</i>	68
<i>FIGURA 8.14- Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao SPT – busca na direção N30W.</i>	68
<i>FIGURA 8.15- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade impenetrável ao SPT”.</i>	69
<i>FIGURA 8.16- Histograma mostrando a distribuição das profundidades impenetráveis ao trépano.</i>	69
<i>FIGURA 8.17- Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao trépano – busca na direção N40E.</i>	70
<i>FIGURA 8.18- Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao trépano – busca na direção N30W.</i>	70
<i>FIGURA 8.19- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade impenetrável ao trépano”.</i>	71
<i>FIGURA 8.20- Histograma das profundidades da Rocha sã com ajuste da curva de distribuição gaussiana.</i>	72
<i>FIGURA 8.21- Histograma dos logaritmos das profundidades da Rocha sã com ajuste da curva de distribuição gaussiana.</i>	72
<i>FIGURA 8.22- Elipse representativa da anisotropia na continuidade - profundidade da rocha sã.</i>	73
<i>FIGURA 8.23- Variograma dos valores de profundidade da rocha sã.</i>	73
<i>FIGURA 8.24- Processo de geração das cartas de isorresistência à penetração (N_{SPT}).</i>	74
<i>FIGURA 8.25- Histograma de valores N_{SPT} dos sedimentos aluviais a 3m de profundidade .</i>	75

<i>FIGURA 8.26– Histograma do logaritmo dos valores de N_{SPT} dos sedimentos aluviais a 3m de profundidade .</i>	75
<i>FIGURA 8.27- Variograma de N_{SPT} para sedimentos aluviais a uma profundidade de 3m, realizado com busca na direção N50W.</i>	76
<i>FIGURA 8.28- Variograma de N_{SPT} para sedimentos aluviais a uma profundidade de 3m, realizado com busca na direção E-W.</i>	76
<i>FIGURA 8.29- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro N_{SPT} para os sedimentos aluviais a 3m de profundidade.</i>	77
<i>FIGURA 8.30- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios nos sedimentos aluviais a 3m de profundidade – busca na direção N50E.</i>	77
<i>FIGURA 8.31- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 3m de profundidade.</i>	78
<i>FIGURA 8.32 – Histograma mostrando a distribuição de frequencia dos logaritmos dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 3m de profundidade.</i>	78
<i>FIGURA 8.33- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirota a 3m de profundidade – busca na direção N30E.</i>	79
<i>FIGURA 8.34- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirota a 3m de profundidade – busca na direção N75W.</i>	79
<i>FIGURA 8.35 – Elipse representativa da anisotropia espacial na continuidade do parâmetro N_{SPT} para a Formação Guabirota a 3m de profundidade.</i>	80
<i>FIGURA 8.36- Variograma utilizado na krigagem, gerado com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirota a 3m de profundidade – busca na direção N50E.</i>	80
<i>FIGURA 8.37- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.</i>	81
<i>FIGURA 8.38- Histograma mostrando a distribuição de frequencia do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.</i>	81
<i>FIGURA 8.39- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N60E.</i>	82
<i>FIGURA 8.40- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N-S.</i>	82
<i>FIGURA 8.41- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.</i>	83
<i>FIGURA 8.42- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N60E.</i>	83

<i>FIGURA 8.43- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.</i>	84
<i>FIGURA 8.44- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.</i>	84
<i>FIGURA 8.45- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N20E.</i>	85
<i>FIGURA 8.46- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N70W.</i>	85
<i>FIGURA 8.47- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos da Formação Guabirota a 10m de profundidade.</i>	86
<i>FIGURA 8.48- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N30E.</i>	86
<i>FIGURA 8.49- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.</i>	87
<i>FIGURA 8.50- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.</i>	87
<i>FIGURA 8.51- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção E-W.</i>	88
<i>FIGURA 8.52- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção N30E.</i>	88
<i>FIGURA 8.53- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.</i>	89
<i>FIGURA 8.54- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção N80W.</i>	89
<i>FIGURA 8.55- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.</i>	90
<i>FIGURA 8.56- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos na Formação Guabirota a 15m de profundidade – busca na direção N60E.</i>	90
<i>FIGURA 8.57- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos na Formação Guabirota a 15m de profundidade – busca na direção N-S.</i>	91
<i>FIGURA 8.58- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos da Formação Guabirota a 15m de profundidade.</i>	91
<i>FIGURA 8.59- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.</i>	92

<i>FIGURA 8.60- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.</i>	92
<i>FIGURA 8.61- Elipse de anisotropia para a continuidade do parâmetro N_{SPT} em solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.</i>	93
<i>FIGURA 8.62- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} de solos residuais do embasamento a 15m de profundidade – busca na direção N30E</i>	93
<i>FIGURA 9.1- Pedreira em migmatito na periferia de Curitiba (Empresa Cipate).</i>	97
<i>FIGURA 9.2- Contato entre o migmatito e um dique de diabásio (túnel do Parque Tanguá).</i>	97
<i>FIGURA 9.3- Zona de falha em migmatito (A) com uma faixa de concentração do cisalhamento (B), onde o fraturamento é mais pronunciado (Pedreira Central).</i>	98
<i>FIGURA 9.4- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 20m.</i>	102
<i>FIGURA 9.5- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 30m.</i>	102
<i>FIGURA 9.6- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 40m.</i>	103
<i>FIGURA 9.7- Propostas de suporte para túneis com diferentes diâmetros, escavados em rochas com diferentes valores de Q (GRIMSTAD & BARTON, 1993).</i>	104
<i>FIGURA 9.8- Túnel do Parque Tanguá, em migmatito e diabásio.</i>	106
<i>FIGURA 10.1 - distribuição dos valores de N_{SPT} e frequências de nível d'água na Formação Guabirota até 20 m de profundidade.</i>	108
<i>FIGURA 10.2 - Argila cinza fraturada, típica da Formação Guabirota – Bairro Guabirota (ponto 1).</i>	109
<i>FIGURA 10.3 - Argilas cinza com intercalações de lentes delgadas de arcócio – Cidade Industrial (ponto 17).</i>	110
<i>FIGURA 10.4 - Corte em argila cinza da Formação Guabirota com 2m de altura - o solo se desfez em torrões centimétricos – Bairro Guabirota (ponto 2).</i>	111
<i>FIGURA 10.5 - Talude em argila fraturada da Formação Guabirota, com inclinação de 35 graus apresentando diversas rupturas - Centro Politécnico - UFPR (ponto 3)</i>	111
<i>FIGURA 10.6 - Envoltórias de resistência de pico e residual obtidas para argilas da Formação Guabirota – Município de Araucária (DUARTE, 1986)</i>	115
<i>FIGURA 10.7 - Seção transversal dos escorregamentos retroanalizados – A:Jardim das Américas (Centro Politécnico); B,C e D: Guabirota (BR-116).</i>	118

<i>FIGURA 10.8 - Relação entre c e ϕ para a obtenção de fator de segurança igual a 1 nos escorregamentos analisados.</i>	119
<i>FIGURA 10.9 - Envoltórias de resistência obtidas em laboratório por DUARTE (1986) e por retroanálise de escorregamento, para argilas da formação Guabirota.</i>	120
<i>FIGURA 10.10- Relação entre a coesão, obtida para um ϕ de 22,2°, e o número de juntas por metro cúbico (J_v) em escorregamentos na Formação Guabirota.</i>	121
<i>FIGURA 10.11- Perfil típico de intemperismo e fraturamento das argilas sobreadensadas da Formação Guabirota.</i>	122
<i>FIGURA 10.12- Distribuição dos valores de N_{SPT} e frequência do nível d'água nos aluviões até 8 m de profundidade.</i>	125
<i>FIGURA 10.13- Corte em solo residual de migmatito.</i>	127
<i>FIGURA 10.14- Distribuição dos valores de N_{SPT} e frequência do nível d'água em solos residuais do embasamento, até 20 m de profundidade.</i>	127
<i>FIGURA 11.1 - Campo de tensões no plano transversal à escavação cilíndrica, longa, não suportada utilizado na solução de DAVIS et al.¹⁶ (adaptada de GUIMARÃES NETO, 1997).</i>	129
<i>FIGURA 11.2 - Mecanismos de ruptura adotados na solução de limite superior de DAVIS et al.¹³</i>	130
<i>FIGURA 11.3- Mecanismo de ruptura utilizado na solução de ATKINSON e POTTS¹⁵.</i>	131
<i>FIGURA 11.4 - Campo de tensões para o modelo de esfera espessa na frente da escavação HEINZ¹⁶</i>	133
<i>FIGURA 11.5- Pressão de suporte em função da cobertura acima do arco, determinada com parâmetros obtidos por retroanálise de escorregamentos na Formação Guabirota, corrigidos para condições em profundidade(fraturas fechadas).</i>	136
<i>FIGURA 11.6- Pressão de frente em função da cobertura acima do arco (C), determinada com parâmetros obtidos por retroanálise de escorregamentos na Formação Guabirota, corrigidos para condições em profundidade(fraturas fechadas).</i>	137
<i>FIGURA 11.7 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pela solução de DAVIS (equações 11.1 a 11.3) para um túnel com 6m de diâmetro.</i>	138
<i>FIGURA 11.8- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS (equações 11.1 a 11.3) para um túnel com 9m de diâmetro.</i>	138
<i>FIGURA 11.9 - Comparação dos resultados de pressão de suporte apresentados por CELESTINO et al. (1997), para um túnel em argilas das Bacia de São Paulo, com os valores calculados pelas soluções de limite inferior de DAVIS et al.¹³</i>	139

<i>FIGURA 11.10 - Relação entre N_{SPT} e a pressão de frente calculada pelas expressões 11.12 e 11.3 para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>140</i>
<i>Figura 11.11 - Relação entre N_{SPT} e a pressão de frente calculada pelas expressões 11.12 e 11.3 para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>140</i>
<i>FIGURA 11.12- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>142</i>
<i>FIGURA 11.13- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 9m de diâmetro. -----</i>	<i>142</i>
<i>FIGURA 11.14- Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>143</i>
<i>FIGURA 11.15- Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>143</i>
<i>FIGURA 11.16 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS et al.¹³ com limite inferior (LI; equação 11.1) e limite superior (LS; equação 11.2 e 11.3), para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>144</i>
<i>FIGURA 11.17 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS et al.¹³ com limite inferior (LI; equação 11.1) e limite superior (LS; equação 11.2), para um túnel com 9m de diâmetro. -----</i>	<i>145</i>
<i>FIGURA 11.18 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução 11.12 para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>145</i>
<i>FIGURA 11.19 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução 11.12 para um túnel com 9m de diâmetro. -----</i>	<i>146</i>
<i>FIGURA 11.20 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>147</i>
<i>FIGURA 11.21 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 10.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 9m de diâmetro. -----</i>	<i>147</i>
<i>FIGURA 11.22 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro. -----</i>	<i>148</i>
<i>FIGURA 11.23 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 9m de diâmetro. -----</i>	<i>148</i>

<i>FIGURA 12.1-Modelo digital - superfície do terreno colorida com base nas unidades geotécnicas, com sobreposição das principais avenidas.-----</i>	<i>161</i>
<i>FIGURA 12.2 - Modelo digital – interfaces entre unidades geotécnicas. -----</i>	<i>161</i>

LISTA DE TABELAS

<i>TABELA 2.1– Importância esperada de estruturas subterrâneas, a depender de sua aplicação e localização (STERLING, 1996).</i> -----	8
<i>TABELA 3.1– Exemplos de dados geotécnicos armazenados na Finlândia - A= documentos, B= relatórios de projetos, C= mapas regionais D= modelos 3D. (VÄHÄÄHO, 1996).</i> -----	20
<i>TABELA 3.2- Custo relativo da construção subterrânea para as diferentes classes de qualidade de rocha, incluindo detonação, reforços e injeções (GEOTECH. DEP. OF THE CITY OF ESPOO apud RÖNKÄ et al., 1996).</i> -----	21
<i>TABELA 3.3- Características geotécnicas dos principais grupos de rochas da área da cidade de Quebec (COCKBURN apud BOIVIN, 1990)</i> -----	25
<i>TABELA 3.4– Características geotécnicas dos solos e adequabilidade para construção do tipo cut-and-cover (STERLING et al. apud BOIVIN, 1990)</i> -----	28
<i>TABELA 9.1- Relação do número de famílias de juntas com o valor J_n (BARTON et al. 1974).</i> -----	99
<i>TABELA 9.2- Relação da rugosidade e da alteração das juntas com os parâmetros J_r e J_a (BARTON et al. 1974).</i> -----	99
<i>TABELA 9.3- Relação das condições hidrogeológicas com o parâmetro J_w.</i> -----	100
<i>TABELA 9.4- Valores originais e atualizados do fator SRF em relação às razões tensão–resistência e as descrições de comportamento (GRIMSTAD & BARTON, 1993).</i> -----	100
<i>TABELA 9.5- Relação entre a reação da rocha ao martelo e ao canivete e grupos de rocha com diferentes resistências à compressão simples (Vaz, 1996).</i> -----	101
<i>TABELA 9.6 - Médias geométricas dos valores de Q determinados para diferentes condições geotécnicas.</i> -----	102
<i>TABELA 9.7 - Relação entre o tipo de obra e a razão ESR (BARTON et al. 1974).</i> -----	105
<i>TABELA 9.8- Suportes necessários em diferentes túneis e condições geológicas.</i> -----	105
<i>TABELA 10.1- Comparação entre índices físicos do solo de Formação Guabirota e a argila de Londres (DUARTE, 1999)</i> -----	110
<i>TABELA 10.2 - Resultados dos ensaios de expansão livre para amostras no estado natural e secas ao ar – valores em porcentagem (PEREIRA & PEJON, 1999)</i> -----	123
<i>TABELA 10.3- Resultados dos ensaios de pressão de expansão (PEREIRA & PEJON, 1999)</i> -----	124
<i>TABELA 11.1- Pressões radiais externas (kPa) suportadas por tubos com diferentes dimensões, calculadas pela solução de Jaeger e Cook (1976).</i> -----	150

LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
COMEC	Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba
IPPUC	Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba
NGI	Norway Geotechnical Institute
CAD	Computer Aided Design
ESR	Excavation Support Ratio
GIS	Geographic Information System
RQD	Rock Quality Designation
SPT	Standard Penetration Test
A	Amplitude
C	Escala
c	Coesão
C+C0	Patamar ou sill
C0	Efeito pepita
CPT	Cone Penetration Test
Dr	Densidade relativa
Ja	Número atribuído ao grau de alteração das fraturas
Jn	Número de famílias de fraturas
Jr	Número atribuído a condições de rugosidade e continuidade de fraturas
Jv	Número de juntas por metro cúbico
Jw	Fator de redução associado a presença de água
Kp	Coefficiente de empuxo passivo
kPa	Quilopascal
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
MPa	Megapascal
NA	Nível de água
N _{SPT}	Número de golpes do SPT

Q	Índice de classificação geomecânica de Barton
R	Porcentagem da superfície de ruptura que teve a resistência reduzida a valores residuais
RCU	Resistência de compressão uniaxial
RG	Índice finlandês de classificação geomecânica
r_i	Raio do túnel
s	Resistência operacional do maciço de solo
\bar{s}	Resistência operacional do maciço
sf	Resistência de pico
sr	Resistência residual
SRF	Fator de redução associado às condições de tensão da rocha
t_c	Espessura do revestimento
$v(x)$	Valor da amostra situada na posição x
$v(x+h)$	Valor da amostra situada na posição x + h
w_{nat}	Umidade gravimétrica natural
ϕ	Ângulo de atrito interno
γ_{nat}	Peso específico natural
μm	Micrômetro
σ_1	Tensão principal maior
σ_c	Resistência a compressão simples
$\sigma_{c(conc)}$	Resistência a compressão simples do concreto projetado
σ_T	Pressão de suporte

LISTA DE ANEXOS

ANEXO I	Cartas de isovalores; escala 1.150.000
ANEXO II	Modelos de fichas de campo
ANEXO III	Carta: pontos de sondagens, poços e estudos de campo
ANEXO IV	Mapa geotécnico orientativo para ocupação do espaço subterrâneo

RESUMO

TALAMINI NETO, E. (2001). *Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Devido ao seu crescimento acelerado o município de Curitiba deverá, em breve, ter seu espaço subterrâneo ocupado com maior intensidade. Este processo deve ser devidamente planejado, levando-se em conta as propriedades geotécnicas do subsolo. Assim, buscou-se desenvolver e aplicar um método de caracterização geotécnica do meio urbano para fins de planejamento do espaço subterrâneo. O trabalho consistiu no mapeamento tridimensional das principais unidades geotécnicas e na sua caracterização em termos de adequação para obras subterrâneas. Para tanto, inicialmente, reuniu-se dados geotécnicos existentes (sondagens, poços, mapas topográficos), e levantou-se pontos em campo. A partir do mapa topográfico gerou-se imagens artificiais do terreno, que foram reunidas aos demais dados em um sistema de informações geográficas (SIG). Este processo permitiu a elaboração de um mapa geológico simplificado. Os dados armazenados no sistema (SPT, profundidades das unidades geológicas, entre outros) passaram por uma filtragem, sendo exportados para a realização de análises geoestatísticas, interpolações e geração de cartas de isovalores. Grades regulares com valores interpolados foram então inseridas no SIG, constituindo-se um modelo geotécnico digital tridimensional que permite a navegação virtual entre unidades geotécnicas. Através de classificação geomecânica determinou-se as condições de suporte e estabilidade para possíveis túneis em rochas do município. No caso dos solos realizaram-se análises limite considerando informações de campo e ensaios SPT. Integrando-se, em um único documento, cartas de profundidade das unidades geotécnicas, o mapa geológico simplificado e informações construtivas para túneis, gerou-se um mapa orientativo para a construção de obras subterrâneas no município de Curitiba. Este mapa pode ser diretamente aplicado no planejamento de ocupação do subterrâneo.

Palavras-chave: túneis, geoestatística, banco de dados, Sistema de Informações Geográficas; SPT.

ABSTRACT

TALAMINI NETO, E. (2001). *Geotechnical characterisation of Curitiba City, southern Brazil, for planning of underground space*. Dissertation (MSc) - São Carlos Engineering School, University of São Paulo.

Due to its fast population increase, the City of Curitiba will soon have to use its underground space. However, underground space use should be previously planned, taking geotechnical information into consideration. Therefore, the present research is intended to develop and apply an urban geotechnical characterisation method for underground space planning. The work consisted of a 3D mapping of main geotechnical units and determination of their suitability for underground constructions. At first, existing geotechnical data, such as borehole logs, well logs and topographic maps, have been collected and stored. Field studies were carried out subsequently. Digital terrain models have been obtained from topographic maps, and integrated with the other data in a geographical information system (GIS). This process allowed for the production of a simplified geological map. The stored data have been filtered and exported for the development of geostatistical analysis, interpolations and contour maps. Interpolated grids were then reinserted in the GIS software, where a 3D digital geotechnical model has been produced, permitting virtual navigation through soil layers. Tunnel stability and support design evaluations have been performed by means of rock mass classifications. For soil tunnel stability and support assessments, field studies and N-SPT correlations have been used along with limit analysis. A decision support geotechnical map for underground constructions has been obtained by representing, in a single document: the simplified geological map, geotechnical unit depth contour charts, tunnel stability and support analysis results. This decision support map may be directly applied for underground space planning activities.

Keywords: tunnels, geostatistics; data base; geographical information system; SPT.

1. INTRODUÇÃO

A realização de escavações subterrâneas é uma atividade originada há séculos, por mineradores, em sua incansável busca por bens valiosos. Com o passar do tempo esta atividade tornou-se mais importante na vida do homem, assumindo diversas funções, como geração de energia, transporte, armazenamento, abrigo, adução, entre outras.

Hoje, uma das principais atribuições das obras subterrâneas está na melhoria da vida urbana. Com o crescimento das cidades surgiram os problemas de congestionamento do espaço superficial, seja por veículos automotores, pessoas ou edificações. Além de prejudicar a infra-estrutura, este processo está associado à poluição atmosférica, sonora e visual, tendo como consequência final a deterioração da qualidade de vida. Esta situação, aliada ao crescente rigor das leis ambientais, têm levado, nas últimas décadas, a um aumento, em nível internacional, da ocupação do espaço subterrâneo urbano.

Apesar de constituírem as maiores concentrações populacionais do mundo, os centros urbanos dos países em desenvolvimento ainda apresentam um baixo índice de construção subterrânea, o que é condicionado pelo reduzido poder de investimento público em infra-estrutura (FONTOURA, 1995). O autor citado acredita, no entanto, que o modelo político neoliberal, predominante na década de 90, tem contribuído para o desenvolvimento da construção subterrânea através do incentivo à participação de capital privado no financiamento de obras de infra-estrutura.

De acordo com uma pesquisa realizada pelo IPT (1983), a ocupação do espaço subterrâneo no Brasil vinha apresentando um crescimento bastante acelerado nas últimas décadas, e além das obras de túneis nas grandes cidades, já

começa a ser viável o aproveitamento do subsolo para armazenar materiais, para estações metroviárias e garagens.

1.1. O CONTEXTO CURITIBANO

Com uma população municipal de aproximadamente 1,6 milhão de habitantes, e metropolitana de 2,7 milhões (IBGE, 2000), Curitiba é um caso de cidade que tem sofrido um crescimento acentuado nos últimos anos, principalmente devido à sua transformação no segundo pólo automotivo do país. Estudos apontam a cidade de Curitiba como uma das que mais cresceram no Brasil, sendo que até o final do ano 2010 só o município deverá ter alcançado 2 milhões de habitantes (LINARTH, 2001). No entanto, a escassez de espaços superficiais nas zonas centrais da cidade, tem inibido a implementação da infra-estrutura. O resultado são problemas como engarrafamentos, superlotação do sistema de transporte coletivo, e conseqüências ambientais associadas.

Apesar desta situação, poucas obras subterrâneas têm sido realizadas em Curitiba além das garagens de edificações e algumas canalizações de rios. Por outro lado, em setembro de 1998, após negociação com o ministério dos transportes, a prefeitura da cidade informou a possibilidade de início das obras do metrô curitibano no ano 2000, sendo que uma parte do trajeto seria subterrânea (BARCELLOS & DÓRIA, 1998). A idéia seria acompanhar os eixos do ônibus biarticulado, porém, em 1999 esta foi abandonada para dar lugar a um projeto de metrô elevado, com trens tipo monotrilho, ao longo da BR-116. Mais recentemente tem-se cogitado a possibilidade de o metrô não ser elevado, mas sim de superfície, com ônibus biarticulados em vez de trens (MARTINS, 2000).

Mesmo sendo postergado o início da utilização do espaço subterrâneo curitibano por estruturas de vulto, a exemplo de outras metrópoles, a construção de obras em subsuperfície deve tornar-se cada dia mais viável e desejável, sejam estas de pequeno ou grande porte. Isto tem se tornado uma realidade indubitável nas cidades do Brasil cuja população atinge a casa dos 2 milhões, podendo-se citar o Distrito Federal (2,0 milhões de habitantes), Salvador (2,2 milhões de habitantes) e Fortaleza (2,1 milhões de habitantes), entre outras.

1.2. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

Hoje a ocupação do espaço subterrâneo urbano no Brasil é, em sua maioria, desordenada. Os diferentes tipos de estruturas, como metrô, cabos, esgoto ou gás encanado, são implantadas ou ampliadas de acordo com as necessidades, e de forma independente. Isso resulta em um desperdício de recursos, decorrente da realização de múltiplas escavações para instalação ou manutenção, e da solução de problemas de interferência construtiva. A caracterização geotécnica sistemática das cidades e o planejamento do subterrâneo são praticamente nulos, mesmo nas grandes metrópoles, o que dificulta a criação de políticas e leis que regulamentem, de forma adequada, a posse e o uso do subsolo.

O planejamento subterrâneo é uma atividade que já vem sendo praticada em grandes cidades, principalmente na Europa, América do Norte e Ásia Oriental, no entanto, os trabalhos realizados neste sentido ainda são poucos, mostram abordagens bastante diferenciadas, e são voltados para as condições geotécnicas e tecnológicas locais. Os esforços para o desenvolvimento de uma metodologia concisa e abrangente de planejamento do espaço subterrâneo ainda são incipientes.

Porém, os trabalhos desenvolvidos até hoje têm resultados positivos em termos de aplicabilidade, mostrando que, assim como a ocupação superficial de cidades tem sido gerenciada através de planos diretores, é essencial que o uso do espaço subterrâneo também seja devidamente planejado. Analogamente, como na gestão do espaço superficial deve-se levar em conta aspectos geotécnicos, no planejamento subterrâneo é necessário que a geotecnia de subsuperfície seja considerada.

O domínio da distribuição espacial dos materiais com diferentes propriedades geotécnicas permite que as obras subterrâneas sejam dimensionadas e locadas de modo a garantir menor custo e tempo de execução. Portanto, nos países em desenvolvimento, onde as dificuldades econômicas são mais intensas, a caracterização geotécnica do subsolo é ainda mais importante.

Com isso, é de suma importância a realização de esforços, por parte da comunidade técnico-científica e das autoridades governamentais, no sentido de agilizar o processo de investigação, entendimento e planejamento do espaço subterrâneo de nossas cidades.

A presente pesquisa teve como principal objetivo a caracterização geotécnica do subsolo curitibano, através de mapeamento tridimensional dos solos e rochas com diferentes adequabilidades à escavação, buscando fornecer subsídios para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo

Pretendeu-se, ainda, com base nas técnicas empregadas, e na comparação de informações bibliográficas, propor uma metodologia piloto para a caracterização geotécnica do subsolo voltada ao planejamento de ocupação do espaço subterrâneo urbano.

1.3. A PESQUISA

A presente pesquisa teve início no final de 1998, com as primeiras coletas de dados, passando, a partir de março de 1999, a estar vinculada ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos.

Para atingir os objetivos apresentados, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo urbano (capítulos 2 e 3). Na sequência buscou-se reunir informações bibliográficas sobre a área de estudo, bem como documentos técnicos que pudessem ser úteis na caracterização geotécnica de subsuperfície, incluindo boletins de sondagens, bancos de dados com informações de poços profundos e cartas topográficas (capítulos 5 e 6).

Avaliou-se, então, que tipo de informação geotécnica relevante para obras subterrâneas estaria ausente nos documentos existentes, e realizaram-se levantamentos de campo para suprir esta deficiência.

Através do desenvolvimento de um Sistema de Informações Geográficas (capítulo 7) e da aplicação de técnicas geoestatísticas (capítulo 8), as informações levantadas foram reunidas, organizadas e avaliadas, permitindo o mapeamento tridimensional de unidades com diferentes comportamentos para escavações subterrâneas. Neste processo, o uso de variografia e krigagem permitiu a obtenção

de cartas com o desvio padrão das diferentes variáveis analisadas, o que pode ser utilizado na determinação de áreas pouco amostradas, no planejamento de futuras campanhas de investigação (capítulo 8) e na realização de análises de risco.

As diferentes unidades geotécnicas mapeadas foram caracterizadas em termos de estabilidade para obras subterrâneas, através de técnicas de classificação geomecânica e de análise limite (capítulos 9 a 11) .

Os resultados obtidos com esta caracterização, aliados ao mapeamento tridimensional, permitiram a confecção de um mapa orientativo para obras subterrâneas (capítulo 12). Produziu-se ainda um modelo 3D das principais unidades geotécnicas, com possibilidades de navegação virtual e obtenção imediata de informações associadas aos elementos visualizados. Estes documentos representam ferramentas importantes, e poderão ser amplamente utilizadas no planejamento de futuras obras subterrâneas no município de Curitiba.

A sequência de atividades apresentada acima está descrita de forma mais detalhada no capítulo 4, onde é apresentado o método desenvolvido na presente pesquisa para a caracterização geotécnica do espaço subterrâneo urbano voltado ao planejamento de ocupação.

2. IMPORTÂNCIA E VANTAGENS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS PARA O MEIO URBANO

Com o crescimento e congestionamento das cidades, cada dia os espaços superficiais urbanos tornam-se mais caros e escassos, e a qualidade de vida degradada devido aos problemas de tráfego e poluição atmosférica, sonora e visual. Para solucionar ou evitar estes problemas, as grandes cidades do mundo têm optado pela construção subterrânea, principalmente de elementos menos desejados em superfície.

Esta tendência resulta de algumas características básicas da construção subterrânea, que a torna vantajosa, valendo citar as apresentadas por GODARD & STERLING (1995):

- o meio subterrâneo é um espaço disponível em praticamente todos os locais, podendo acolher estruturas cuja instalação em superfície é difícil ou indesejada;
- o espaço subterrâneo oferece uma proteção natural a qualquer estrutura nele inserida; esta proteção é simultaneamente mecânica, térmica, acústica e hidráulica;
- o confinamento criado pelas estruturas subterrâneas apresenta a vantagem de proteger o ambiente superficial de riscos e distúrbios inerentes de certas atividades;
- devido à opacidade do meio geológico, uma estrutura subterrânea só é visível no ponto em que se conecta à superfície; esta característica pode ser explorada no sentido de “esconder” instalações técnicas de estética desagradável.

A utilização de obras subterrâneas possibilita a criação de espaços próximos a áreas onde há prioridade para a ampliação da malha viária e implantação de sistemas de transporte coletivo, comunicação, energia, adução de água, armazenamento, entre outros (RUIZ, 1997). De acordo com SELLBERG (1996), o uso mais extensivo do subsolo também abre espaços nas áreas urbanas centrais para diferentes tipos de lojas, *shopping centers*, áreas de trabalho, atividades recreativas ou culturais e abrigos. Vale ressaltar que dentre estas possibilidades, muitas vezes a utilização do espaço subterrâneo é a única solução tecnicamente disponível para o ambiente em questão (GODARD & STERLING, 1995).

Segundo STERLING (1996), a utilização do espaço subterrâneo pode contribuir progressivamente para:

- a melhoria da vida nas cidades;
- a melhoria da saúde pública;
- utilização e reutilização múltiplas de terras através do desenvolvimento sinérgico da superfície e subsuperfície;
- a reabilitação de antigos centros de cidades;
- transporte e prestação de serviços mais eficientes.

GODARD & STERLING (1995), apresentam ainda as seguintes vantagens indiretas específicas de obras subterrâneas de transporte urbano público:

- diminuição do tempo de viagem dos passageiros;
- menores problemas de congestionamento para motoristas devido à redução do tráfego nas ruas;
- melhor distribuição dos espaços superficiais entre os diferentes usos possíveis;
- economia no consumo de energia;
- redução de incômodos como ruídos e poluição;
- diminuição do número de acidentes com automóveis.

Segundo RÖNKÄ *et al.* (1998) a implantação de instalações subterrâneas pode resultar nas seguintes vantagens diretas: criação de áreas para pedestres seguras e silenciosas e aumento das áreas verdes.

Apesar de todos os aspectos apresentados, é difícil generalizar sobre onde estruturas subterrâneas devem ser utilizadas, pois sua aplicação depende de cada caso e de cada local, e o custo de sua aplicação e sua viabilidade dependem da geologia e topografia locais (STERLING, 1996), entre outros fatores.

A TABELA 2.1 apresenta, de forma resumida, as situações onde as instalações subterrâneas deverão ser mais importantes nos países em desenvolvimento, nas próximas décadas.

TABELA 2.1– Importância esperada de estruturas subterrâneas, a depender de sua aplicação e localização (STERLING, 1996).

Uso do espaço	Ambiente		
	Urbano	Suburbano	Rural
Redes de utilidades	A	A	B
Transportes	B/A*	#	#
Comércio/Habitação	B/A	N	N
Instalações específicas	B/A*	N	N

A = alta importância; B = baixa importância; N = importância muito baixa a nula; # = depende da topografia; * = depende da aplicação.

Uma das estruturas subterrâneas que mais tem sido empregada no ambiente urbano, devido à sua eficiência na solução dos problemas de trânsito, são os transportes coletivos de grande capacidade, ou metrô subterrâneos. A FIGURA 2.1 apresenta de forma esquemática os dilemas que existem na implantação destes tipos de obras em diferentes posições.

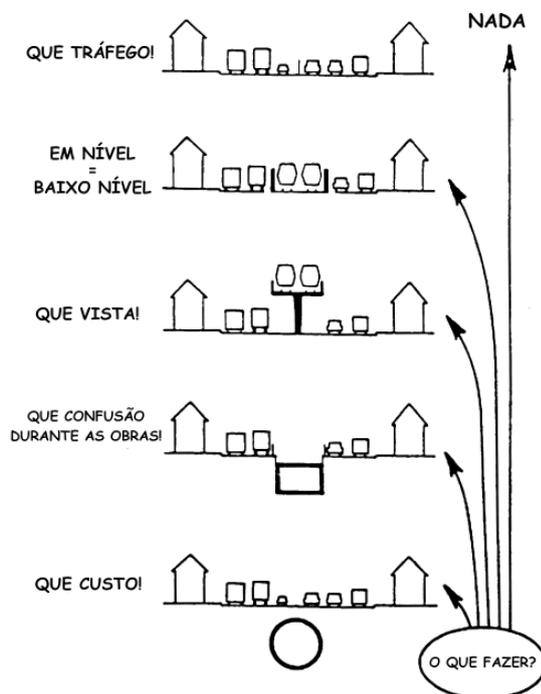


FIGURA 2.1– O dilema do transporte urbano de grande capacidade (INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION – ITA, 1990)

Uma característica básica das linhas de metrô é a necessidade de caminho livre, e conseqüentemente do seu isolamento das demais estruturas de transporte. De acordo com GODARD & HUGONNARD (1989), em regiões de ocupação densa este isolamento só pode ser garantido utilizando-se estruturas elevadas ou enterradas, com raras exceções. Segundo estes autores, nestas situações, as diferenças no custo de investimentos são raramente suficientes para justificar a opção pela estrutura elevada, que causaria destruição, poluição sonora, e seria totalmente incompatível com a organização dos intercâmbios de tráfego requeridos na construção de um sistema convencional de trânsito.

Para GODARD & HUGONNARD (1989), a viabilidade de aplicação de sistemas elevados ou de superfície restringe-se, aparentemente, a casos específicos, como transposições de rios, ou aproveitamento de vias férreas existentes com caminho livre, e a extensões suburbanas de redes de transporte existentes, especialmente em áreas de ocupação levemente densas e áreas recentemente urbanizadas. Assim, os autores concluem que, no caso dos metrô urbanos, a questão “subterrâneo x superficial” é relevante apenas em um número relativamente pequeno de casos.

Segundo STERLING (1996), acredita-se que no futuro a utilização do espaço subterrâneo ficará ainda mais importante devido aos seguintes fatores:

- crescimento das cidades;
- necessidade de renovação da infra-estrutura em antigas cidades;
- necessidade de infra-estrutura básica nos países em desenvolvimento;
- deterioração e congestionamento dos corredores de transporte e utilidades;
- avanços recentes na tecnologia de construção subterrânea.

3. O PLANEJAMENTO DE OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO

Os espaços subterrâneos delimitados por vias e logradouros públicos são "bens de uso comum do povo", e a responsabilidade da gestão desses bens é atribuída à administração municipal que, investida de poder político administrativo, condiciona e restringe o uso e o gozo de bens, atividades e direitos individuais, em benefício da coletividade ou do próprio Estado (MASI *et al.* 1995). Apesar disto, alguns dos problemas da utilização efetiva do espaço subterrâneo devem-se à negligência ou incerteza dos controles administrativos na utilização deste espaço, sendo o seu planejamento, como um recurso de longo prazo para uma comunidade ou nação, praticamente inexistente (STERLING, 1996).

A utilização do espaço subterrâneo tem sido, no entanto, uma preocupação crescente na área de planejamento urbano, sendo de grande interesse para os planejadores ou construtores conhecer áreas com potencial de desenvolvimento subterrâneo antes de proceder o planejamento de ocupação de uma área específica (BOIVIN, 1990).

Em uma pesquisa realizada em vários países pela Associação Internacional de Construção de Túneis (ITA, 2000), constatou-se que atualmente existe uma preocupação, no que tange o planejamento e mapeamento do espaço subterrâneo, com o monitoramento dos níveis d'água, proteção do meio ambiente e de áreas com valor histórico, e o desenvolvimento de métodos para mapear as estruturas subterrâneas existentes e as diferentes condições geológicas. Por outro lado, a pesquisa também evidencia que a aplicação efetiva de trabalhos de planejamento subterrâneo, e a regularização destes por órgãos governamentais ainda é fraca.

Apesar de ainda possuírem uma disseminação e aplicação incipientes, os estudos visando uma ocupação adequada do subsolo urbano já começaram a surgir principalmente em torno da década de 80. Os países escandinavos foram os que mais evoluíram neste sentido. SELLBERG (1996) afirma que na Suécia, por exemplo, é usual comunidades com mais de 50 mil habitantes já iniciarem seu processo de planejamento subterrâneo.

Os trabalhos existentes apresentam diferentes enfoques e utilizam parâmetros distintos para o planejamento de uso do subsolo, evidenciando um caráter multidisciplinar desta atividade, onde há uma preocupação com aspectos que não estão diretamente ligados apenas às propriedades geotécnicas do subsolo.

A ocupação da superfície e as condições de acesso ao subsolo são exemplos. Em trabalho sobre o planejamento subterrâneo em Helsinki, RÖNKÄ *et al.* (1996), afirmam que a acessibilidade dos espaços subterrâneos e alternativas para conexão com a superfície devem ser classificadas para o planejamento subterrâneo, pois um maciço com boa qualidade pode tornar-se inutilizado se a área é planejada e construída de forma não sistemática e as alternativas restantes para acessos e conexões tornam-se muito caras para serem desenvolvidas.

Outro elemento importante é a presença de estruturas em subsuperfície. Segundo ANTTIKOSKI *et al.* (1994), a construção de obras subterrâneas presume que autoridades municipais possuam informações precisas não só sobre o substrato geológico, como sobre as obras subsuperficiais existentes. De acordo com STERLING (1996), muitos problemas associados à construção subterrânea urbana resultam da existência de estruturas enterradas não cadastradas ou de posicionamento desconhecido. MAURENBRECHER & HERBSCHLEB (1994) destacam que em Amsterdã confeccionou-se um mapa de isopropriedades de resistência à penetração correspondente à posição das estacas de madeira já existentes na cidade, buscando mapear possíveis zonas com risco de interferência.

Resumidamente, pode-se afirmar que os seguintes aspectos devem ser levantados ou considerados para que o uso do espaço subterrâneo urbano seja realizado de forma adequada:

- uso e ocupação do espaço superficial;
- localização de áreas adequadas ao acesso do subsolo;

- posicionamento de obras subterrâneas existentes, como túneis, fundações, tubulações, galerias ou cabos;
- distribuição espacial e características geotécnicas dos diferentes solos ou rochas existentes.

Este último item é talvez o mais importante durante o processo de planejamento do espaço subterrâneo, uma vez que é determinante em vários aspectos, como no posicionamento, dimensionamento, e conseqüentemente, no custo das obras. Conforme já mencionado, a presente pesquisa irá focar justamente os aspectos geotécnicos do planejamento subterrâneo relacionados ao mapeamento e caracterização do subsolo em termos de estabilidade à escavação. Portanto, as próximas seções serão direcionadas à importância e à aplicação da geotecnia no planejamento subterrâneo.

3.1. A GEOTECNIA NO PLANEJAMENTO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS

Da experiência adquirida no acompanhamento direto ou indireto da construção de túneis, sabe-se que grande parte dos problemas enfrentados durante as escavações são decorrentes da existência de condicionantes geológicos não previstos com antecedência (IPT, 1983). Segundo DEERE *et al.* (1974), condições geológicas adversas têm-se mostrado de difícil administração mesmo quando verificadas previamente, e quando encontradas inesperadamente podem tornar-se desastrosas para a segurança, cronograma e custos de uma obra subterrânea. Além disso, índices econômicos e técnicos, assim como as condições de uso e características de projeto das estruturas subterrâneas são amplamente governados pelas propriedades físico-mecânicas das rochas (SHVETSOV & ZILBERBORD, 1974).

Para MANGOLIM FILHO & OJIMA (1995) as condições geológicas e hidrogeológicas são os principais fatores determinantes do grau de dificuldade e do custo de uma obra subterrânea. Estes autores separam a investigação destes aspectos em métodos indiretos e diretos. Para fins de planejamento em nível urbano apenas os métodos indiretos são relevantes, sendo apresentados a seguir.

- Pesquisa Bibliográfica (levantamento de dados disponíveis):
 - meio físico (topografia, geologia, geomorfologia, hidrogeologia, características geotécnicas e ocupação)
 - experiência de obras anteriores; redes de utilidades públicas; características de fundações.
- Mapa Geomorfológico:
 - pode fornecer informações sobre relevo, linhas de drenagem, planícies de inundação, colúvios, alinhamento de vales que podem indicar a presença de feições estruturais condicionantes de características geotécnicas desfavoráveis
- Mapa Geológico
 - fornece informações de interesse à identificação dos litotipos e feições estruturais dominantes; a distribuição dos litotipos pode fornecer indicações de aquíferos potenciais e barreiras hidrogeológicas.
- Aerofotointerpretação
 - apesar serem restritas para utilização em áreas urbanas, devido à ocupação, em alguns casos as fotos aéreas podem elucidar algumas dúvidas ou fornecer dados adicionais.
- Mapeamento Geotécnico
 - podem ser obtidas informações em cortes de avenidas, terraplanagens, fundações de edifícios, pontes, viadutos, escavação de garagens ou outras obras subterrâneas; o mapa geológico-geotécnico é importante para o projeto da campanha de investigação direta e indireta, extrapolação de dados e compartimentação dos maciços em domínios distintos.

Dentro desta grande gama de tipos de informação, MANGOLIM FILHO & OJIMA (1995) ressaltam a importância das sondagens de simples reconhecimento. Segundo eles, em áreas com dados disponíveis obtidos em estudos a partir do histórico de obras, as sondagens a percussão com SPT geralmente fornecem informações suficientes e adequadas ao projeto de túneis, devendo estas ser integradas com o mapeamento de superfície.

De acordo com SINHA (1991), documentos e informações existentes geralmente podem ser obtidos em órgãos públicos, ou eventualmente com pessoas

e empresas atuantes na área de construção. Sinha ressalta que informações de outros projetos de obras subterrâneas na área estudada também podem ser utilizados com sucesso.

Para que se tire o maior proveito destas informações, é importante que elas sejam organizadas, integradas e correlacionadas. Existe uma tendência internacional de sistematização na obtenção de dados e elaboração de sistemas que permitam o armazenamento, assim como consultas e interpretações das condições de subsolo, auxiliando nas decisões técnicas e políticas em relação ao uso do espaço subterrâneo (FONTOURA, 1995). Mas as técnicas de sistematização de informações geotécnicas tiveram seu início no começo da década de 70, quando foram desenvolvidos os primeiros sistemas complexos de codificação (REEKIE *et al.* 1979). CRIPPS¹ (apud REEKIE *et al.* 1979) desenvolveu um sistema computacional para o armazenamento de informações de sondagens como propriedades índice de solos, profundidades e espessuras de determinados horizontes.

VÄHÄHO (1996), acredita que um melhor aproveitamento de dados geotécnicos para fins de planejamento exige visualização tridimensional, sendo que um grande número de programas de computador foram desenvolvidos de modo a suprir esta necessidade. Para o autor, o ponto de partida do estudo em 3D é a utilização de um banco de dados tipo SIG (Sistema de Informações Geográficas) contendo dados de sondagens, amostras e medidas, com posicionamento georreferenciado. Isso permitirá o mapeamento de camadas através de modelos tridimensionais que utilizem sondagens georreferenciadas, e a posterior visualização de superfícies através de “renderização” computacional (VÄHÄHO, 1996).

Em publicação oficial da Associação Internacional de Construção de Túneis (ITA, 2000) é relatado que, enquanto em alguns países as informações geotécnicas ainda estão espalhadas em empresas de engenharia ou investigação, em outros já existem sistemas de informação, mapas e CD-ROMs que integram informações geotécnicas para fins de planejamento. Ainda segundo a associação, os próximos desenvolvimentos em termos de sistemas de informação deverão englobar a

¹ CRIPPS, J. (1977) Urban Planning Storage and Processing of Geotechnical Data. Unpub. Ph. D. Thesis. University of Durham.

integração de bancos de dados distintos e tecnologias de modelamento, de modo a tornarem mapas tridimensionais de fácil interface com o usuário uma realidade. Tais mapas devem incluir “renderização” 3-D, com alto nível de detalhamento, dos condicionantes geológicos nos 30 a 60 m abaixo da superfície.

3.2. CASOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO EM ÁREAS URBANAS

Na sequência serão apresentados alguns exemplos de atividades de mapeamento geotécnico do subsolo em áreas urbanas. Alguns dos trabalhos são genéricos, e outros são voltados especificamente ao planejamento de ocupação do espaço subterrâneo. Vale ressaltar que a preocupação com a ocupação adequada do subsolo também tem sido motivo para pesquisas em outras cidades, como Estocolmo (SAHLSTRÖM, 1990), Londres (KNIGHTS, 1996), Hong Kong (MALONE, 1996) e Los Angeles (STIRBYS *et al.*, 1999).

3.2.1. MAPEAMENTO DO SUBSOLO DE PARIS (ARNOULD *et al.* 1979)

O início do mapeamento do espaço subterrâneo na cidade de Paris data de 1777, quando a preocupação com a instalação da malha urbana sobre antigas minas subterrâneas levou à criação de uma repartição de serviço que, entre outras atividades, buscava o desenvolvimento de um atlas geológico da cidade na escala 1:5000, com a indicação de mais de 15 mil sondagens, e um atlas das galerias subterrâneas na escala 1:1000. Este órgão continuou atuando e armazenando informações, tendo a função de regular a execução de obras na cidade.

Em 1967 a Escola Nacional Superior de Minas iniciou um mapeamento geotécnico sistemático da cidade, que teve, entre outros objetivos, orientar a realização de grandes escavações subterrâneas. O método aplicado constituiu-se das seguintes fases:

- coleta de documentação, acompanhada de uma atividade de locação das informações;
- análise global das informações;
- exame, seleção, e desenvolvimento de um sistema automatizado de armazenamento de dados;
- estudo e confecção das cartas e notas.

Foram desenvolvidos neste trabalho um sistema automatizado de armazenamento e recuperação de dados, bem como técnicas geoestatísticas para a interpolação de cotas de topo e base de diferentes camadas geológicas. O resultado são atlas contendo cartas geotécnicas de algumas regiões da cidade, na escala 1:5000.

3.2.2. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA ÁREA CENTRAL DE NEWCASTLE (REEKIE ET AL. 1979)

Na cidade de Newcastle, Reino Unido, aplicou-se uma técnica de caracterização do subsolo na qual, dividiu-se a área a ser mapeada em quadriculas de 100 x 100 m, para as quais foram determinados parâmetros como os tipos de solo ou rocha, profundidade de camadas importantes, valores médios de parâmetros geotécnicos, entre outros. Os dados foram então armazenados em um sistema computacional interativo que permite a geração de cartas na forma de matrizes contendo valores numéricos de propriedades geotécnicas ou valores binários, caso seja solicitada a ocorrência de algum material a uma determinada profundidade, por exemplo.

3.2.3. MAPEAMENTO SUBSUPERFICIAL DA REGIÃO METROPOLITANA DE TURIM – 1979 a 1984

BOTTINO & CIVITA (1986), apresentam um trabalho de mapeamento do subsolo de Turim, no qual foram inicialmente coletadas informações de sondagens

dos 30 anos que precederam o estudo, levantados pontos de campo, desenvolvido um banco de dados computacional para armazenar as informações e executadas sondagens adicionais em locais pouco investigados. Com os dados foram confeccionados mapas temáticos envolvendo: tipos de materiais geotécnicos, espessuras de diferentes níveis de solo, compacidade dos solos e nível d'água. O processo permitiu a individualização de regiões com diferentes comportamentos frente a obras de engenharia.

3.2.4. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS DA REGIÃO METROPOLITANA DE TÓQUIO – 1985 A 1989

Apesar de mapas geotécnicos do subsolo de Tóquio já virem sendo desenvolvidos desde 1969, foi a partir de 1985 que iniciaram as atividades de sistematização de informações geotécnicas. ISHII *et al.* (1992) apresentam as principais características do sistema de informações geotécnicas criado pelo Governo Metropolitano da cidade, que até o ano de 1989 englobava: 25.000 dados de sondagens, 1.800 dados de poços profundos, 12.000 dados de ensaios de solo, entre outras informações. O sistema permite que mapas com os pontos de investigação, e perfis de sondagens sejam gerados automaticamente e impressos, consistindo portanto em uma ferramenta de grande utilidade no planejamento de futuras obras. De acordo com TAKASAKI *et al.* (2000), recentemente o sistema alcançou a marca de 55.000 sondagens.

3.2.5. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS PARA O DESENVOLVIMENTO DO METRÔ DE SEUL – 1997

Em Seul desenvolveu-se um Sistema de Informações Geotécnicas, a partir do qual foram obtidos mapas e perfis do grau de alteração e do RQD dos maciços rochosos, objetivando a orientação de futuras obras do metrô (CHON *et al.*, 1997). Neste trabalho foram levantadas 2037 sondagens, sendo os dados então interpolados por krigagem para a geração dos mapas e perfis. Os resultados

obtidos mostraram-se eficazes, pois uma zona de falha interceptada por um túnel metroviário, já existente, corresponde a uma área mapeada como de maior alteração e menor RQD. Os documentos gerados irão permitir, portanto, a previsão de zonas problemáticas nas futuras obras subterrâneas da cidade.

3.2.6. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO NA FINLÂNDIA

Helsinki apresenta uma forte tradição no planejamento do meio subterrâneo, e por este motivo os trabalhos sobre esta cidade serão apresentados de forma mais detalhada.

De acordo com VÄHÄÄHO (1996) o primeiro especialista em geotecnia da cidade começou a armazenar dados geotécnicos em 1955, e mapas de solo na escala 1:2.000(cidade inteira) e 1:500 (centro) foram finalizados já em 1970. Além disso, uma rede de monitoramento do nível d'água foi instalada no centro de Helsinki entre 1974 e 1978, para fornecer dados para a construção de túneis de metrô (VÄHÄÄHO, 1996). Estes fatos possibilitaram a criação de um atlas geotécnico colorido, que apresenta inclusive indicações de túneis e fundações de edificações.

Alguns exemplos de dados geotécnicos armazenados na Finlândia estão apresentados na TABELA 3.1, onde há uma gradação, de A para D, dos dados menos até os mais reaproveitáveis.

Segundo ANTTIKOSKI *et al.*, (1994), a cidade de Helsinki, possui um departamento de geotecnia que mantém um banco de dados que inclui informações sobre investigações (mapas e seções), fundações de antigos prédios, *layouts* de projetos de túneis existentes e medições de controle do solo e da água subterrânea. O departamento de levantamento topográfico da cidade possui a locação dos túneis em rocha e das galerias técnicas, o departamento de supervisão de obras possui os projetos de porões e túneis que necessitam da permissão neste setor, e o departamento de planejamento possui um mapa utilizado na liberação de espaços requeridos para a construção em subsuperfície (ANTTIKOSKI *et al.*, 1994).

Além disso, de acordo com aquele autor, foi publicado um mapa geotécnico na escala 1:10.000 (1989) e um mapa de “recursos geológicos” (1992), para uso no planejamento das construções subsuperficiais em Helsinki.

TABELA 3.1– Exemplos de dados geotécnicos armazenados na Finlândia - A= documentos, B= relatórios de projetos, C= mapas regionais D= modelos 3D. (VÄHÄÄHO, 1996).

Tipo	Conteúdo	Exemplo/especificação
A	Documentos preenchidos manualmente	Resultados de antigas sondagens e ensaios
A	Amostras de solos e rochas estocadas	
A	Documentos gráficos	Certos tipos de <i>vane test</i> e interpretações de informações gráficas
A	Dados digitais de investigação de solos	Resultados de topografia, perfurações e ensaios com equipamentos modernos
B	Desenhos de investigações geotécnicas	Produzido manualmente, ou parcialmente por computação ou CAD
B	Figuras de dimensionamento e cálculos geotécnicos	Produzido manualmente, ou parcialmente por computação ou CAD
B	Relatórios e planos	
B	Impressos e relatórios relacionados a dados de supervisão e monitoramento	
C	Mapas geotécnicos regionais	Mapas geotécnicos e do subsolo em escalas variadas e seções
D	Bancos de dados geotécnicos relacionais	Todos os dados geotécnicos estão armazenados de maneira que são facilmente reutilizáveis, e podem trabalhar em várias escalas
D	Modelos 3D do solo e substrato rochoso produzidos de bancos de dados relacionais	Arquivos de projeto 3D

Também em 1992, iniciou-se na Finlândia um projeto tecnológico de planejamento subterrâneo de cidades, fazendo parte de um programa maior intitulado “Rock Engineering 2000 Technology Programe” (ANTTIKOSKI *et al.*, 1994). O desenvolvimento deste projeto permitiu a formulação de um conjunto de idéias, que resultaram em um referencial de procedimentos de planejamento subterrâneo. De acordo com RÖNKÄ *et al.* (1996) além de englobar aspectos relacionados com a acessibilidade do subsolo, o projeto sugere a utilização de técnicas de classificação dos maciços rochosos baseadas no sistema Q, da

Noruega (BARTON & GRIMSTAD² *apud* RÖNKÄ *et al.* , 1996), e na classificação RG, finlandesa (KORHONEN *et al.*³ *apud* RÖNKÄ *et al.* , 1996). No entanto, estes autores explicam que não é aconselhável, para fins de planejamento, realizar novas investigações, mas sim utilizar informações existentes. Além disso, não é considerada necessária uma classificação quantitativa, sendo suficiente a separação dos maciços em: muito bom; bom; ruim; muito ruim.

O programa tecnológico buscou associar a classificação dos maciços ao custo de obras subterrâneas. Na TABELA 3.2 observam-se os custos relativos de construção para aberturas subterrâneas e túneis em rochas com diferentes qualidades construtivas (KA1-KA4). Percebe-se que os custos para KA1 são 20% inferiores aos de KA2, que por sua vez chegam a ser 50% mais econômicas que as rochas do tipo KA3. Apesar de os solos apresentarem pequenas espessuras na Finlândia, um procedimento de classificação qualitativa destes, com interpretação em termos de custos relativos, também é proposto.

TABELA 3.2- Custo relativo da construção subterrânea para as diferentes classes de qualidade de rocha, incluindo detonação, reforços e injeções (GEOTECH. DEP. OF THE CITY OF ESPOO *apud* RÖNKÄ *et al.*, 1996).

Classe de qualidade da rocha	KA1	KA2	KA3	KA4
	Muito boa	Boa	Ruim	Muito ruim
Forma da abertura subterrânea ou túnel avaliado	Percentual de ocorrência na engenharia de rochas da Finlândia			
	5-10	>80	5-10	1-5
Túneis de tráfego				
Duas pistas, largura de 9,5m, altura de 8m	0,8	1,0	1,7	4,5
Três pistas, largura de 12m e altura de 8m	0,8	1,0	1,6	5,0
Salão baixo, largura de 16, 5m e altura de 6m	0,8	1,0	1,5	8,3
Salão baixo, largura de 16, 5m e altura de 12m	0,7	1,0	1,5	9,5
Salão grande, largura de 32m e altura de 12m	0,8	1,0	1,7	
Fator de custo relativo médio por classe de rocha	0,8	1,0	1,5	5-10

² BARTON, N. & GRIMSTAD, E. (1994). Rock mass conditions dictate choice between NTM and NATM. *Tunnels & Tunneling*. Oct. , p. 39-42.

³ KORHONEN *et al.* (1974). *Finnish engineering geological classification*. Otaniemi. /Finland. Geotechnical laboratory. Research note/

3.2.7. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM AMSTERDÃ

O planejamento de ocupação do espaço subterrâneo urbano em Amsterdã foi amplamente discutido por MAURENBRECHER & HERBSCHLEB (1994), sendo algumas das informações por eles levantadas apresentadas a seguir.

O processo efetivo de caracterização do subsolo de Amsterdã para fins de planejamento de obras subterrâneas, começou em 1986, quando iniciou-se a produção de um mapa geotécnico para um distrito da cidade, englobando as principais unidades estratigráficas até uma profundidade de aproximadamente 40 m. Porém, vale ressaltar que antes disso alguns esforços já haviam sido realizados no sentido de reunir dados de investigações subsuperficiais (existiam arquivos municipais com relatórios de levantamentos) e montar bancos de dados em sistemas de informação.

Por volta de 1990 um sistema piloto de banco de dados georreferenciados chamado *INGEOBASE*, contendo informações geotécnicas (700 sondagens e ensaios CPT), e locações de fundações mais recentes, foi desenvolvido para uma área de 4km² em Amsterdã, para auxiliar no projeto de obras subterrâneas. Este banco de dados permitiu a geração de mapas de “isorresistência à penetração” em diferentes profundidades e de um mapa de flutuações no nível d’água. A análise da distribuição espacial destes dados também permitiu a confecção de mapas de confiabilidade.

Mais recentemente desenvolveu-se um sistema de informação geográfica 3D para administrar os riscos de subsidência da linha Norte-Sul do metrô de Amsterdã, permitindo armazenar, analisar, estruturar e visualizar todos os dados pertinentes para este tipo de problema (NETZEL, H. & KAALBERB, F.J., 1999).

3.2.8. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM QUEBEC (BOIVIN, 1990).

Na mesma época dos projetos em Amsterdã, também desenvolvia-se em Quebec um extenso projeto de pesquisa com quatro anos de duração, visando fornecer ferramentas para o planejamento adequado do uso do espaço subterrâneo, partindo-se do princípio que ao analisarmos o subterrâneo como um espaço para expansão urbana ou usos específicos, é necessário estabelecermos o potencial tanto dos sedimentos mais superficiais (solos) como das litologias mais profundas.

Foi realizado um levantamento de informações existentes, seguido de visitas, para mapear e documentar informações geológicas e informações específicas sobre as experiências e manutenção relacionadas a todas as instalações subterrâneas na área em estudo. Utilizaram-se mapas base como fonte de informações para a elaboração de mapas de potencial de uso do espaço subterrâneo. O método utilizado foi semelhante ao empregado por Sterling em Minnesota (STERLING *et al.*⁴; UNIVERSITY OF MINNESOTA⁵ a/b, *apud* BOIVIN, 1990).

Nas porções caracterizadas por rochas litificadas o estudo geotécnico para a determinação do potencial baseou-se em princípios da mecânica de rochas. O primeiro passo no reconhecimento do potencial baseou-se no mapeamento geológico das litologias encontradas na área. Este procedimento não deve considerar apenas a distribuição horizontal das rochas, mas sim sua distribuição tridimensional. Para tanto foram utilizados mapas geológicos já disponíveis.

Uma vez determinados os diferentes tipos litológicos da área estudada, realizaram-se estudos geotécnicos das diferentes formações, para chegar-se ao potencial de uso, quando foram utilizados estudos geotécnicos existentes, estudos

⁴ STERLING, R.L.; NELSON, S.R. & JAFFE, M. 1982. *Planning for underground Space – a technical resource guide*. Minneapolis, Underground Space Center - University of Minnesota. 132 p.

⁵ UNIVERSITY OF MINNESOTA. 1975a. *Potencial Use of Underground Space*. v. 1. Minneapolis, Department of Civil and Mineral engineering - University of Minnesota.

UNIVERSITY OF MINNESOTA. 1975b. *Preliminary Design Information for Underground Space*. v. 2. Minneapolis, Department of Civil and Mineral engineering - University of Minnesota.

de engenharia dispersos, antigos relatórios de sondagem, e relatórios de construção de várias estruturas subterrâneas antigas.

Utilizando-se o RQD (Rock Quality Designation), a recuperação (%), grau de fraturamento, dados de permeabilidade, facilidade de escavação, e a presença de minerais expansivos, chegou-se a três classes de rochas. Além disso, com base em imagens de satélite e fotografias aéreas foi possível localizar fraturamentos mais expressivos do substrato rochoso, nos locais menos urbanizados e com menor cobertura de solos ou sedimentos, e quando disponíveis, informações hidrogeológicas relacionadas à permeabilidade foram estudadas.

As classes utilizadas para as rochas foram as seguintes:

Classe 1:

- Valores de RQD > 90%
- Facilidade de escavação: baixa (rocha maciça e dura)
- Baixo grau de fraturamento
- Minerais expansivos ou argilosos ausentes (na rocha)
- Baixa permeabilidade
- Injeções desnecessárias, ou necessárias apenas localmente

Classe 2:

- Valores de RQD entre 25 e 90%
- Facilidade de escavação: baixa a média
- Grau de fraturamento médio a alto, requerendo suporte localizado no teto
- Permeabilidade média
- Necessidade de injeções localizadas

Classe 3:

- Valores de RQD entre 0 e 25%
- Facilidade de escavação: baixa a boa
- Alto grau de fraturamento, requerendo suporte total do teto e paredes
- Permeabilidade média
- Necessita de injeções locais a generalizadas

Alguns detalhes podem ser adicionados a estas classes, acrescentando-se uma letra após seu número:

- a) presença de argilominerais (veios)
- d) presença de minerais muito duros, como quartzo ou granadas (veios)
- e) presença de metano
- g) presença de minerais expansivos

- k) presença de carstificação
- m) presença de minas abandonadas
- z) zona arqueológica

A TABELA 3.3 apresenta algumas das informações coletadas para a qualificação de rochas neste projeto. Os materiais inconsolidados são classificados separadamente, levando em conta a sua adequação a obras executadas em *cut-and-cover*. Foram levantadas principalmente informações quanto à natureza e espessura dos materiais inconsolidados, hidrogeologia e declividades.

TABELA 3.3- Características geotécnicas dos principais grupos de rochas da área da cidade de Quebec (COCKBURN⁶ apud BOIVIN, 1990)

Litologia	RECUPE- RAÇÃO(%)	RQD	RCU (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	Expansão volumétrica	Camada de alteração	Facilidade de escavação
Calcários folhados	90% (55%)**	55-90%	35-45	800 (600)*	-	1-3 m	Média a variável
Xistos em blocos	70 – 80%	-	-	-	-	-	Variável
Xistos	85%	30%	13	500	5%	3 m	Boa
Ardósias	90%	45%	-	4000	-	3 m	Média
Arenitos	93%	90%	27	-	-	1 – 2m	Variável
<i>Flyschs</i> e xistos em blocos	70 – 80%	-	4 – 17,5	1700	3% (total) 10%	3 m	Boa a variável
					(material intacto)		
Folhelhos Utica	80%	35%	-	55	-	3 m	Boa
Calcários Trenton	90%	-	-	-	-	0 – 2 m	Ruim
Granitos e gnaisses	95%	-	-	-	-	0 – 1 m	Ruim

* Contato com falhas inversas
 ** Rochas estratificadas ou fraturadas

⁶ COCKBURN, D. 1982. La cartographie géotechnique de la région de Québec: essai méthodologique. Cah. CRAD v. 8, n. 1, p. 110.

Quanto à composição, foram considerados solos muito ruins para este tipo de atividade os solos orgânicos ou muito plásticos, devendo estes ser evitados ou, quando isto não é possível, removidos. Os solos muito adequados são aqueles com granulometria diversificada, que são geralmente bem compactos. Estes aspectos podem ser verificados na TABELA 3.4, que apresenta uma classificação de solos com diferentes características, e sua adequabilidade para construção do tipo *cut-and-cover*.

Quanto à espessura, foram consideradas ótimas aquelas superiores a 3m, pois não exigem a importação de material para reaterro, e evita que seja necessária a escavação a fogo. A hidrogeologia foi considerada juntamente com as declividades, e concluiu-se que as declividades superiores a 6° são favoráveis, uma vez que resultam em uma boa drenagem superficial, e uma profundidade aceitável do nível d'água.

Cruzando-se estes três atributos, gerou-se então um mapa de potencial de uso do espaço subterrâneo para obras do tipo *cut-and-cover*. Com base nas informações utilizadas e no tamanho de mapa desejado, concluiu-se que a escala 1:50.000 é ideal para fins de planejamento (sendo a área da cidade de Quebec igual a 550km²).

3.2.9. PLANEJAMENTO SUBTERRÂNEO EM MINNEAPOLIS

A Universidade de Minnessota também possui tradição em pesquisas relacionadas à ocupação do subsolo, que é resultante da criação de um setor chamado "Centro do Espaço Subterrâneo". As pesquisas foram desenvolvidas principalmente entre as décadas de 70 e 80, quando foi estudado principalmente o subsolo de Minneápolis.

Mais recentemente LINDNER (1993) desenvolveu um trabalho de caracterização das condições de subsuperfície no centro de Minneápolis, que se baseou em publicações sobre experiências prévias de construção de túneis na área, avaliações geológicas e investigações geotécnicas recentes. Os dados foram utilizados para avaliar as condições de estabilidade das diferentes formações geológicas existentes, e para mapeá-las em termos de espessura. Associando as informações de espessura das unidades com uma carta de níveis piezométricos

dos arenitos sensíveis à influência de cargas hidráulicas, chegou-se a um mapa de zoneamento das dificuldades para construção de túneis. Foram criadas quatro unidades de dificuldade, que gradam desde porções com predomínio de unidades geológicas estáveis e acima do nível d'água (mais favorável) até regiões compostas por materiais instáveis com cargas hidráulicas elevadas (menos favorável).

3.2.10. ESTUDO DA OCUPAÇÃO SUBTERRÂNEA NO RIO DE JANEIRO

No Brasil, CARVALHO (1999) apresenta um estudo para auxiliar na tomada de decisões relativas a obras subterrâneas no Rio de Janeiro. Através da avaliação de um grande número de escavações subterrâneas, incluindo desde as primeiras obras de saneamento da cidade até os túneis viários mais recentes, Carvalho teceu conclusões sobre o comportamento dos diferentes solos e rochas existentes no município. Com base neste estudo o autor pôde avaliar as vantagens e dificuldades a serem enfrentadas nas obras que encontram-se atualmente em fase de projeto, tanto do ponto de vista da estabilidade dos materiais geotécnicos como de eventuais interferências.

3.2.11. TRABALHOS DE INTERPOLAÇÃO DE DADOS DE SONDAGENS COM USO DE GEOESTATÍSTICA NO INTERIOR DE SÃO PAULO

STURARO (1994) desenvolveu extensa pesquisa de doutorado visando o mapeamento do subsolo de Bauru através da sistematização de dados de sondagens de simples reconhecimento e da sua interpolação através de técnicas geoestatísticas. No trabalho foram avaliados parâmetros como os valores de SPT, em diferentes profundidades, nível d'água, e profundidade impenetrável ao SPT, sendo estes dois últimos interpolados por cokrigagem. Estudo semelhante foi desenvolvido por AUGUSTO FILHO *et al.* (1999) na cidade de São José do Rio Preto (SP).

TABELA 3.4– Características geotécnicas dos solos e adequabilidade para construção do tipo cut-and-cover (STERLING et al. apud BOIVIN, 1990)

Código	Tipo	Drenagem	Potencial expansivo por congelamento	Expansão volumétrica	Potencial para reaterro	Capacidade de carga típica (KPa)	Capacidade de carga max. / mín. (KPa)	Adequabilidade	
								Geral	Em áreas sísmicas
GW	Cascalho bem graduado e mistura de areia e cascalho, pouco ou nenhum fino	Excelente	Baixo	Baixa	Ideal	383	72-1915	Boa	Pobre a razoável
GP	Cascalho mal graduados e mistura de areia e cascalho, pouco ou nenhum fino	Excelente	Baixo	Baixa	Excelente	287	72-1915	Boa	Razoável a boa
GM	Cascalhos siltosos, mistura de cascalho, areia e silte	Boa	Médio	Baixa	Bom	192	72-1915	Boa	Boa
GC	Cascalhos argilosos, mistura de cascalho, areia e argila	Razoável	Médio	Baixa	Bom	168	72-958	Boa	Boa
SW	Areias bem graduadas e areias cascalhosas, pouco ou nenhum fino	Boa	Baixo	Baixa	Bom	239	72-1436	Boa	Pobre a razoável
SP	Areias mal graduadas e areias cascalhosas, pouco ou nenhum fino	Boa	Baixo	Baixa	Bom	192	72-958	Boa	Razoável a boa
SM	Areias siltosas, mistura de areia e silte	Boa	Médio	Baixa	Razoável	168	72-479	Boa	Pobre a razoável
SC	Areias argilosas, mistura de areia e argila	Razoável	Médio	Baixa	Razoável	144	48-383	Boa	Razoável
ML	Siltos inorgânicos, areias muito finas, areia fina siltosa ou argilosa	Razoável	Alto	Baixa	Razoável	96	48-383	Razoável	Razoável
CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média, argilas cascalhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras	Razoável	Médio	Média	Razoável	96	24-239	Razoável	Razoável
MH	Siltos inorgânicos, areias finas ou siltos micáceos ou diatomáceos, siltos elásticos	Pobre	Alto	Alta	Pobre	72	24-192	Pobre	Razoável a Pobre
CH	Argilas inorgânicas de plasticidade média a alta	Pobre	Médio	Alta	Ruim	72	24-192	Pobre	Pobre
OL	Siltos orgânicos e argilas orgânicas siltosas de baixa plasticidade	Pobre	Médio	Média	Pobre	20 (remover)	Remover	Pobre	Pobre
OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a alta	Ruim	Médio	Alta	Ruim	Remover	Remover	Pobre	Pobre
PT	Turfa, solo orgânico mole e outros solos altamente orgânicos	Ruim	-	Alta	Ruim	Remover	Remover	Pobre	Pobre

4. MÉTODO DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO VOLTADO AO PLANEJAMENTO DE OCUPAÇÃO

Neste capítulo será apresentado de forma sintética o método que foi utilizado no presente trabalho para a caracterização do subsolo de Curitiba. Não foi considerado pertinente aplicar diretamente algum método já existente, uma vez que o planejamento subterrâneo é uma área de pesquisa ainda pouco desenvolvida e os trabalhos apresentam-se bastante heterogêneos em termos de enfoque e técnicas aplicadas. Procurou-se, por outro lado, reunir diferentes ferramentas entre as apresentadas no capítulo anterior, de modo a compor um método que se adequasse às necessidades encontradas no decorrer da presente pesquisa. Além disso, acrescentaram-se técnicas que anteriormente não haviam sido utilizadas para fins de planejamento subterrâneo, e utilizaram-se recursos computacionais atualizados e de fácil aplicação.

Pôde-se verificar, com base no que foi apresentado até aqui, que na maioria dos países onde os trabalhos de planejamento subterrâneo são mais intensos, existe uma grande quantidade de informações geotécnicas disponível, principalmente no que tange à prática de escavações subterrâneas. Já nos países subdesenvolvidos ou em desenvolvimento a situação é diferente; muitas vezes a não disponibilidade de informações práticas torna necessário o levantamento de dados no campo. Na presente pesquisa este problema evidenciou-se principalmente pela não disponibilidade de informações sobre as propriedades geotécnicas de rochas duras, como dados de classificação geomecânica.

A caracterização geotécnica de uma cidade para planejamento de ocupação do espaço subterrâneo fundamenta-se nas seguintes atividades básicas:

1. determinação das principais unidades geotécnicas existentes;
2. mapeamento tridimensional destas unidades; quando pertinente, mapeamento das suas propriedades geotécnicas;
3. caracterização básica destas unidade em termos de necessidades construtivas e de suporte.

Estes processos devem resultar em documentos que permitam a profissionais da área de planejamento urbano visualizar e compreender a distribuição espacial das unidades geotécnicas com diferentes favorabilidades para construção de obras subterrâneas. Estes documentos devem, preferencialmente, fornecer uma estimativa de custos envolvidos na construção de obras subterrâneas em diferentes posições, ou dar subsídios, em termos de exigências construtivas, para que estes custos sejam estimados.

Para atender a estas necessidades, o presente trabalho desenvolveu-se em seis fases: levantamento bibliográfico, coleta, compilação, integração e análise de dados geotécnicos, e apresentação dos resultados.

Este conjunto de atividades é representado de forma esquemática no fluxograma da FIGURA 4.1, sendo cada fase descrita na sequência.

Levantamento bibliográfico - Esta fase é essencial para qualquer trabalho de caracterização geotécnica. Com base em publicações sobre a área de estudo foi possível determinar as principais unidades geológicas existentes, e parte de suas propriedades geotécnicas. Quando o nível de conhecimento sobre o subsolo da cidade já se encontra avançado, esta fase pode ser suficiente para a caracterização das unidades geotécnicas quanto à estabilidade para escavações, caso contrário, torna-se necessária a coleta de dados adicionais.

Coleta de dados - Consistiu na obtenção de cartas topográficas e de arruamento junto a órgãos públicos, dados de sondagens e poços junto a empresas, e no estudo, em campo, de pontos de afloramento dos solos e rochas. Nesta fase também podem ser obtidas, quando pertinente, fotografias aéreas, mapas geológicos ou geotécnicos, dados de ensaios e de obras existentes ou em execução.

Compilação de dados - Esta fase consistiu na digitalização das cartas obtidas e no desenvolvimento e alimentação de um banco de dados com as informações contidas em boletins de sondagens e levantadas em campo. Nesta

fase o banco de dados pode ou não estar vinculado a um sistema de informações geográficas (SIG). As informações de poços profundos, e o mapa de arruamento já foram obtidos em forma digital, não sendo necessária a sua compilação. A partir dos dados de topografia foi obtido um modelo digital do terreno (MDT), e imagens artificiais.

Integração de dados - nesta fase as informações foram reunidas por meio de um programa de computador para desenvolvimento de sistemas de informações geográficas (SIG), que permitiu a visualização das imagens artificiais juntamente com os demais dados obtidos.

Análise dos dados - incluiu as seguintes atividades: verificação, correção e filtragem dos dados; realização de estudo geoestatístico, com a geração de grades regulares e cartas de isovalores para diferentes parâmetros levantados; análise das unidades geotécnicas quanto à estabilidade e dimensionamento de obras subterrâneas. Simultaneamente à verificação das unidades geológicas confeccionou-se um mapa geológico simplificado, com o apoio das imagens artificiais do terreno.

Apresentação dos resultados – Nesta etapa, o mapa geológico simplificado, juntamente com as cartas de isovalores e informações sobre as características geotécnicas das diferentes unidades mapeadas, permitiu desenvolver um mapa orientativo de ocupação do espaço subterrâneo. Além disso, no presente trabalho confeccionou-se um modelo tridimensional para a “navegação” em um espaço virtual e visualização em perspectiva das diferentes interfaces entre unidades geotécnicas.

A fase de levantamento bibliográfico será apresentada no capítulo 5, e nos capítulos 9 e 10, onde a caracterização geotécnica das rochas e dos solos é tratada, respectivamente. As fases de coleta, compilação e integração dos dados são apresentadas no capítulo 6 e parte do capítulo 7. A análise de dados é apresentada em parte do capítulo 7 e nos capítulos 8 a 11, e a apresentação dos resultados no capítulo 12

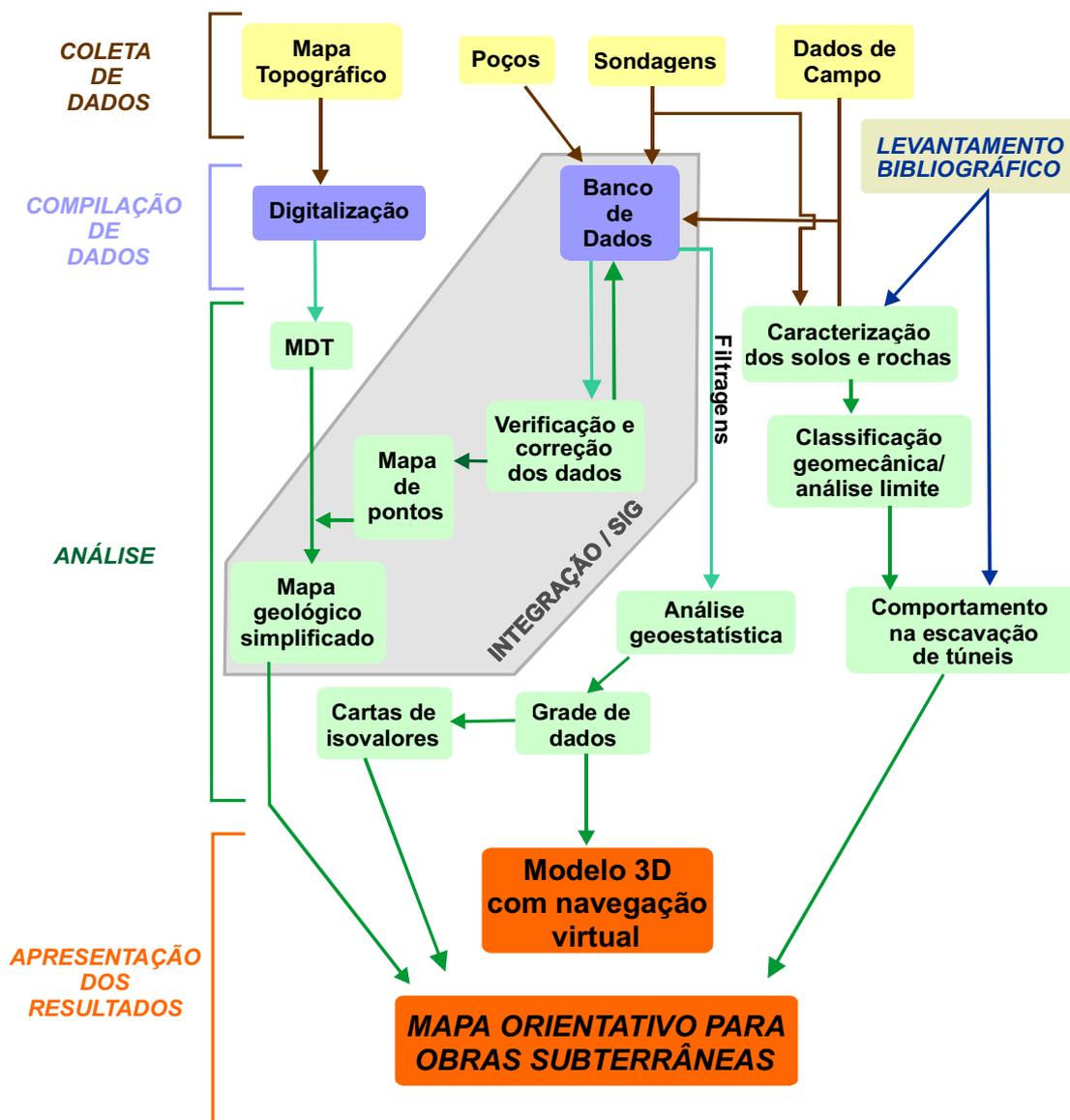


FIGURA 4.1- Fluxograma representativo da seqüência metodológica adotada na presente pesquisa.

5. LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Curitiba localiza-se na porção oriental do Estado do Paraná (FIGURA 5.1), no domínio geomorfológico conhecido como Primeiro Planalto Paranaense. Sua área é de aproximadamente 440 km², sendo metade ocupada pela malha urbana.

Sua geologia é essencialmente constituída por um embasamento de rochas cristalinas denominado Complexo Atuba (SIGA JR. *et al.*⁷ apud SALAMUNI & SALAMUNI, 1999), intrudido por diques básicos da Formação Serra Geral, e sobreposto por sedimentos argilosos e arcoseanos da Bacia de Curitiba, e depósitos aluviais mais recentes que recobrem parcialmente as demais unidades. A FIGURA 5.2 apresenta a distribuição geral destas unidades na região de Curitiba.



FIGURA 5.1 - Localização do município de Curitiba.

⁷ SIGA JR. O.; BASEI, M.A.S., REIS NETO, J.M.; MACHIAVELLI, A.; HARARA, O.M. (1995). O Complexo Atuba: um cinturão paleoproterozóico intensamente retalhado no neoproterozóico. *Boletim. Instituto de geociências USP (Série Científica)* v.26, p.69-98.

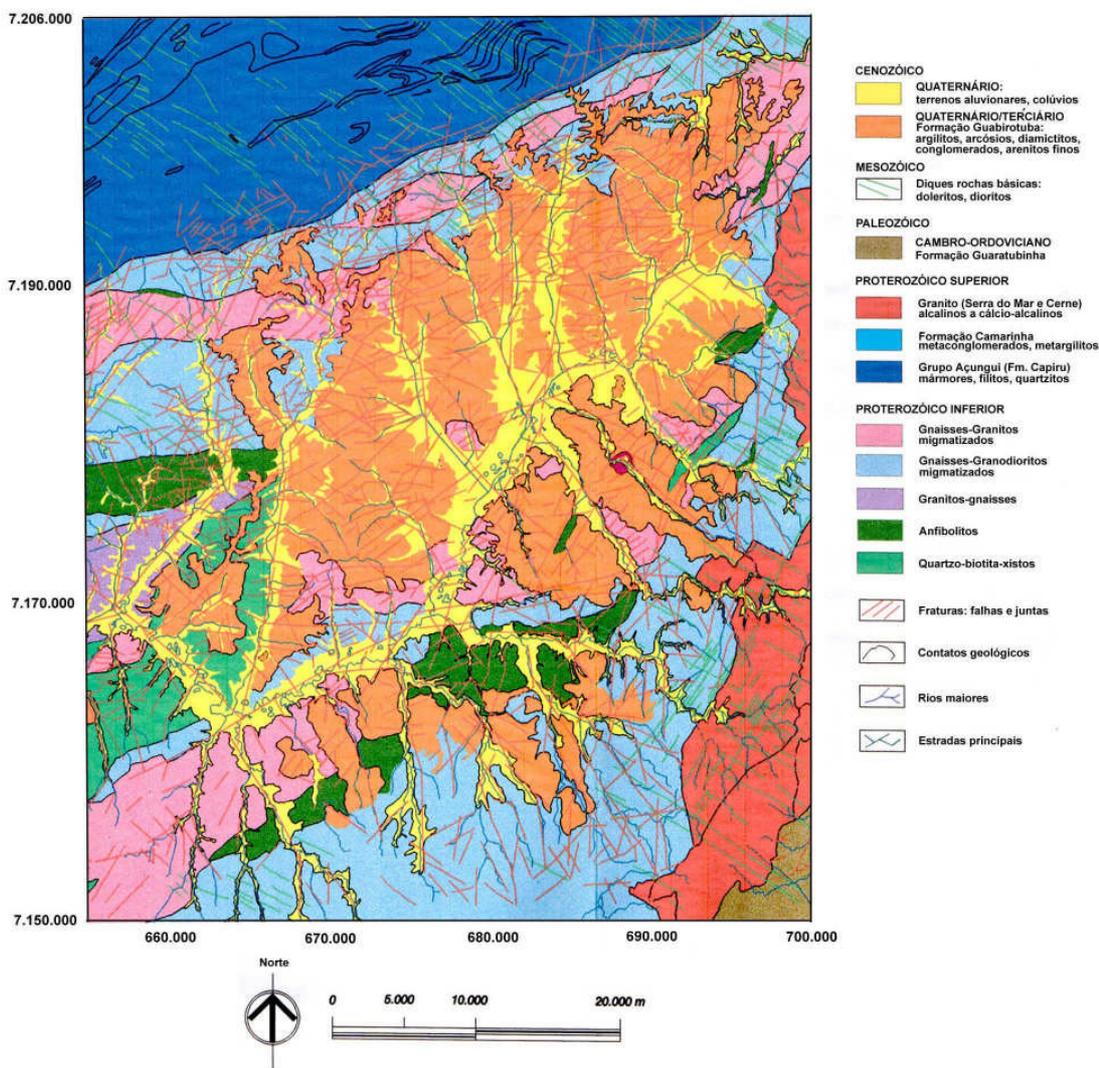


FIGURA 5.2 - Mapa geológico estrutural da região de Curitiba (adaptado de SALAMUNI, 1998).

5.1. O EMBASAMENTO CRISTALINO

O embasamento de rochas cristalinas presente na região de Curitiba é composto predominantemente, conforme FUCHS *et al.* (1967), por migmatitos embrechíticos (homogêneos) e epibolíticos (heterogêneos), com intercalações de xistos, anfibolitos e quartzitos. Segundo LOPES (1966, p. 8), “em alguns casos veios quartzo-feldspáticos recortam discordantemente os migmatitos (...)”

De acordo com BECKER (1982), os migmatitos homogêneos são rochas gnaissicas, com aspecto granitóide e granulação grossa, possuindo um bandamento irregular onde o paleossoma e o neossoma não são distinguíveis, e os migmatitos heterogêneos caracterizam-se pela associação de rochas cristalofilianas e rochas de aspecto granitóide.

Os migmatitos homogêneos têm como constituintes principais o quartzo, o microclínio, o plagioclásio, a biotita, e proporções subordinadas de hornblenda, e a sua xistosidade e bandamento apresentam direção entre N60E e E-W, e mergulhos altos para NW ou SE (FUCK *et al.*, 1967).

Segundo o autor acima “a unidade petrográfica dos migmatitos heterogêneos só transparece através de afloramentos bastante extensos, nos quais se pode observar bem a alternância e o contraste das faixas máficas com os filões félsicos” (p. 15), sendo que suas principais ocorrências no município de Curitiba são no Bairro Alto e no Atuba, onde a xistosidade das faixas máficas apresenta direção N40-60E, com mergulhos quase sempre muito altos para NW ou SE.

Quanto à mineralogia, a porção máfica é composta principalmente por hornblenda, biotita e plagioclásio, com proporções subordinadas de quartzo e microclínio, enquanto as bandas graníticas são constituídas de quartzo, microclínio, oligoclásio e biotita (FUCK *et al.*, 1967).

Conforme SALAMUNI (1998) ocorrem, na área do embasamento, alinhamentos estruturais de direção NE, pertencentes a um sistema regional de falhas transcorrentes.

5.2. DIQUES BÁSICOS

Os diques da região de Curitiba ocorrem intrudidos nos migmatitos do embasamento cristalino, sendo compostos por diabásio, e apresentando direção preferencial NW e mergulho vertical a subvertical (SALAMUNI, 1998).

Conforme RAPOSO ⁸ apud SALAMUNI (1998), a mineralogia dos diques de diabásio é essencialmente composta por plagioclásio, piroxênios, óxidos de Fe e Ti, e subordinadamente, pirita e calcopirita, sendo que, a NNE de Curitiba, eles apresentam espessuras médias, variando entre 20 e 100m.

5.3. BACIA DE CURITIBA

A Bacia de Curitiba localiza-se na porção centro-sul do Primeiro Planalto Paranaense, sendo constituída pelas seguintes unidades, segundo SALAMUNI & SALAMUNI (1999): Formação Guabirota, Formação Tinguis e sedimentos colúvio-aluvionares depositados pelo Rio Iguazu e seus Tributários.

5.3.1. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

A Formação Guabirota é a principal unidade sedimentar da Bacia de Curitiba, apresentando espessuras que chegam a 80 m, e sendo composta predominantemente por argilitos e siltitos esverdeados, fraturados, com intercalações de areias arcoseanas, arcósios, e mais raramente, conglomerados polimíticos com predominância de seixos de quartzo (SALAMUNI & SALAMUNI, 1999). Além disso, segundo estes autores, há uma gradação para termos mais grossos de forma interdigitada ou abrupta, e verificam-se ocorrências de caliche.

A seguir são apresentadas as descrições dos diferentes tipos litológicos da Formação Guabirota, conforme exposto por SALAMUNI & SALAMUNI (1999):

Argilitos e lamitos – Geralmente apresentam-se bastante compactos, com textura maciça, coloração cinza esverdeada a esbranquiçada e granulometria muito fina, com grãos de areia esparsos; em alguns locais há uma individualização de camadas devido à intercalação de pequenas camadas mais silticas. Quando alterados a coloração passa para rosada (mosqueada) a ocre, correspondendo a

⁸ RAPOSO, M.I.B. (1995). Episódios intrusivos do Arco de Ponta Grossa, determinados através de um estudo paleomagnético. *Rev. Bras. Geociências*. v. 25, n. 1, p. 3-19.

uma laterização incipiente. É típica a ocorrência de horizontes lateríticos com crosta ferruginosa limonítica.

Arcósios e areias arcossianas - Tratam-se de sedimentos pouco consolidados, compostos por clastos de quartzo, quartzito e feldspato (geralmente caulinizados). A granulometria varia de submilimétrica a centimétrica. Os clastos são geralmente angulares a sub-angulares, e a matriz geralmente é composta pelos próprios clastos muito finos e finos, ou por argila (BECKER, 1982). Apresentam cores variegadas, com predomínio de tons avermelhados, sendo a matriz geralmente de cor cinza. As areias arcossianas estão presentes em toda a bacia, mostrando extensões laterais desde decimétricas até hectométricas, sendo as espessuras bastante irregulares.

Depósitos conglomeráticos – “Os depósitos rudáceos basais são compostos geralmente por seixos polimíticos com matriz argilosa. Na porção sudoeste a oeste da bacia os seixos ou grãos são em sua maioria de quartzo e quartzitos, enquanto que na porção nordeste, leste e sudeste os cascalhos são formados por quartzo e feldspatos alterados, além de fragmentos rochosos tais como granitos, migmatitos e diabásios, além de camadas ferruginosas” (p. 12). A granulometria é irregular, e contém clastos que variam de 1 a 5 cm, com formas alongadas ou subesféricas, angulosas ou não.

Depósitos carbonáticos (caliches) – Estes depósitos encontram-se dispersos lateralmente, em profundidades rasas na Formação Guabirota. Tratam-se de bancos descontínuos, tabulares, com extensões laterais métricas, espessuras centimétricas a métricas, geralmente maciços, mas podendo apresentar laminação. A coloração é esbranquiçada a creme. Nas areias arcossianas os carbonatos ocorrem na forma de cimento friável e descontínuo. Associadas a estes caliches podem ocorrer vênulas aleatórias preenchidas por calcrete. No contato entre a Formação Guabirota e o embasamento ocorrem silcretos preenchendo fraturas de direção NE.

Quanto à distribuição dos tipos litológicos no espaço, conforme SALAMUNI & SALAMUNI (1999), a deposição dos sedimentos ocorreu em dois pulsos. Em um primeiro pulso sedimentar as lentes arcossianas e cascalheiras posicionaram-se mais a leste na bacia, fora do município de Curitiba, enquanto os sedimentos mais finos depositaram-se na área urbana da cidade, bem como a norte e sul desta. No segundo pulso houve uma concentração dos termos grossos na periferia da bacia,

gradando de forma concêntrica até os sedimentos mais finos do centro da bacia, localizado na porção oeste do Município de Curitiba. A FIGURA 5.3 apresenta a distribuição geral dos principais fácies da Bacia Sedimentar de Curitiba.

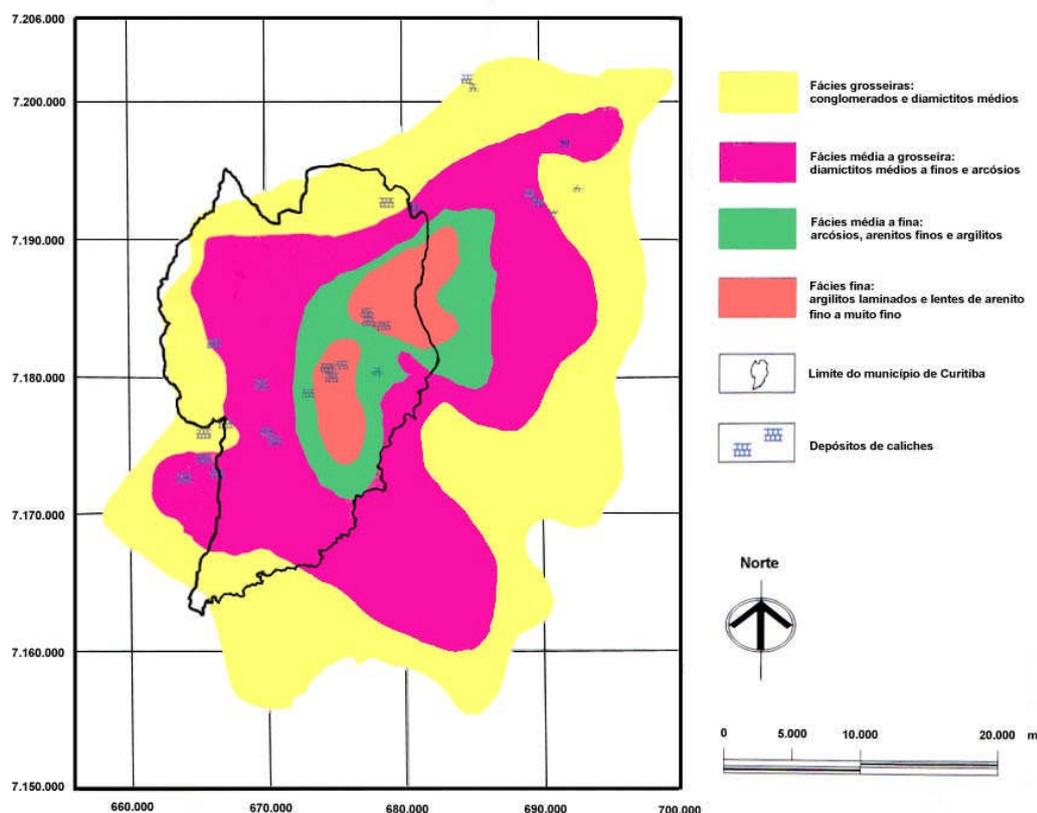


FIGURA 5.3 - Zoneamento litofaciológico dos sedimentos da Bacia Sedimentar de Curitiba (adaptado de SALAMUNI, 1998)

5.3.2. FORMAÇÃO TINGUIS

Esta unidade geológica foi proposta por BECKER (1982), que a descreveu como um conjunto de sedimentos arenosos, arcoseanos e siltico-argilosos, com coloração predominantemente vermelha, depositados em discordância erosiva sobre os sedimentos mais esverdeados da Formação Guabirota.

De acordo com a autora, a Formação Tinguis é tipicamente caracterizada por sedimentos arenosos incipientemente estratificados, de coloração rosada, com seixos esparsos, principalmente de quartzo, migmatito e feldspatos, recoberta por uma sequência de areias predominantemente quartzosas (BECKER, 1982).

Esta unidade, no entanto, é de ocorrência restrita, tanto em termos de espessura como distribuição lateral, e o status de Formação ainda não é totalmente aceito. Portanto, como será visto na seqüência, esta unidade não foi considerada.

5.3.3. *SEDIMENTOS ALUVIAIS*

De acordo com LOPES (1966), vastas planícies aluviais estendem-se ao longo dos rios Verde, Passaúna, Barigui e Belém, sendo mais comuns as camadas de areia e silte que as argilosas. Segundo o autor, estas últimas podem possuir alto teor de matéria orgânica, apresentando coloração escura, contrastante com as camadas de areia e silte que completam a estratificação irregular dos aluviões.

5.4. **CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DA BACIA DE CURITIBA**

Ocorre um fraturamento relativamente intenso dos sedimentos, representado por estruturas desde centimétricas até quilométricas, que controlam estruturalmente o curso de rios (SALAMUNI & SALAMUNI, 1999). Estas estruturas apresentam direções variáveis, com predomínio NE, N-S, E-W e NW.

Um tipo de descontinuidade característico da Formação Guabirotuba são as superfícies polidas (com slickensides), que segundo KORMANN (1999), podem ter a sua origem atribuída a diferentes processos, podendo-se citar, entre outros:

- processo de consolidação dos sedimentos;
- remoção de camadas de solo, ou erosão diferenciada;
- reações químicas na argila levando a distorções volumétricas;
- tensões tectônicas;
- ciclos de ressecamento/umedecimento;
- desenvolvimento de pressões horizontais elevadas.

Estas fraturas costumam apresentar formato conchoidal e atitudes aleatórias.

6. COLETA E COMPILAÇÃO DE INFORMAÇÕES

Conforme destacado no capítulo 4, uma das primeiras fases do processo de caracterização do subsolo urbano é a coleta de dados existentes e o levantamento de novos dados, quando estes são necessários. Para o presente trabalho, as seguintes informações existentes foram reunidas:

- diversos boletins de sondagem de simples reconhecimento, gentilmente cedidos em meio digital ou na forma impressa pela ESCOLL sondagem, SOLUM engenharia e geologia Ltda. e BENAPAR fundações e geotecnia;
- banco de dados georreferenciado com informações de poços profundos (245 no município de Curitiba) desenvolvido por SALAMUNI (1998), contendo, entre outras informações, a profundidade das unidades geológicas perfuradas;
- cartas topográficas na escala 1:20.000, com curvas de nível de 5 em 5m;
- mapa de ruas, cedido em meio digital pelo IPPUC (1999);

Como a experiência com obras subterrâneas no município de Curitiba é pequena, considerou-se oportuna a realização de trabalhos de campo para levantar aspectos relativos à estabilidade dos diferentes materiais geotécnicos para escavações. Assim, 97 pontos com exposição de solo ou rocha foram caracterizados durante a presente pesquisa.

Por já estarem em meio digital, o banco de dados de poços profundos e os mapas de ruas e rios não precisaram ser compilados. Os demais dados, por outro

lado, tiveram que ser digitalizados e organizados para terem seu aproveitamento otimizado. Este processo será descrito nos próximos itens.

6.1. INFORMAÇÕES DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO

As sondagens de simples reconhecimento são o instrumento de investigação geotécnica mais utilizado no Brasil, principalmente na avaliação da capacidade de carga dos estratos de solo para projetos de fundações. Com isto, áreas urbanas densamente edificadas são exaustivamente investigadas por sondagens deste tipo, sendo que o grande volume de informações produzido é armazenado na forma de fichas impressas ou arquivos de computador, principalmente nas empresas de investigação.

Apesar de a profundidade atingida por sondagens para fundações geralmente não ser suficiente para obras subterrâneas, há tempos o potencial de reutilização destas informações para o planejamento de obras deste tipo vem sendo motivo de discussões no meio científico e profissional brasileiro. Infelizmente, poucos esforços têm sido realizados, principalmente por parte das autoridades públicas, para que as informações de sondagens sejam reunidas em uma única base de dados, onde estas estejam prontamente disponíveis e geograficamente localizadas.

As sondagens utilizadas neste trabalho foram realizadas de acordo com as normas da ABNT, com amostrador do tipo “Raymond” e martelo de 65kg caindo de uma altura de 75cm. O valor de N_{SPT} adotado é a somatória do número de golpes dos últimos 30 cm de ensaio, sendo considerado impenetrável ao SPT o nível a partir do qual N é igual ou superior a 60 golpes. Continuando-se a perfuração por trepanação, considera-se que o material é impenetrável ao trépano quando por três períodos consecutivos de 10 minutos os avanços forem inferiores a 5cm por período.

Mesmo com esta padronização sabe-se que existem vários fatores que influenciam na precisão do índice N_{SPT} . A energia que é transmitida do martelo para o solo depende principalmente dos seguintes fatores: comprimento da composição

de hastes (AOKI & CINTRA, 2000), tipo de escavação (trado, trépano ou com o próprio amostrador), tipo de roldana (móvel ou fixa), tamanho da cabeça de bater, tipo de martelo e idade dos equipamentos (BELICANTA & CINTRA, 1998).

Apesar desta limitação, para fins de planejamento ou estudos de viabilidade as sondagens de simples reconhecimento com SPT podem ser utilizadas em conjunto com algumas correlações para estimar propriedades mecânicas dos solos. São várias as correlações presentes na literatura.

Em uma primeira etapa os dados de sondagem foram obtidos junto a empresas de investigação que disponibilizaram seus boletins na forma impressa ou digital. As empresas que colaboraram para esta pesquisa, cedendo de forma irrestrita seus dados de sondagem, foram a ESCOLL sondagem, SOLUM engenharia e geologia Ltda. e BENAPAR fundações e geotecnia.

Desenvolveu-se então uma estrutura de banco de dados no programa Microsoft Access 97 (1997), constituída por uma tabela, que é o núcleo básico onde são armazenadas as informações, e um formulário, que é vinculado à tabela, e tem por finalidade facilitar a alimentação desta. Na medida que o banco foi sendo preenchido, eventuais adaptações foram realizadas na estrutura deste.

Para alguns campos o formulário contém caixas de seleção com terminologias simplificadas e padronizadas, de modo a agilizar a compilação e facilitar futuros processamentos ou interpretações. Também com esta finalidade foram incluídos, além das informações convencionais, os seguintes campos: limite da percussão, limite da lavagem, limite do aluvião, limite da Formação Guabirotuba, unidade geológica superficial, unidade geológica subjacente. A FIGURA 6.1 mostra a versão final do formulário elaborado para a entrada dos dados.

As coordenadas UTM (Leste e Norte) das sondagens foram determinadas utilizando-se o croquis de localização ou o endereço das obras, em conjunto com a lista de endereços da cidade e o mapa digital de arruamento fornecido pelo IPPUC. Como os endereços são padronizados de modo que o número representa a distância em metros a partir do começo da rua, estando os números pares do lado direito e os ímpares do lado esquerdo, a obra pode ser facilmente localizada com o auxílio de um programa tipo CAD. Este processo garantiu precisões inferiores a 40m em relação ao mapa base, e precisões relativas (dentro de uma única obra) inferiores a 1m, o que para fins de mapeamento limita a utilização das informações em escalas menores que 1:40.000. Em alguns casos a falta de precisão nos

endereços ou nos croquis de localização da sondagem impossibilitaram a sua utilização para fins de mapeamento.

FIGURA 6.1– Formulário desenvolvido em Access 97 para alimentar o banco de dados de sondagens de simples reconhecimento.

Quando a unidade geológica não estava presente no boletim de sondagem ou estava incorretamente determinada, fez-se necessária a interpretação desta a partir das descrições dos materiais. Para tanto foram utilizadas algumas propriedades índice que costumam ser exclusivas de algumas unidades, e são apresentadas a seguir.

- Formação Guabirota - Camadas de argila siltosa ou silte argiloso cinza com espessuras geralmente superiores a 2m; apresenta oscilações nos valores de N_{SPT} .
- Migmatitos (embasamento) – Materiais verdes ou amarelos, principalmente siltosos ou arenosos; presença de mica; N_{SPT} aumenta mais rapidamente com a profundidade.
- Aluviões – Argila orgânica, materiais de cor escura, camadas de areia.

Apesar da existência destas peculiaridades, muitas vezes os sedimentos da Formação Guabirota confundem-se com materiais de alteração dos migmatitos, principalmente quando ocorrem materiais marrons ou pacotes cinza de pequena espessura. Além disso, o intemperismo de migmatitos gera materiais arenosos ou areno-siltosos, contendo grãos de quartzo e feldspato, podendo confundir-se com areias arcólicas da Formação Guabirota, fato este que também foi constatado por SALAMUNI (1998).

Estas situações duvidosas foram deixadas em aberto, para serem solucionadas posteriormente, com o auxílio de outras ferramentas, conforme será relatado nos próximos capítulos.

Um total de 373 sondagens foi inserido no banco de dados. É certo que este número está muito aquém da quantidade de sondagens realizadas no município ou necessária para um trabalho definitivo de mapeamento para fins de planejamento subterrâneo. Porém, devido à natureza e extensão da presente pesquisa, esta quantidade foi considerada suficiente.

Uma vez preenchido o banco de dados, as informações foram exportadas, em formato de tabela *dbase* (*.dbf*) para a vinculação no Sistema de Informações geográficas (capítulo 7).

6.2. CARTAS TOPOGRÁFICAS

As cartas topográficas utilizadas correspondem ao levantamento aerofotogramétrico de 1976 da COMEC (escala 1:20:000), com curvas de nível de 5 em 5m, projeção UTM/Córrego Alegre. Um total de 6 cartas foram utilizadas, abrangendo a quase totalidade do município.

As curvas de nível foram digitalizadas em formato vetorial, utilizando-se o programa *AutoCAD R14* (1998), com o auxílio de mesa digitalizadora e *scanner*. As cartas rasterizadas tiveram as distorções eliminadas no programa *GRASS 4.3* (2000), sendo posteriormente inseridas e georreferenciadas no *AutoCAD*. O processo de digitalização permitiu a reunião das curvas de nível, com valor de cota, em um único arquivo.

Este arquivo foi então exportado para o formato DXF e utilizando-se o programa *DXF2DAT* (1998) obteve-se um arquivo de texto contendo as coordenadas X, Y e Z dos vértices das curvas de nível. Com o programa *Surfer 7.0* (1999), gerou-se então um modelo digital do terreno a partir do arquivo DAT, e obtiveram-se duas imagens artificiais do terreno, com iluminação nas direções NE e NW (FIGURA 6.2), com o objetivo de ressaltar diferentes feições geológicas.

Será descrita no próximo capítulo a utilização destas imagens no mapeamento da geologia de superfície. A aplicação de fotografias aéreas neste caso seria muito prejudicada pela malha urbana, que ocupa praticamente um terço do município e mascara feições como estruturas ou quebras de relevo.

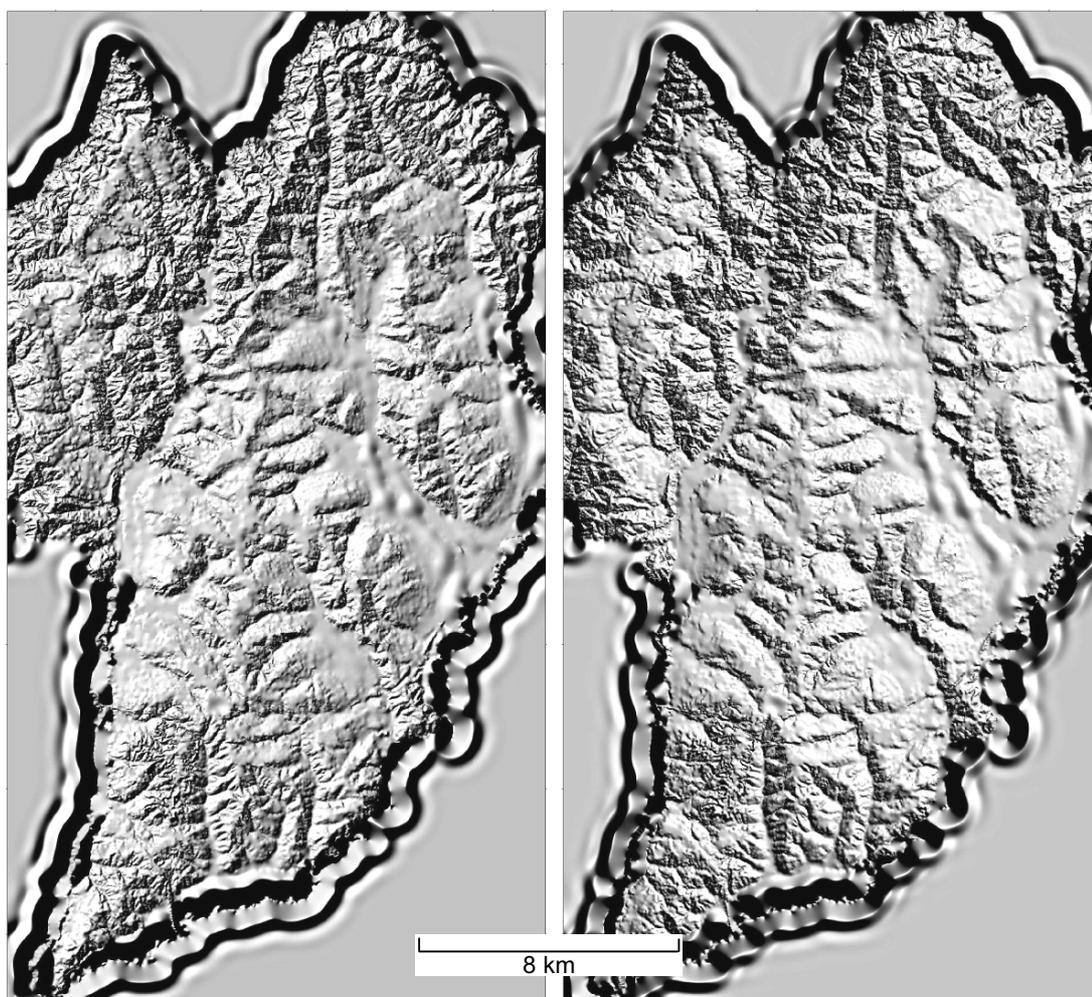


FIGURA 6.2- Imagens artificiais do terreno obtidas a partir de modelo digital, com simulação da iluminação a partir de N45W (imagem da esquerda) e N45E (imagem da direita).

6.3. LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Os trabalhos de campo foram realizados em duas etapas, e tiveram o objetivo de levantar aspectos geotécnicos relacionados à estabilidade para escavações, relevantes para a realização de obras subterrâneas.

A primeira etapa foi realizada no período de 24/04 a 05/05/2000, buscando-se caracterizar apenas as rochas do embasamento. A segunda etapa ocorreu de 11 a 29/09/2000, quando além de se caracterizar novos afloramentos de rocha, levantaram-se exposições de solos, principalmente da Formação Guabirota.

Os trabalhos de campo permitiram ainda verificar as informações disponíveis em boletins de sondagens e poços, bem como auxiliaram na sua interpretação.

6.3.1. ROCHAS DO EMBASAMENTO

Pesquisas realizadas na Finlândia sugerem que, durante trabalhos de planejamento, não sejam realizadas investigações para classificar as rochas duras, mas sim utilizados mapas de geologia de engenharia e investigações existentes baseadas nos sistemas de classificação Q, da Noruega, ou RG, da Finlândia (RÖNKÄ *et al.*, 1996).

Porém, o autor da presente pesquisa desconhece qualquer trabalho que tenha envolvido a classificação geomecânica das rochas presentes no município de Curitiba. Além disso, sondagens rotativas são raras, e os poços profundos não permitem uma recuperação adequada do material perfurado, mas apenas amostras de calha.

Por isso, decidiu-se efetuar levantamentos de campo básicos, para que fosse possível a classificação das rochas. As rochas duras que formam o embasamento puderam ser avaliadas nas lavras a céu aberto existentes na porção norte e oeste do município de Curitiba. O método de classificação escolhido para este trabalho foi o índice Q (BARTON *et al.* 1974), pois trata-se de um método amplamente divulgado e testado no meio geotécnico internacional, que vem sendo

constantemente atualizado. Este sistema de classificação é descrito com maior detalhe no capítulo 9.

Para o levantamento dos parâmetros de classificação desenvolveu-se uma ficha padronizada de registro (FIGURA 6.3; anexo 2). Nesta o RQD pode ser estimado rapidamente utilizando-se uma tabela que relaciona este ao número de juntas por metro cúbico de rocha, J_v . Esta tabela foi confeccionada com base na seguinte fórmula, proposta por PALMSTRÖM (*apud* BARTON *et al.* 1974):

$$RQD \approx 115 - 3,3J_v \quad (6.1)$$

O valor de J_v foi calculado somando-se o número de juntas por metro linear, medido para cada família, na direção ortogonal às juntas.

A ficha de campo foi ainda configurada para permitir um registro gráfico dos parâmetros J_r , J_n e J_a , e uma visualização imediata da distribuição de freqüência destes em forma de histograma. Esta ferramenta baseia-se na proposta de BARTON *et al.* (1992).

Como os parâmetros J_w e SRF estão relacionados à pressão d'água e do maciço, o seu levantamento em superfície é pouco representativo das condições em profundidade, portanto, estes não foram incluídos na ficha, devendo ser estimados posteriormente para profundidades hipotéticas. Por outro lado, foram incluídos na ficha, campos para as atitudes das descontinuidades, que são importantes na determinação da orientação preferencial de túneis, e para respostas do material intacto ao martelo, que auxiliam na estimativa da resistência à compressão simples do material intacto.

6.3.2. SOLOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Em um trabalho de caracterização geotécnica do subsolo urbano a utilização de informações existentes costuma ser suficiente quando o objetivo é fornecer subsídios para o planejamento subterrâneo. Conforme foi demonstrado anteriormente, neste capítulo, há uma grande quantidade de informações de sondagens disponível em Curitiba para ser utilizada neste processo. Porém, a pequena experiência de escavações subterrâneas nos solos da cidade tornou essencial a realização de levantamentos de campo que permitissem obter uma

primeira aproximação das características de estabilidade dos diferentes tipos de solo, principalmente da Formação Guabirotuba.

FICHA DE CAMPO – CLASSIFICAÇÃO Q

Local: Parque da Água
Data: 12/1/2000
Responsável: Everson
Ponto / área: A - 2

Litologia:
Migmatito

1. Tamanho dos blocos RQD/Jn

Família	Espaçam. c/b	Jnt. sz / m	Solo	4	3	2	1	0	5	4	3	2	1	0
1	50mm	L												
2	50mm	I												
3	50mm	I												
4														
5														

Juntas / m³ (Jj) = Σ / Σ

VERTABELA **RQD** = 92 **Jn** = 4

OBSERVAÇÕES: Todos os frachos são pouco permeáveis, exceto os da família 1

2. Resistência ao cisalhamento das juntas Jr / Ja

Preench.	Planos	Ondulados	Sisc.	5	4	3	2	1

Jr = 1,5

Preenchimento espesso	Preenchimento fino	Felícula	Sr preench.	Seixão	5	4	3	2	1

Ja = 1,5

OBSERVAÇÕES:

3. Atitudes

Família	Altitude	Família	Altitude
1	600 / 550m		
1	600 / 550m		
1	600 / 550m		
2	600 / 550m		
3	600 / 550m		

OBSERVAÇÕES:

4. Condição do material intacto (amostra de mão)

somente lascas e som de sino

vários golpes para partir

um ou dois golpes para partir

ponta do martelo penetra levemente e o canivete raspa

um golpe fragmenta, ponta do martelo penetra facilmente, canivete rasca mas não corta

um golpe esmigalha, ponta do martelo penetra até 2cm, canivete corta superficialmente

5. Croquis

Edmundo Talamini Neto - GEOTECNIA - USP/São Carlos (016) 272-6720 / 275-9802

FIGURA 6.3- Ficha de campo utilizada na caracterização de rochas duras do embasamento, baseada na proposta de BARTON et al. (1992).

As argilas da Formação Guabirotuba apresentam algumas peculiaridades, como a presença de fraturas, que fazem com que a resistência da massa de solo seja inferior àquelas obtidas em laboratório ou inferida por ensaios de SPT. Este aspecto, que será detalhado no capítulo 10, incentivou o levantamento de informações que auxiliassem na determinação da resistência operacional dos solos, como retroanálise de escorregamentos e caracterização das fraturas.

De forma semelhante à caracterização de rochas, confeccionou-se uma ficha de campo padronizada, que é apresentada no anexo 2.

7. INTEGRAÇÃO DE INFORMAÇÕES E ANÁLISES PRELIMINARES: APLICAÇÃO DO SIG

A integração das diversas informações reunidas na presente pesquisa foi realizada com a implementação de um Sistema de Informações Geográficas (SIG). Utilizou-se, neste caso, o programa *ArcView 3.1(1998)*, que permitiu a visualização e o tratamento integrado de informações como dados de sondagem, pontos de campo, modelo digital do terreno, entre outros.

Dados gráficos, como os arquivos *.dwg* são posicionados com base nas coordenadas de seus elementos. No caso de tabelas (*.dbf*), o programa utiliza os campos das coordenadas UTM para plotar os pontos de forma precisa, e, se for desejado, utiliza campos de texto ou numéricos para configurar a legenda, de modo que pontos com diferentes atributos são automaticamente representados por símbolos de diferentes formas, tamanhos ou cores. Assim, sondagens ou poços podem ser classificados por unidade geológica, N_{SPT} a diferentes profundidades, nível d'água, profundidade das unidades geológicas, profundidade impenetrável ao amostrador ou ao trépano, entre outros parâmetros. A FIGURA 7.1 apresenta a janela de trabalho do programa, onde é possível visualizar e atualizar os bancos de dados georreferenciados.

A visualização integrada proporcionada pelo SIG possibilitou a comparação das unidades geológicas registradas nos diferentes pontos com a textura do relevo. Com esta ferramenta, os dados relativos a unidades geológicas foram conferidos, e eventualmente corrigidos, conforme será detalhado no próximo item.

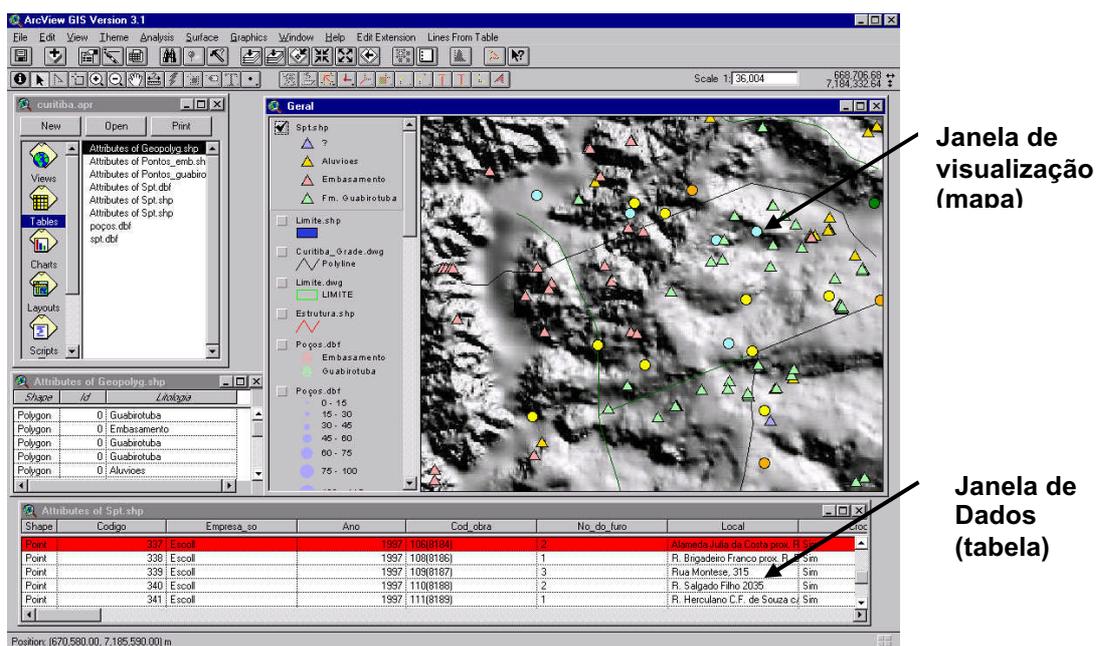


FIGURA 7.1- Aspecto do ambiente de trabalho do sistema de informações geográficas.

7.1. CORREÇÃO DE INFORMAÇÕES GEOLÓGICAS E CONFEÇÃO DO MAPA GEOLÓGICO SIMPLIFICADO

A distribuição das sondagens classificadas por unidades geológica de superfície apresentou uma boa coerência, quando comparada com outras informações, como aspecto do relevo, observações de campo, sondagens e poços próximos. Isto comprovou a adequação das propriedades de identificação apresentadas no capítulo anterior.

Ainda assim, vários registros tiveram que ter as interpretações geológicas modificadas. Nesta fase, o SIG permitiu que, ao ser selecionada uma determinada sondagem no mapa, as informações desta fossem automaticamente destacadas em uma tabela para modificação dos dados (FIGURA 7.1).

Como o processo de atualização de informações no ArcView modifica as informações contidas na tabela tipo *dbase*, sem alterar o formato original (.dbf), e o programa Access 97 também vincula tabelas neste formato, sem afetar a sua estrutura, optou-se por trabalhar com uma única base de dados.

Este método proporciona grande flexibilidade ao sistema, pois as atualizações do banco de dados podem ser feitas a partir de qualquer um dos programas. Assim, quando o processo de modificação de dados não exigir a visualização espacial destes, pode-se utilizar o formulário em Access, ou outro gerenciador de dados que manipule arquivos *.dbf*. Quando for desejado que as informações sejam visualizadas ou selecionadas em um mapa durante a sua edição, faz-se uso da janela de visualização em conjunto com a janela de tabela, dentro do ambiente *ArcView*.

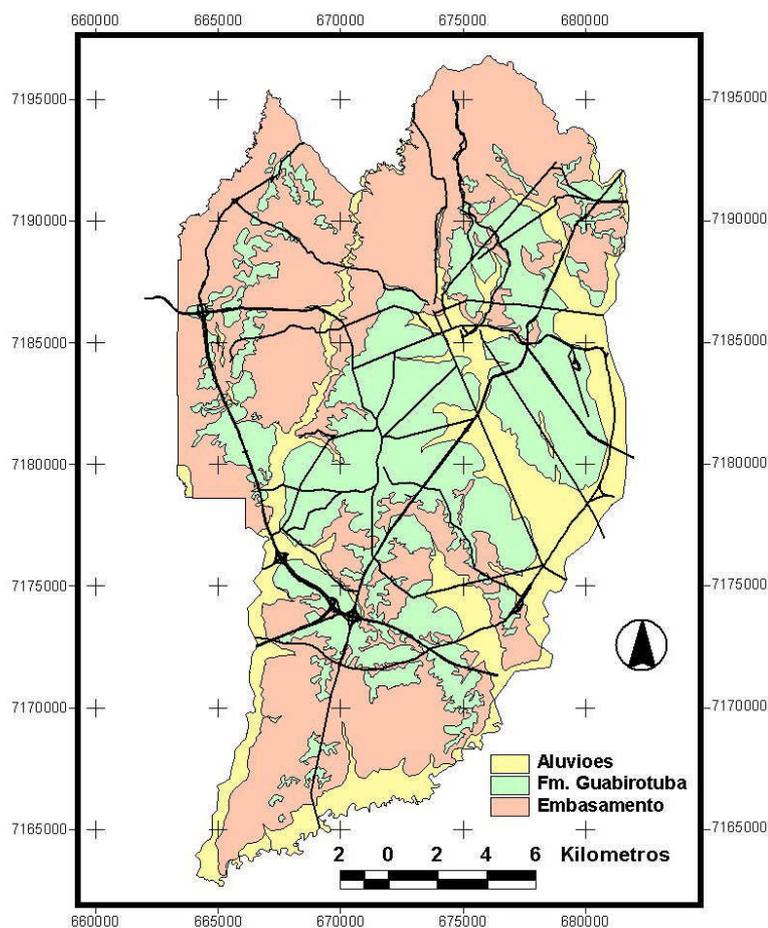


FIGURA 7.2 - Mapa geológico simplificado, obtido com imagens artificiais do terreno e informações de sondagens, poços e pontos levantados em campo

Durante o processo de verificação das unidades geológicas de superfície contidas nos bancos de dados, a análise das texturas de terreno permitiu a confecção de um mapa geológico simplificado, apresentado na FIGURA 7.2, sendo este, posteriormente, inserido no mapa orientativo para obras subterrâneas (CAPÍTULO 12).

Além disso, as imagens artificiais do terreno foram utilizadas no traçado dos alinhamentos estruturais mais evidentes, provavelmente associados a falhas geológicas.

Conforme discutido deve-se, no processo de caracterização geotécnica de áreas urbanas, utilizar, sempre que possível, documentos existentes. Vários mapas geológicos, antigos e recentes, que englobam o município de Curitiba encontram-se disponíveis na literatura, porém, na presente pesquisa houve a intenção de testar a aplicação de imagens artificiais do terreno. Além disso, no presente trabalho um grande número de pontos com informações de unidade geológica foram considerados, o que provavelmente garante um bom controle da geologia.

7.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DIRETA DO SIG

Conforme mencionado, o programa utilizado permite apresentar as informações pontuais classificadas por diferentes atributos. Esta ferramenta, por si só, pode ser utilizada de forma preliminar no planejamento de ocupação do espaço subterrâneo, pois o usuário do sistema pode gerar, rapidamente, mapas de pontos classificados que revelem a distribuição espacial de valores de interesse.

A FIGURA 7.3, por exemplo, consiste em um mapa contendo pontos de sondagens de simples reconhecimento classificados pela profundidade impenetrável ao SPT. De acordo com VAZ (1996), o nível impenetrável ao SPT representa a passagem de um material escavável por lâmina (*scraper* ou enxadão) para um material que exige escarificador ou picareta para ser escavado. Materiais impenetráveis à lavagem por tempo, por sua vez, só podem ser escavados com o uso de explosivo. Assim, um mapa com pontos classificados pela profundidade impenetrável à lavagem por tempo também pode auxiliar em avaliações preliminares.

Mapas de pontos como estes também podem revelar-se muito úteis quando se opta por traçar manualmente curvas de isovalores.

Utilizando-se esta possibilidade gerou-se uma carta de pontos de sondagens, poços profundos e levantamentos de campo, sendo esta plotada na escala 1:50.000 e apresentada no anexo 3

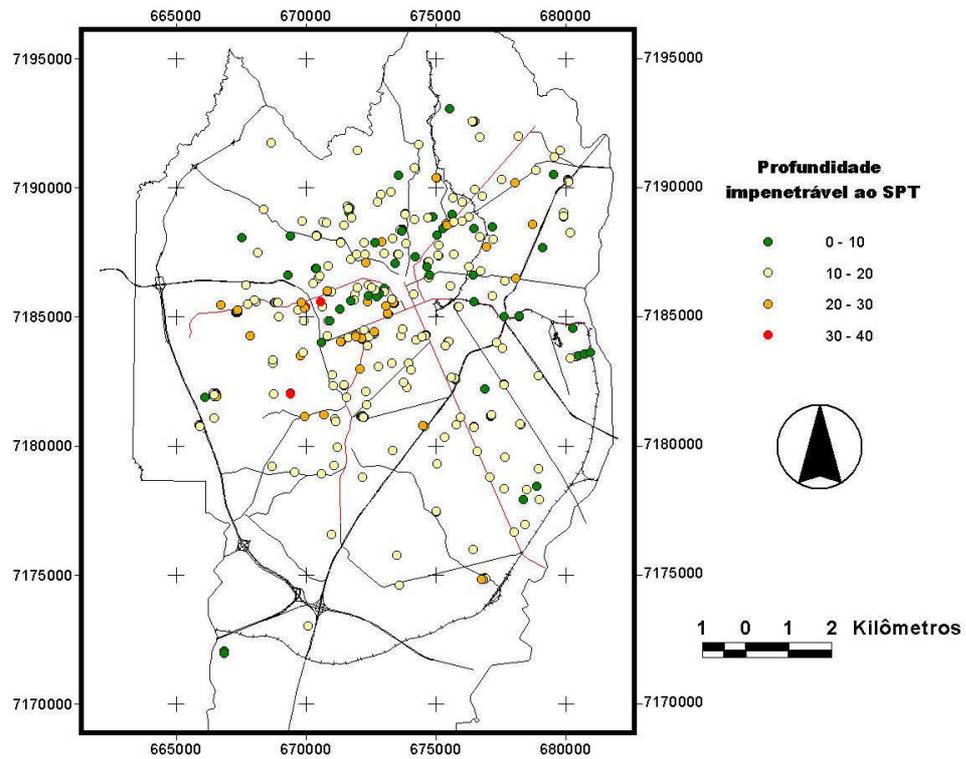


FIGURA 7.3 - Mapa das sondagens de simples reconhecimento classificadas pela profundidade impenetrável ao SPT.

Conforme será apresentado no capítulo 12 o programa *ArcView* foi utilizado posteriormente para a navegação em três dimensões, com visualização da superfície do terreno, interfaces geológico-geotécnicas mapeadas e principais avenidas e terminais da cidade de Curitiba.

8. MAPEAMENTO DE PARÂMETROS POR INTERPOLAÇÃO: APLICAÇÃO DA GEOESTATÍSTICA

Uma vez verificado e corrigido os banco de dados, como apresentado no capítulo anterior, estes estavam prontos para a utilização nas próximas fases da pesquisa.

Quando uma grande quantidade de dados geotécnicos está disponível na forma de valores numéricos geo-referenciados, como é o caso da presente pesquisa, torna-se conveniente a utilização de cartas de isovalores para representá-los. Conforme foi apresentado no capítulo 2, documentos deste tipo foram utilizados no processo de planejamento de ocupação do espaço subterrâneo em diferentes cidades.

Atualmente, programas de computador permitem que cartas de isovalores sejam geradas rapidamente, sendo que neste trabalho optou-se pela utilização do programa *Surfer 7.0* para a realização desta tarefa. Basicamente, o processo consiste na escolha de uma malha regular de pontos (*grid* ou *grade*), aos quais são atribuídos valores do parâmetro estudado, com base em pontos conhecidos de distribuição irregular. Uma vez gerada a *grade*, o programa interpola e desenha as curvas de isovalores contornando os pontos calculados.

Na presente pesquisa, vários conjuntos de pontos com distribuição irregular, contendo valores conhecidos de diferentes parâmetros geotécnicos, puderam ser obtidos a partir dos bancos de dados de sondagens ou poços profundos.

Diferentes técnicas podem ser utilizadas para interpolar os valores conhecidos e calcular a *grade*, sendo que cada uma apresenta suas vantagens e desvantagens. A escolha de uma ou outra técnica irá depender de fatores como a quantidade e a densidade de pontos a serem interpolados, a capacidade de

processamento do computador utilizado, o nível de precisão almejado, bem como a disponibilidade de tempo.

Para o presente trabalho foi adotada uma técnica de interpolação denominada *krigagem*, que considera a variabilidade espacial de um parâmetro para estimar valores em pontos não conhecidos. A krigagem adequa-se às condições existentes por apresentar, de acordo com HOULDING (1994), as seguintes vantagens:

- o peso atribuído a uma amostra é reduzido na medida que a sua informação é duplicada por amostras muito próximas e com pequena variação, ou seja, concentrações de pontos amostrais não mascaram pontos isolados; efeito este conhecido como dessegregação (*declustering*);
- permite não só estimar os valores do parâmetro estudado, como também calcular as incertezas associadas à esta estimativa em termos de desvio padrão.

O processo de dessegregação assume grande importância na interpolação de dados do banco de sondagens de simples reconhecimento, que incluiu, em alguns casos, vários pontos de investigação em uma única obra. O cálculo de incertezas, por sua vez, permite conhecer os riscos associados à utilização dos mapas em diferentes locais, bem como determinar locais onde há a necessidade de adensar a amostragem.

A krigagem é uma técnica da disciplina denominada Geoestatística, e seu entendimento depende de outros aspectos desta disciplina, cujos princípios serão apresentados na próxima seção.

8.1. PRINCÍPIOS DA GEOESTATÍSTICA

A geoestatística pode ser definida como um tipo de estatística que enfatiza a localização geográfica das amostragens dentro de uma determinada distribuição espacial (HART⁹ apud CRESSIE, 1993). Ela utiliza essencialmente a variografia,

⁹ HART, J.F. (1954). Central tendency in areal distributions. *Economic Geography*, **30**: 48-59

que consiste na determinação da variabilidade de um parâmetro para diferentes distâncias e orientações entre amostras, e a krigagem, que utiliza as informações obtidas na variografia para estimar, a partir de dados conhecidos, valores em locais não amostrados, permitindo determinar as incertezas associadas a esta estimativa.

8.1.1. ESTUDO DA VARIABILIDADE ESPACIAL (VARIOGRAFIA)

Diferentes parâmetros podem ser utilizados para estimar a variabilidade de um conjunto amostral, como a autocovariância ou a autocorrelação, mas tradicionalmente o mais utilizado é o variograma. A função variograma é representada pela fórmula a seguir (STURARO, 1994):

$$\gamma(h) = \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^n (v_{(x)} - v_{(x+h)})^2 \quad (8.1)$$

onde γ é o variograma; n é o número de pares de amostras separados por uma distância h ; $v_{(x)}$ é o valor da amostra situada na posição x , e $v_{(x+h)}$ é o valor da amostra, situada na posição $x+h$.

Para a avaliação da variabilidade espacial o variograma deve ser calculado para conjuntos de pares com diferentes distâncias entre as amostras, permitindo a confecção do gráfico variograma *versus* distância (FIGURA 8.1), que também leva o nome *variograma*. Como na prática as distâncias entre amostragens são geralmente irregulares, o variograma é confeccionado, na verdade, utilizando intervalos de distâncias. Segundo HOULDING (1994) pode ser necessário experimentar diferentes intervalos de distância para a obtenção de um variograma compreensível.

A linha azul da FIGURA 8.1 representa um ajuste de modelo matemático adotado para representar a relação $\gamma \times h$. Os componentes do variograma têm diferentes significados, conforme é apresentado a seguir:

- A (Amplitude): representa a distância a partir da qual não existe mais correlação entre duas amostras (a variável deixa de ser regionalizada, assumindo um comportamento errático);

- C_0 (Efeito Pepita): representa a porção da variabilidade que é intrínseca da obtenção de valores (erros de amostragem, ensaio, análise, etc.) e/ou da variabilidade existente em distâncias inferiores ao espaçamento da amostragem (microrregionalizações);
- C (Escala ou *Scale*): representa a porção da variabilidade em que esta apresenta relação direta com a distância entre amostras, ou seja, a variável apresenta comportamento regionalizado;
- $C + C_0$ (Patamar ou *Sill*): representa a variabilidade máxima estatística, representando a aleatoriedade atingida quando a distância entre amostras ultrapassa a amplitude; este valor geralmente se aproxima da variância do conjunto amostral.

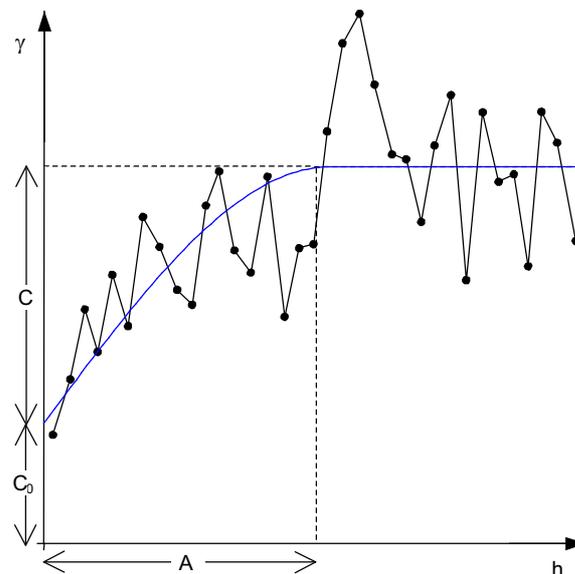


FIGURA 8.1- Representação esquemática de um gráfico variograma. A = Amplitude; C_0 = Efeito Pepita; C = Patamar.

Os gráficos variograma podem ser confeccionados selecionando-se pares de amostras que apresentam uma orientação específica no espaço (direção de busca). Com isso, é possível identificar anisotropias na variabilidade espacial dos parâmetros estudados, uma vez que a continuidade de uma variável pode ser maior em uma direção que em outra. Existem dois tipos principais de anisotropia. Quando há variação do patamar com a direção a anisotropia é dita zonal e quando há variação da amplitude a anisotropia é chamada geométrica. A anisotropia geométrica costuma ser representada por uma elipse onde a extensão dos eixos

corresponde à continuidade espacial da variável, que pode ser quantificada pela amplitude variográfica.

Outro aspecto importante é que a previsão da variabilidade espacial deve envolver uma discretização e qualificação do espaço geológico em volumes irregulares com características distintivas similares (HOULDING, 1994). Por isso, as análises geoestatísticas que serão apresentadas foram realizadas separadamente para as diferentes unidades geotécnicas.

8.1.2. KRIGAGEM ORDINÁRIA

De acordo com HOULDING (1994), o valor 2γ corresponde à variância estatística das diferenças entre amostras para o intervalo de distância, assim, pode-se obter o desvio padrão destas diferenças. Baseada neste princípio, e assumindo que valores estimados, valores conhecidos e erros de estimativas são todos processos aleatórios e estacionários, a krigagem interpola de forma linear valores conhecidos, ponderando estes de modo a obter-se um erro residual médio igual a zero e a menor variância dos erros possível (STURARO, 1994).

Com isso, a krigagem permite não só uma estimativa racional de uma variável em um determinado ponto (baseada em uma função detectada na natureza), como também determinar as possíveis magnitudes dos erros associados a esta estimativa em termos de desvio padrão. Este é um aspecto fundamental na engenharia de um modo geral, pois múltiplos dos desvios padrão podem ser associados a intervalos de confiança, permitindo a realização de análises de risco.

No entanto, para a aplicação da krigagem ordinária é necessário que os seguintes pré-requisitos sejam cumpridos (HOULDING, 1994):

- deve ser possível uma representação adequada da relação entre variabilidade e distância entre amostras;
- o conjunto amostral deve apresentar uma distribuição normal e estacionária, ou assumir estes comportamentos mediante algum tipo pertinente de transformação matemática;
- a variável não deve apresentar tendências espaciais significativas.

Conforme será demonstrado adiante, na maioria dos casos analisados no presente trabalho foi necessário calcular o logaritmo para que a população assumisse uma distribuição normal e apresentasse melhores padrões variográficos. Porém, conforme HOULDING (1994), caso se realize a krigagem com os dados tratados, não basta calcular-se o antilogaritmo para obter-se os valores reais, pois isto resultaria em uma superestimativa dos valores e erros calculados. Uma das soluções sugeridas pelo autor citado, e adotada aqui, é confeccionar um variograma dos dados sem tratamento logarítmico para utilização na krigagem, e ajustar um modelo com amplitude e razão C/C_0 iguais aos dos variogramas realizados com tratamento.

A malha escolhida para as grades apresenta uma distância entre nós igual a 100m, que não resulta em uma malha excessivamente densa e corresponde a uma distância bastante inferior às menores amplitudes variográficas, como poderá ser verificado na sequência. No caso de krigagens restritas a alguma unidade geológica, os pontos externos a esta unidade foram apagados após a interpolação. Este processo é conhecido como *blanking* e também é efetuado no programa *Surfer 7.0*.

8.2. SEQUÊNCIA DO PROCESSO DE INTERPOLAÇÃO

Com base no que foi apresentado, o estudo geoestatístico das diferentes variáveis obedeceu a seguinte sequência básica de procedimentos:

1. realização de consulta no banco de dados, com aplicação de critérios para separar os dados de interesse (mesma unidade geológica; mesma profundidade, etc.);
2. Realização de regressão planar, buscando verificar a existência de tendências espaciais no conjunto amostral;
3. confecção dos gráficos estatísticos básicos (histogramas) para determinar o comportamento normal ou log-normal da variável; o programa utilizado nesta tarefa foi o *Statistica 5.5 (1999)*;
4. Cálculo dos logaritmos quando necessário;

5. confecção e modelagem matemática dos variogramas com diferentes direções de busca, no programa *Surfer 7.0*;
6. determinação da elipse de anisotropia geométrica utilizando o programa *AutoCAD R14*;
7. modelagem do variograma com anisotropia, no programa *Surfer 7.0*, a partir de dados sem tratamento logarítmico, para utilização no cálculo da krigagem;
8. cálculo da krigagem propriamente dita (*Surfer 7.0*);
9. aplicação do *blanking* quando pertinente (*Surfer 7.0*).

Em todos os casos foi seguida a sequência básica exposta acima, adotando-se o modelo esférico durante a variografia, pois este foi o que apresentou melhor ajuste com os variogramas obtidos. Apesar de em alguns casos existir uma pequena anisotropia zonal, para simplificar a modelagem apenas a anisotropia geométrica foi considerada. Nenhuma das variáveis apresentou tendência espacial significativa, podendo esta ser desprezada, uma vez que não teria influência na obtenção de variogramas compreensíveis.

Na sequência serão apresentados os estudos geoestatísticos de algumas variáveis geotécnicas ou geológicas consideradas de interesse. Assim, serão apresentados os gráficos obtidos e acrescentados alguns comentários e informações referentes a atividades adicionais que se mostraram necessárias em algumas situações.

As elipses de anisotropia são apresentadas com linhas em seu interior, cujos comprimentos são proporcionais às amplitudes variográficas obtidas para buscas em diferentes direções. Apesar de terem sido confeccionados vários variogramas, apenas dois serão apresentados por variável analisada, sendo as amplitudes obtidas nos demais demonstradas nas elipses de anisotropia, na forma de linhas tracejadas. O eixo maior da elipse representa a direção na qual a variável em questão apresenta maior continuidade, ou seja, menor variabilidade espacial.

8.3. CARTAS DE ISOPROFUNDIDADES DA BASE DAS UNIDADES SEDIMENTARES

Além do mapeamento dos limites superficiais entre as unidades geológicas, conforme foi descrito no capítulo anterior, geraram-se mapas de isopropfundidades, fornecendo uma melhor noção da distribuição tridimensional das unidades geológicas sedimentares.

8.3.1. SEDIMENTOS ALUVIAIS

A distribuição de frequências para a profundidade dos sedimentos aluviais apresentou-se normal (FIGURA 8.2), portanto, para a análise geoestatística deste parâmetro não foi necessária a realização da transformação logarítmica.

Produziram-se, então, variogramas para diferentes direções de busca, conforme está ilustrado nas FIGURA 8.3 e 8.4

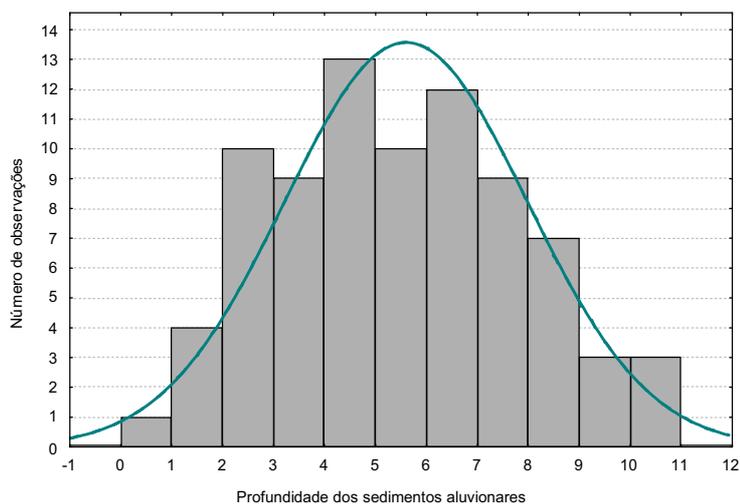


FIGURA 8.2- Histograma das profundidades dos sedimentos aluviais com ajuste da curva de distribuição gaussiana.

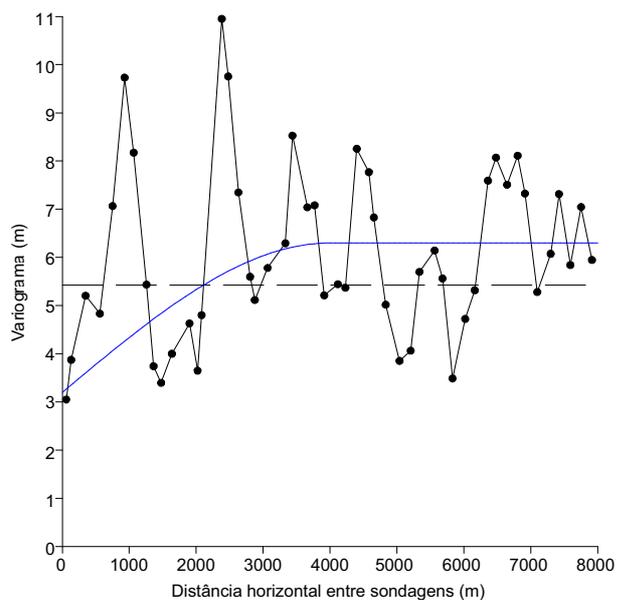


FIGURA 8.3- Variograma obtido com valores de profundidade dos sedimentos aluviais – busca na direção N20E. O linha tracejada indica a variância do conjunto amostral.

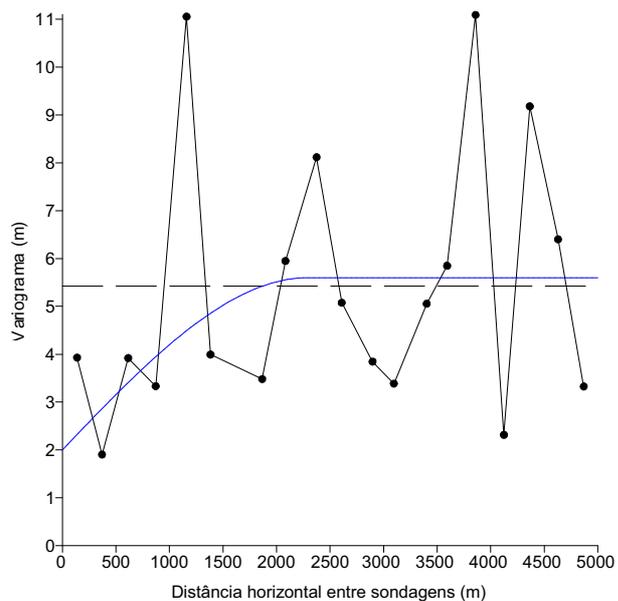


FIGURA 8.4- Variograma obtido com valores de profundidade dos sedimentos aluviais – busca na direção E-W.

A anisotropia evidenciada pelas diferenças nas amplitudes dos variogramas pode ser representada pela elipse da FIGURA 8.5.

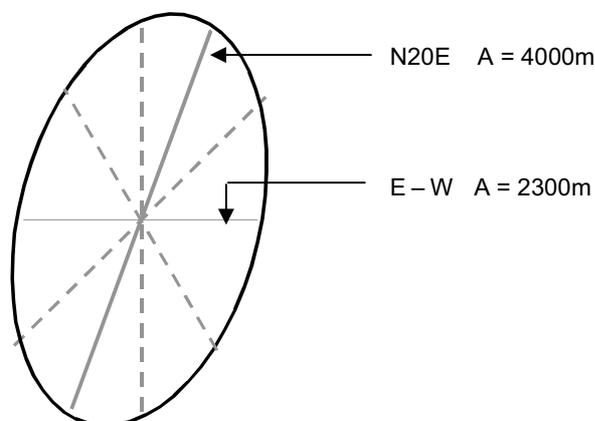


FIGURA 8.5 - Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro "profundidade dos sedimentos aluviais".

Utilizou-se, para a krigagem, o variograma da FIGURA 8.3 aplicando-se na modelagem a anisotropia detectada. Com o intuito de aumentar a precisão do mapa de isopropriedades introduziu-se um arquivo tipo *breakline* contendo os limites do aluvião, para instruir o programa a considerar estes como tendo uma profundidade igual a zero. Para evitar que as profundidades do aluvião de um rio influenciassem em outros braços paralelos, na região de maior amostragem, utilizou-se uma restrição de domínio representada por uma elipse com eixo maior de 4000m e menor de 2000m, com a mesma orientação dos depósitos, igual a N20W. Este procedimento também evitou que as áreas pouco amostradas fossem atribuídas profundidades muito baixas devidas ao domínio do limite geológico (profundidade = 0).

Uma vez gerado, o *grid* teve os pontos externos ao aluvião apagados (*blanking*) para que as isolinhas se restringissem à parte interna. O mapa resultante é constituído por linhas de isopropriedade restritas à área de ocorrência dos sedimentos aluviais e com uma certa confiabilidade em termos de densidade de pontos amostrados. As cartas de profundidade dos sedimentos aluviais e de desvio padrão são apresentadas no Anexo 1.

8.3.2. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Os histogramas obtidos a partir do parâmetro “profundidade da Formação Guabirota”, com e sem tratamento logarítmico (FIGURA 8.6 e 8.7), mostram que a população apresenta uma distribuição de frequências log-normal, ou seja, para a análise variográfica é preferível utilizar os logaritmos dos valores.

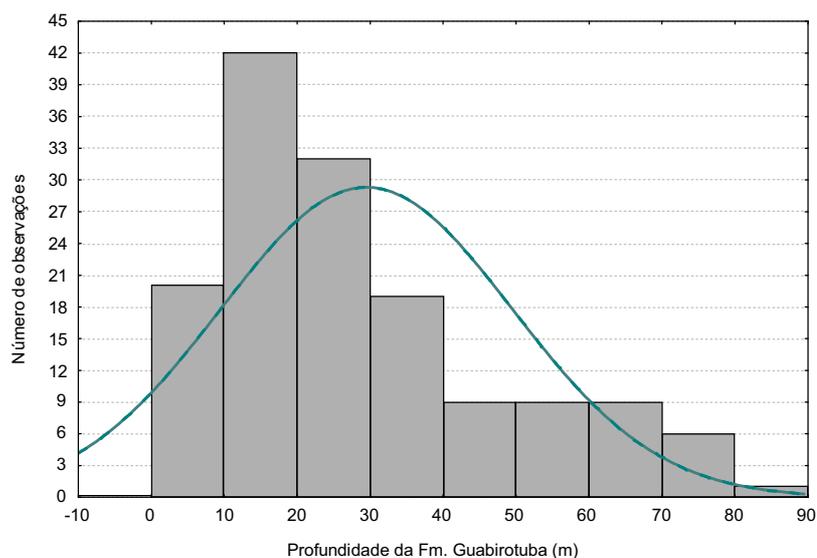


FIGURA 8.6- Histograma das profundidades da Formação Guabirota com ajuste da curva de distribuição gaussiana.

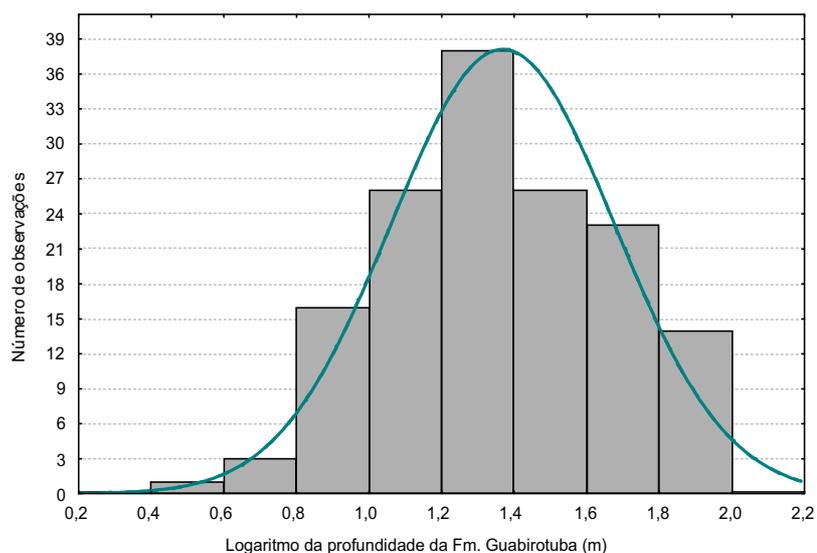


FIGURA 8.7- Histograma dos logaritmos das profundidades da Formação Guabirota com ajuste da curva de distribuição gaussiana.

Dois dos variogramas obtidos para os logaritmos das profundidades da Formação Guabirota estão apresentados nas FIGURA 8.8 a 8.9.

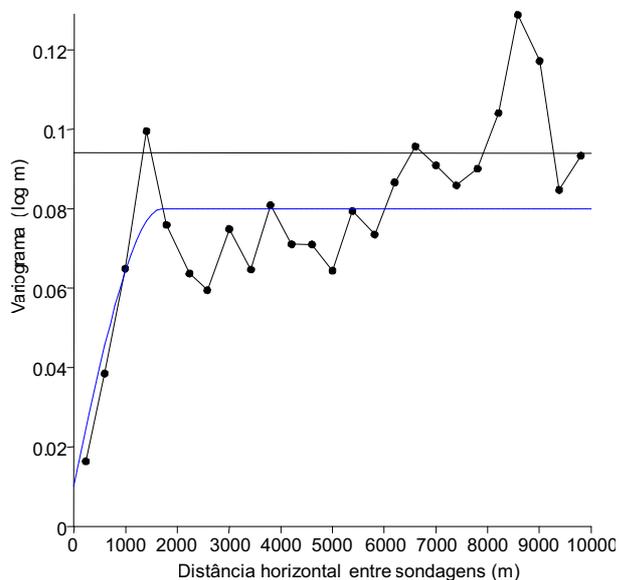


FIGURA 8.8– Variograma obtido com o logaritmo das profundidades da Formação Guabirota– busca na direção N30E.

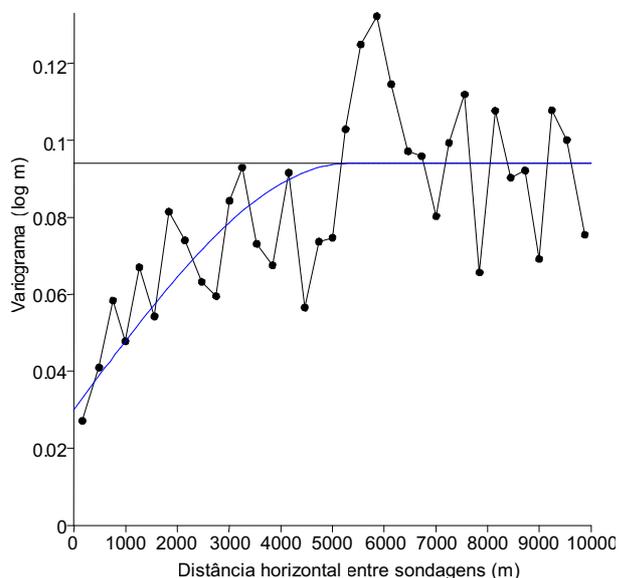


FIGURA 8.9– Variograma obtido com o logaritmo das profundidades da Formação Guabirota– busca na direção N60W.

Com base nestes variogramas, a anisotropia espacial para este parâmetro pode ser representada pela elipse da FIGURA 8.10.

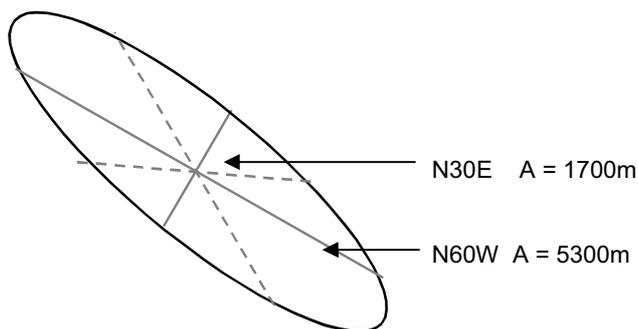


FIGURA 8.10– Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade da Formação Guabirota”.

Conforme destacado anteriormente, o variograma utilizado para a krigagem foi confeccionado com os dados sem tratamento logarítmico e considerando a anisotropia detectada (FIGURA 8.11).

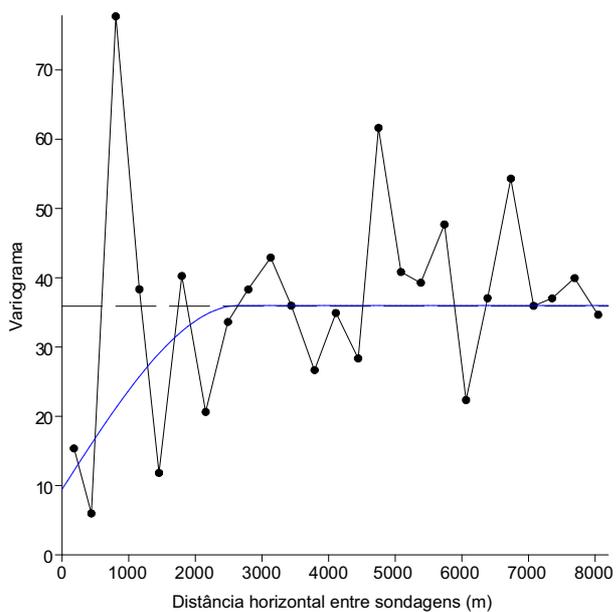


FIGURA 8.11– Variograma obtido com valores de profundidade da Formação Guabirota – busca na direção E-W.

As cartas de profundidade da Formação Guabirota e de desvio padrão são apresentadas no Anexo 1.

8.4. CARTAS DAS PROFUNDIDADES IMPENETRÁVEIS AO SPT E AO TRÉPANO (LAVAGEM POR TEMPO)

Conforme foi comentado na seção 7.2, as profundidades impenetrável ao SPT e a lavagem por tempo, além de separar materiais com diferenças em termos de estabilidade, delimitam níveis de escavabilidade diferenciada.

8.4.1. IMPENETRÁVEL AO SPT

O histograma obtido a partir das profundidades impenetráveis ao SPT (FIGURA 8.12) mostra uma distribuição normal, ou seja, é possível fazer a análise variográfica das informações sem tratamento.

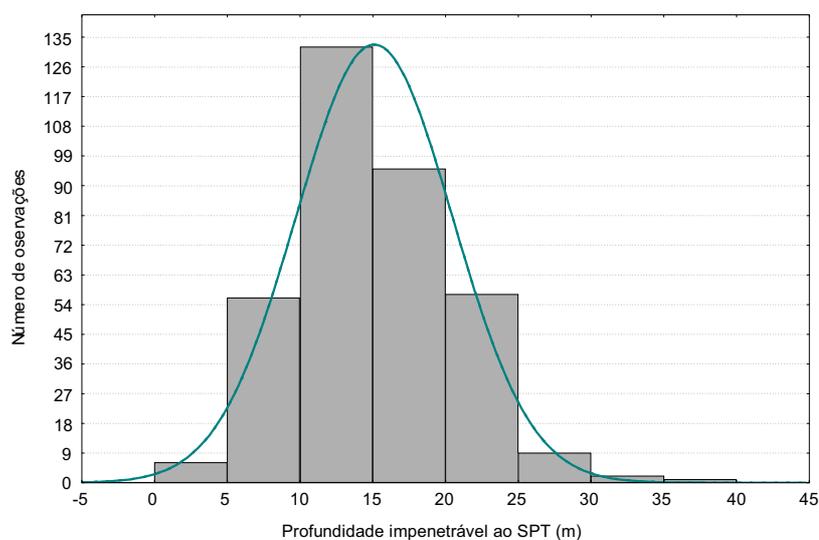


FIGURA 8.12- Distribuição de frequência das profundidades impenetráveis ao SPT

Dois dos variogramas obtidos estão representados nas FIGURA 8.13 e 8.14. A anisotropia revelada pelos variogramas pode ser representada pela elipse da FIGURA 8.15.

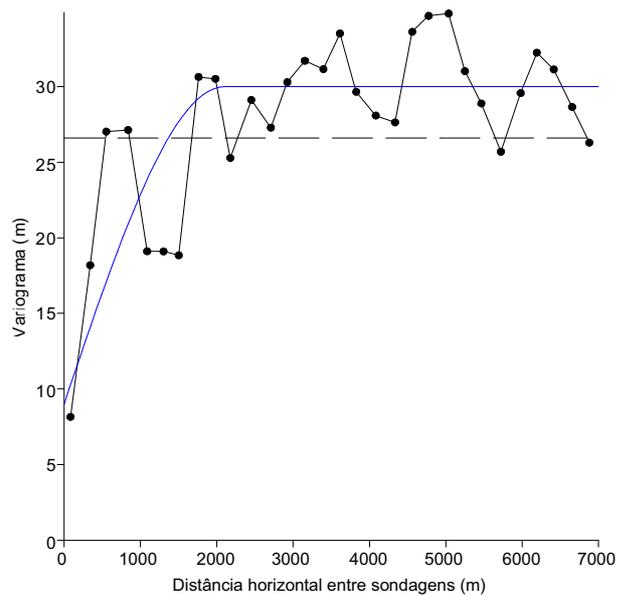


FIGURA 8.13 - Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao SPT – busca na direção N40E.

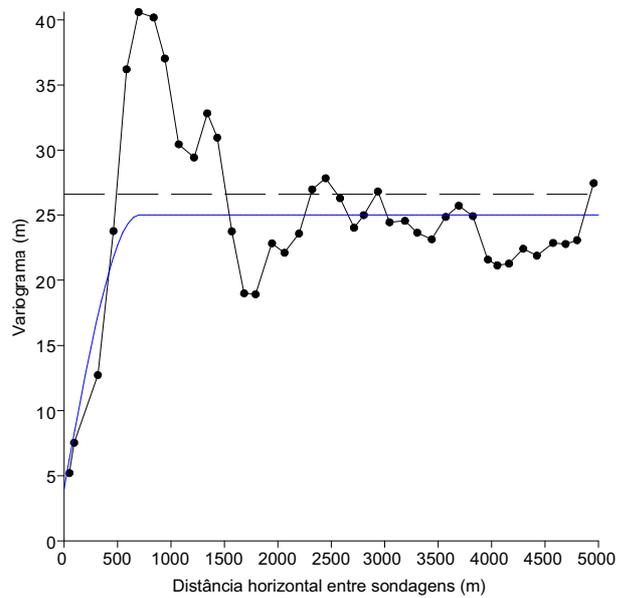


FIGURA 8.14 - Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao SPT – busca na direção N30W.

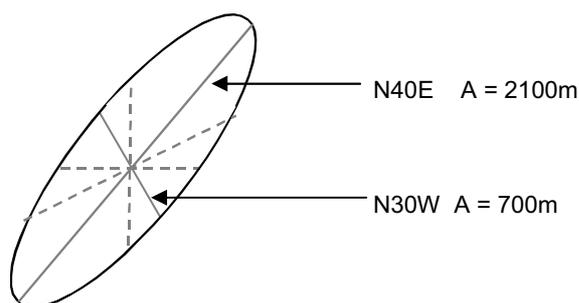


FIGURA 8.15- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade impenetrável ao SPT”.

Inserindo-se esta anisotropia no variograma da FIGURA 8.14 o ajuste do modelo variográfico permaneceu satisfatório, sendo este aplicado na krigagem.

As cartas de profundidade impenetrável ao SPT e de desvio padrão são apresentadas no Anexo 1.

8.4.2. IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO

O histograma da FIGURA 8.16, sugere que a profundidade impenetrável ao trépano é um parâmetro que não necessita de tratamento logarítmico. Dois dos variogramas obtidos são apresentados nas FIGURA 8.17 e 8.18 e a elipse de anisotropia está representada na FIGURA 8.19.

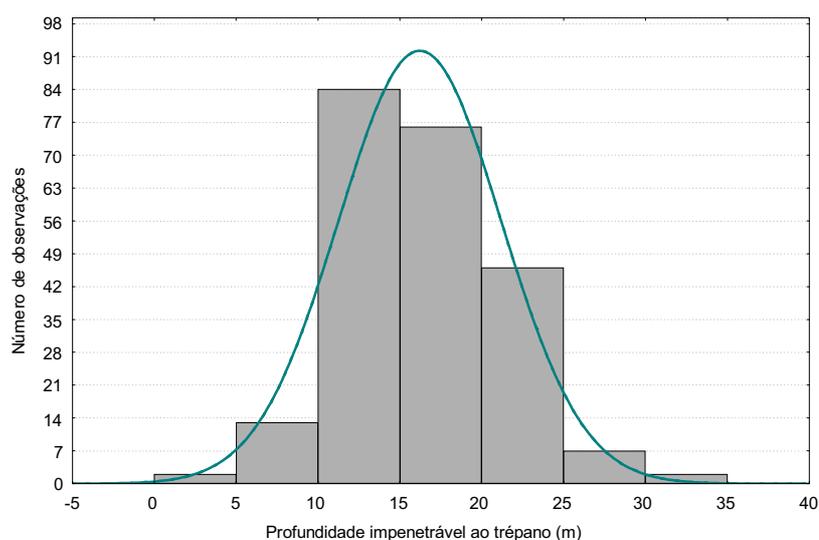


FIGURA 8.16- Histograma mostrando a distribuição das profundidades impenetráveis ao trépano.

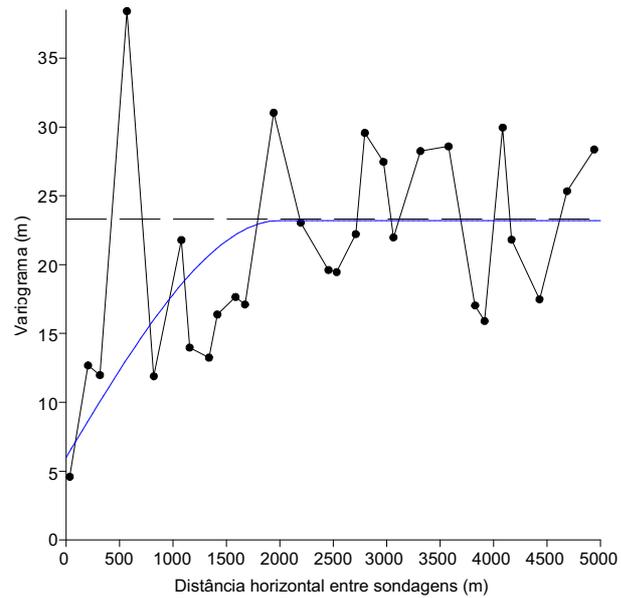


FIGURA 8.17- Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao trépano – busca na direção N40E.

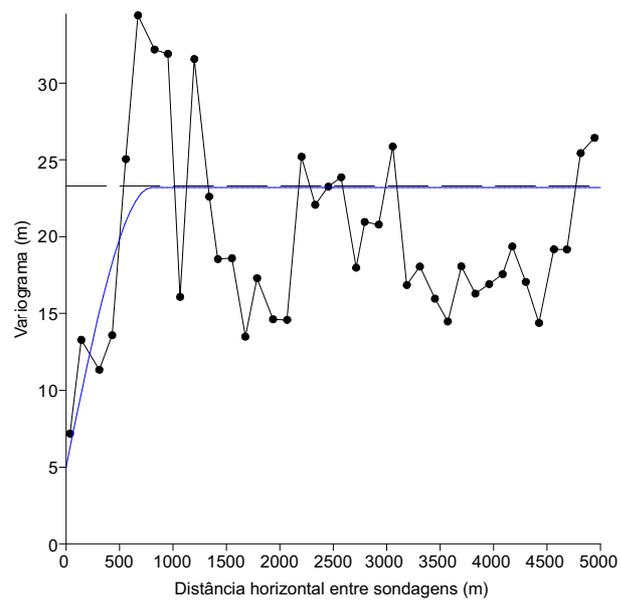


FIGURA 8.18- Variograma obtido com valores de profundidade impenetrável ao trépano – busca na direção N30W.

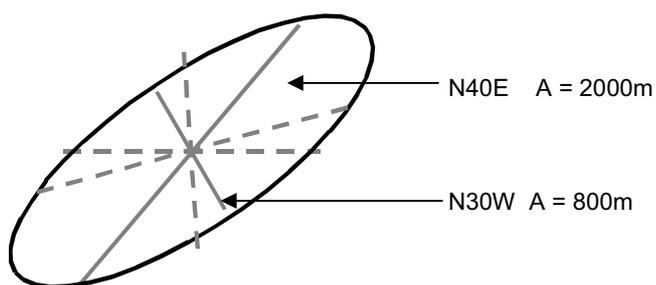


FIGURA 8.19– Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro “profundidade impenetrável ao trépano”.

Com a aplicação desta anisotropia no variograma da FIGURA 8.17, o ajuste do modelo variográfico permaneceu satisfatório, sendo este aplicado na krigagem. As cartas de isovalores de profundidade e desvio padrão são apresentadas no Anexo 1.

8.5. CARTA DE PROFUNDIDADE DA ROCHA SÃ

Os dados de profundidade da rocha sã foram obtidos do banco de dados de poços profundos. Este parâmetro é de grande importância, pois representa o nível abaixo do qual a escavação de túneis torna-se mais econômica.

Os histogramas obtidos a partir deste parâmetro, com e sem tratamento logarítmico (FIGURA 8.20 e 8.27), mostram que a população apresenta uma distribuição de frequências log-normal.

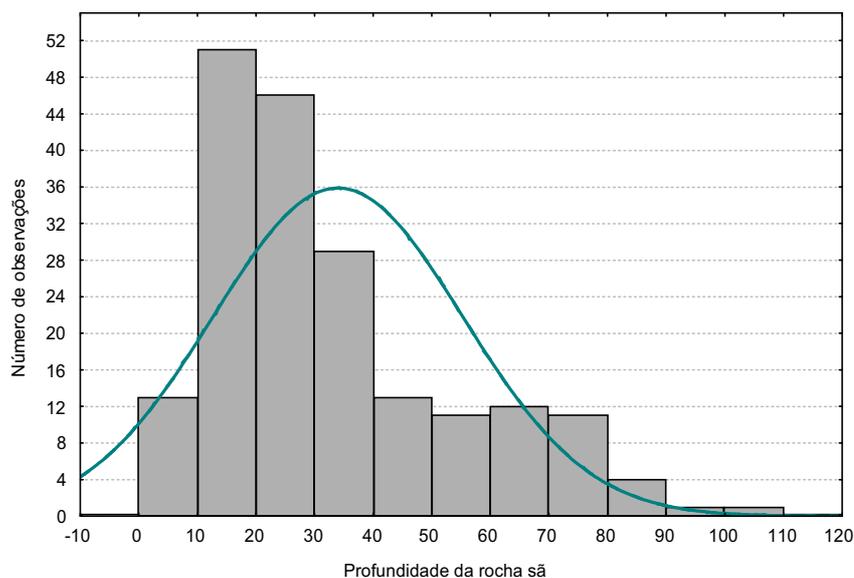


FIGURA 8.20- Histograma das profundidades da Rocha sã com ajuste da curva de distribuição gaussiana.

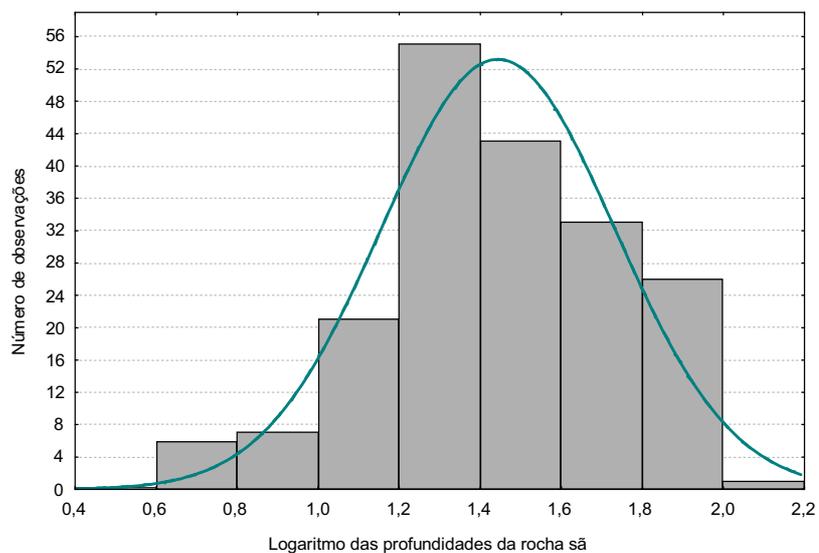


FIGURA 8.21- Histograma dos logaritmos das profundidades da Rocha sã com ajuste da curva de distribuição gaussiana.

Devido à grande oscilação da amplitude variográfica obtida para diferentes direções, foi necessário um ajuste aproximado da elipse de anisotropia, que está apresentada na FIGURA 8.22.

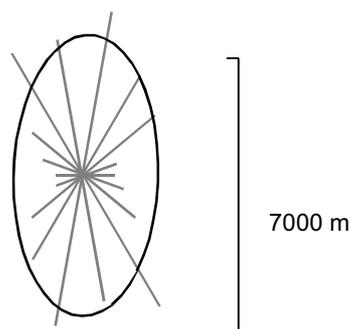


FIGURA 8.22- Elipse representativa da anisotropia na continuidade - profundidade da rocha sã.

Na sequência esta anisotropia foi adicionada ao modelo variográfico. A FIGURA 8.23 mostra o variograma com ajuste de modelo usado na krigagem. As cartas de isovalores e desvio padrão são apresentadas no Anexo 1.

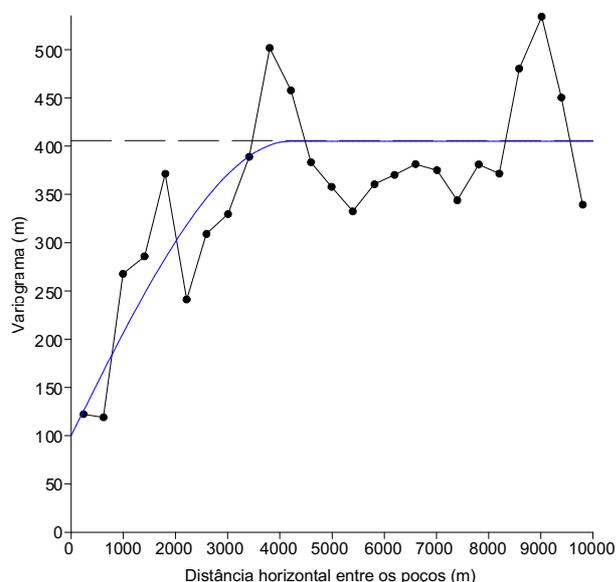


FIGURA 8.23- Variograma dos valores de profundidade da rocha sã.

8.6. CARTAS DE VALORES DE N_{SPT}

Para representar a resistência a penetração de forma tridimensional, buscou-se mapear esta em diferentes profundidades. Assim, escolheu-se as profundidades de 3, 10 e 15m, sendo a primeira representativa das camadas superficiais de solo, onde há oscilação do lençol freático e o processo de alteração é mais intenso, e as outras duas correspondem a camadas saprolíticas e de rocha alterada, no caso do embasamento, e camadas de sedimentos não alterados, no

caso da Formação Guabirota. Devido às pequenas profundidades atingidas pela maioria das sondagens de simples reconhecimento do município de Curitiba, as tentativas de separação de valores de N_{SPT} para profundidades superiores a 15m resultaram em conjuntos amostrais muito reduzidos. Isto levaria a dificuldades na variografia e a erros elevados na geração de cartas de isovalores.

Foi realizado um estudo variográfico acompanhado de krigagem para cada unidade geológica, em cada profundidade. A FIGURA 8.24 representa a sequência utilizada para realizar a geoestatística separada nas diferentes unidades. O *blanking* utilizou os limites do mapa geológico simplificado, no caso do nível a 3m de profundidade, e as curvas de isoprofundidade das unidades sedimentares iguais a 10 e 15m, obtidas anteriormente, para as duas camadas mais profundas.

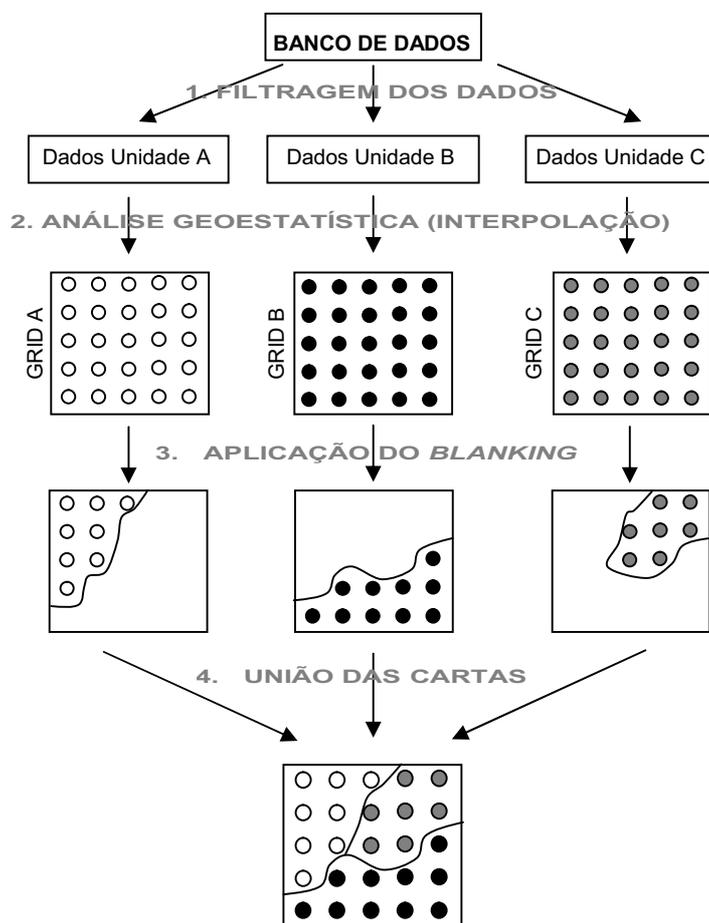


FIGURA 8.24- Processo de geração das cartas de isorresistência à penetração (N_{SPT}).

8.6.1. SEDIMENTOS ALUVIAIS – 3m DE PROFUNDIDADE

As FIGURA 8.25 e 8.26 mostram a distribuição de frequências para esta população de amostras, com e sem tratamento logarítmico. No primeiro histograma a classe -5 a 0 engloba este último valor.

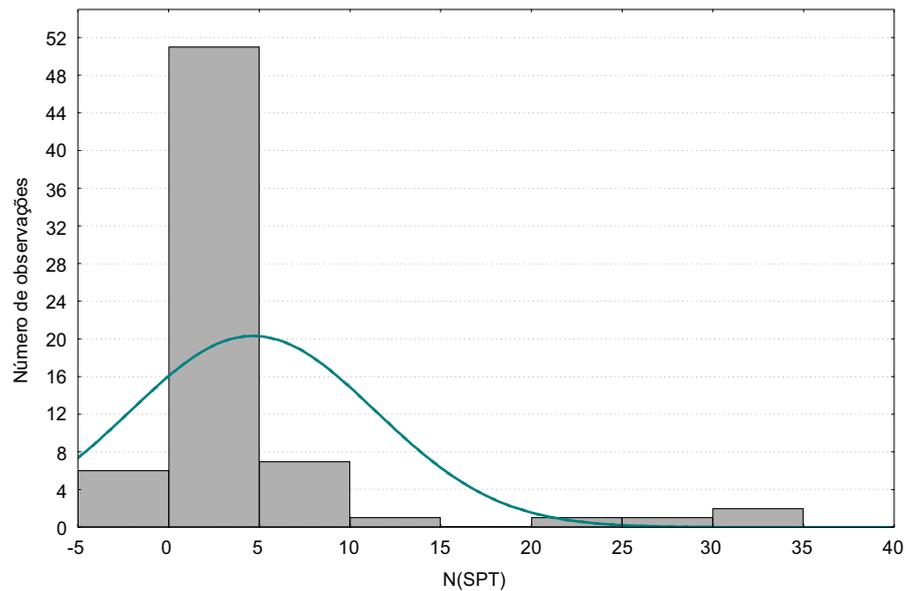


FIGURA 8.25- Histograma de valores N_{SPT} dos sedimentos aluviais a 3m de profundidade .

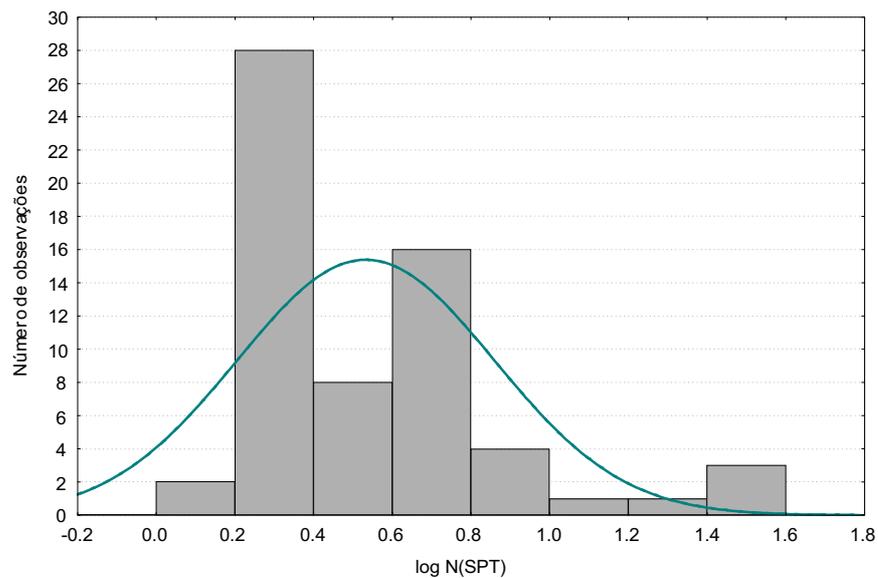


FIGURA 8.26– Histograma do logaritmo dos valores de N_{SPT} dos sedimentos aluviais a 3m de profundidade .

Os histogramas mostram a necessidade de aplicar-se um tratamento logarítmico para que a população assuma uma distribuição normal antes de proceder-se a variografia.

As FIGURA 8.27 e 8.28 mostram dois dos variogramas obtidos para diferentes direções de busca. A anisotropia revelada pelos variogramas pode ser representada pela elipse da FIGURA 8.29.

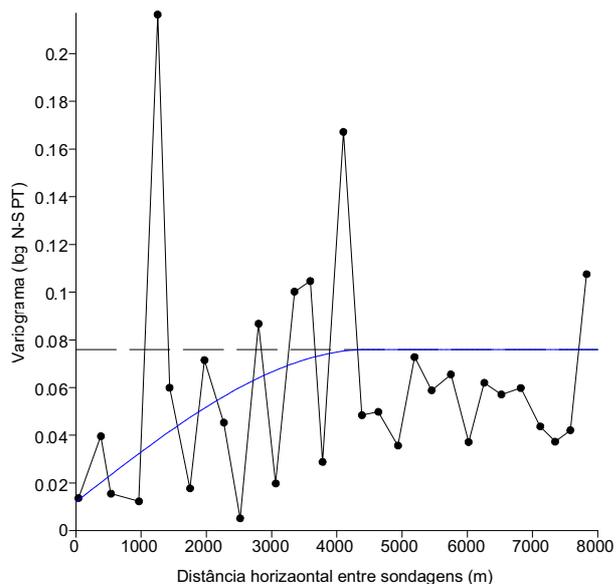


FIGURA 8.27- Variograma de N_{SPT} para sedimentos aluviais a uma profundidade de 3m, realizado com busca na direção N50W.

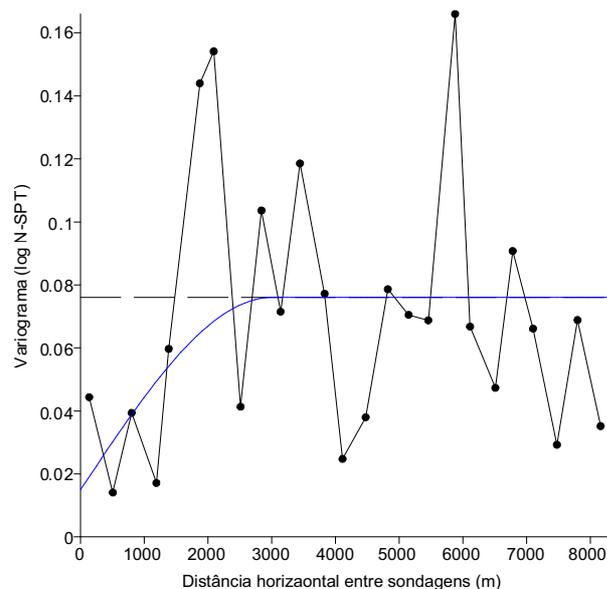


FIGURA 8.28- Variograma de N_{SPT} para sedimentos aluviais a uma profundidade de 3m, realizado com busca na direção E-W.

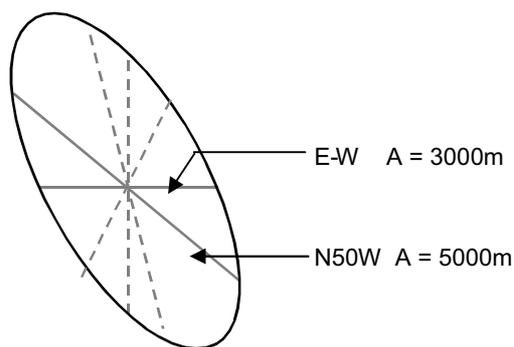


FIGURA 8.29- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro N_{SPT} para os sedimentos aluviais a 3m de profundidade.

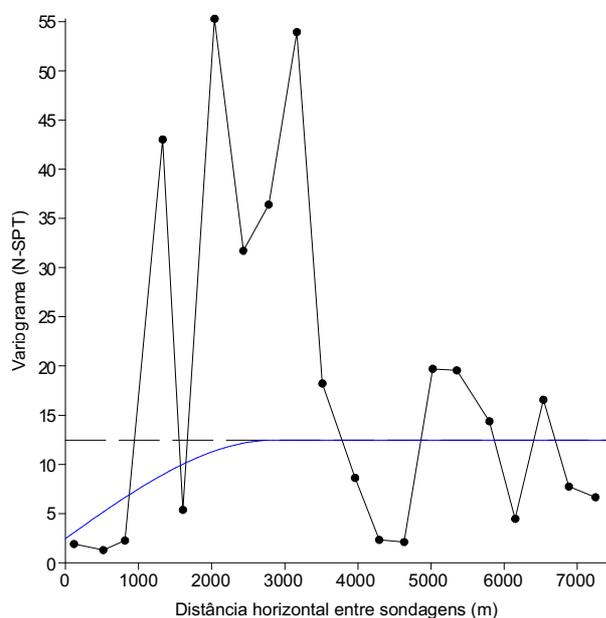


FIGURA 8.30- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios nos sedimentos aluviais a 3m de profundidade – busca na direção N50E.

Para a realização da krigagem gerou-se então um variograma (FIGURA 8.30) com os valores sem tratamento logarítmico, procurando-se aplicar as amplitudes e a anisotropia detectada, e mantendo-se a relação C/C_0 .

8.6.2. FORMAÇÃO GUABIROTUBA – 3m DE PROFUNDIDADE

Através da comparação visual entre os histogramas obtidos dos valores com e sem tratamento logarítmico (FIGURA 8.31 e 8.32) conclui-se que, no caso desta população, o estudo de variabilidade espacial deve utilizar os dados tratados.

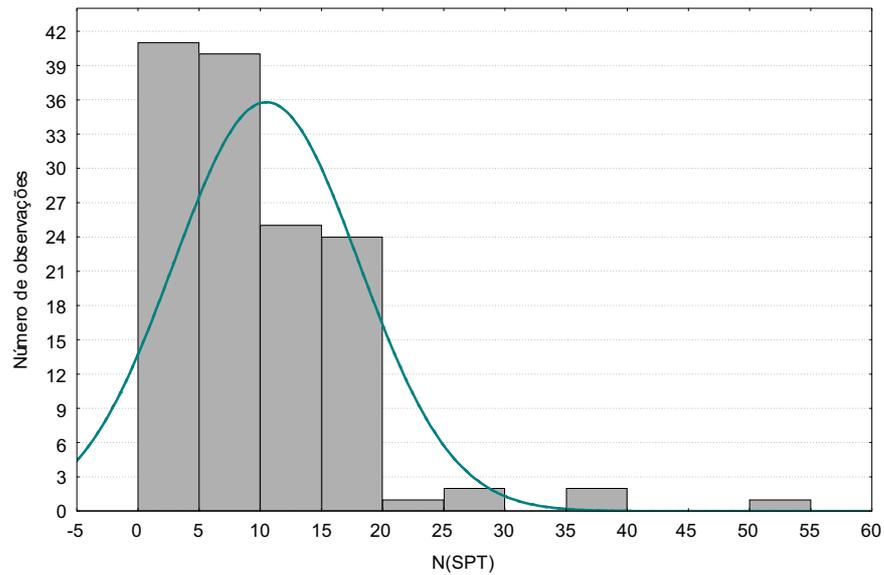


FIGURA 8.31- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 3m de profundidade.

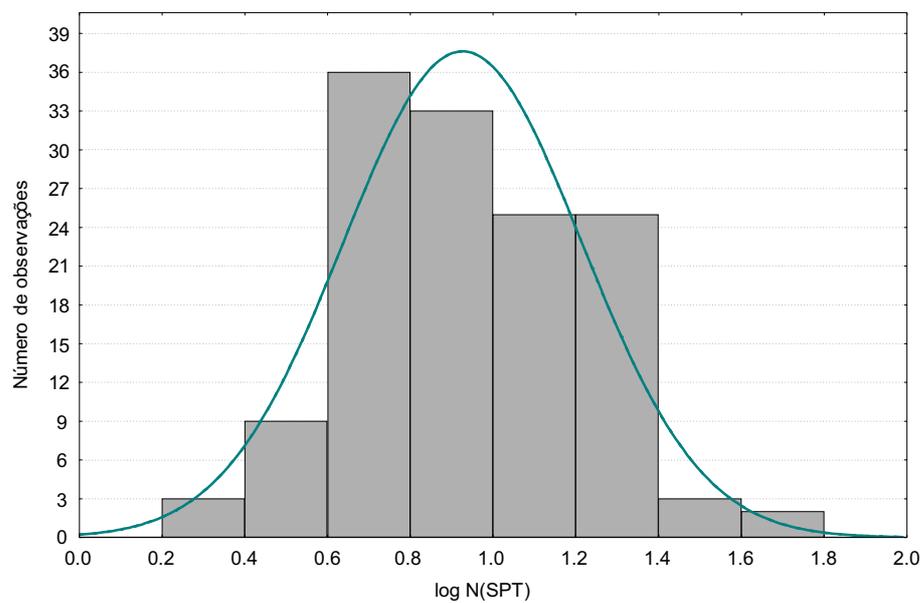


FIGURA 8.32 – Histograma mostrando a distribuição de frequência dos logaritmos dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 3m de profundidade.

As FIGURA 8.33 e 8.34 mostram os variogramas obtidos para buscas na direção N30E e N75W. A anisotropia existente neste parâmetro pode ser representada pela elipse da FIGURA 8.35.

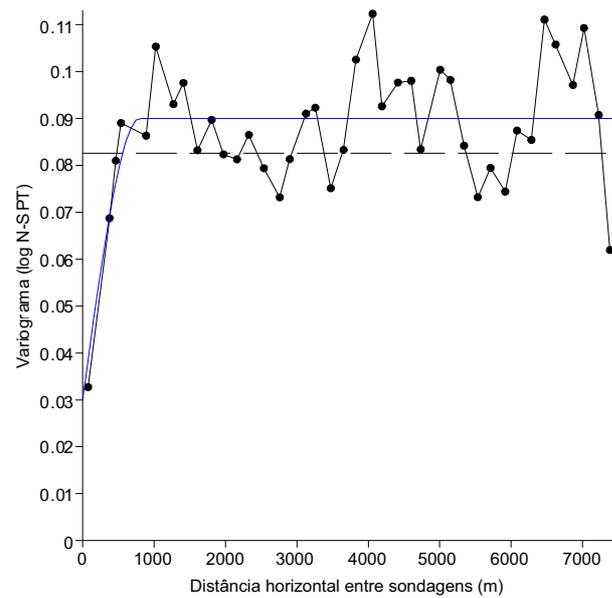


FIGURA 8.33- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirotuba a 3m de profundidade – busca na direção N30E.

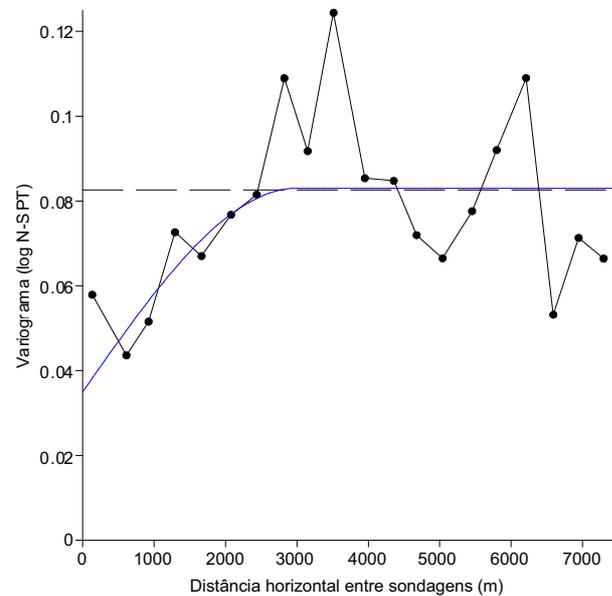


FIGURA 8.34- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirotuba a 3m de profundidade – busca na direção N75W.

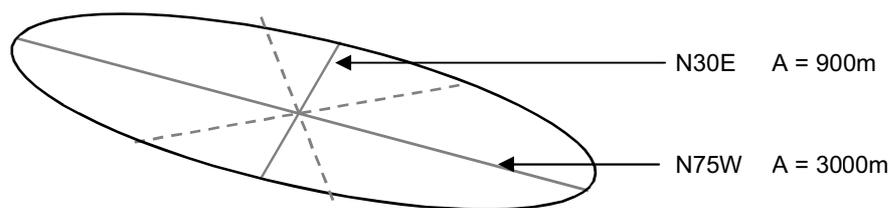


FIGURA 8.35 – Elipse representativa da anisotropia espacial na continuidade do parâmetro N_{SPT} para a Formação Guabirotuba a 3m de profundidade.

O variograma sem tratamento logarítmico (FIGURA 8.36) foi confeccionado procurando-se aplicar as amplitudes e a anisotropia detectadas, e mantendo-se a relação C/C_0 . Este foi então utilizado para a krigagem.

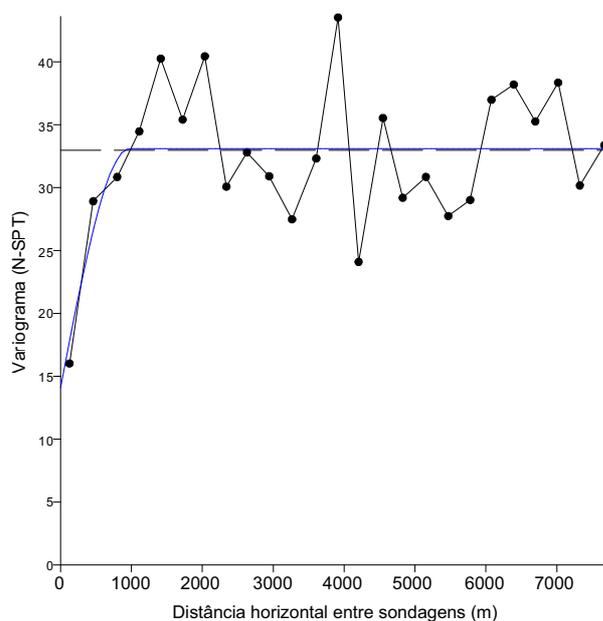


FIGURA 8.36- Variograma utilizado na krigagem, gerado com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirotuba a 3m de profundidade – busca na direção N50E.

8.6.3. SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO – 3m DE PROFUNDIDADE

Assim como foi verificado nas demais unidades, o parâmetro N_{SPT} apresentou uma distribuição log-normal (FIGURA 8.37 e 8.38, o que requer o uso de tratamento logarítmico para a análise geoestatística

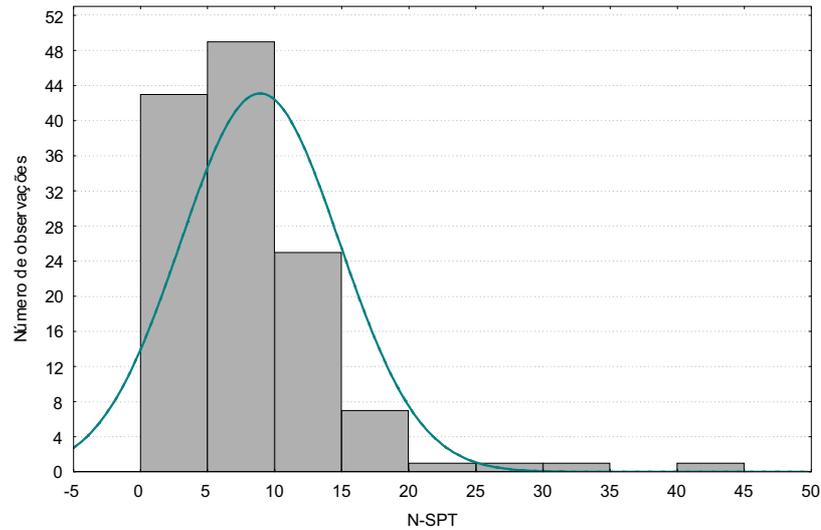


FIGURA 8.37- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.

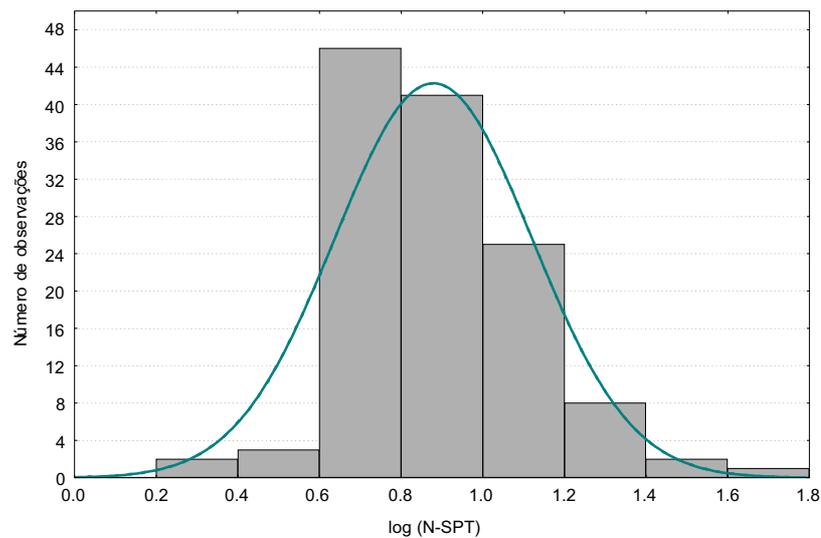


FIGURA 8.38- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.

Os variogramas para duas direções de busca estão apresentados nas FIGURA 8.39 e 8.40 e a elipse de anisotropia derivada destes está ilustrada na FIGURA 8.41.

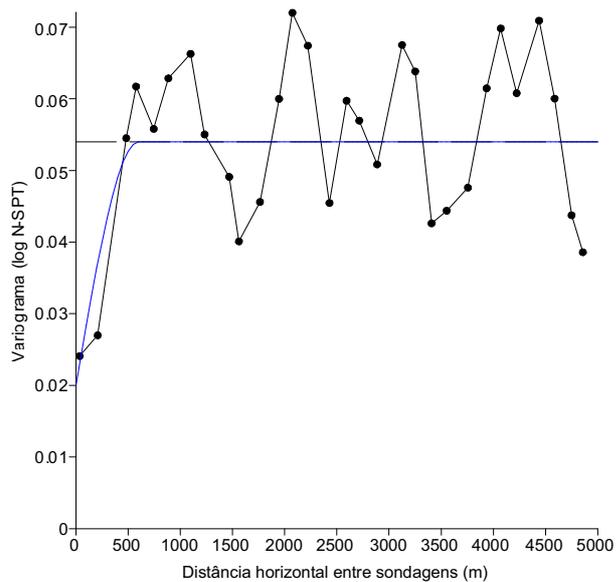


FIGURA 8.39- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N60E.

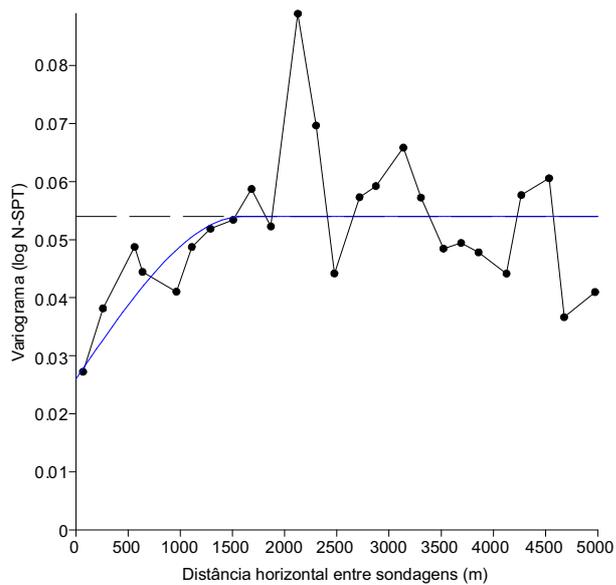


FIGURA 8.40- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N-S.

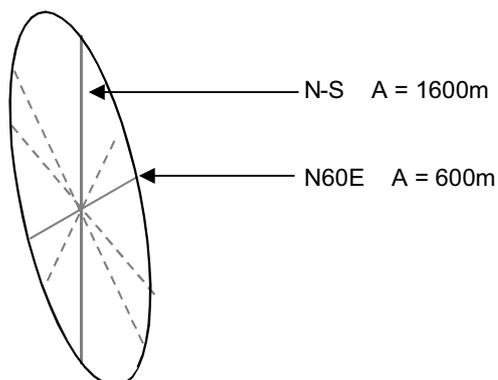


FIGURA 8.41- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 3m de profundidade.

O variograma da FIGURA 8.42, foi o utilizado na krigagem, com valores sem tratamento logarítmico, aplicando-se as amplitudes e a anisotropia detectada, e mantendo-se a relação C/C_0 .

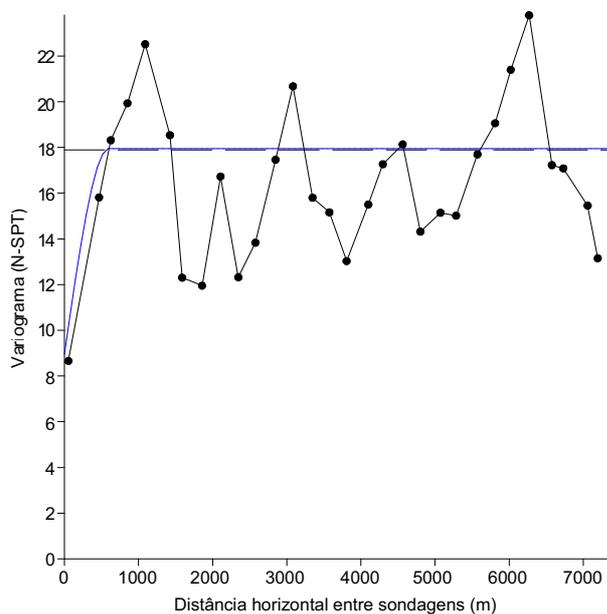


FIGURA 8.42- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios em solos residuais do embasamento a 3m de profundidade – busca na direção N60E.

As cartas com valores de resistência à penetração (N_{SPT}) e os valores de desvio padrão para 3m de profundidade, resultantes da união das grades obtidas para as diferentes unidades geológicas, estão apresentado no Anexo 1.

8.6.4. FORMAÇÃO GUABIROTUBA 10m DE PROFUNDIDADE

Comparando-se os histogramas das FIGURA 8.43 e 8.44, pode-se concluir que é necessário o tratamento logarítmico da população para a realização do estudo geoestatístico.

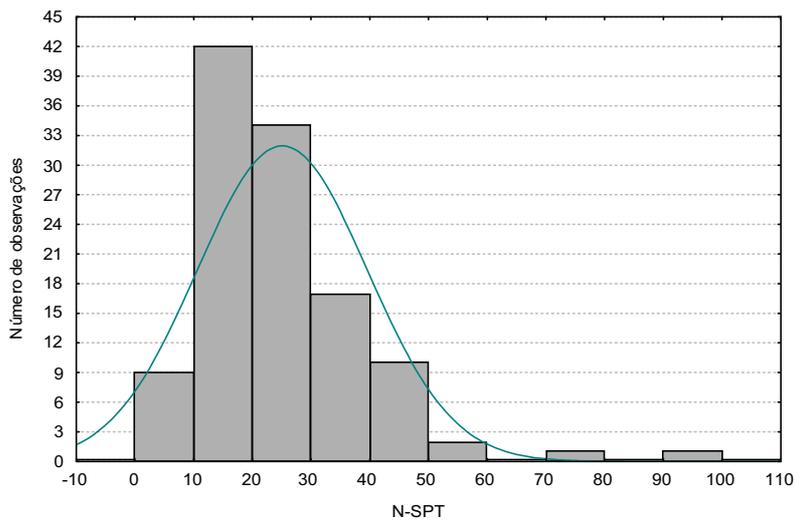


FIGURA 8.43- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.

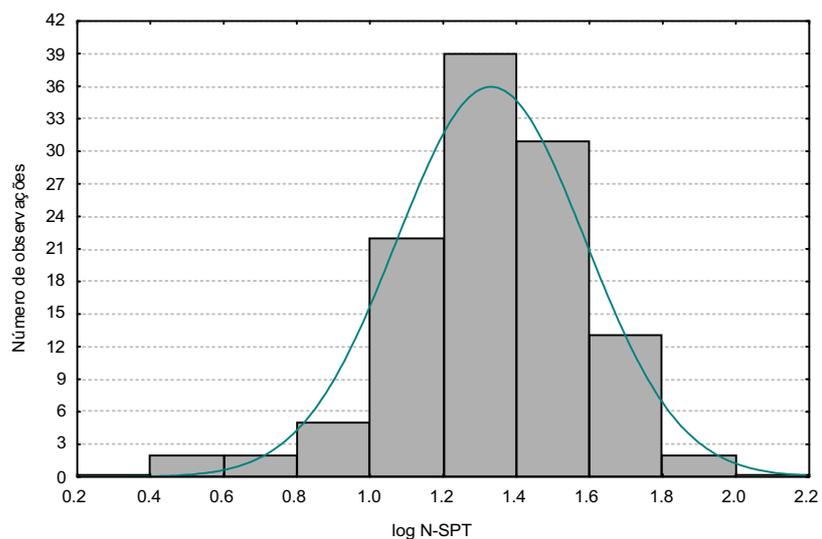


FIGURA 8.44- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.

As figuras apresentadas a seguir correspondem aos variogramas obtidos para diferentes direções de busca, e a FIGURA 8.47 mostra a elipse de anisotropia detectada a partir destes variogramas. O variograma utilizado na krigagem, obtido com valores sem tratamento logarítmico, está representado na FIGURA 8.48.

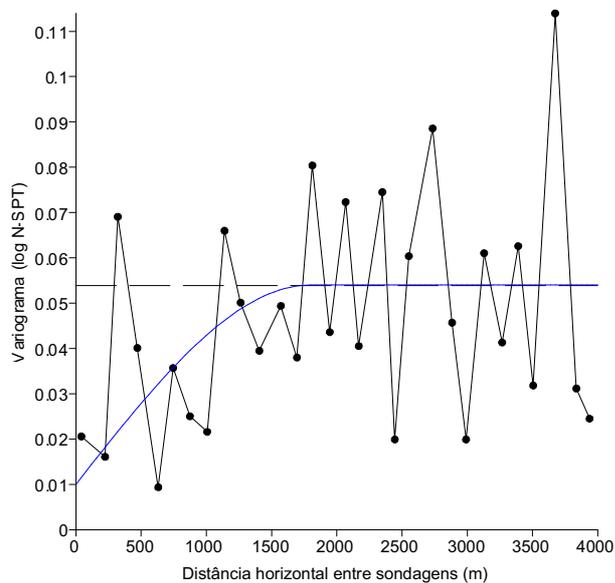


FIGURA 8.45- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N20E.

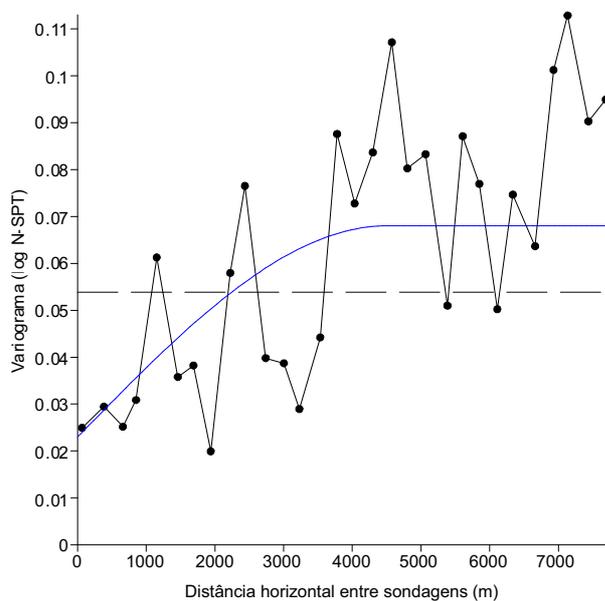


FIGURA 8.46- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N70W.

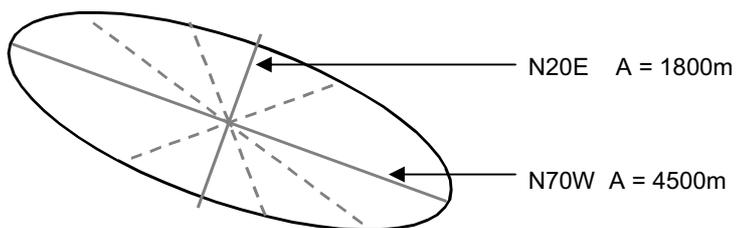


FIGURA 8.47- Elipse representativa da anisotropia na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos da Formação Guabirota a 10m de profundidade.

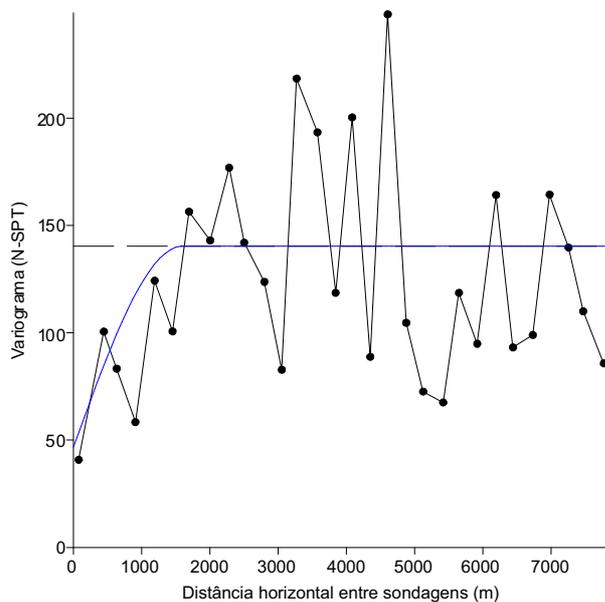


FIGURA 8.48- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios na Formação Guabirota a 10m de profundidade – busca na direção N30E.

8.6.5. SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO - 10m DE PROFUNDIDADE

As FIGURA 8.49 e 8.50 mostram as distribuições de frequência para valores com e sem tratamento logarítmico. Comparando-se as duas figuras, pode-se concluir que é necessário calcular o logaritmo para normalizar a população.

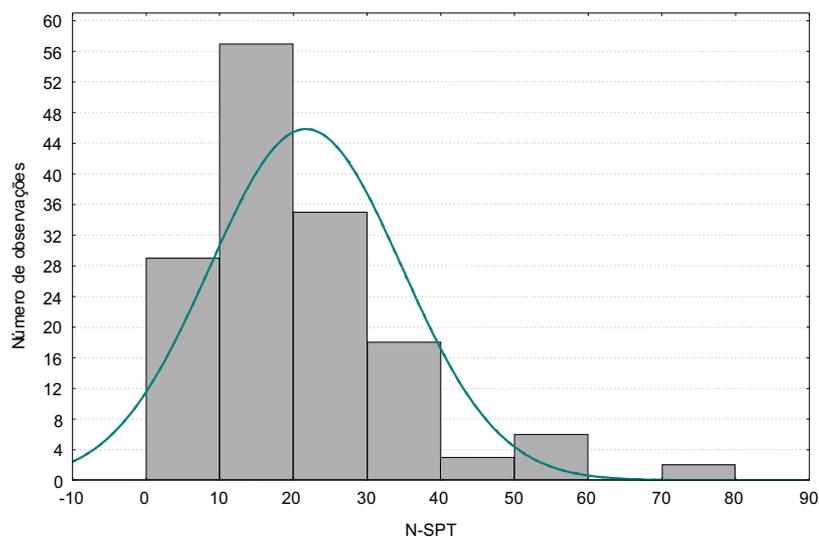


FIGURA 8.49- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.

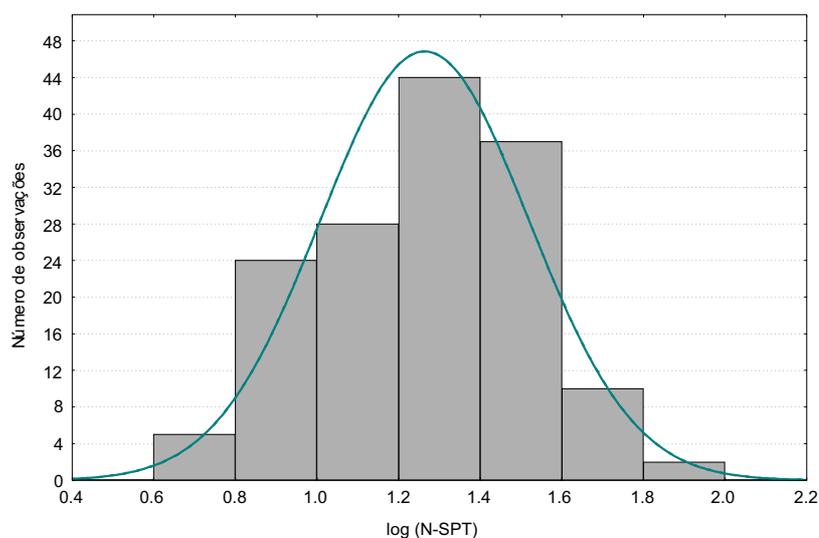


FIGURA 8.50- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.

As FIGURA 8.51 e 8.52 apresentam os variogramas confeccionados para diferentes direções de busca, enquanto a FIGURA 8.53 mostra a elipse representativa da anisotropia detectada através destes variogramas. A FIGURA 8.54 mostra o variograma confeccionado com os dados sem tratamento logarítmico, levando em conta a anisotropia, utilizado no processo de krigagem.

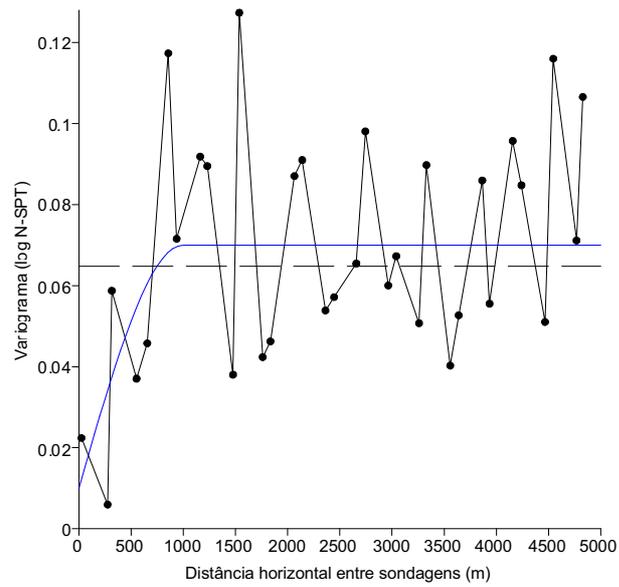


FIGURA 8.51- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção E-W.

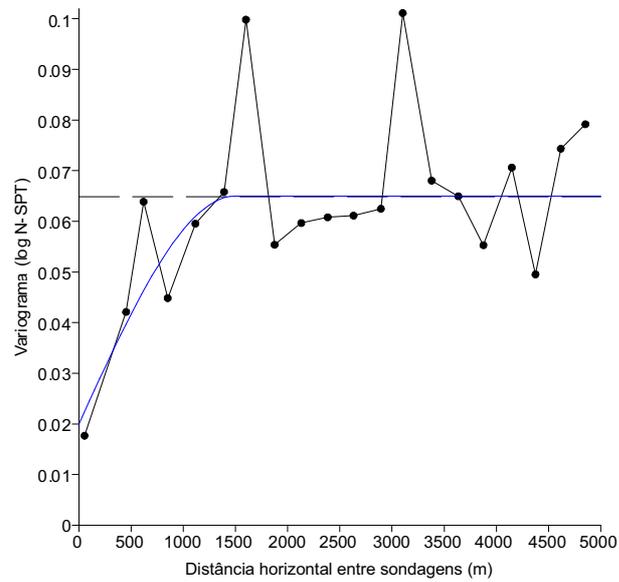


FIGURA 8.52- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção N30E.

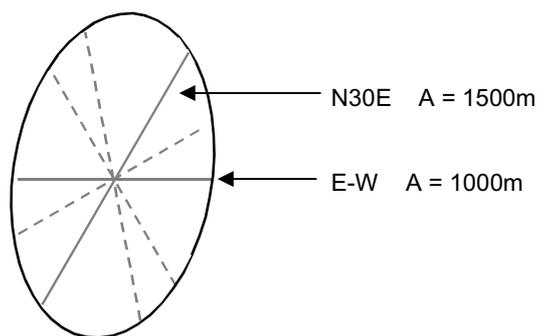


FIGURA 8.53- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 10m de profundidade.

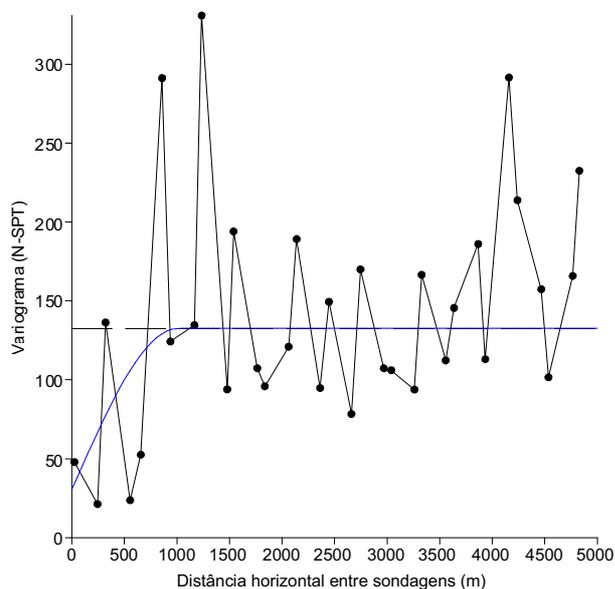


FIGURA 8.54- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} obtidos de ensaios em solos residuais do embasamento a 10m de profundidade – busca na direção N80W.

A carta com os valores de resistência à penetração (N_{SPT}) para 10m de profundidade, resultante da união das grades obtidas para o embasamento e a Formação Guabirota, está apresentada no Anexo 1.

8.6.6. FORMAÇÃO GUABIROTUBA 15m DE PROFUNDIDADE

Como a distribuição deste atributo apresentou-se relativamente próxima da normalidade (FIGURA 8.55), optou-se por realizar o estudo variográfico sem o tratamento logarítmico dos dados. As FIGURA 8.56 e 8.57 mostram os variogramas

modelados para diferentes direções de busca, e a FIGURA 8.58, a elipse de anisotropia obtida.

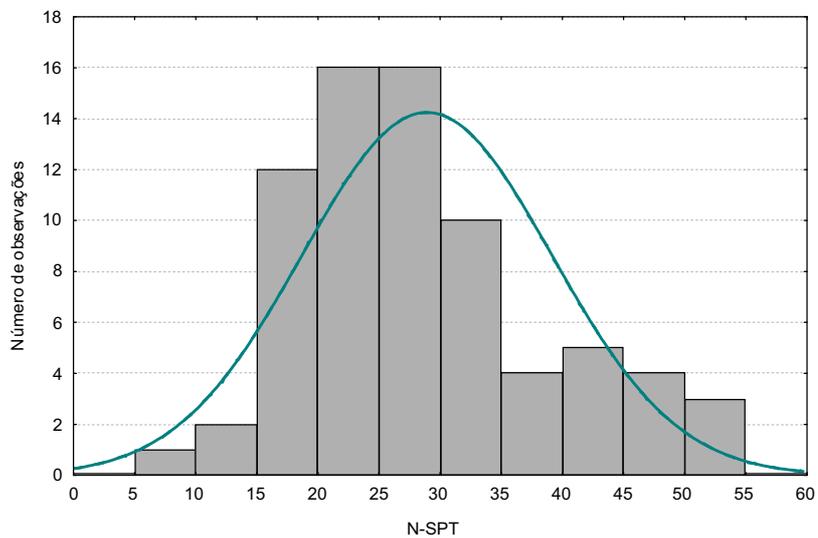


FIGURA 8.55- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} da Formação Guabirota a 10m de profundidade.

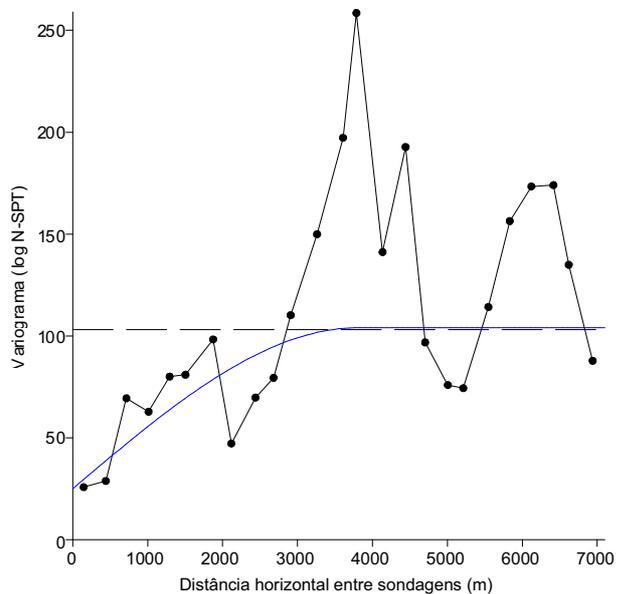


FIGURA 8.56- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos na Formação Guabirota a 15m de profundidade – busca na direção N60E.

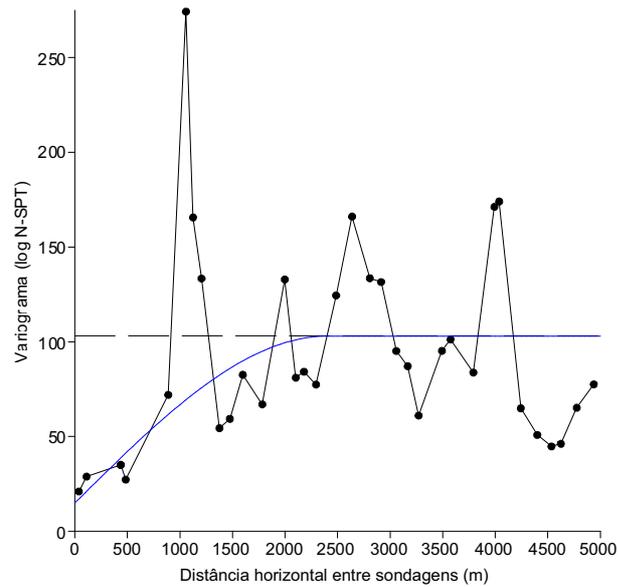


FIGURA 8.57- Variograma obtido com o logaritmo dos valores de N_{SPT} obtidos na Formação Guabirotuba a 15m de profundidade – busca na direção N-S.

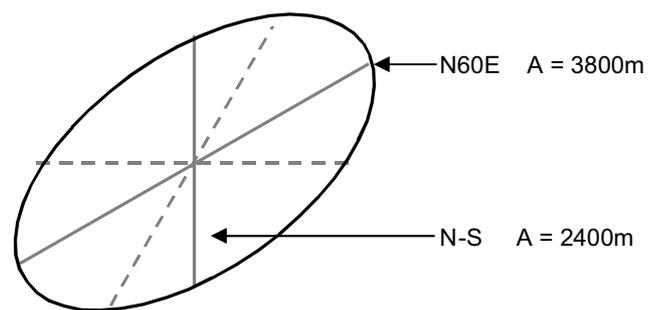


FIGURA 8.58- Elipse representativa da anisotropia espacial existente na continuidade do parâmetro N_{SPT} para solos da Formação Guabirotuba a 15m de profundidade.

8.6.7. SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO - 15m DE PROFUNDIDADE

Este parâmetro apresenta uma distribuição de frequências log-normal, conforme pode ser constatado pelas FIGURA 8.59 e 8.60. Portanto, a análise variográfica foi realizada com dados tratados.

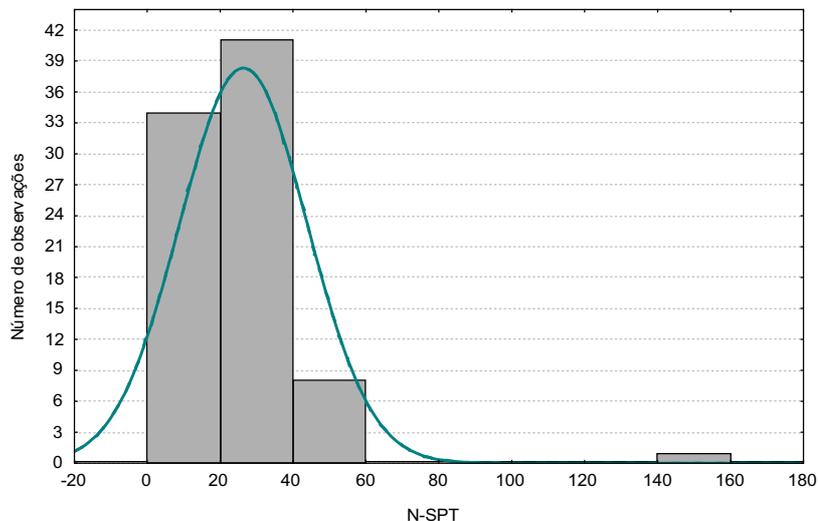


FIGURA 8.59- Histograma mostrando a distribuição dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.

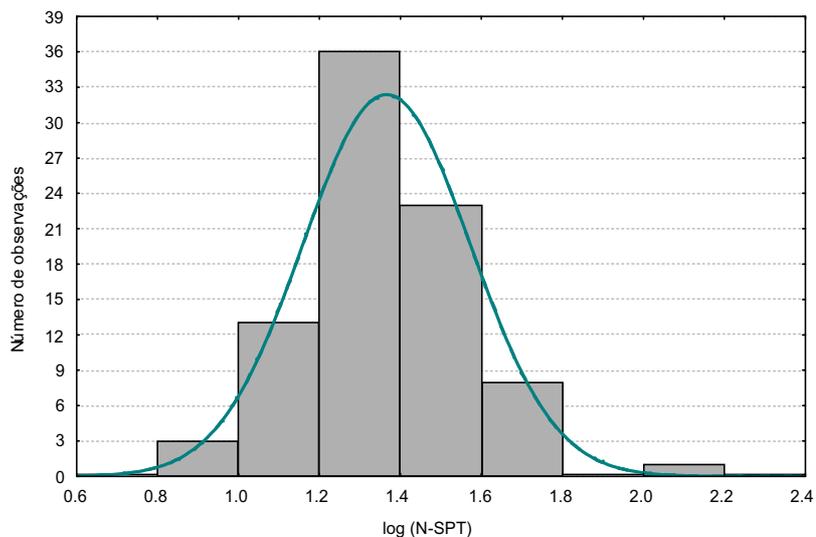


FIGURA 8.60- Histograma mostrando a distribuição de frequência do logaritmo dos valores de N_{SPT} para solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.

Nesta camada foi necessário confeccionar um número maior de variogramas para caracterizar a elipse de anisotropia, dificuldade esta que é resultante da menor quantidade de dados (83 pontos). A elipse obtida está representada na FIGURA 8.61. A FIGURA 8.62 corresponde ao variograma utilizado na krigagem, obtido com dados sem normalização.

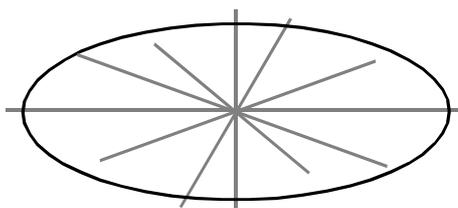


FIGURA 8.61- Elipse de anisotropia para a continuidade do parâmetro N_{SPT} em solos residuais do embasamento a 15m de profundidade.

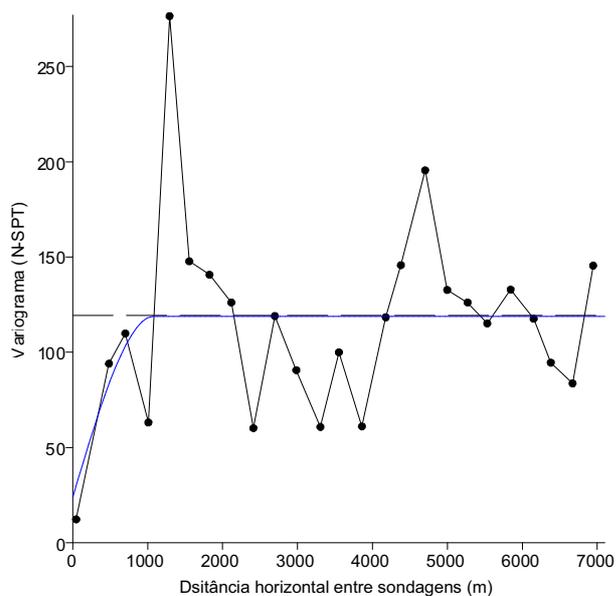


FIGURA 8.62- Variograma utilizado na krigagem, obtido com valores de N_{SPT} de solos residuais do embasamento a 15m de profundidade – busca na direção N30E

As cartas com os valores de resistência à penetração (N_{SPT}) e desvio padrão para 15m de profundidade, resultantes da união das grades obtidos para o embasamento e a Formação Guabirotuba, estão apresentadas no Anexo 1.

8.7. A GEOESTATÍSTICA NA ORIENTAÇÃO DE FUTURAS SONDAGENS

Conforme foi discutido anteriormente, a construção de obras subterrâneas deve ser precedida de investigações geotécnicas que permitam conhecer a distribuição espacial e as propriedades mecânicas das diferentes unidades

geológicas. Assim, para o planejamento da ocupação do espaço subterrâneo urbano é desejável que se conheça o espaçamento ideal entre sondagens.

Existem várias sugestões quanto à quantidade de investigações que devem ser realizadas para a execução de uma obra subterrânea. De acordo com OLIVEIRA¹⁰ apud VAZ, (1999) para túneis com menos de 5km de extensão, as sondagens realizadas devem totalizar um comprimento aproximadamente igual ao do túnel, diminuindo gradualmente até 50% do comprimento do túnel no caso de obras mais longas. Segundo este autor, o Comitê de Tecnologia de Túneis dos Estados Unidos exige um comprimento de sondagens equivalente a 1,5 vezes o comprimento do túnel. Outro critério para determinação da quantidade de investigações é o custo da obra. Segundo VAZ (1999) tanto nos Estados Unidos quanto na Europa têm-se adotado 3% do custo da obra como um montante adequado para ser gasto em investigações geotécnicas.

Critérios deste tipo são, no entanto, pouco justificáveis, uma vez que não levam em conta um elemento decisivo: a variabilidade das propriedades mecânicas do maciço no espaço. Porém, conforme foi verificado no capítulo anterior, quando um grande número de investigações geotécnicas está disponível, como é o caso de áreas urbanas, pode-se suprir esta necessidade através do uso da geoestatística.

De acordo com HOULDING (1994), o espaçamento entre sondagens deve estar entre 1/3 e 1/5 da amplitude variográfica. Com base nesta proposta pôde-se utilizar as elipses de anisotropia para configurar um espaçamento ideal para as diferentes unidades geológicas. Foram escolhidos os menores valores de amplitude, para que diferentes parâmetros sejam adequadamente levantados, sendo as propostas de espaçamento apresentadas a seguir.

Sedimentos Aluviais: na direção N10W o espaçamento entre sondagens pode ser de 830 a 1400m, e de 470 a 790m na direção ortogonal. Neste caso é aconselhável que se ajuste a direção de maior espaçamento para que esta coincida com a orientação na qual o aluvião se alonga.

Formação Guabirota: na direção N70W o espaçamento pode ser de 600 a 1000m, e de 150 a 250m na direção ortogonal.

¹⁰ OLIVEIRA, R. (1986) Engineering geological investigation of rock masses for civil engineering projects and mining operations. In: IAEG INTL. CONGR. Buenos Ayres. p. 2467-2484.

Solo do embasamento: na direção N-S o espaçamento pode ser de 350 a 550m, e de 110 a 190m na direção ortogonal.

Vale destacar que estes espaçamentos valem apenas quando os parâmetros de interesse correspondem àqueles aqui pesquisados, como profundidades impenetráveis, profundidades de sedimentos, ou valores de N_{SPT} . É de grande importância para obras subterrâneas, no entanto, que seja determinado o posicionamento de lentes ou camadas de diferentes materiais, internas às unidades geológicas. Quando este tipo de informação é avaliado, é possível que os variogramas apresentem amplitudes inferiores.

9. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ROCHAS DO EMBASAMENTO PARA A ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

O embasamento rochoso, que ocorre sob a Formação Guabirotuba e os aluviões quaternários, é composto essencialmente por rochas duras, geralmente migmatitos e diabásios.

Em geral, estas rochas apresentam condições muito boas de estabilidade, permitindo a realização de cortes elevados e subverticais, conforme pode ser observado na FIGURA 9.1. Tanto os migmatitos como os diabásios costumam se apresentar pouco fraturados (FIGURA 9.2), porém, podem ocorrer zonas de falhas que impõem um maior fraturamento, e conseqüentemente piores condições de estabilidade (FIGURA 9.3).

Conforme mencionado no capítulo 6 rochas deste tipo são caracterizadas, para fins de escavações subterrâneas, através de classificações geomecânicas. O método de classificação escolhido para o presente trabalho foi o índice Q (BARTON *et al.*, 1974), pois consiste em um sistema amplamente divulgado e testado no meio geotécnico internacional, e que, como será visto no próximo item, vem sendo constantemente atualizado, com um aumento do número de obras consideradas. Hoje, este método empírico baseia-se em mais de mil casos (GRIMSTAD & BARTON, 1993).



FIGURA 9.1- Pedreira em migmatito na periferia de Curitiba (Empresa Cipate).



FIGURA 9.2- Contato entre o migmatito e um dique de diabásio (túnel do Parque Tanguá).

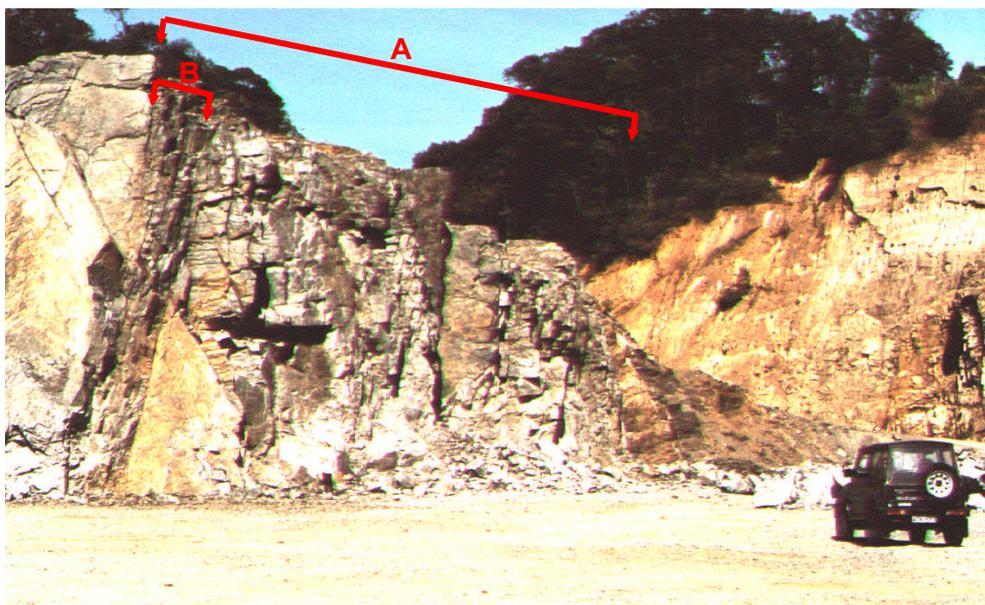


FIGURA 9.3- Zona de falha em migmatito (A) com uma faixa de concentração do cisalhamento (B), onde o fraturamento é mais pronunciado (Pedreira Central).

9.1. O SISTEMA Q

O sistema Q de classificação de maciços rochosos foi desenvolvido no Instituto Geotécnico da Noruega (NGI), com o objetivo de fornecer um índice de qualidade para diferentes rochas, com base em parâmetros de fácil obtenção, relacionados às características das fraturas. O índice baseia-se na avaliação de um grande número de casos históricos de escavações subterrâneas e a fórmula que o define é a seguinte:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (9.1)$$

Onde RQD (*Rock Quality Designation*) é o índice de qualidade obtido de testemunhos de sondagem, proposto por DEERE¹¹ *apud* BARTON *et al.* (1974), J_n é um valor relacionado ao número de famílias de fratura, J_r um número atribuído às condições de rugosidade e continuidade das fraturas, J_a um valor correspondente

¹¹ DEERE, D.U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* 1(1): 16-22.

ao grau de alteração das fraturas, J_w um fator de redução associado à pressão d'água e SRF um fator de redução determinado pelas condições de tensão da rocha.

Desde sua criação o sistema Q tem passado por atualizações que visam a sua adaptação às novas tecnologias de suporte, e ao crescente número de casos documentados de obras subterrâneas. Em 1993 GRIMSTAD e BARTON apresentaram uma modificação do fator de correção SRF, para a melhor previsão de condições explosivas (*rockburst*) e “deslocamento” (*slabbing*) em rochas duras, ou condições de “esmagamento” (*squeezing*) em rochas brandas. As tabelas a seguir contém as descrições utilizadas para obter-se os parâmetros da fórmula 9.1.

TABELA 9.1- Relação do número de famílias de juntas com o valor J_n (BARTON et al. 1974).

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIOS
1. Número de famílias de fraturas	J_n	
A. Maciça, sem ou com poucas fraturas	0,5 - 1,0	
B. Uma família	2	
C. Uma família + fraturamento aleatório	3	1. Para interseções de galerias
D. Duas famílias	4	multiplicar o valor por 3.
E. Duas famílias + fraturamento aleatório	6	
F. Três famílias	9	2. Para zonas de emboque
G. Três famílias + fraturamento aleatório	12	multiplicar valor por 2.
H. Quatro ou mais famílias, fraturamento aleatório, altamente fraturada.	15	
I. Rocha triturada	20	

TABELA 9.2- Relação da rugosidade e da alteração das juntas com os parâmetros J_r e J_a (BARTON et al. 1974).

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIOS
2. Rugosidade das fraturas	J_r	
A. Fraturas descontínuas	4	
B. Fratura rugosa, ondulada	3	
C. Fratura lisa, ondulada	2	
D. Fratura polida, ondulada	1,5	
E. Fratura rugosa, planar	1,5	
F. Fratura lisa, planar	1,0	1. Adicionar 1 se o espeçamento
G. Fratura polida planar	0,5	médio entre as fraturas for
H. Zona contendo minerais de argila suficientemente espessa para impedir o contato entre as paredes de rocha dura.	1,0	superior a 3m.
I. Zona arenosa, granular ou triturada, suficientemente espessa para impedir o contato entre as paredes de rocha dura	1,0	
3. Grau de alteração das fraturas	J_a	ϕ_r (aproximado)
a) Contato entre faces		
A. Preenchimento pleno, resistente e impermeável	0,75	
B. Faces inalteradas, com ferrugem superficial	1,0	-
C. Faces levemente alteradas recobertas por material firme, apresentando partículas arenosas e desintegração de rocha não argilosa.	2,0	(25° - 35°)
D. Presença de manto silteoso ou argiloso-arenoso (fração argila pequena), firme	3,0	(25° - 30°)
E. Manto macio descontínuo de argilo-minerais podendo conter caolinita, talco, clorita, gypso, etc. (espessura = 1-2mm)	4,0	(20° - 25°)
b) Contato entre faces + cisalhamento		(8° - 16°)

F. Partículas arenosas, rocha desintegrada sem argila.	4,0	(25° - 30°)
G. Preenchimento com argilo-minerais firmes e consolidados (contínuo, < 5mm)	6,0	(16° - 24°)
H. Preenchimento com argilo-minerais macio, pouco a medianamente consolidado (contínuo, < 5mm)	8,0	(12° - 16°)
J. Preenchimento com argilo-minerais plásticos (ex: montmorilonita), contínuo, < 5mm. Valores de J _w dependem da porcentagem de argilominerais plásticos e da presença de água c) sem contato entre faces quando cisalhado	8 - 12	(6° - 12°)
K. L. M. Zonas ou bandas de rocha e argila desintegradas ou trituradas (ver G, H e J para as condições das argilas)	6 - 8 8 - 12	(6° - 24°)
N. Zonas ou bandas de argila arenosa ou silte firmes.	5,0	
Q. P. R. Zonas ou bandas espessas e contínuas de argila (ver G, H e J para as condições das argilas)	10 - 13 13 - 20	(6° - 24°)

(TABELA 9.2 – continuação)

TABELA 9.3- Relação das condições hidrogeológicas com o parâmetro J_w (BARTON et al. 1974) .

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIOS
4. Fator de redução hidrogeológico	J _w	Pressão d'água (kg/cm ²)
A. Escavação seca ou com entrada d'água < 5 litros/min	1,0	< 1,0
B. Entrada d'água ou pressão intermediárias com lavagem ocasional de preenchimentos de fraturas	0,66	1,0 - 2,5
C. Entrada d'água ou pressão elevadas em rochas competentes contendo fraturas sem preenchimento	0,5	2,5 - 10
D. Entrada d'água ou pressão elevadas com lavagem considerável dos preenchimentos de fraturas	0,33	2,5 - 10
E. Entrada d'água ou pressão excepcionalmente elevadas durante explosões, diminuindo com o tempo	0,2 - 0,1	> 10
F. Entrada d'água ou pressão excepcionalmente elevadas, permanentes	0,1 - 0,05	> 10

1. Os fatores de C a F são aproximações grosseiras. Aumentar J_w se medidores de drenagem forem instalados.
2. Problemas especiais causados pela formação de gelo não são considerados.

TABELA 9.4- Valores originais e atualizados do fator SRF em relação às razões tensão-resistência e as descrições de comportamento (GRIMSTAD & BARTON, 1993).

Problemas de tensões em rochas competentes	σ_c / σ_1	σ_0 / σ_c	SRF (antigo)	SRF (novo)
1. Tensões baixas, próximas da superfície, com fraturas abertas.	> 200	<0,01	2,5	2,5
2. Tensões intermediárias com condições favoráveis.	200-10	0,01-0,3	1	1
3. Tensões elevadas, com estruturas bastante fechadas. Normalmente favorável para a estabilidade, podendo ser desfavorável para a estabilidade das paredes.	10-5	0,3-0,4	0,5-2	0,5-2
4. Desplacamento (<i>slabbing</i>) moderado na rocha maciça 1h ou mais após a escavação.	5-3	0,5-0,65	5-10	5-50
5. Desplacamento ou explosões (<i>rock burst</i>) na rocha maciça alguns minutos após a escavação.	3-2	0,65-1	10-20	5-200
6. Problemas intensos de explosão com deformações dinâmicas imediatas na rocha maciça.	<2	>1	10-20	200-400
Fluxo plástico de rocha incompetente sob a influência de altas tensões		σ_0 / σ_c	SRF (antigo)	SRF (novo)
7. Tensões da rocha com esmagamento (<i>squeezing</i>) moderado		1-5	5-10	5-10
8. Tensões da rocha com esmagamento elevado		>5	10-20	10-20

O valor de Q obtido através da fórmula e das tabelas apresentadas pode ser utilizado na determinação de suportes necessários em túneis com diferentes dimensões e aplicações, conforme será apresentado no próximo capítulo.

9.2. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE Q

Os parâmetros necessários à determinação do índice foram levantados através de uma ficha padronizada, apresentada no capítulo 6, e disponível no Anexo 2.

Um total de 43 pontos do embasamento foram levantados, incluindo afloramentos de rocha sã, rocha alterada e solos de alteração de migmatitos. Destes, foi possível aplicar a classificação Q em 23, sendo realizadas 41 determinações em migmatito, 5 em diabásio e 3 em zonas de falha.

Os valores do índice Q foram calculados para diferentes profundidades, assumindo-se um J_w de 0,75 (condições razoáveis), e determinando-se o SRF através da razão σ_d/σ_1 . O valor de σ_c (resistência à compressão simples) foi estimado com base na resposta do material ao martelo ou canivete (TABELA 9.5, e o σ_1 foi estimado assumindo uma condição hidrostática de tensões, com massas específicas de 2,6 ton/m³ para os migmatitos e 2,85 ton/m³ para os diabásios.

TABELA 9.5- Relação entre a reação da rocha ao martelo e ao canivete e grupos de rocha com diferentes resistências à compressão simples (Vaz, 1996).

GRUPO	σ_c (MPa)	REAÇÃO AO MARTELO / CANIVETE
Duras	> 100	Vários golpes para partir; para $\sigma_c > 200$, somente lascas e som de sino
Médias	30 – 100	Um ou dois golpes para partir; para $\sigma_c < 50$, a ponta do martelo penetra levemente e a lâmina do canivete raspa
Brandas	10 – 30	Um golpe fragmenta, ponta do martelo penetra facilmente, lâmina do canivete risca mas não corta
Muito brandas	2 - 10	Um golpe esmigalha; ponta do martelo penetra até 2cm, lâmina do canivete corta superficialmente

A TABELA 9.6 mostra os valores de Q médios (média geométrica), obtidos para diferentes tipos de maciço, a diferentes profundidades hipotéticas, e as FIGURA 9.4 a 9.6 apresentam a distribuição de frequência dos valores de Q dos migmatitos para as diversas profundidades.

TABELA 9.6 - Médias geométricas dos valores de Q determinados para diferentes condições geotécnicas.

Profundidade (m)	Tipos de maciço		
	Migmatito	Zona de falha em migmatito	Diabásio
20	8,8	1,7	3,3
30	11,8	1,7	5,7
40	10,4	1,7	5,7

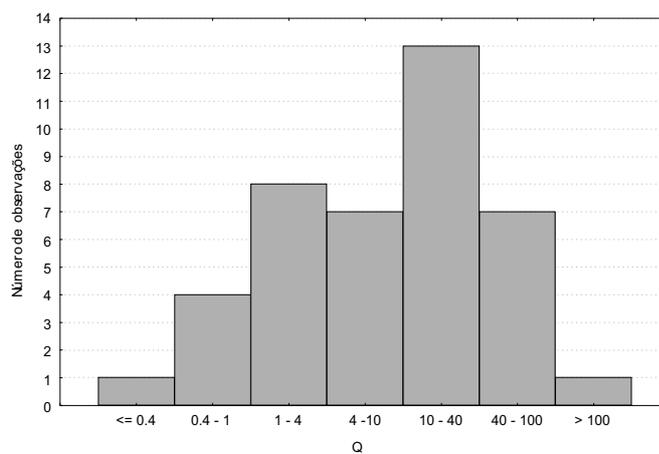


FIGURA 9.4- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 20m.

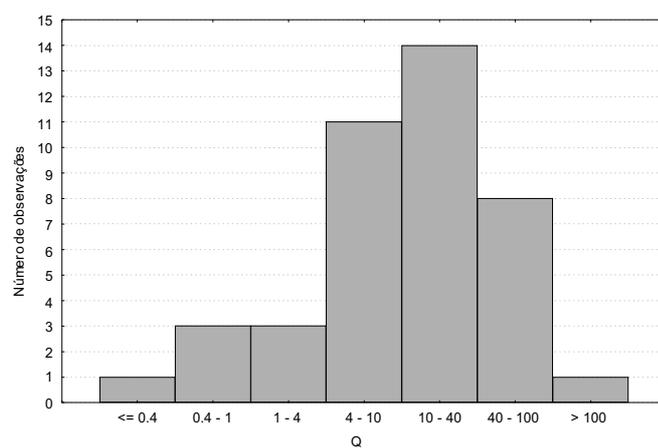


FIGURA 9.5- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 30m.

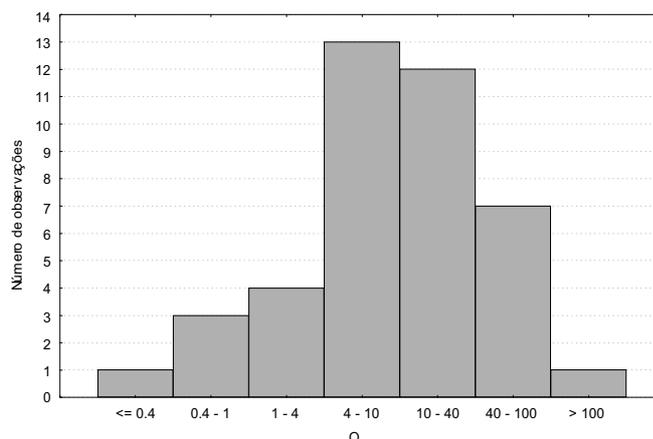


FIGURA 9.6- Distribuição dos valores de Q obtidos para os migmatitos, considerando-se uma profundidade de 40m.

Ao observar-se a TABELA 9.6 e as FIGURA 9.4 a 9.6, percebe-se que nas profundidades maiores os valores do índice Q são mais favoráveis. Isto ocorre porque em situações de baixas tensões no maciço existe uma tendência de ocorrerem mais blocos soltos.

9.3. CONDIÇÕES DE SUPORTE PARA POSSÍVEIS TÚNEIS EM ROCHA NA CIDADE DE CURITIBA

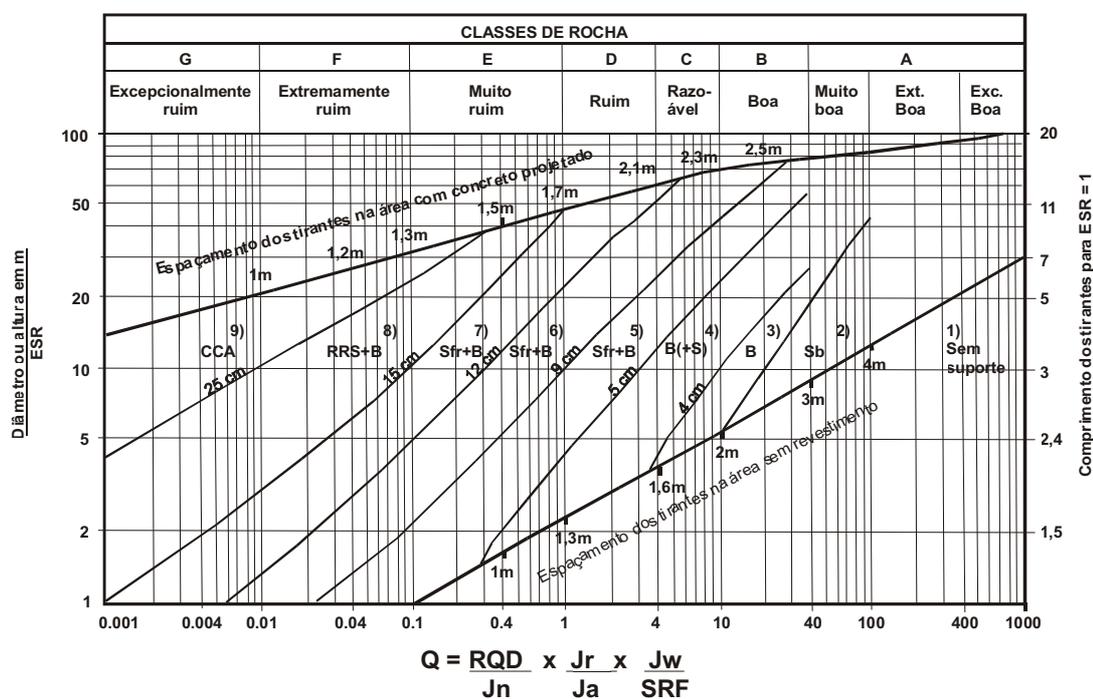
O sistema Q, descrito no capítulo anterior, permite que se determine soluções de suporte para túneis com diferentes dimensões, finalidades e condições de maciço. Isto pode ser feito através de gráficos como o da

FIGURA 9.7.

O parâmetro ESR (*Excavation Suport Ratio*), pelo qual deve ser dividido o diâmetro do túnel para a utilização da FIGURA 9.7, corresponde a uma razão que depende da segurança exigida nos diferentes tipos de obra. A sua determinação pode ser orientada pela TABELA 9.7.

Fazendo-se uso destas ferramentas, com base nos resultados apresentados no capítulo anterior, foi possível determinar os tipos de revestimentos necessários para possíveis túneis com diferentes situações construtivas, executados em rochas que compõe o embasamento da cidade de Curitiba TABELA 9.8.

Um túnel escavado em migmatito e diabásio no Parque Tanguá (FIGURA 9.8), com aproximadamente 6,5 m de diâmetro, apresenta boas condições de estabilidade, pois não foi necessária a aplicação de nenhum tipo de suporte. O índice Q determinado neste túnel foi de 7,5 para o migmatito e 9,5 para o diabásio. Considerando-se um ESR de 1,3 (galeria de acesso), conclui-se que seria necessária a aplicação de tirantes a cada 1,8 m apenas no caso do migmatito. Portanto, a aplicação do sistema Q apresentou-se adequado, pois resulta em conclusões bastante próximas da realidade.



- 1) s/ suporte
- 2) **sb** - tirantes localizados
- 3) **B** - tirantes sistemáticos
- 4) **B(+S)** - tirantes sistemáticos e concreto proj. s/ reforço (4-10cm)
- 5) **Sfr** - Conc. ref. C/ fibras (5-9cm) e tirantes
- 6) **Sfr** - idem 5 (9-12cm)
- 7) **Sfr** - idem 5 (12-15cm)
- 8) **RRS** - Conc. proj. ref. C/ fibras (>15cm) e arcos reforçados atirantados de conc. proj.
- 9) **CCA** - Revestimento de concreto moldado

FIGURA 9.7- Propostas de suporte para túneis com diferentes diâmetros, escavados em rochas com diferentes valores de Q (GRIMSTAD & BARTON, 1993).

TABELA 9.7 - Relação entre o tipo de obra e a razão ESR (BARTON et al. 1974).

Tipo de obra	ESR
A. Galerias de mineração temporárias	3 - 5
B. Shafts: seção circular	2,5
seção quadrada	2,0
C. Galerias de mineração permanentes, túneis hidráulicos para usinas elétricas, túneis piloto, desvios e galerias usados na construção de grandes escavações.	1,6
D. Depósitos, estações de tratamento de água, túneis viários de pequeno porte, túneis de acesso e câmaras para enchentes.	1,3
E. Usinas elétricas, túneis viários de grande porte, câmaras para defesa civil, emboques e interseções.	1,0
F. Usinas nucleares, estações ferroviárias, instalações públicas e esportivas e fábricas.	0,8

TABELA 9.8- Suportes necessários em diferentes túneis e condições geológicas.

Aplicação	Diâmetro aproximado	Migmatito (Q= 4 a 100)	Zona de falha (Q= 1,7)	Diabásio (Q= 5,7)
Túnel ferroviário singelo (metrô)	6 m	Piores condições: Concreto projetado simples com 4,5 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 2,5m) Melhores condições: Nenhum suporte	Concreto projetado com fibras de aço com 5 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 1,8 m e comprimento = 2,5m)	Concreto projetado simples com 4 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 2,5m)
Túnel ferroviário duplo (metrô) ou rodoviário de pequeno porte	9 m	Piores condições: Concreto projetado simples com 4 a 5 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 2,7m) Melhores condições: Nenhum suporte	Concreto projetado com fibras de aço com 6 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 1,8 m e comprimento = 2,7m)	Concreto projetado simples com 4 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 2,7m)
Estação de metrô (escavação única) ou túnel rodoviário de grande porte	16 m	Piores condições: Concreto projetado com fibras de aço com 7 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 4,5m) Melhores condições: Atirantamentos localizados	Concreto projetado com fibras de aço com 10 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 1,8 m e comprimento = 4,5m)	Concreto projetado com fibras de aço com 6 cm de espessura + atirantamento sistemático (espaçamento = 2,2 m e comprimento = 4,5m)



FIGURA 9.8- Túnel do Parque Tanguá, em migmatito e diabásio.

10. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

Ao contrário dos maciços rochosos, os solos não possuem classificações abrangentes para túneis, que permitam o dimensionamento do suporte ou a quantificação das condições de estabilidade, com base em aspectos descritivos. Assim, sua caracterização geotécnica baseou-se em aspectos gerais do comportamento mecânico, verificados em taludes naturais e escavados, e nos dados de sondagens de simples reconhecimento.

Neste capítulo serão apresentadas as principais propriedades geotécnicas dos solos da Formação Guabirota, dos sedimentos aluviais e dos solos residuais de rochas do embasamento. Os primeiros serão abordados com maior detalhe devido à sua maior ocorrência sob a malha urbana de Curitiba, e a peculiaridades envolvidas na sua caracterização. Os solos residuais e aluviões, por outro lado, são comuns em diferentes regiões do Brasil, sendo seu comportamento bastante conhecido. Por isso, suas propriedades geotécnicas serão abordadas com brevidade.

10.1. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Conforme mencionado anteriormente, a Bacia Sedimentar de Curitiba é constituída essencialmente pela Formação Guabirota, que é composta principalmente por argilas cinzas, sobreadensadas e fraturadas (FIGURA 10.2), e subordinadamente por lentes arcólicas (FIGURA 10.3).

Estes sedimentos concentram-se principalmente na porção centro-leste do município de Curitiba, podendo atingir, nesta região, profundidades próximas de 60 m. As profundidades mais comuns, no entanto, oscilam entre 10 e 40 m.

A análise das sondagens de simples reconhecimento mostra valores de N_{SPT} variando de 2 golpes até o impenetrável ao SPT (> 60 golpes), sendo que nesta faixa os valores mais comuns situam-se entre 10 e 30 golpes. É comum a impenetrabilidade à lavagem por tempo ser atingida com profundidades em torno de 20m. Este comportamento pode estar associado à presença de níveis de cascalho, ou a um adensamento elevado das argilas, que passam a se comportar como rocha branda.

Nas regiões onde a Formação Guabirota ocorre o nível do lençol freático oscila entre zero e 10 m de profundidade, ocorrendo com maior frequência entre 1 e 5 m. A FIGURA 10.1 mostra a distribuição dos valores de N_{SPT} com a profundidade, e a frequência relativa com que o nível d'água ocorre nas diferentes profundidades.

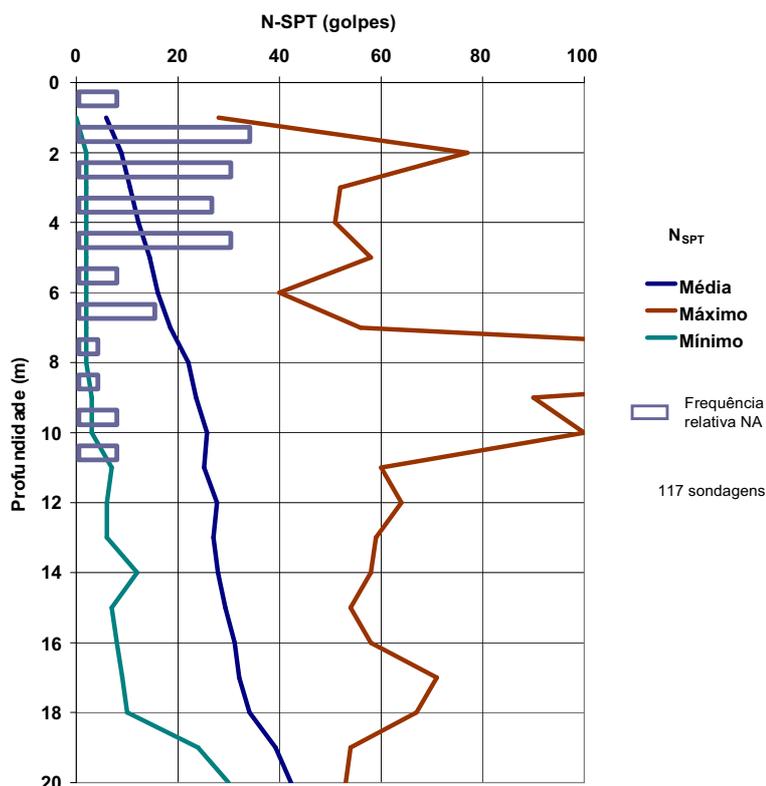


FIGURA 10.1 - distribuição dos valores de N_{SPT} e frequências de nível d'água na Formação Guabirota até 20 m de profundidade.

A observação em campo de taludes escavados mostra que a presença de lentes de arcósio confere uma maior estabilidade ao solo, o que pode ser observado na FIGURA 10.3, onde um talude de aproximadamente 4,5 m de altura permanece estável mesmo com inclinação praticamente vertical. Estas lentes de arcósio representam, por outro lado, regiões de alta permeabilidade, o que pode tornar-se um problema quando se trata de escavações em profundidade.



FIGURA 10.2 - Argila cinza fraturada, típica da Formação Guabirotuba – Bairro Guabirotuba (ponto 1).

Como as lentes arcósianas são de ocorrência menos expressiva, neste capítulo será dada uma maior atenção às argilas.

Os taludes compostos por camadas contínuas de argilas fraturadas, ao contrário daqueles com lentes arcósianas, instabilizam-se mesmo quando apresentam baixas alturas ou inclinações (FIGURA 10.4 e 10.5). KORMANN (1999) chama a atenção para o fato de este comportamento ser comum na Formação Guabirotuba, mesmo esta apresentando baixa compressibilidade.

De fato, a experiência tem mostrado que as argilas fraturadas têm como peculiaridade apresentar uma resistência operacional (do maciço de solo) bastante inferior às resistências obtidas através de ensaios convencionais de laboratório. Esta característica é evidenciada principalmente quando o maciço é submetido a um desconfinamento, como na escavação de taludes ou tubulões, assumindo, portanto, grande importância na construção de obras subterrâneas.

Este comportamento, que depende fortemente da escala, é comumente tratado em mecânica das rochas, sendo oportuno, portanto, a incorporação de alguns conceitos desta disciplina na caracterização geotécnica da Formação Guabirotuba.

Diversos estudos sobre as argilas fraturadas têm sido realizados ao longo das últimas quatro décadas, destacando-se os trabalhos sobre solos da cidade de Londres. DUARTE (1999) chama a atenção para o fato de existir uma grande semelhança entre as propriedades físicas da Formação Guabirotuba e das argilas de Londres, o que pode ser observado na TABELA 10.1. Além disso, Duarte ressalta que ambos os materiais são sobreadensados e apresentam origem sedimentar.

A Bacia Sedimentar de São Paulo também possui argilas que guardam muitas semelhanças com a Formação Guabirotuba. Além da ocorrência de argilas sobreadensadas e fraturadas, de coloração cinza e cinza esverdeada, acredita-se que aquela bacia tem origem relacionada à Bacia Sedimentar de Curitiba (RICOMINI & COIMBRA, 1992).



FIGURA 10.3 - Argilas cinza com intercalações de lentes delgadas de arcósio – Cidade Industrial (ponto 17).

TABELA 10.1- Comparação entre índices físicos do solo de Formação Guabirotuba e a argila de Londres (DUARTE, 1999)

Solo	LL (%)	LP(%)	γ_{nat}	w_{nat}	% < 2 μ m
Argila de Londres*	82	30	18,8	31	55
Formação Guabirotuba	84	29	19,0	33	67

* valores médios, citados por Skempton (1977)



FIGURA 10.4 - Corte em argila cinza da Formação Guabirota com 2m de altura - o solo se desfez em torrões centimétricos – Bairro Guabirota (ponto 2).



FIGURA 10.5 - Talude em argila fraturada da Formação Guabirota, com inclinação de 35 graus apresentando diversas rupturas - Centro Politécnico - UFPR (ponto 3)

Ao contrário da caracterização para rochas duras, no caso das argilas fraturadas as técnicas para cálculo de estabilidade são controversas, e não existem métodos empíricos de classificação aplicáveis a túneis que sejam utilizados extensivamente. Por este motivo, no próximo item serão apresentados alguns trabalhos que abordam o comportamento geotécnico das argilas fraturadas em taludes, podendo estes ser estendidos, de certa forma, para casos de escavações subterrâneas. A maioria dos estudos abordados foi realizada com base nas argilas de Londres.

10.1.1. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARGILAS FRATURADAS

Apesar de a influência das fraturas na estabilidade de argilas já ser conhecida anteriormente (TERZAGHI¹² apud BJERRUM, 1967), vários anos decorreram para que este problema começasse a ser estudado com maior frequência.

No início da década de 60, PETERSON *et al.*¹³ (apud RIVARD & LU, 1978) verificando que as previsões de estabilidade baseadas em ensaios de cisalhamento de laboratório eram extremamente limitadas para argilas sobreadensadas fraturadas, propuseram a consideração da coesão efetiva igual a zero em cálculos de estabilidade. Este tipo de simplificação ainda tem sido utilizada em trabalhos mais recentes.

Posteriormente, em uma de suas maiores contribuições, SKEMPTON (1964) chama a atenção para a importância da resistência residual na determinação da estabilidade de taludes em argilas fraturadas. Segundo tal autor, a resistência das fraturas existentes no maciço não deve ser muito superior à resistência residual da argila, seja esta determinada com corpos de prova remoldados normalmente adensados, ou amostras indeformadas.

O trabalho mostra que a resistência mobilizada em deslizamentos primários pode possuir valores variando desde a resistência de pico até a resistência residual, determinadas em laboratório. Com isso, é proposta a utilização de um parâmetro chamado “fator residual”, que representa quanto a resistência operacional se aproxima do valor residual em relação à resistência de pico, sendo calculado pela seguinte fórmula:

¹² TERZAGHI, K.V. (1936). Stability of slopes of natural clay. In: Intl. Conf. on Soil Mech. And Foundation Eng. 1. Cambridge, Mass. 1936. v. 1 p. 161-165.

¹³ PETERSON, R.; JASPAR, J.L.; RIVARD, P.J. & IVERSON, N.L. (1960). Limitations of laboratory shear strength in evaluating stability of highly plastic clays. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado. p. 765-791

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (10.1)$$

onde s_f e s_r representam, respectivamente, as resistências de pico e residual, determinadas em laboratório, e \bar{s} a resistência operacional do maciço de solo. Em termos físicos o parâmetro R representa aproximadamente a percentagem da superfície de ruptura que teve a resistência reduzida a valores residuais.

Comparando o valor de R obtido para diferentes rupturas de talude, SKEMPTON (1964) verificou que este parâmetro se aproxima de zero para argilas sobreadensadas desprovidas de fraturas; assume valores entre 0 e 1 quando baseado em rupturas primárias de argilas fraturadas, sendo diretamente proporcional ao tempo decorrido entre a escavação do talude e a ocorrência da ruptura; e aproxima-se de 1 para deslizamentos reativados e terrenos naturais.

Baseado neste comportamento Skempton explica que as discontinuidades presentes no maciço concentram as tensões médias atuantes, levando a rupturas localizadas do material intacto, e com o passar do tempo, uma maior porção da região de ruptura tem a sua resistência reduzida a valores residuais. Este processo, conhecido como ruptura progressiva, faz com que a instabilização do maciço ocorra mesmo quando as tensões atuantes na superfície da ruptura são bastante inferiores à resistência do material intacto, podendo durar dezenas de anos.

As informações apresentadas por Skempton neste trabalho sugerem que a diminuição de resistência representada pelo valor de R aplica-se tanto à coesão quanto ao ângulo de atrito. Além disso, o autor afirma, com base nos dados existentes até a época, que os valores de coesão para a resistência residual são tão baixos, que esta pode ser considerada nula.

Baseado nos princípios apresentados por Skempton, BJERRUM (1967) publica um trabalho enfatizando o mecanismo de ruptura progressiva em argilas sobreadensadas fraturadas. O autor sugere que o rompimento gradual das ligações diagenéticas existentes nas argilas faz com que seja gerado um empuxo lateral no maciço de solo, que leva ao desenvolvimento da ruptura progressiva. A este agente é dado o nome de “energia de deformação recuperada”.

Na mesma época, BISHOP e LITTLE¹⁴ (*apud* LO *et al.* 1969), em um estudo de caso de escorregamento em argila fraturada, verificaram que a resistência operacional aproxima-se da obtida por ensaios *in situ* com caixas de cisalhamento.

LO *et al.* (1969) estudaram as argilas fraturadas em termos do efeito escala, destacando a relação existente entre a resistência operacional, o tamanho das amostras ensaiadas e o padrão de fraturamento. Eles confirmam a possibilidade de utilização do cisalhamento direto *in situ* para a determinação da resistência operacional, sendo que utilizaram caixas de 60x60x20cm. Outro fator importante ressaltado por estes autores é que o ensaio tipo *vane* fornece uma boa estimativa de resistência do material intacto, uma vez que a ruptura cilíndrica induzida dificilmente irá coincidir com uma fratura preexistente.

MARSLAND (1971) destaca a importância da forma, rugosidade, orientação e inclinação das fraturas na determinação da resistência operacional dos maciços argilosos.

Posteriormente, SKEMPTON (1977) contraria algumas idéias apresentadas no seu trabalho de 1964. Ele sugere que a demora na ocorrência das rupturas decorre do longo tempo necessário para o equilíbrio de pressões neutras, e que a redução de resistência devido às fraturas afeta apenas a coesão da argila. É verificado, através de retroanálise de rupturas de primeira vez, que a envoltória de resistência operacional para as argilas de Londres tem uma coesão muito próxima ao valor residual, e ângulo de atrito semelhante à envoltória de pico. O autor mostra ainda que esta envoltória operacional corresponde aproximadamente à resistência para amostras remoldadas normalmente adensadas, e ao limite inferior das resistências medidas em descontinuidades. A utilização da resistência do solo normalmente adensado para o cálculo da estabilidade de bases de aterros constituídas por argilas fraturadas também é defendida por RIVARD & LU (1978).

¹⁴ BISHOP, A.W. & LITTLE, A.L. (1967). The influence of the size and orientation of the sample on the apparent strength of the London Clay at Maldon, Essex. GEOTECHNICAL CONF, Oslo. v. 1, p.89-96.

10.1.2. ESTUDOS NA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Atento à importância da resistência residual para a caracterização da estabilidade de taludes em argilas fraturadas, DUARTE (1986) realizou um estudo em solos da Formação Guabiro tuba buscando a determinação deste parâmetro. Para tanto, o autor realizou ensaios de diferentes tipos em amostras coletadas no município de Araucária, verificando que a envoltória de resistência determinada com amostras remoldadas não adensadas assemelha-se muito à envoltória residual determinada com amostras indeformadas.

Este comportamento corresponde ao que foi verificado por SKEMPTON (1977) para as argilas de Londres, e mostra que é possível a utilização de amostras deformadas obtidas de sondagens de simples reconhecimento para a determinação da resistência residual. As envoltórias de resistência de pico e residual obtidas por Duarte são apresentadas na FIGURA 10.6.

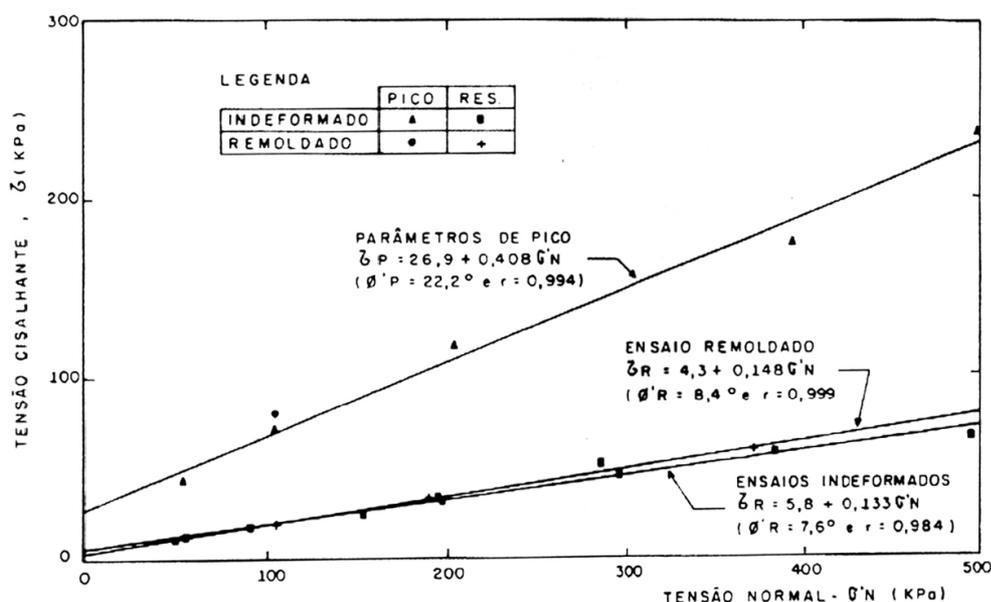


FIGURA 10.6 - Envoltórias de resistência de pico e residual obtidas para argilas da Formação Guabiro tuba – Município de Araucária (DUARTE, 1986)

DUARTE (1986) sugere que sejam realizadas retroanálises de escorregamentos existentes na Formação Guabiro tuba para verificar a resistência operacional das argilas fraturadas, e a aplicabilidade da resistência do solo remoldado normalmente adensado, conforme apresentado por SKEMPTON (1977).

10.1.3. CARACTERIZAÇÃO DE ARGILAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA PARA ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Segundo MARSLAND (1971), a experiência de construção de túneis em argilas rijas fraturadas tem mostrado que as discontinuidades abrem-se rapidamente durante e após a escavação. Sabe-se que em estacas escavadas e tubulões executados em argilas da Formação Guabirota, é comum o desprendimento de blocos de solo (KORMANN, 1999). Logo, é importante que em materiais deste tipo se utilizem técnicas rápidas de suporte, sendo desejável, portanto, a aplicação do concreto projetado.

Em argilas rijas da Bacia de São Paulo observaram-se rupturas de blocos condicionados por fraturas após o tempo necessário para um pequeno volume de água preencher tais fraturas, exercendo empuxo suficiente para removê-los

Mas é interessante que se tenha uma idéia da espessura e do tipo do concreto projetado a ser utilizado, ou se ainda será necessária a instalação de algum tipo de suporte adicional. Para tanto é necessário que se conheçam, ao menos aproximadamente, as propriedades mecânicas do maciço de solo.

Conforme foi mencionado anteriormente, trabalhos de planejamento devem basear-se, na medida do possível, em dados preexistentes. No caso de Curitiba os ensaios de SPT são os utilizados de forma mais extensiva, e estão mais prontamente disponíveis como indicadores das propriedades mecânicas dos solos da Formação Guabirota.

Entende-se, no entanto, que estes ensaios devem ser utilizados de maneira criteriosa. Os estudos aqui apresentados demonstraram que a resistência operacional de argilas fraturadas não deve ser determinada com base em ensaios convencionais de laboratório, principalmente devido às dimensões reduzidas dos corpos de prova ensaiados. Apesar de o equipamento de sondagem com SPT ser relativamente grande, o volume ensaiado do maciço é bastante reduzido, e encontra-se em uma condição confinada, logo, o ensaio de penetração pode também não representar adequadamente o comportamento do maciço.

Por outro lado, basear cálculos de estabilidade em valores de resistência residual representa, em muitos casos, uma solução extremamente conservadora e cara (BJERRUM, 1967).

Devido a este impasse, optou-se pela realização de retroanálises simplificadas, com base em algumas caracterizações de escorregamentos ocorridos em argilas da Formação Guabirota, para obter-se uma estimativa da resistência operacional.

10.1.4. RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTOS EM ARGILAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Alguns escorregamentos foram estudados no decorrer da segunda etapa de campo desta pesquisa, sendo realizado um levantamento topográfico simplificado com clinômetro e trena, buscando a caracterização da dimensão e forma aproximada das feições.

As seções transversais dos escorregamentos analisados estão representadas na FIGURA 10.7.

As superfícies de ruptura foram analisadas no programa *Slope/W 4.22 (1999)*, sendo realizadas as seguintes simplificações:

- não foi considerada a influência do lençol freático;
- para o peso específico do solo foi considerada a moda dos valores apresentados por NASCIMENTO & PUPPI (1999), igual a 18 KN/m³.

Para garantir uma superfície de ruptura com inclinação subvertical no topo, na modelagem foi considerada uma camada sujeita a fendas de tração.

Aplicando-se a técnica de análise de equilíbrio limite de MORGESTERN & PRICE (1965) nos diferentes escorregamentos, foram então obtidos, por tentativa, os pares de valores c e ϕ , que satisfazem a condição de fator de segurança igual a um. Os resultados foram então plotados no gráfico apresentado na FIGURA 10.8.

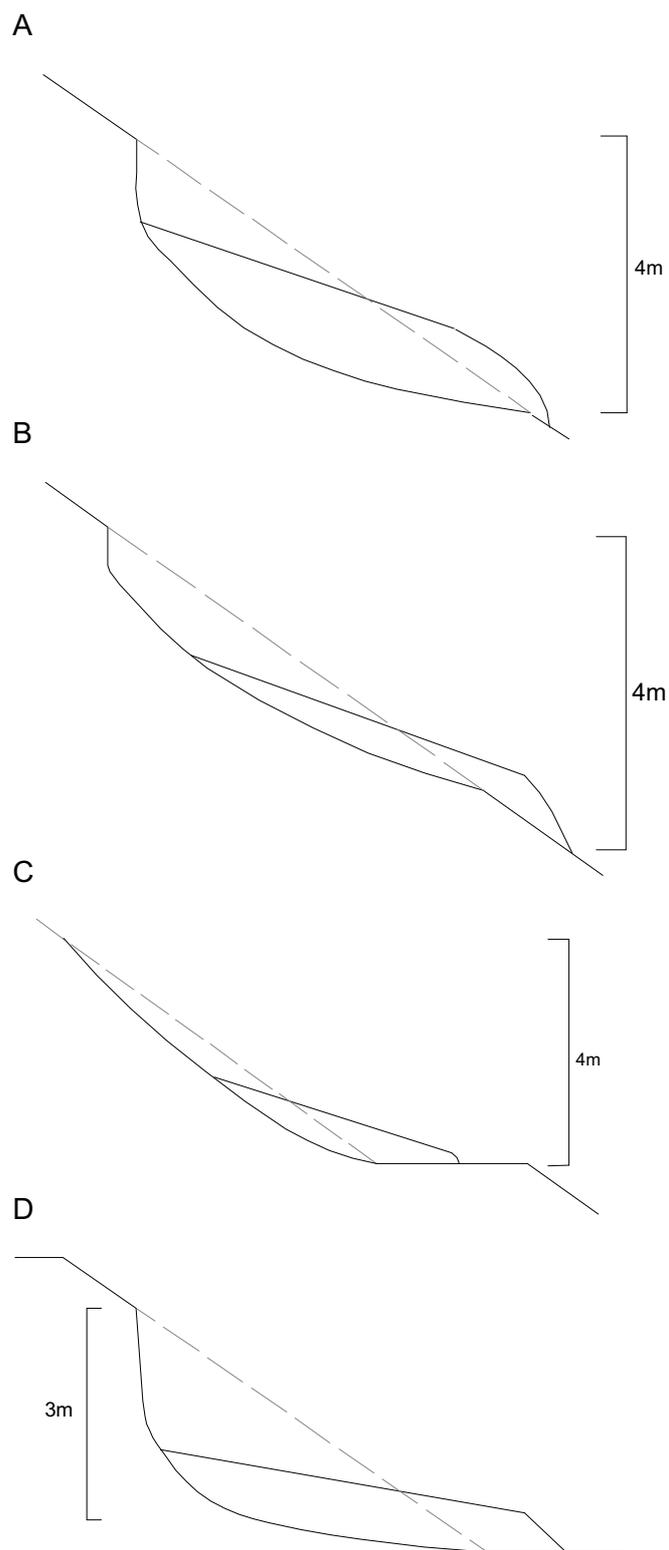


FIGURA 10.7 - Seção transversal dos escorregamentos retroanalizados – A: Jardim das Américas (Centro Politécnico); B,C e D: Guabirota (BR-116).

A maioria das linhas da FIGURA 10.8 se cruzam aproximadamente no ponto onde $\phi = 23^\circ$ e $c = 1,3$ kPa. Estes valores confirmam o que foi observado por SKEMPTON (1977) nas argilas de Londres, pois a envoltória operacional possui valores de coesão próximos aos residuais obtidos em laboratório, e ângulo de atrito próximo dos parâmetros de pico. A FIGURA 10.9 apresenta a envoltória determinada na retroanálise, plotada juntamente com os valores de laboratório obtidos por DUARTE (1986).

O fato de a coesão determinada por retroanálise ser um pouco inferior à coesão residual determinada em laboratório deve-se provavelmente à presença de fraturas abertas próximo à superfície.

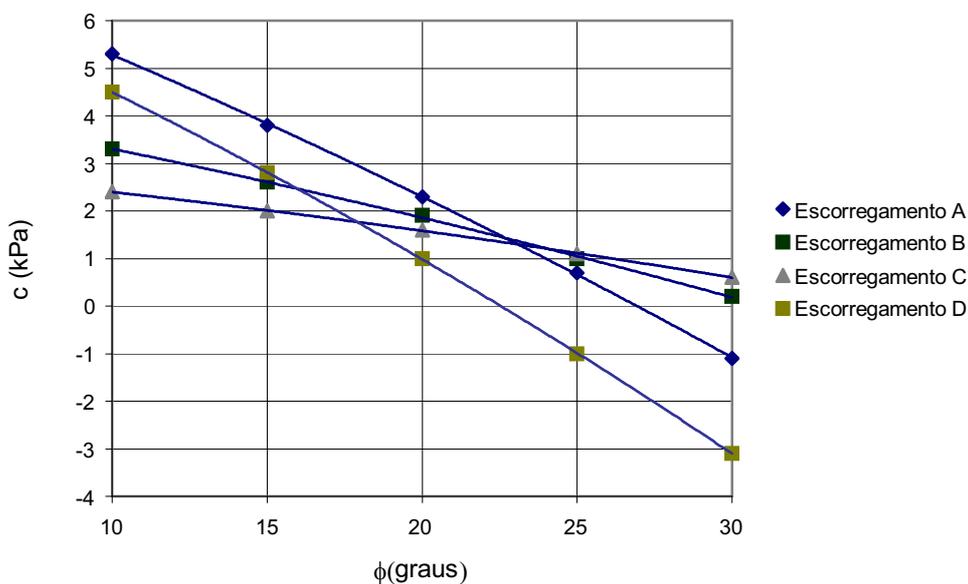


FIGURA 10.8 - Relação entre c e ϕ para a obtenção de fator de segurança igual a 1 nos escorregamentos analisados.

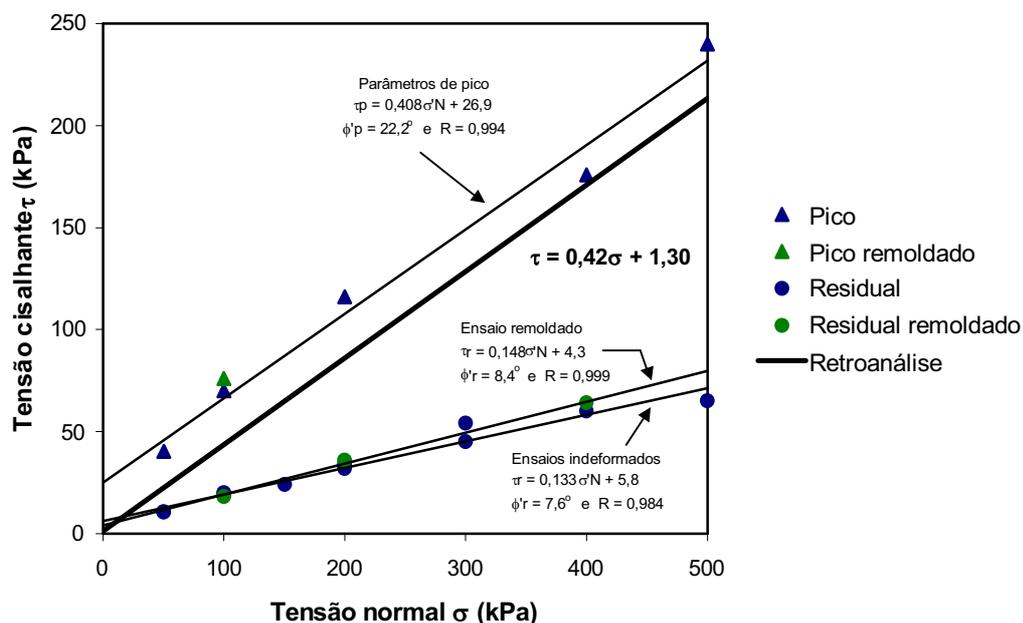


FIGURA 10.9 - Envoltórias de resistência obtidas em laboratório por DUARTE (1986) e por retroanálise de escorregamento, para argilas da formação Guabirotuba.

10.1.5. INFLUÊNCIA E IMPORTÂNCIA DO GRAU DE FRATURAMENTO NA RESISTÊNCIA OPERACIONAL DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Como são as fraturas que fazem a resistência operacional das argilas aproximar-se de valores residuais, parece razoável que o grau de fraturamento seja um fator determinante na quantificação desta diminuição de resistência. Para avaliar este fato as retroanálises foram utilizadas na comparação da resistência de argilas com diferentes números de juntas por metro cúbico J_v .

Como o grau de fraturamento geralmente é um parâmetro variável ao longo da superfície de escorregamento, para cada caso calculou-se uma média dos valores de J_v ponderados pela sua proporção de ocorrência. Fixando-se um ângulo de atrito igual ao valor de pico obtido em laboratório, $22,2^\circ$, foi possível, com base no gráfico da FIGURA 10.8, obter valores de coesão para os diferentes escorregamentos. A relação entre c e J_v é apresentada na FIGURA 10.10.

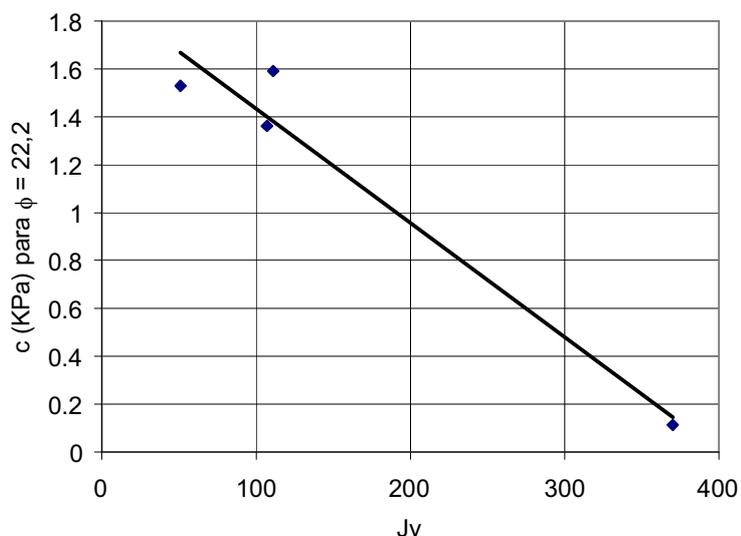


FIGURA 10.10- Relação entre a coesão, obtida para um ϕ de $22,2^\circ$, e o número de juntas por metro cúbico (J_v) em escorregamentos na Formação Guabirotuba.

Apesar da pequena quantidade de dados utilizada nesta análise e das simplificações envolvidas, o gráfico obtido sugere que ao avaliar-se a resistência operacional de argilas fraturadas a utilização apenas de parâmetros de laboratório, como é sugerido muitas vezes na bibliografia, e foi apresentado anteriormente, pode não ser suficiente. Os resultados mostram, e parece plausível, que é necessário levar-se em conta o grau de fraturamento na quantificação da resistência operacional das argilas fraturadas. Assim, a envoltória de resistência obtida por retroanálise, apresentada na figura 10.9, valeria apenas para um valor de J_v próximo de 100.

Durante as investigações geológicas para projeto de obras subterrânea deve-se, portanto, atentar para este fator, procurando-se determinar o grau de fraturamento das argilas e como este influencia na resistência operacional. Também, durante o processo de execução deve-se realizar um acompanhamento descritivo do fraturamento para que eventuais necessidades de mudanças no projeto sejam detectadas.

Os trabalhos de campo realizados na presente pesquisa permitiram verificar que o fraturamento das argilas da Formação Guabirotuba varia, de local para local e nas diferentes profundidades, principalmente em termos de espaçamento das descontinuidades. Para fins de planejamento seria interessante que zonas com diferentes orientações, formas e frequência de fraturas fossem mapeadas

tridimensionalmente. No entanto, neste trabalho apenas um modelo básico do perfil típico de intemperismo e fraturamento detectado em afloramentos de argila pôde ser esboçado (FIGURA 10.11).

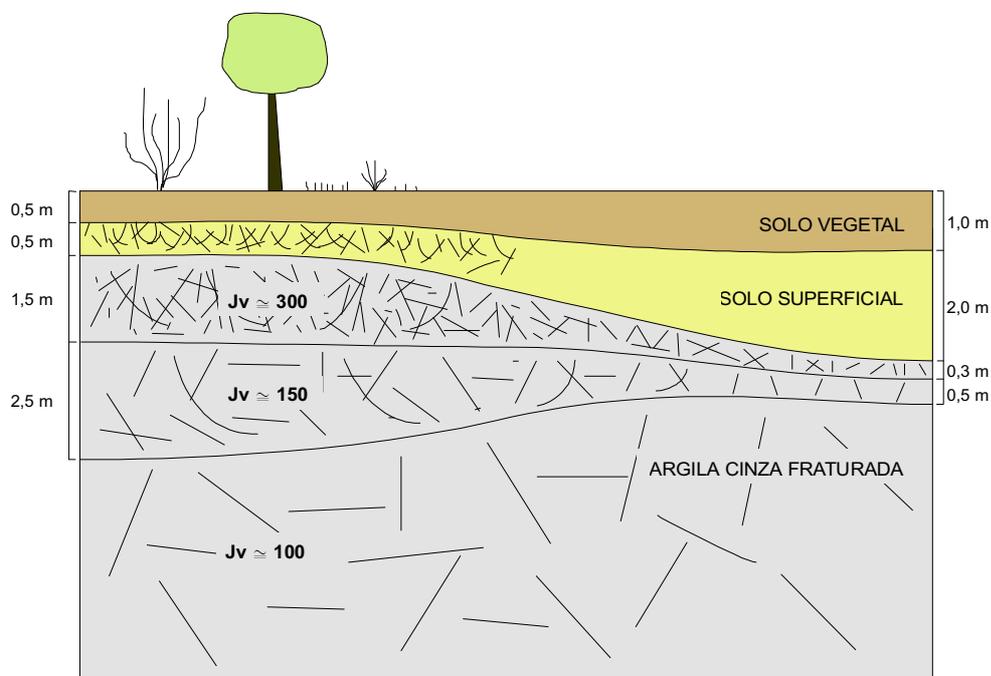


FIGURA 10.11- Perfil típico de intemperismo e fraturamento das argilas sobreadensadas da Formação Guabirota.

O modelo apresenta a distribuição, espessura e o J_v de camadas geralmente constatadas no campo. Como grande parte das fraturas deve-se à expansão e contração da argila, causada pelo umedecimento e secagem, geralmente há uma maior concentração de fraturas próximo à superfície. Portanto as espessuras das porções mais fraturadas irão depender das condições hidrogeológicas locais. O solo superficial pode encontrar-se fraturado ou não, enquanto o solo vegetal geralmente é homogêneo.

10.1.6. PROBLEMAS DE EXPANSÃO

A questão da expansibilidade das argilas na Formação Guabirota é amplamente discutida por PEREIRA & PEJON (1999), sendo as informações por eles levantadas apresentadas a seguir. Segundo estes autores, danos econômicos e sociais associados à expansão dos sedimentos da Formação Guabirota são

frequentes na região metropolitana de Curitiba, que apresenta um alto índice de ocupação urbana” (p. 17).

A partir de análise térmica diferencial realizada em sedimentos da Formação Guabirota e solos associados foram identificados os principais argilominerais presentes nos materiais:

1. solo residual vermelho da Formação Guabirota - apresenta uma predominância de caulinita e secundariamente gibsita e ilita;
2. as argilas (sedimentos) - apresentam uma predominância de montmorilonita, e prováveis ocorrências de caulinita e ilita.

Foram ainda realizados ensaios de expansão livre e pressão de expansão com amostras indeformadas, cujos resultados estão apresentados na TABELA 10.2 e 10.3 . O efeito da secagem provocou um aumento significativo, tanto da expansão livre como da pressão de expansão. Esta é uma informação importante, principalmente no caso de obras civis que envolvam a escavação destes materiais, onde se deve minimizar ao máximo as variações de umidade para evitar danos às obras causados pela expansão”. Os valores baixos obtidos nos ensaios de expansão livre e pressão de expansão realizados nas amostras com umidade natural devem-se ao alto grau de saturação inicial destas.

TABELA 10.2 - Resultados dos ensaios de expansão livre para amostras no estado natural e secas ao ar – valores em porcentagem (PEREIRA & PEJON, 1999)

Bloco	Amostra com umidade natural			Amostra seca ao ar	
	w	Deformação	Deformação (em anel metálico)	w	Deformação (em anel metálico)
7	16,20	1,43	2,42	3,06	35,67
12	35,95	0,69	1,19	8,36	54,41
14	45,25	0,00	0,16	5,68	43,04
18	39,00	1,31	0,24	12,15	66,02
22	35,20	1,05	0,48	4,21	63,23
24	54,33	0,00	0,64	12,15	93,98
25	40,00	0,00	0,51	13,34	65,67
30	48,80	0,20	0,53	16,23	49,77
37	21,85	0,12	0,44	5,92	44,07
46	30,65	0,00	0,28	9,54	66,61
51b	27,17	0,00	0,25	6,91	51,99

TABELA 10.3- Resultados dos ensaios de pressão de expansão (PEREIRA & PEJON, 1999)

Bloco	Amostra com umidade natural		Amostra seca ao ar	
	w (%)	Pressão de expansão	w	Pressão de expansão
		(kPa)	(%)	(kPa)
7	16,20	29,11	5,23	429,63
12	35,95	25,67	8,56	1955,53
14	45,25	13,59	15,07	297,88
18	39,00	34,17	10,78	1130,23
22	35,20	11,84	7,96	4187,34
24	54,33	20,66	13,09	3421,34
25	40,00	24,62	13,74	3126,68
30	48,80	4,54	11,02	949,44
37	21,85	11,92	6,17	157,96
46	30,65	17,57	7,88	2144,36
51b	27,17	1,56	7,51	175,21

10.2. SEDIMENTOS ALUVIAIS

Conforme destacado por LOPES (1966), os sedimentos aluviais de Curitiba são compostos principalmente por areias e siltes, ocorrendo com menor proporção camadas de argila orgânica.

Estes materiais costumam apresentar problemas de estabilidade quando escavados, devido à ausência de coesão no caso das areias, e do baixo ângulo de atrito no caso das argilas orgânicas. Estas últimas são especialmente problemáticas, pois quando saturadas, podem apresentar comportamento de fluido viscoso.

Outro problema associado aos aluviões são os níveis elevados do lençol freático e as altas permeabilidades encontradas. Esta condição resulta na necessidade de adoção de medidas de drenagem ou rebaixamento do nível d'água que acabam por elevar o custo de obras de escavação em geral.

A avaliação das sondagens de simples reconhecimento mostrou que a profundidade dos sedimentos aluviais é de 6 m, em média, atingindo um máximo de 16 m. Os valores de N_{SPT} variam de zero golpes, em argilas orgânicas, a 44 golpes, provavelmente em níveis cascalhosos, sendo que os valores mais comuns encontram-se entre 2 e 6 golpes. A profundidade do lençol freático varia de zero a 6 m, sendo que este ocorre com maior frequência entre zero e 2 m. A FIGURA 10.12 mostra a distribuição dos valores de N_{SPT} , bem como a frequência com que ocorre o lençol freático nas diferentes profundidades.

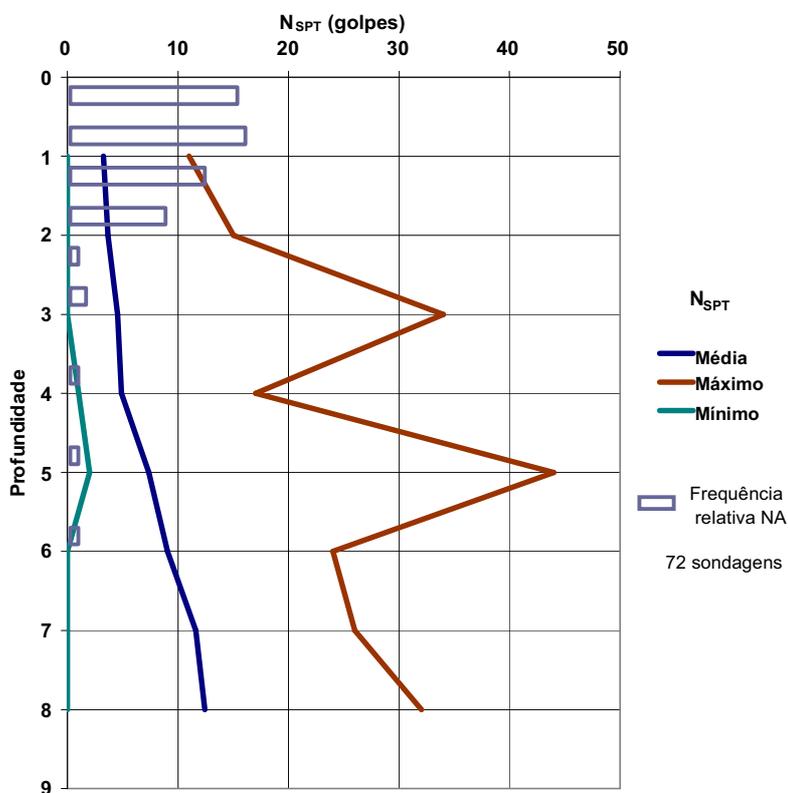


FIGURA 10.12- Distribuição dos valores de N_{SPT} e frequência do nível d'água nos aluviões até 8 m de profundidade.

10.3. SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO

Os solos formados a partir da alteração de rochas do embasamento têm como característica a variação granulométrica ao longo do perfil de intemperismo. Devido a esta variação, os valores de coesão e ângulo de atrito interno tendem a oscilar ao longo do perfil.

No caso dos migmatitos é comum a ocorrência de areia siltosa ou silte arenoso próximo ao topo do perfil. Na base, esta granulometria também é comum, podendo ocorrer também blocos de rocha alterada. Em porções intermediárias do perfil de intemperismo geralmente há um predomínio de argila siltosa, normalmente com areia em menor proporção. Estes solos comumente apresentam tonalidades claras, com cor marrom, vermelha, amarela, cinza, por vezes cinza esverdeada.

Devido à composição mineralógica dos diabásios, praticamente desprovida de quartzo, os solos residuais são mais argilosos, podendo ocorrer, próximo à base do perfil de alteração, blocos de rocha arredondados, em decomposição esferoidal. Estes solos comumente apresentam cor variegada, vermelha e amarela.

A avaliação das sondagens de simples reconhecimento mostra que a profundidade do solo residual varia aproximadamente de 4 a 20 m, com uma média de 12 m. Abaixo do solo residual geralmente ocorre uma faixa de rocha alterada mole, que possui em média 2,5 m de espessura, podendo chegar, no entanto, a quase 6 m.

Os valores de N_{SPT} variam de 1 golpe até a condição impenetrável, mas os valores mais comuns situam-se entre 8 e 23 golpes. Nos solos residuais o nível do lençol freático pode variar de zero a 15 m, estando com maior frequência entre 2 e 5 m. A FIGURA 10.14 mostra a distribuição dos valores de N_{SPT} e nível d'água encontrados nas sondagens de simples reconhecimento.

O levantamento de taludes no campo revela que os solos residuais apresentam boa adequação para escavações, permanecendo estáveis em cortes altos, com elevada inclinação. A FIGURA 10.13 apresenta um talude estável com altura de aproximadamente 5 m e inclinação em torno de 70 graus.



FIGURA 10.13– Corte em solo residual de migmatito.

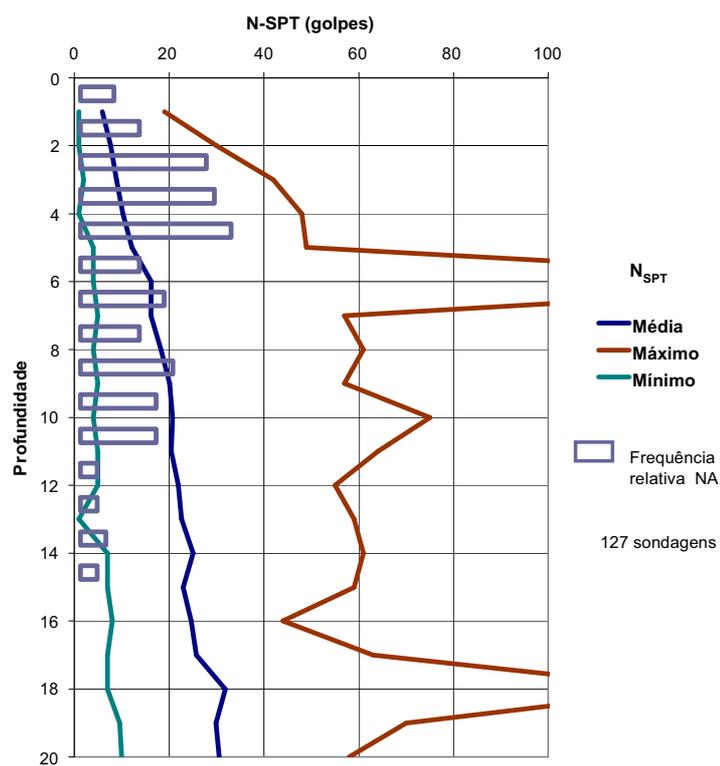


FIGURA 10.14- Distribuição dos valores de N_{SPT} e frequência do nível d'água em solos residuais do embasamento, até 20 m de profundidade.

11. CONDIÇÕES DE SUPORTE E ESTABILIDADE DE FRENTE PARA POSSÍVEIS TÚNEIS EM SOLOS DE CURITIBA

Com base nas informações geotécnicas apresentadas no capítulo anterior, procurou-se obter uma noção preliminar do comportamento dos solos da cidade de Curitiba para a escavação de túneis. Para tanto, utilizaram-se avaliações simplificadas com base em análise limite, que serão descritas nas próximas seções.

GUIMARÃES NETO (1997) apresenta uma gama de soluções baseadas em análise limite para avaliação da estabilidade em escavações de túneis, disponíveis na bibliografia, que permitem estimar a pressão interna, na frente ou ao redor da escavação, necessária à estabilidade. As análises de interesse para o presente trabalho serão reproduzidas a seguir.

11.1. ANÁLISES LIMITE PARA ESTIMATIVA DA PRESSÃO INTERNA EM TÚNEIS DE SEÇÃO CIRCULAR (GUIMARÃES NETO 1997)

DAVIS *et al.*¹⁵ desenvolveram uma solução, baseada nos teoremas do limite inferior e superior da teoria da plasticidade, para um plano transversal a uma escavação cilíndrica, longa, não suportada (FIGURA 11.1).

¹⁵ DAVIS, E.H.; GUNN, M.J.; MAIR, R.J.; SENEVIRANTE, H.N.. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*. v. 30, n. 4.

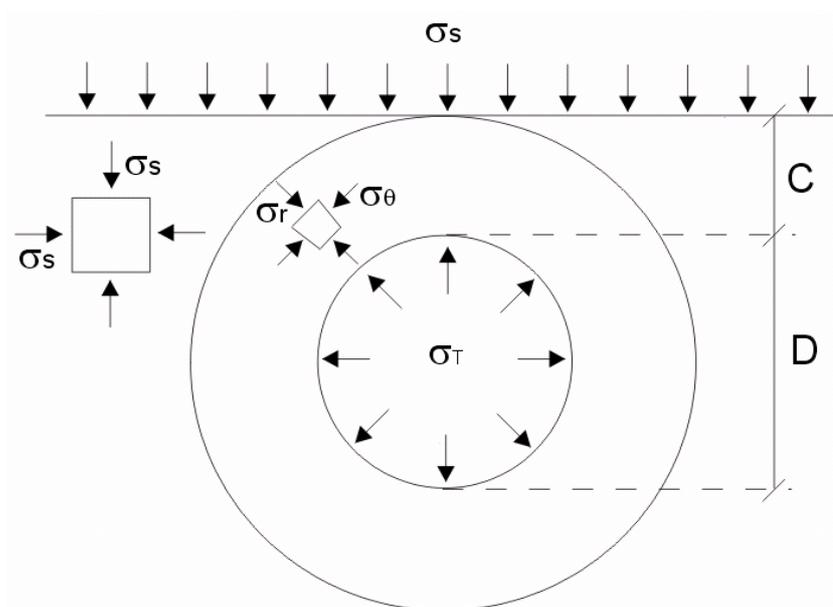


FIGURA 11.1 - Campo de tensões no plano transversal à escavação cilíndrica, longa, não suportada utilizado na solução de DAVIS et al.¹⁶ (adaptada de GUIMARÃES NETO, 1997).

Neste caso a solução de limite inferior para o limiar da ruptura é dada por:

$$\sigma_T = \sigma_s - 2c_u \ln\left(\frac{2C}{D} + 1\right) \quad (11.1)$$

Onde σ_T é a pressão interna ao túnel, c_u corresponde à resistência não drenada do solo, C à cobertura de solo acima da calota, D ao diâmetro da escavação e σ_s à pressão aplicada sobre a superfície do terreno, podendo este parâmetro ser substituído, na prática, por σ_v , tensão vertical do solo na profundidade do eixo do túnel.

Para a solução de limite superior são analisados quatro mecanismos de ruptura (FIGURA 11.2), o que resulta na seguinte solução:

$$N = -0,154\left(\frac{C}{D}\right)^2 + 1,7466\left(\frac{C}{D}\right) + 0,8152 \quad (11.2)$$

Onde N é o número de estabilidade de BROMS e BENNERMARK¹⁶, dado por:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_T}{c_u} \quad (11.3)$$

a partir do qual é possível determinar a pressão de equilíbrio interna ao túnel σ_T , que corresponde à pressão de suporte.

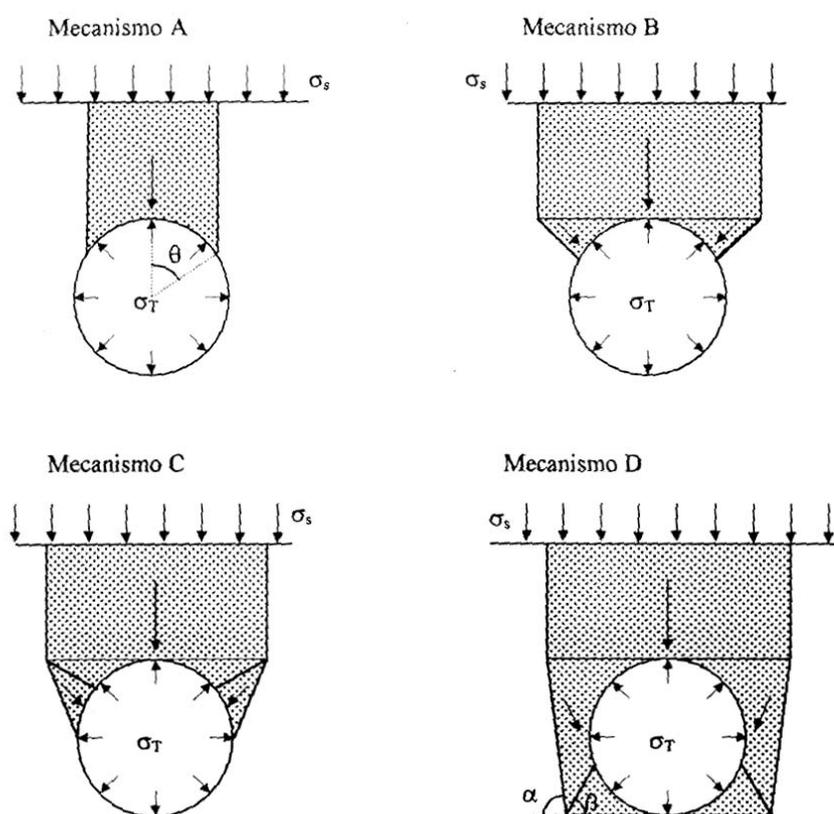


FIGURA 11.2 - Mecanismos de ruptura adotados na solução de limite superior de DAVIS et al.¹³

Outra solução de limite superior, analisada no plano transversal ao eixo do túnel, foi apresentada por ATKINSON e POTTS¹⁷, para solo apenas com atrito, e

¹⁶ BROMS, B.B.; BENNERMARK, H.. (1967). *Stability of clay at vertical openings*. Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE. January

¹⁷ ATKINSON, J.H.; POTTS, D.M. (1977). *Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil*. *Géotechnique*. v. 27, n.2.

modificada por GUIMARÃES NETO (1997), para incluir o efeito da coesão, sendo definida pelo mecanismo local de colapso apresentado na FIGURA 11.3.

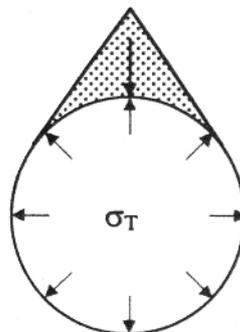


FIGURA 11.3- Mecanismo de ruptura utilizado na solução de ATKINSON e POTTS¹⁵.

A solução resultante é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_T = \frac{\gamma D}{4 \cos \phi} \left(\frac{1}{\tan \phi} - \frac{\pi}{2} + \phi \right) - \frac{c}{\tan \phi} \quad (11.4)$$

sendo γ o peso específico do solo, c a coesão e ϕ o ângulo de atrito interno do solo (radianos).

A aplicação desta solução exige que a seguinte condição seja satisfeita, para que o mecanismo de ruptura não alcance a superfície.

$$\frac{C}{D} \geq \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\tan \phi} - 1 \right) \quad (11.5)$$

HEINZ¹⁸ apresenta uma solução de limite inferior, para o campo de tensões apresentado na FIGURA 11.1, em solos com coesão e atrito, dada pelas seguintes expressões:

$$N_s = \left(\frac{2C}{D} + 1 \right)^{1-K_p} \quad (11.6)$$

¹⁸ HEINZ, Jr., H.K. (1988). *Large cross sections in soft ground*. Alberta. Tese (Doutorado) – The University of Alberta. Canadá.

$$Q_s^* = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (11.7)$$

$$\sigma_T = \frac{(N_s Q_s^* - 1) \sigma_c}{K_p - 1} \quad (11.8)$$

Onde σ_s pode ser substituído por σ_v ; σ_c é a resistência à compressão simples e K_p o coeficiente de empuxo passivo, expresso por:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (11.9)$$

Para o caso de solos sem coesão, ATKINSON e POTTS¹⁵ desenvolveram a seguinte solução, para solo sem peso:

$$\sigma_T = \sigma_v \left(\frac{2C}{D} + 1 \right)^{1-\mu} \quad (11.10)$$

$$\text{onde: } \mu = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (11.11)$$

Neste caso, para a condição drenada μ será igual a K_p .

No cálculo de pressões a serem aplicadas na frente de escavação, com distância desta até o revestimento (L) maior que zero, GUIMARÃES NETO (1997) sugere que se utilize o valor mais arrojado, comparando-se a condição de equilíbrio no plano transversal ao eixo do túnel (FIGURA 11.1) e em uma esfera espessa na frente do túnel revestido (FIGURA 11.4).

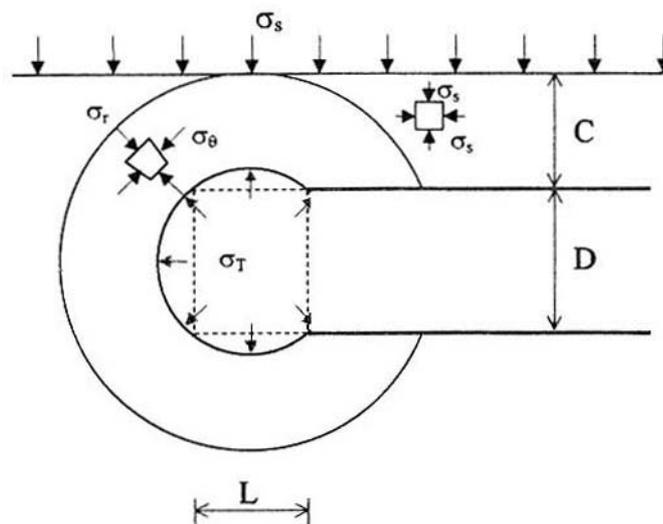


FIGURA 11.4 - Campo de tensões para o modelo de esfera espessa na frente da escavação HEINZ¹⁶

Assim, no caso não drenado, deve-se utilizar o maior valor de N , comparando-se as soluções de DAVIS et al ¹³, representada na equação 11.1 e HEINZ ¹⁶, ou seja:

$$N = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \ln \left(\frac{2C}{D} + 1 \right) \\ 4 \ln \left(\frac{\frac{2C}{D} + 1}{\sqrt{\frac{L^2}{D^2} + 1}} \right) \end{array} \right\} \quad (11.12)$$

Calcula-se então σ_T pela equação 11.3.

No caso drenado, deve-se considerar o menor valor de N_s , comparando-se as soluções de HEINZ ¹⁶ para o modelo da FIGURA 11.1 (equação 11.6) e para a condição de equilíbrio considerando a solução da FIGURA 11.4. O resultado pode ser expresso por:

$$N_s = \min \left\{ \left[\frac{\frac{2C}{D} + 1}{\left(\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{1}{2}}} \right]^{2(1-K_p)} \right. \\ \left. \left(\frac{2C}{D} + 1 \right)^{1-K_p} \right\} \quad (11.13)$$

Neste caso o valor de σ_T pode ser calculado pelas equações 11.6 a 11.8.

Caso o solo não tenha coesão, este procedimento não pode ser empregado, devendo-se adotar o menor valor obtido, comparando-se a equação 11.10 à expressão apresentada à seguir, proposta por HEINZ ¹⁶.

$$\sigma_T = \sigma_v \left[\frac{\left(1 + \frac{2C}{D} \right)}{\left(\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{-4\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}} \quad (11.14)$$

11.2. ANÁLISES LIMITE – PARÂMETROS ADOTADOS E RESULTADOS OBTIDOS

Quanto aos parâmetros construtivos, para a análise das escavações em solos de Curitiba, consideraram-se, em hipótese, túneis metroviários de seção circular, singelos (6m de diâmetro) e duplos (9m de diâmetro), com calota a 3, 10, 15, 20 e 30 m de profundidade.

Considerando-se a utilização de concreto projetado como revestimento primário para os túneis analisados, o valor de L , corresponde a uma distância equivalente, caso fosse instalado um suporte com propriedades finais. Através da retroanálise de recalques em túneis revestidos com concreto projetado na Bacia de São Paulo, CELESTINO *et al.* (1994) obtiveram valores de L equivalente oscilando

em torno do raio do túnel (R), portanto, para as análises efetuadas considerou-se $L=R$.

Para parâmetros de resistência do solo, no caso da Formação Guabirotuba utilizaram-se os resultados da retroanálise e valores estimados de resistência, obtidos de correlações com N_{SPT} . Para os aluviões e solos residuais do embasamento, utilizaram-se apenas as correlações com N_{SPT} . Como ainda não existem correlações deste tipo disponíveis para solos da cidade de Curitiba, foi necessária a utilização de correlações obtidas com solos semelhantes de outras localidades, ou o uso de correlações genéricas. É importante ressaltar que este procedimento deve ser utilizado com reserva, aplicando-se apenas para fins de planejamento ou no máximo estudos de viabilidade.

Os valores de N_{SPT} escolhidos para as análises basearam-se na gama verificada no banco de dados (FIGURA 10.1). Assim, no caso da Formação Guabirotuba e de solos residuais, os valores de N_{SPT} escolhidos foram de 10 a 50, enquanto para os aluviões, utilizaram-se valores de 0 a 25.

Confeccionaram-se gráficos que representam as relações entre N_{SPT} e pressão de suporte ou de frente, para as diferentes condições construtivas escolhidas. Estes gráficos representam ferramentas bastante práticas, pois permitem que um parâmetro obtido em investigações geotécnicas rotineiras e mapeado na presente pesquisa, seja utilizado na estimativa preliminar de dimensões de suporte e métodos construtivos.

11.2.1. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

No caso geral considerou-se um ângulo de atrito (ϕ) de 23° , obtido por retroanálise, e uma coesão de 5 kPa, correspondendo aproximadamente à média dos valores residuais obtidos por DUARTE (1986). O baixo valor de coesão obtido por retroanálise não foi adotado porque este provavelmente deve-se à presença de fraturas abertas próximo à superfície. Considerou-se como peso específico a moda dos valores apresentados por NASCIMENTO & PUPPI (1999), igual a 18 kN/m^3 .

No cálculo da pressão de suporte utilizaram-se as soluções de HEINZ ¹⁶ e GUIMARÃES NETO (1997), modificada de ATKINSON e POTTS¹⁵ representadas pelas equações 11.6 a 11.8 e 11.4. Os resultados são apresentados na **FIGURA 11.5**.

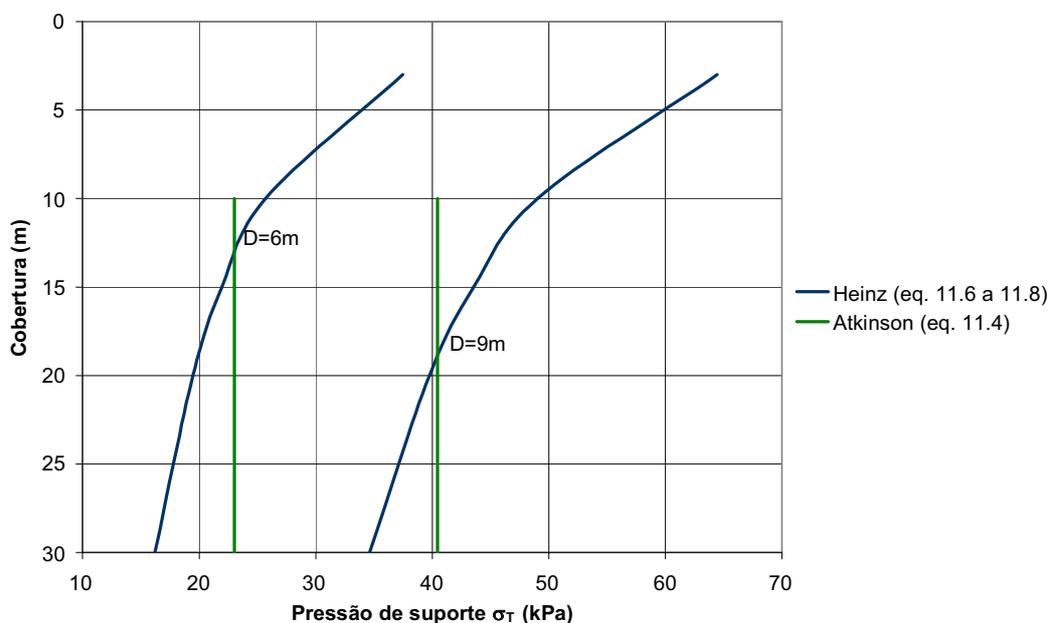


FIGURA 11.5- Pressão de suporte em função da cobertura acima do arco, determinada com parâmetros obtidos por retroanálise de escorregamentos na Formação Guabirotuba, corrigidos para condições em profundidade (fraturas fechadas).

Da mesma forma, a pressão de equilíbrio na frente de escavação foi calculada pela expressão 11.13, em conjunto com as fórmulas 11.6 a 11.8, para os dois diâmetros de túnel. O resultado é apresentado na FIGURA 11.6, valendo ressaltar que os valores negativos de pressão de suporte correspondem à condição não suportada.

É notável que nestas soluções há uma relação inversa entre a pressão de frente e a cobertura. Gráficos apresentados por GUIMARÃES NETO (1997) mostram que este comportamento é intrínseco das soluções de Heinz, para $\phi > \sim 17^\circ$, no caso da solução da FIGURA 11.1, e $\phi > \sim 12^\circ$, no caso da solução da esfera espessa.

Para utilizar os dados das sondagens de simples reconhecimento, e obter-se uma aproximação da resposta à escavações e sua variação espacial, optou-se pelo uso de correlações com SPT. Conforme mencionado no capítulo anterior, as

argilas do Terciário de São Paulo apresentam semelhanças com as da Formação Guabirotuba, apresentando geralmente coloração cinza ou cinza esverdeada, pré-adensamento, e fraturas.

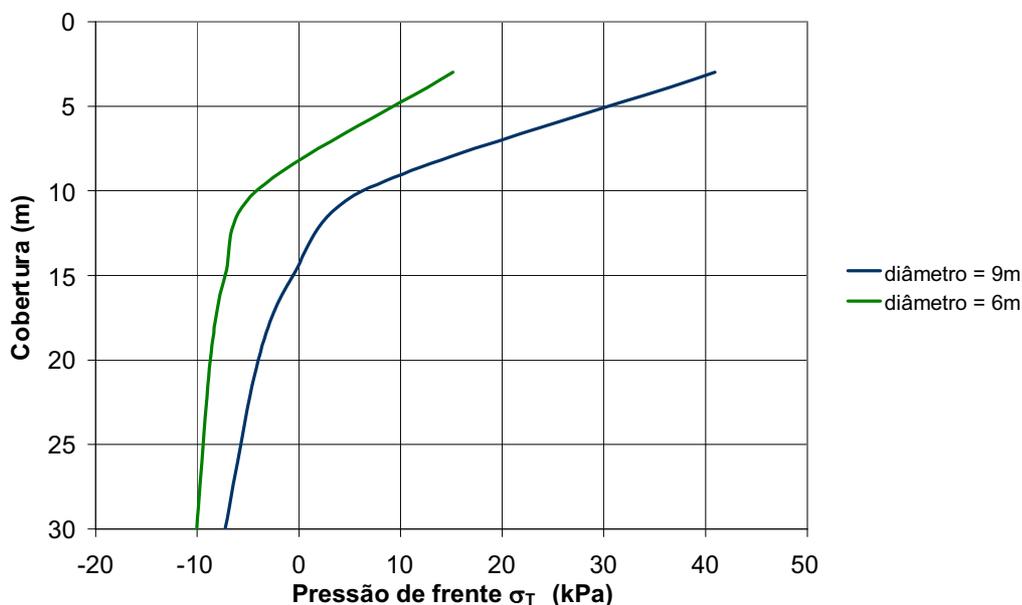


FIGURA 11.6- Pressão de frente em função da cobertura acima do arco (C), determinada com parâmetros obtidos por retroanálise de escorregamentos na Formação Guabirotuba, corrigidos para condições em profundidade(fraturas fechadas).

Portanto, adotou-se para o caso aqui apresentado, a correlação entre N_{SPT} e resistência não drenada, obtida em laboratório com tais argilas de São Paulo, apresentada por DECOURT (1992) e representada pela expressão:

$$c_u (kPa) = 12,5 N_{SPT} \quad (11.15)$$

A utilização de uma correlação obtida com argilas de São Paulo para análises na Formação Guabirotuba deve ser feita com reserva, principalmente devido à influência do espaçamento de fraturas, comentado no capítulo anterior. Portanto este tipo de procedimento deve ser aplicado apenas em atividades de planejamento.

Os resultados obtidos pela expressão 11.15 foram divididos pela razão entre as coesões de pico e residual, apresentadas por DUARTE (1986; FIGURA 10.6), igual a 5,2, de modo a introduzir uma diminuição de resistência devida às fraturas

(ver capítulo 10). Introduziu-se então o valor de resistência na solução de DAVIS (1980; equações 11.1 a 11.3) para o cálculo da pressão de suporte. Os resultados são apresentados nas FIGURA 11.7 e 11.8

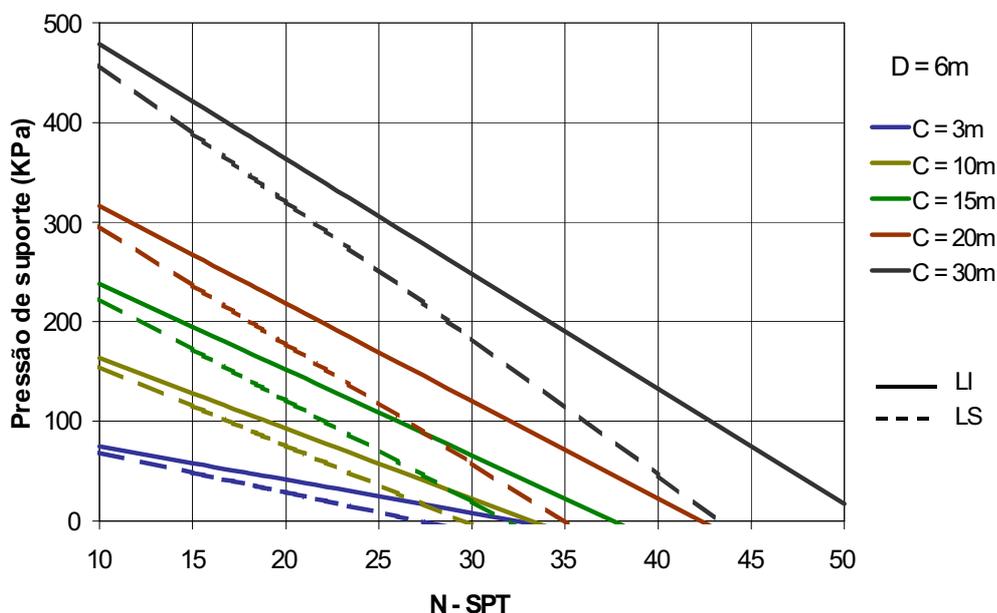


FIGURA 11.7 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pela solução de DAVIS (equações 11.1 a 11.3) para um túnel com 6m de diâmetro.

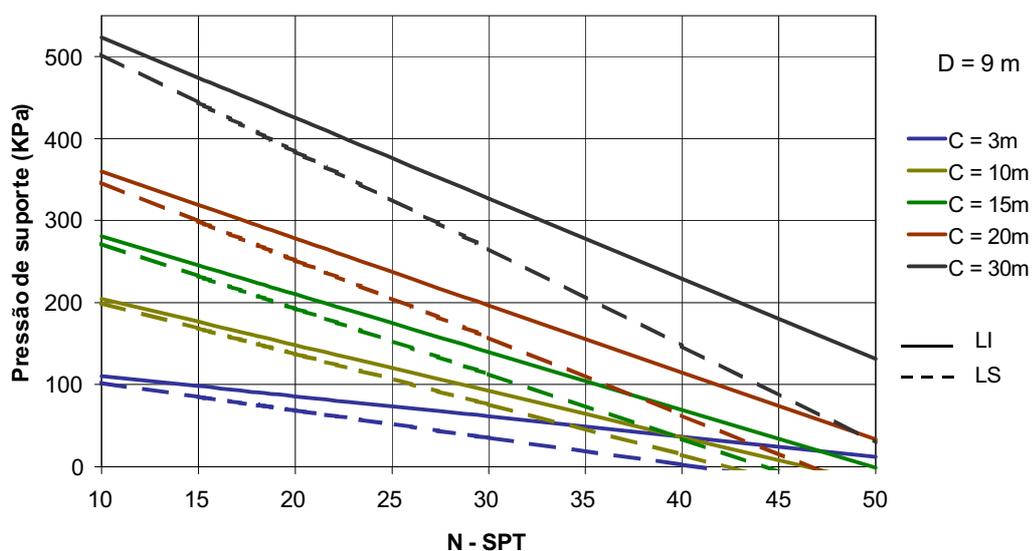


FIGURA 11.8- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS (equações 11.1 a 11.3) para um túnel com 9m de diâmetro.

Os resultados obtidos foram confrontados com pressões de suporte obtidas por CELESTINO *et al.* (1997) em um túnel do metrô de São Paulo, escavado em argila siltosa e areia argilosa do Terciário. As pressões foram determinadas por *undercoring* no concreto projetado, em um túnel com 6,2m de diâmetro e coberturas variando de 13,5 a 28,5m. Portanto, os dados foram comparados com os resultados de análise do túnel de 6m de diâmetro, com cobertura entre 15 e 30 m, plotando-se $L/D \times \sigma_T/\gamma h$ (FIGURA 11.9), onde h é a profundidade do eixo do túnel. O gráfico mostra que as pressões de suporte calculadas no presente trabalho encontram-se em uma gama coerente de magnitude.

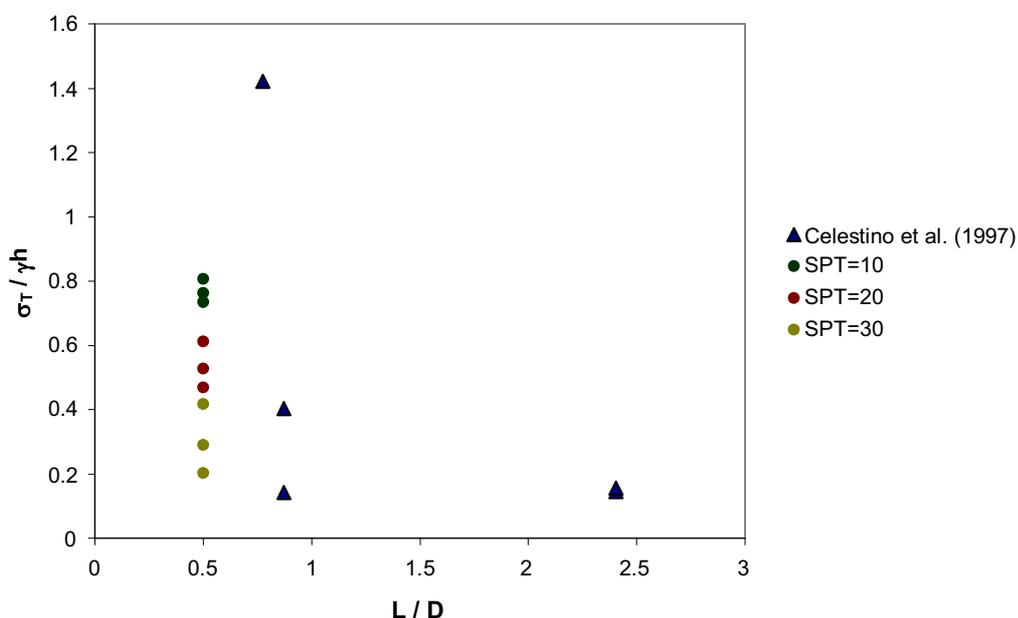


FIGURA 11.9 - Comparação dos resultados de pressão de suporte apresentados por CELESTINO *et al.* (1997), para um túnel em argilas das Bacia de São Paulo, com os valores calculados pelas soluções de limite inferior de DAVIS *et al.* ¹³

Para o cálculo da estabilidade de frente determinou-se a resistência do solo da mesma forma que para a pressão de suporte, e utilizaram-se as expressões 11.12 e 11.3. Os resultados obtidos são apresentados nas FIGURA 11.10 e 11.11.

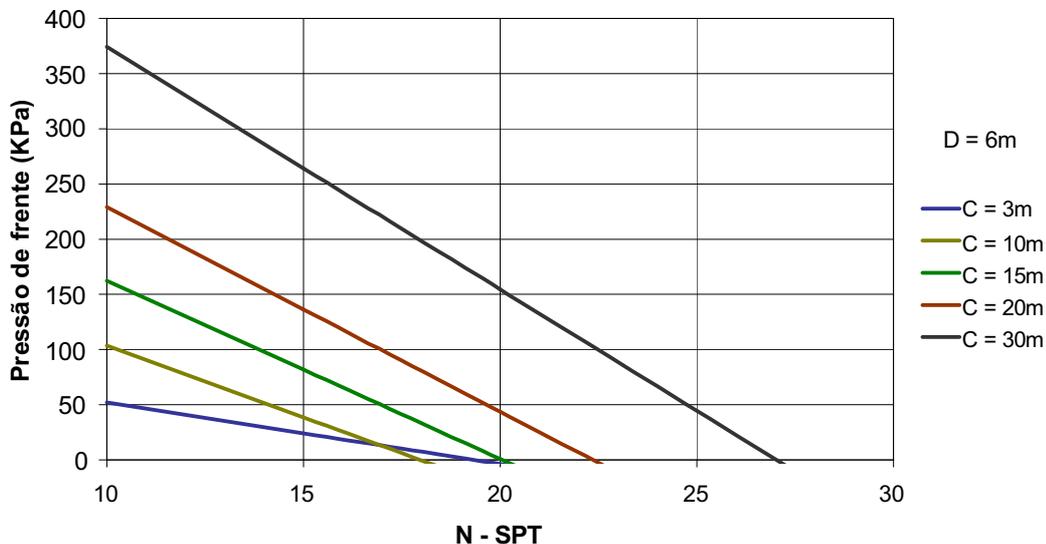


FIGURA 11.10 - Relação entre N_{SPT} e a pressão de frente calculada pelas expressões 11.12 e 11.3 para um túnel com 6m de diâmetro.

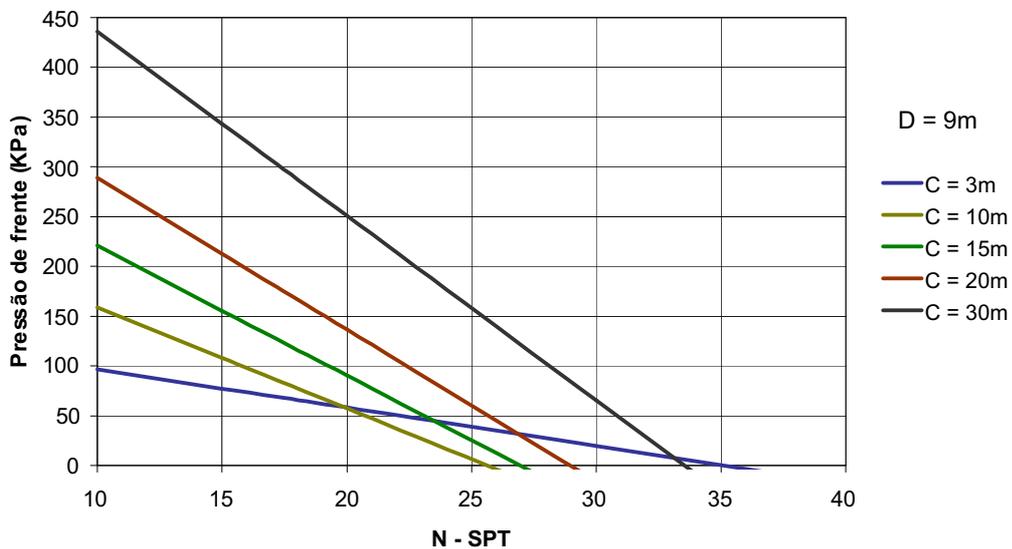


Figura 11.11 - Relação entre N_{SPT} e a pressão de frente calculada pelas expressões 11.12 e 11.3 para um túnel com 6m de diâmetro.

11.2.2. SEDIMENTOS ALUVIAIS

Foi destacado, no capítulo anterior, que nos depósitos aluviais de Curitiba há um predomínio de areias e siltes, sendo que as argilas orgânicas têm ocorrência subordinada. Além disso, a obtenção de parâmetros mecânicos de argilas orgânicas é difícil, devido aos baixos valores de N_{SPT} (geralmente entre 0 e 1).

Com isso, nesta seção serão analisadas apenas as condições de suporte e estabilidade para areias. Adotou-se, neste caso, a seguinte correlação de SKEMPTON (1986), entre N_{60} e a densidade relativa da areia, D_r :

$$D_r = \left(\frac{N_{60}}{0,28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (11.16)$$

onde N_{60} é o número de golpes equivalente a uma eficiência de 60% na transmissão de energia do martelo às hastes e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva na profundidade do ensaio SPT, em kPa, determinada considerando-se a profundidade do nível d'água mais freqüente nos sedimentos aluviais, igual a 1,5 m (FIGURA 10.12).

Como a eficiência da transmissão de energia às hastes não foi determinada nas sondagens utilizadas na presente pesquisa e sendo esta eficiência um parâmetro bastante variável, optou-se por considerar N_{60} igual a N_{SPT}

Com a correlação de MELLO (*apud* SCHNAID 2000), calculou-se ϕ' a partir da densidade relativa, D_r :

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{0,712}{1,49 - D_r} \right) \quad (11.17)$$

Adotando-se um peso específico γ de 18 kN/m³ e coesão nula, determinaram-se as relações $N_{SPT} \times \sigma_T$, como pressão de suporte e de frente, pelas soluções de condição drenada apresentadas nas expressões 11.4, 11.10 e 11.14. As relações são apresentadas nas FIGURA 11.12 a 11.15.

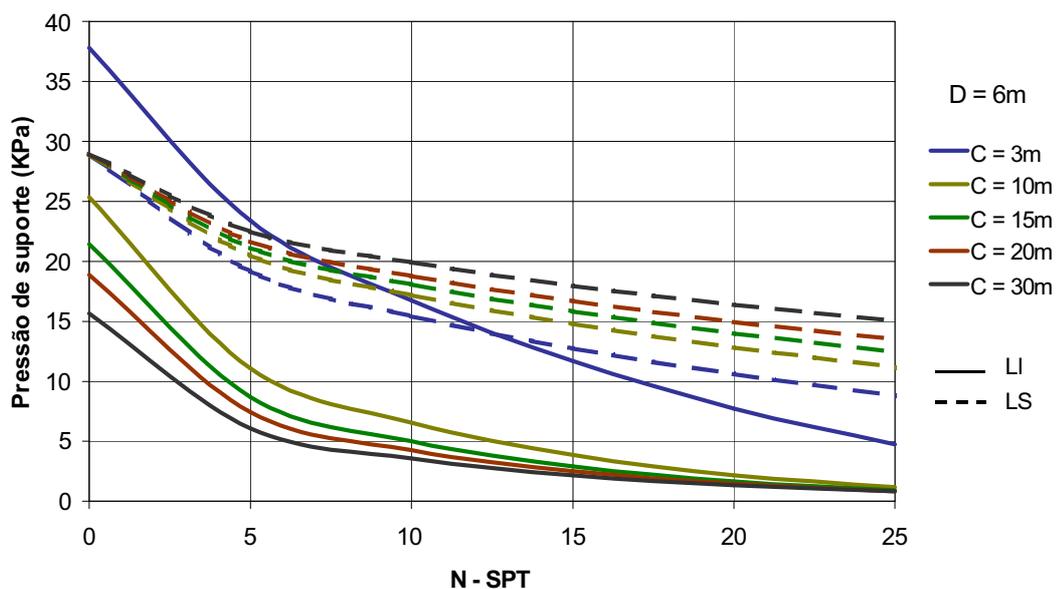


FIGURA 11.12- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 6m de diâmetro.

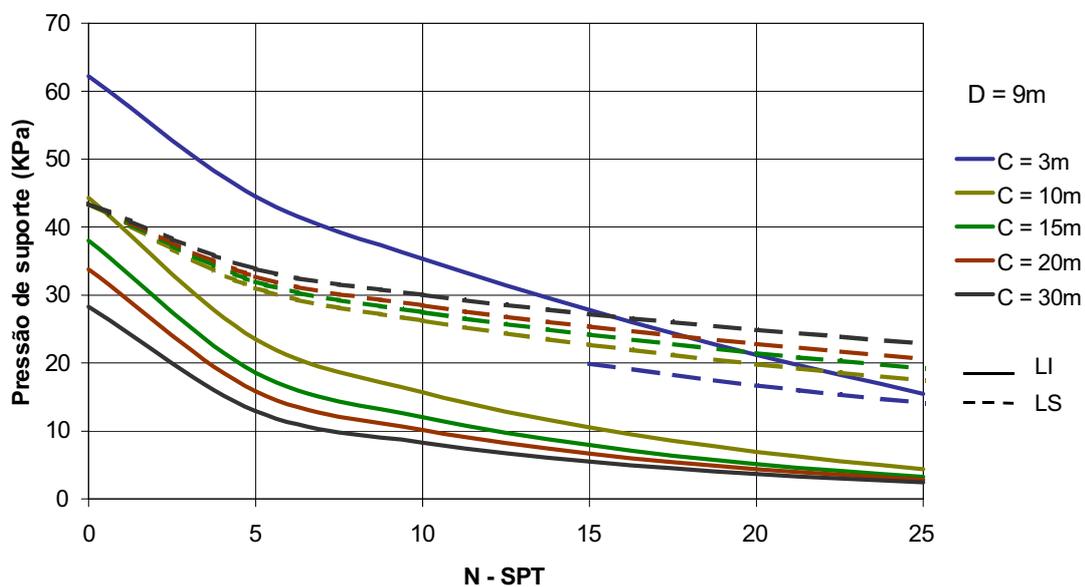


FIGURA 11.13- Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 9m de diâmetro.

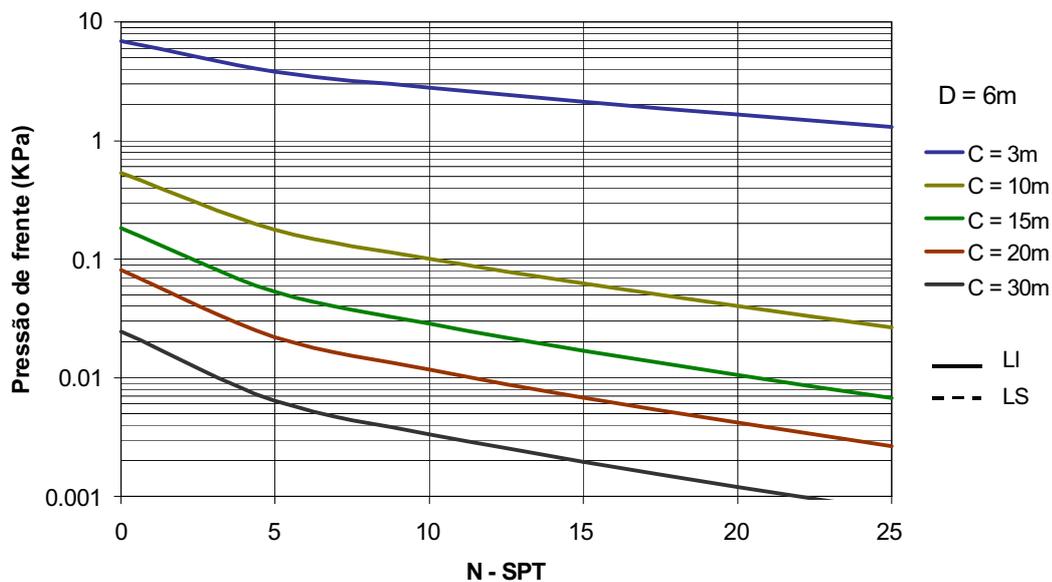


FIGURA 11.14- Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro.

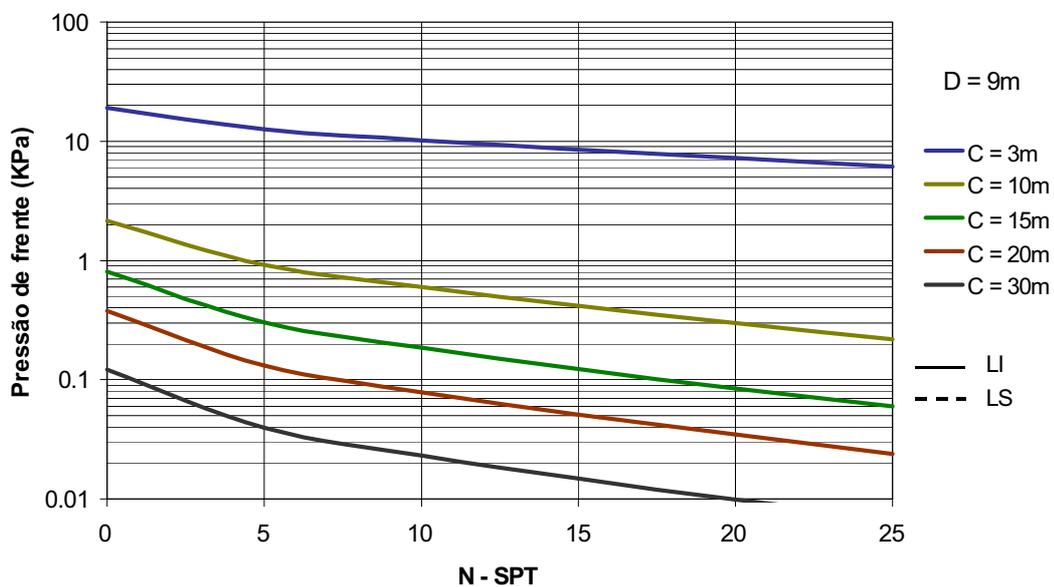


FIGURA 11.15- Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro.

11.2.3. SOLOS RESIDUAIS DO EMBASAMENTO

Conforme destacado no capítulo anterior, os solos residuais têm como característica a variação granulométrica ao longo do perfil de intemperismo. Portanto, a adequação de análises por critérios drenados ou não drenados irá depender da profundidade considerada e do grau de desenvolvimento dos diferentes horizontes de solo. Diante desta peculiaridade, serão realizadas as análises tanto com critérios drenados como não drenados.

No caso não drenado adotou-se um peso específico de 19 kN/m^3 , sendo que para a correlação entre c_u e N_{SPT} utilizou-se a seguinte expressão, apresentada por STROUD¹⁹ *apud* SCHNAID (2000).

$$c_u \text{ (kPa)} = 5N_{60} \quad (11.18)$$

Como no caso das areias aluviais, considerou-se $N_{60} = N_{SPT}$. As relações entre N_{SPT} e σ_T obtidas são apresentados nas FIGURA 11.16 a 11.19.

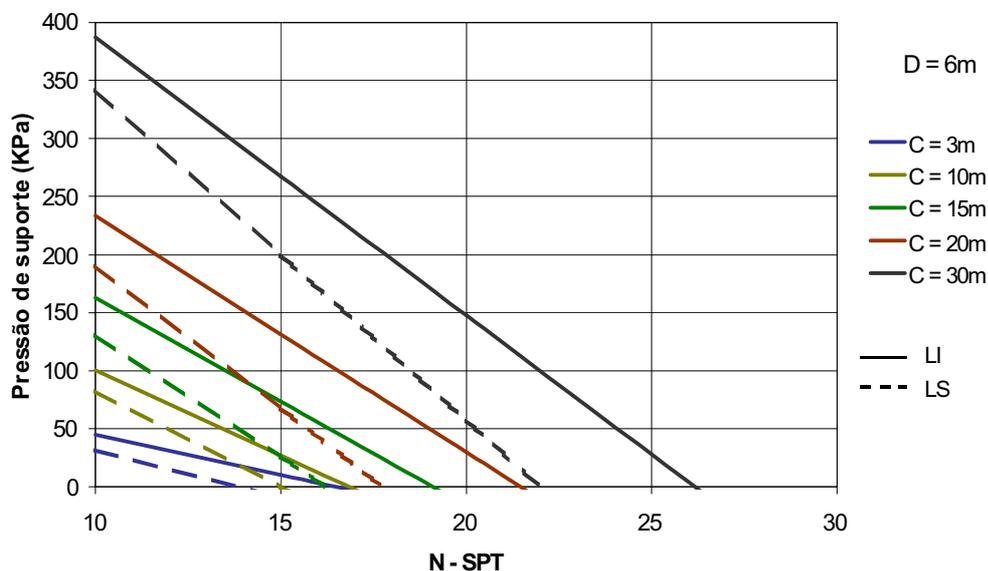


FIGURA 11.16 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS et al.¹³ com limite inferior (LI; equação 11.1) e limite superior (LS; equação 11.2 e 11.3), para um túnel com 6m de diâmetro.

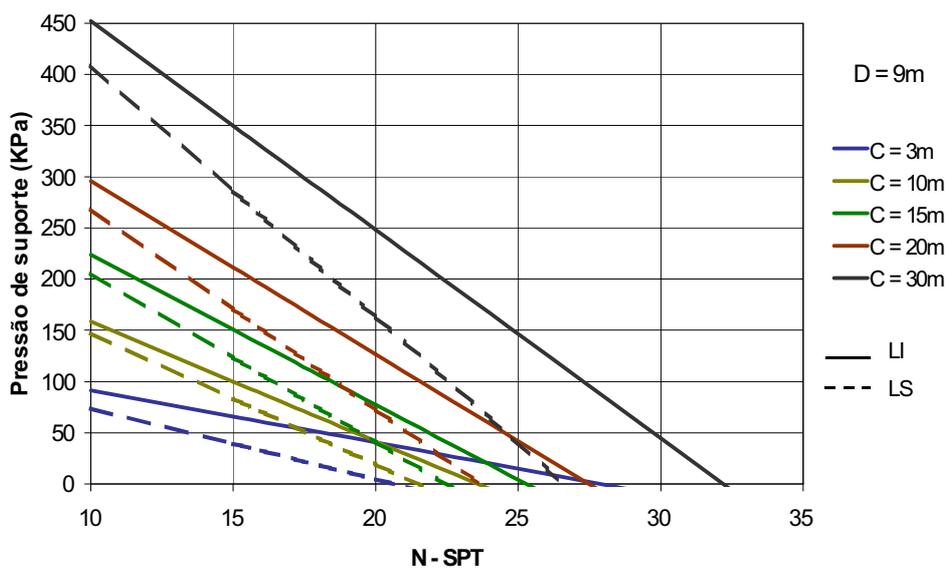


FIGURA 11.17 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de DAVIS et al.¹³ com limite inferior (LI; equação 11.1) e limite superior (LS; equação 11.2), para um túnel com 9m de diâmetro.

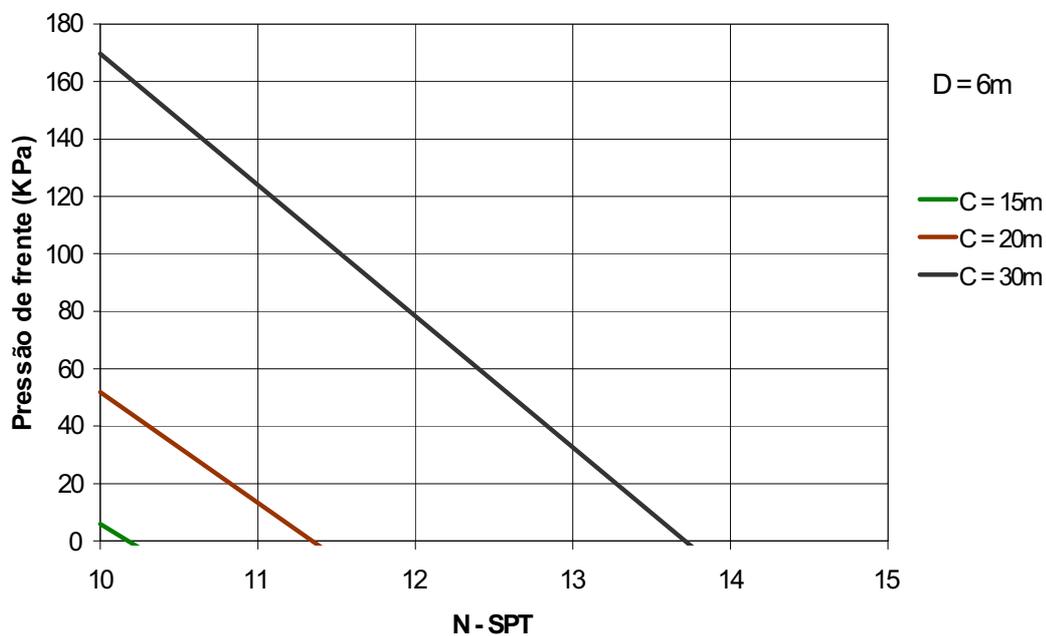


FIGURA 11.18 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução 11.12 para um túnel com 6m de diâmetro.

¹⁹ STROUD, M.A. (1989). The standard penetration test – Its application and interpretation . In: I.C.E. on Penetration Testing in UK. Proceedings. Londres. Thomas Telford.

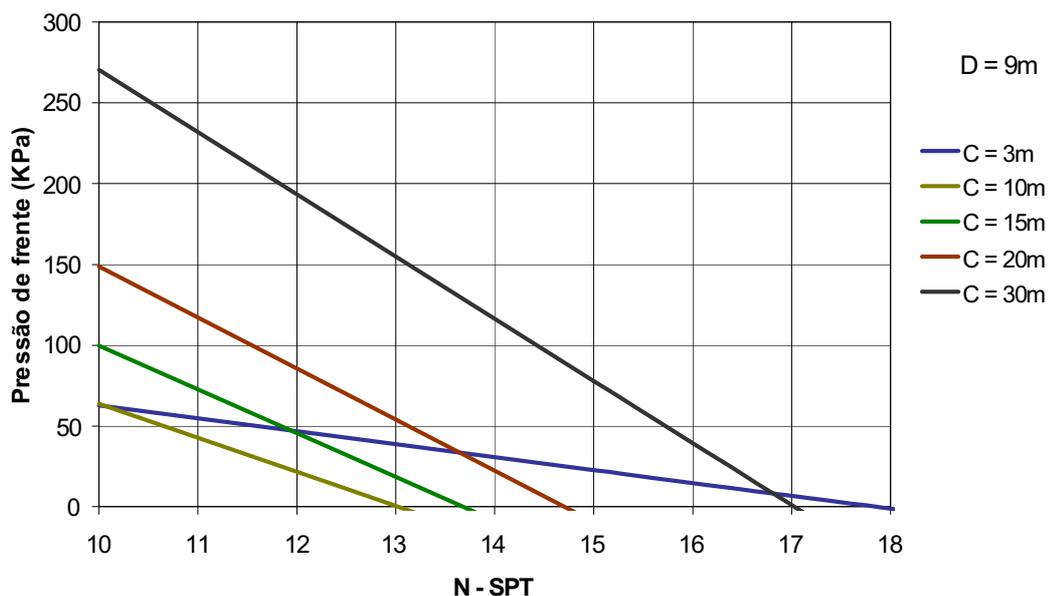


FIGURA 11.19 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução 11.12 para um túnel com 9m de diâmetro.

No caso drenado aplicaram-se as mesmas soluções empregadas para os sedimentos aluviais. Considerou-se aqui, porém, um peso específico de 19 kN/m^3 , mais compatível com solos residuais de migmatito, e uma gama mais abrangente e elevada de valores de N_{SPT} . Além disso, a profundidade adotada para o nível d'água foi de 4,5m, correspondendo à posição mais frequentemente detectada nas sondagens de simples reconhecimento. Os resultados obtidos são apresentados nas FIGURA 11.20 a 11.23

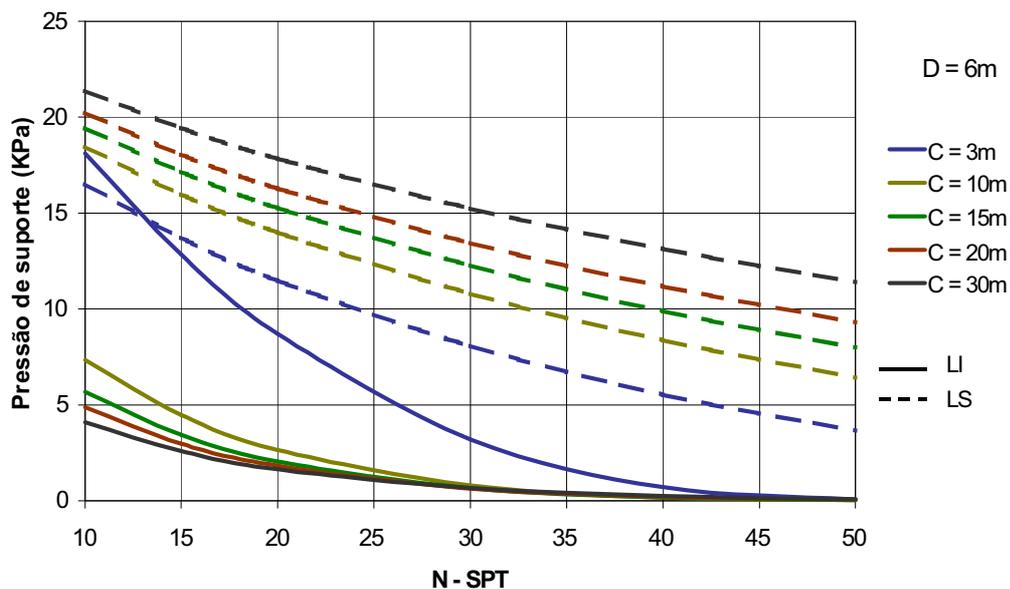


FIGURA 11.20 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 11.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 6m de diâmetro.

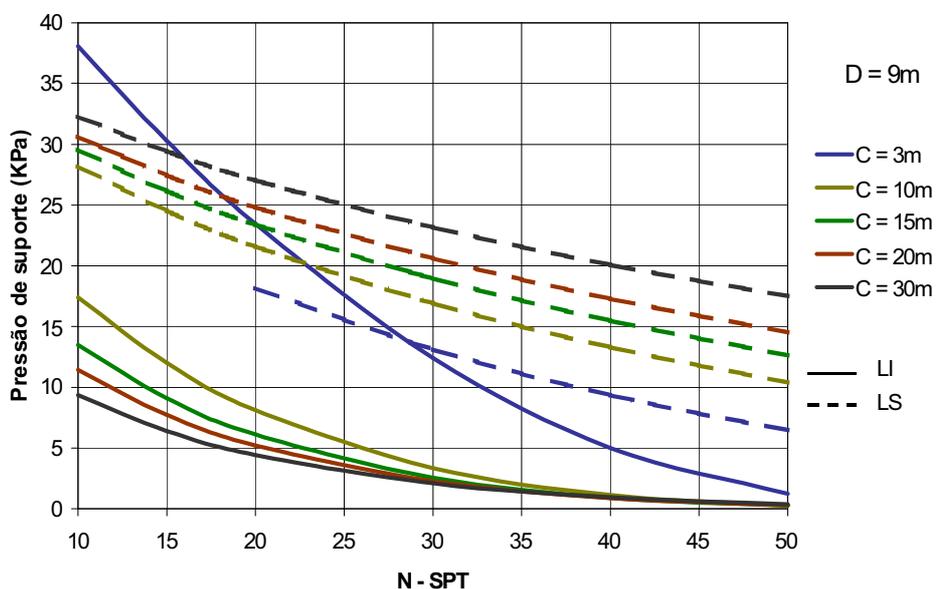


FIGURA 11.21 - Relação entre N_{SPT} e pressão de suporte calculada pelas soluções de ATKINSON & POTTS¹⁵ com limite inferior (LI; equação 10.10) e limite superior (LS; equação 11.4), para um túnel com 9m de diâmetro.

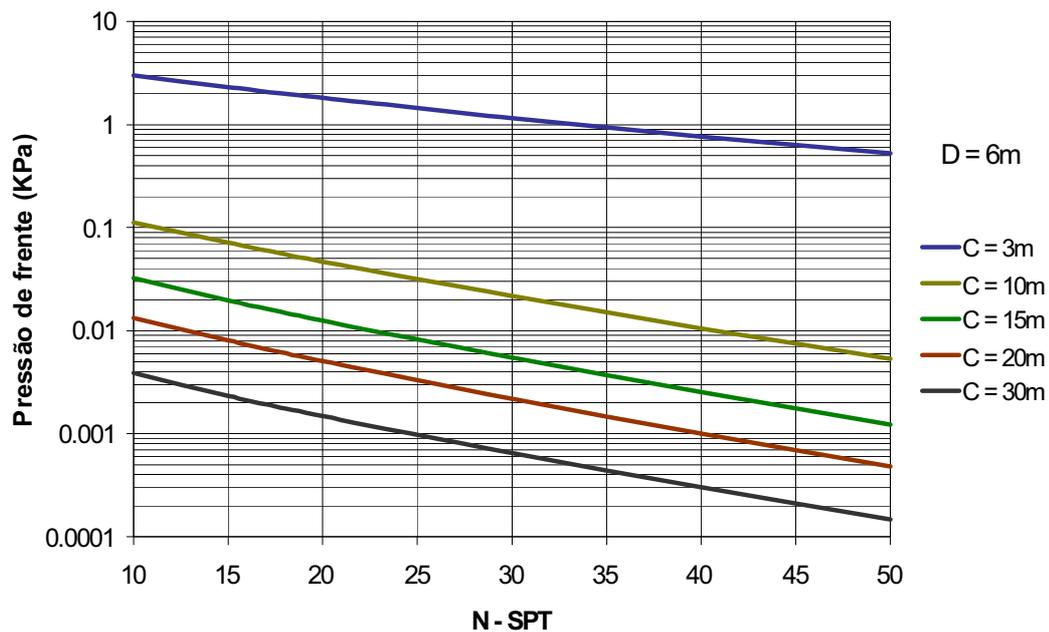


FIGURA 11.22 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 6m de diâmetro.

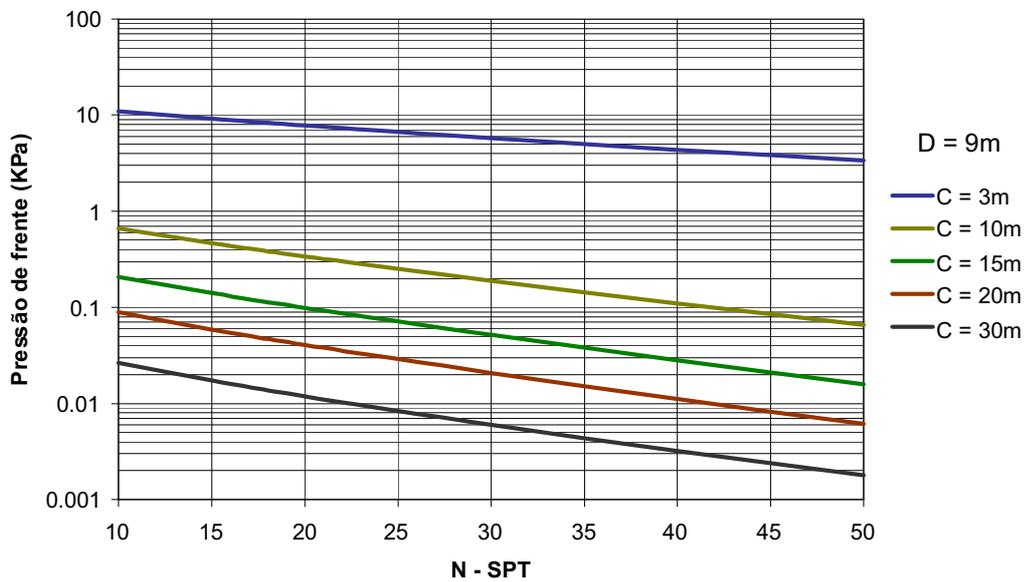


FIGURA 11.23 - Relação entre N_{SPT} e pressão de frente calculada pela solução de HEINZ¹⁶ para um túnel com 9m de diâmetro.

11.3. DISCUSSÃO E APLICAÇÃO DOS RESULTADOS

As pressões internas obtidas, apresentadas na seção anterior, encontram-se em uma faixa coerente de valores, porém, alguns resultados mostraram-se um pouco arrojados ou conservadores, conforme será discutido na sequência.

Vale ressaltar que as simplificações e incertezas envolvidas restringem a aplicação dos resultados à fase de planejamento de obras subterrâneas.

11.3.1. DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE

A prática de construção de túneis tem mostrado, nas últimas décadas, que uma das técnicas mais econômicas de suporte é o concreto projetado. Isto deve-se principalmente à rapidez na execução, e à propriedade que o concreto projetado possui de permitir que boa parte das tensões geradas no processo de escavação sejam absorvidas pelo maciço. Além disso, o concreto projetado é uma boa solução para os problemas de desprendimento de blocos e alterações volumétricas devidas a umedecimento e secagem, comuns nos solos da Formação Guabirota.

Portanto, assim como no estudo de túneis em rochas duras, no caso dos solos será analisado, em primeira instância, o comportamento do túnel com concreto projetado.

Para avaliar a espessura do revestimento a ser empregado nas diferentes condições, adotou-se a solução consagrada para tubo de parede delgada sujeito a um carregamento externo radial, representada pela seguinte expressão:

$$\sigma_T = \frac{1}{2} \sigma_{c(\text{conc.})} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \quad (11.19)$$

onde $\sigma_{c(\text{conc.})}$ é a resistência à compressão simples do concreto projetado, r_i é o raio do túnel e t_c é a espessura do revestimento.

Sabe-se que os concretos projetados convencionais têm resistência praticamente nula no instante em que são aplicados, e atingem sua máxima resistência com idade de 28 dias. Porém, o carregamento e a deformação do

maciço, que irão resultar na solicitação do revestimento, em geral ocorrem antes deste período, sendo que o tempo decorrido para o alcance da situação crítica é variável e controlado por diversos fatores. Logo, é pertinente que se considere, na solução clássica para tubo de parede delgada, uma resistência do revestimento correspondente a idades inferiores a 28 dias. CELESTINO (1992) mostra, através de retroanálise de deformações em um túnel do metrô de São Paulo, e do levantamento de informações de outros autores, que o tempo crítico na relação entre resistência do concreto e tensões atuantes encontra-se em torno de três dias.

Considerou-se, portanto, no presente estudo, um concreto com idade de cinco dias, apresentando resistência à compressão de 10 MPa, com introdução de um fator de segurança igual a 2,5 ($\sigma_{c(conc.)} = 4\text{MPa}$). Com isso foi possível determinar a pressão de suporte correspondente a revestimentos com diferentes espessuras, para os diâmetros de 6 e 9 m considerados nas análises limite. Os resultados são apresentados na TABELA 11.1

A aplicação de concreto projetado pode ser feita em várias camadas podendo atingir espessuras totais superiores a 40cm, porém a prática tem demonstrado que nestas condições outros tipos de suporte, como concreto moldado ou cambotas metálicas, podem tornar-se mais vantajosos.

TABELA 11.1- Pressões radiais externas (kPa) suportadas por tubos com diferentes dimensões, calculadas pela solução de Jaeger e Cook (1976).

Diâmetro do túnel (m)	Espessura do revestimento (m)				
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
6	66	131	258	380	498
9	44	88	174	258	340

11.3.1.1. Argilas da Formação Guabirota

No caso da Formação Guabirota, os resultados obtidos com os parâmetros de retroanálise dos escorregamentos mostraram-se muito baixos, principalmente com valores de cobertura mais elevados, o que é resultado da

relação inversa entre σ_T e C , já comentada. A solução utilizando correlações com SPT, por outro lado, mostrou-se satisfatória para os objetivos do presente trabalho.

Os resultados demonstraram que, para túneis com diâmetro de 9 m em argilas penetráveis ao SPT, sempre há necessidade de suporte, sendo que o uso de concreto projetado é viável com coberturas inferiores a 20 m e N_{SPT} superior a 10 golpes, ou coberturas inferiores a 30m com N_{SPT} superior a 28 golpes. Na faixa mais comum de valores de N_{SPT} é necessário o emprego de camadas de concreto com 10 a 40 cm de espessura.

Para túneis com 6m de diâmetro, o gráfico sugere que, em coberturas de até 15 m e solos com N_{SPT} superior a aproximadamente 35 golpes, não há a necessidade de suporte. Para coberturas de 20m são necessários valores de N_{SPT} superiores a aproximadamente 40 golpes para a condição não suportada, e para coberturas de 30 m, N_{SPT} preferencialmente acima de 50 golpes. Neste caso a utilização apenas de concreto projetado mostrou-se viável em qualquer situação analisada. Na faixa mais comum de valores de N_{SPT} é necessário o emprego de camadas de concreto com 5 a 35 cm de espessura.

Apesar destes resultados, a não aplicação de suporte seria uma opção bastante arrojada, uma vez que as fraturas presentes nas argilas da Formação Guabirota costumam gerar blocos instáveis durante o processo de escavação. Além disso, o risco envolvido em áreas urbanas costuma ser relativamente elevado e a exposição do solo resultaria na sua deterioração por trincas de ressecamento ou fluxos de água. Portanto, a aplicação de pelo menos pequenas espessuras de concreto projetado torna-se inevitável neste caso.

Quanto às condições hidrogeológicas, a Formação Guabirota não deve oferecer dificuldade pois as fraturas encontram-se fechadas em profundidade. Maiores permeabilidades devem ser encontradas nas lentes de arcósio, porém estas têm pouca continuidade lateral, o que deve resultar na infiltração de pequenos volumes de água

Observando-se o perfil de valores de N_{SPT} apresentado no capítulo anterior, conclui-se que, em média, condições mais favoráveis de escavação são obtidas com profundidades superiores a 15m.

11.3.1.2. Aluviões Arenosos

Nos aluviões arenosos os valores de pressão de suporte calculados foram, em geral, bastante baixos. Porém, em toda a faixa representativa dos valores de N_{SPT} , é necessária a aplicação de medidas de suporte para ambos os diâmetros de túnel analisados. Isto deve-se à consideração de coesão nula intrínseca das análises de condição drenada.

A aplicação de concreto projetado com até 10cm de espessura seria suficiente, nas duas dimensões de túnel analisadas, para suportar as solicitações impostas pelo maciço, garantindo o confinamento necessário para a ativação do atrito interno da areia.

Porém, a grande dificuldade enfrentada em túneis escavados em aluviões arenosos são os elevados níveis d'água, que, associados às altas permeabilidades do maciço, resultam em problemas como a inundação do túnel, ou o carreamento de solo. Isto torna necessária a aplicação de técnicas relativamente caras, como rebaixamento do lençol freático, ou o uso de couraças com frente balanceada ou de lama.

Caso haja surgências de água nas paredes a aderência do concreto projetado pode ser prejudicada, o que resultaria na necessidade de aplicação de outros tipos de suporte.

Além disso, conforme destacado no capítulo anterior, os sedimentos aluviais podem apresentar intercalações de argila orgânica, que costumam apresentar resistência muito baixa. Esta situação leva à necessidade de medidas de suporte mais robustas.

Nos solos residuais, problemas relacionados à água subterrânea são provavelmente ausentes ou facilmente contornáveis.

11.3.1.3. Solos residuais

Conforme descrito no item 11.2.3, para os solos residuais consideraram-se tanto condições drenadas como não drenadas

A solução não drenada mostrou, no caso do túnel com 6m de diâmetro, que com valores de N_{SPT} superiores a aproximadamente 25 golpes, praticamente não há necessidade de suporte para as diferentes coberturas analisadas. Observando-se o perfil dos valores de N_{SPT} apresentado no capítulo anterior, conclui-se que, em média, condições não suportadas são atingidas com profundidades superiores a 10m. Para os valores mais comuns de N_{SPT} as espessuras de concreto projetado necessárias variam de zero a 30cm.

A solução não drenada, considerando túnel de 9m de diâmetro, mostra que para a maioria dos casos não há necessidade de suporte em solos com N_{SPT} superior a 28 golpes. Porém, a gama de N_{SPT} mais comum encontra-se abaixo deste valor, resultando na necessidade de aplicação de concreto projetado com zero a 30cm de espessura na maioria dos casos. Para coberturas acima de 30 m associadas a valores de N_{SPT} inferiores a 15 golpes a aplicação de concreto projetado começa a tornar-se desvantajosa.

Estes resultados são em geral conservadores, pois basearam-se em uma análise para materiais puramente coesivos, enquanto os solos residuais geralmente têm uma parcela significativa de atrito.

É importante ressaltar que, no caso dos solos residuais, assim como para a Formação Guabirotuba, a não execução do suporte é uma solução arrojada para áreas urbanas inadequada devido à deterioração da superfície exposta de solo.

Como no caso das areias aluviais, a solução drenada aponta para uma necessidade de suporte em todas as situações analisadas. Os valores de pressão de suporte obtidos demonstram que espessuras de concreto inferiores a 5cm são suficientes para manter o túnel estável, apresentando este de 6 ou 9m de diâmetro.

A adoção dos resultados drenados ou não drenados irá depender principalmente da composição granulométrica do material. Porém, a estabilidade mecânica destes solos, verificada pela existência de cortes estáveis, altos e inclinados, sugere que estes apresentem boas contribuições tanto da coesão como do ângulo de atrito interno, na sua resistência, o que deve levar a uma solução intermediária.

11.3.2. PRESSÃO DE FRENTE

A pressão de frente, diferente da pressão de suporte, pode auxiliar na escolha do método, e das ferramentas construtivas. Pressões muito elevadas podem significar uma melhor adequação de couraça de frente fechada, podendo aplicar-se uma pressão de lama bentonítica sobre a frente de escavação; pressões intermediárias podem ter como melhor solução a couraça de frente balanceada (*EPB*); enquanto pressões nulas ou negativas significam a possibilidade de escavação com frente aberta, à pressão atmosférica.

Além disso, os valores de pressão de frente obtidos para diferentes diâmetros de túnel podem auxiliar na eventual escolha de métodos de parcialização.

11.3.2.1. Argilas da Formação Guabirotuba

No caso do túnel com 6m de diâmetro e cobertura de até 15m, há necessidade de aplicação de pressão de frente para valores de N_{SPT} de até 20 golpes. Para coberturas de até 30m este valor pode chegar a aproximadamente 27 golpes. Comparando-se os resultados de análise limite com o perfil dos valores de N_{SPT} apresentado no capítulo anterior (FIGURA 10.1), pode-se concluir que em média as pressões de frente obtidas serão nulas.

Os resultados de pressão de frente obtidos para o túnel com 9m de diâmetro a Formação Guabirotuba são positivos, para valores de N_{SPT} inferiores a 25 golpes, com qualquer cobertura. Para coberturas entre 10 e 20 m, valores de N_{SPT} superiores a 30 golpes resultam na não necessidade de aplicação de pressões na frente do túnel. Para cobertura de 30 m este limite passa para 33 golpes. Comparando-se o resultado da análise limite com o perfil de valores de N_{SPT} pode-se concluir que para profundidades superiores a aproximadamente 15m a pressão de frente se anula. Diferente do túnel de 6 m de diâmetro, esta análise resultou na necessidade de valores elevados de N_{SPT} para atingir-se a condição de pressão de frente nula com pequenas coberturas, o que é provavelmente uma evidência da restrição na utilização do método analítico empregado para estas condições.

Pode-se concluir, a partir dos resultados obtidos para os dois diâmetros de túnel, que as piores condições de estabilidade de frente apresentadas pelo túnel de 9m podem ser solucionadas através de uma parcialização em duas etapas ou com núcleo de terra.

Estes resultados condizem com a experiência de túneis em argilas da Bacia de São Paulo e de fundações escavadas na Formação Guabirotuba. Apesar de ser comum o desabamento de blocos de solo na execução de fundações escavadas na Formação Guabirotuba (KORMANN, 1999) , CHAMECKI *et al*, (2001) afirmam que geralmente não é necessário o uso de revestimento ou lama bentonítica nestes tipos de obra.

11.3.2.2. *Aluviões arenosos*

Para os sedimentos aluviais, os resultados obtidos de pressão de frente são sempre positivos, devido à ausência de coesão. Apesar de estas pressões serem pouco elevadas, conforme já discutido, as areias aluviais impõem dificuldades hidrogeológicas, tornando necessário o emprego de rebaixamento do lençol freático, com escavação em couraça de frente balanceada, ou couraça com aplicação de lama bentonítica.

11.3.2.3. *Solos residuais do embasamento*

No caso do solo residual, os resultados de pressão de frente obtidos pela solução não drenada mostraram-se positivos apenas para valores de N_{SPT} inferiores a 14 golpes, no caso do túnel de 6m, e inferiores a 18 golpes para os túneis com 9m de diâmetro. Comparando-se estes resultados ao perfil de valores de N_{SPT} apresentado no capítulo anterior (FIGURA 10.13), pode-se afirmar que pouco provavelmente ocorrerão problemas de estabilidade de frente em solos residuais do embasamento para as dimensões de túnel consideradas.

A solução drenada, por sua vez, resultou apenas em valores positivos de pressão de frente, porém, estes não ultrapassaram 10 kPa sendo em sua maioria

inferiores a 1 kPa. Portanto, aparentemente, mesmo no caso de solos residuais desprovidos de argilas, pouco coesivos, as condições de estabilidade de frente não são problemáticas.

12. APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS

Uma vez completadas as etapas de pesquisa apresentadas nos capítulos anteriores, procedeu-se então uma adequação de parte das informações geradas, para facilitar o seu emprego no processo de planejamento subterrâneo urbano.

Todo mapeamento geotécnico que objetiva o planejamento urbano deve fornecer documentos que sejam facilmente compreendidos por profissionais de outras áreas técnicas, permitindo a estes visualizar a distribuição superficial de materiais geotécnicos com diferentes comportamentos.

No caso do mapeamento voltado para o planejamento subterrâneo é essencial que o usuário da informação geotécnica tenha plena noção da distribuição de unidades geotécnicas nas três dimensões do espaço.

Visando atingir este objetivo duas formas de apresentação gráfica dos resultados foram implementadas: um mapa orientativo para obras subterrâneas e um modelo geotécnico digital 3D.

12.1. MAPA GEOTÉCNICO ORIENTATIVO PARA OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO

O mapa geotécnico orientativo foi confeccionado através da reunião, em um único documento, de várias informações geradas no decorrer da presente pesquisa, como cartas, mapas e resultados de análises.

Procurou-se incluir neste processo os elementos que mostraram-se mais eficientes na separação dos materiais geotécnicos com comportamento distinto, sendo:

- distribuição superficial das unidades geotécnicas (mapa geológico simplificado);
- alinhamentos estruturais, provavelmente associados a zonas de falha;
- profundidade dos aluviões;
- profundidade da Formação Guabirota e
- profundidade da rocha sã.

Para que o mapa orientativo representasse adequadamente feições existentes em profundidade, recorreu-se à utilização combinada de isolinhas de diferentes cores, com e sem preenchimento, e hachuras. Com isso é possível verificar, em um único ponto, o posicionamento de três interfaces geológico-geotécnicas.

Com o objetivo de fornecer subsídios para a estimativa de custos de obras nas diferentes unidades geotécnicas, incluiu-se, no mapa gerado, orientações quanto aos métodos construtivos e de suporte mais prováveis, conforme apresentado no capítulo 11.

A legenda foi confeccionada de forma a garantir um fácil entendimento do mapa por profissionais de outras áreas técnicas relacionadas ao planejamento urbano. As unidades geotécnicas foram classificadas em 4 níveis de favorabilidade à construção de túneis, sendo:

- Sedimentos aluviais: condições desfavoráveis;
- Formação Guabirota: condições razoáveis;
- Solos residuais: condições favoráveis;
- Rochas do embasamento: condições muito favoráveis.

Várias foram as escalas utilizadas em trabalhos de planejamento subterrâneo como pode ser constatado na revisão bibliográfica do capítulo 3, porém, de acordo com BOIVIN(1999), a escala mais adequada para fins de planejamento, no caso da cidade de Quebec (550 km²) e 1:50.000. No caso de Curitiba (440 km²) esta mesma escala foi adotada para a apresentação do mapa

orientativo. Escalas maiores seriam inadequadas devido a restrições quanto à precisão na locação de sondagens (capítulo 6).

O mapa orientativo é apresentado no Anexo 4, sendo que em uma avaliação rápida das informações por ele fornecidas, pode-se chegar às conclusões apresentadas a seguir.

- Apesar de desfavoráveis para obras subterrâneas, os sedimentos aluviais apresentam pequena distribuição em superfície e profundidades que dificilmente ultrapassam 8m, sendo portanto facilmente evitados com a escolha de profundidades adequadas para a construção de túneis.
- A Formação Guabirota, que oferece condições razoáveis para obras subterrâneas, ocupa a maior parte da malha urbana, situada na porção centro-leste do município. Porém, em aproximadamente 40% de sua área de ocorrência a formação apresentou profundidades inferiores a 20m, o que inclui o centro da cidade. Portanto, é possível que em várias situações seja viável a opção por túneis em solo residual ou rocha.
- A região noroeste do município é dominada pela ocorrência de solos residuais e rochas do embasamento. A possibilidade de execução de túneis em rocha são maior na região centro-norte do município, o que inclui boa parte dos bairros centrais.

12.2. MODELO GEOTÉCNICO TRIDIMENSIONAL

Apesar de o mapa orientativo ter incluído ferramentas gráficas que possibilitaram a verificação da distribuição das unidades geotécnicas em profundidade, ele não garante uma visualização verdadeiramente tridimensional. Com isso, buscou-se desenvolver um modelo digital que permitisse a visualização em perspectiva das interfaces geotécnicas mapeadas, diretamente na tela do computador, fornecendo uma noção mais natural das distribuições de unidades e possibilitando uma análise de planejamento mais intuitiva.

Através do programa *Surfer 7.0* realizou-se operações de subtração com grades regulares da cota do terreno e das profundidade de interfaces geotécnicas.

Com isso, obteve-se grades com valores de cota das interfaces, que foram em seguida inseridas no programa *ArcView*. Com a aplicação do módulo *3D Analyst*, foi possível a visualização destas grades na forma de superfícies em perspectiva, às quais podem ser atribuídas diferentes opções de cor, sombreamento e transparência. Assim, geraram-se modelos da superfície do terreno, da base dos aluviões, da base da Formação Guabirotuba e do topo da rocha sã.

O módulo utilizado permite ainda projetar elementos lineares sobre as superfícies geradas. Assim, as principais avenidas foram sobrepostas nas interfaces de unidades geotécnicas.

Com isso é possível navegar virtualmente em um espaço tridimensional, visualizando em perspectiva os elementos gráficos obtidos, sendo que ao se acionar o cursor sobre um ponto de qualquer superfície, a cota é apresentada. De forma semelhante, ao se acionar o cursor sobre uma avenida ou terminal rodoviário, o nome destes é apresentado.

As FIGURA 12.1 e 12.2 mostram imagens obtidas durante o processo de navegação virtual.

Esta é potencialmente uma ferramenta de grande utilidade no planejamento de obras subterrâneas, pois permite não só a visualização das interfaces, mas também consultar cotas, e verificar em que local das cidade a visualização ou consulta está sendo realizada. Quando utilizada em conjunto com o mapa orientativo, o modelo digital pode representar uma ferramenta mais amigável no suporte a decisões específicas.

No entanto, é necessário que o modelo desenvolvido até o momento seja implementado, em termos de recursos computacionais, para propiciar a visualização de informações da base de dados e uma maior flexibilidade em termos de edição dos elementos visualizados.

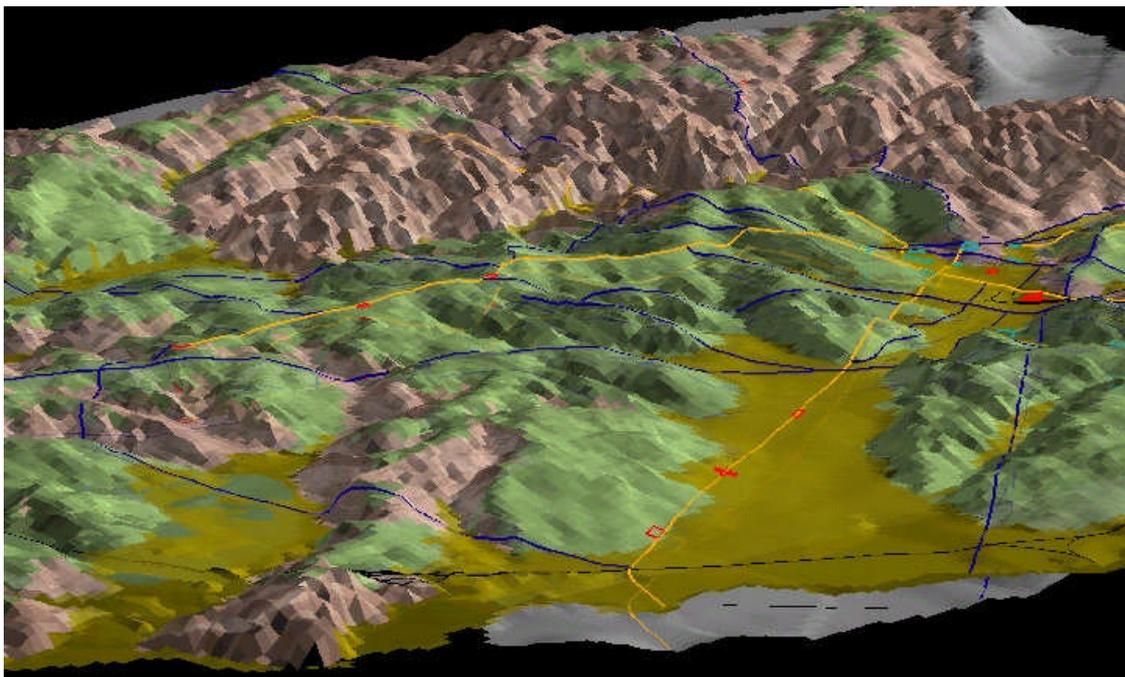


FIGURA 12.1-Modelo digital - superfície do terreno colorida com base nas unidades geotécnicas, com sobreposição das principais avenidas.

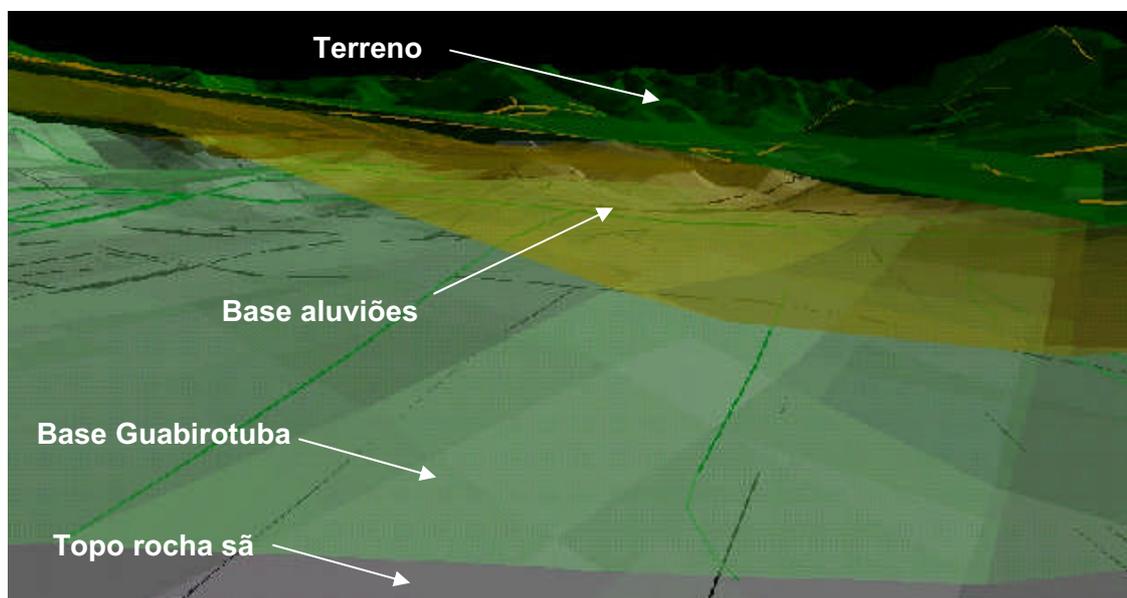


FIGURA 12.2 - Modelo digital – interfaces entre unidades geotécnicas.

13. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O levantamento bibliográfico de trabalhos existentes sobre planejamento do espaço subterrâneo mostrou uma grande heterogeneidade em termos de enfoques e técnicas empregadas. Isto deve-se, em parte, a diferenças geológicas e geopolíticas existente entre as cidades estudadas. Mas aparentemente, os principais causadores desta heterogeneidade são as diferenças de cultura científica e a não existência de métodos consolidados de caracterização e planejamento do subsolo.

A preocupação com o planejamento do espaço subterrâneo encontra-se mais presente em países desenvolvidos, enquanto nos países em desenvolvimento ou subdesenvolvidos ela ainda é incipiente. Porém, é nestes últimos que esta atividade seria mais desejável, devido à comum escassez de verbas públicas. Pesquisas e atividades de planejamento subterrâneo mostraram-se mais intensas em países escandinavos, destacando-se a Finlândia.

Apesar de ser uma primeira aproximação, o método desenvolvido e empregado na presente pesquisa, além de mostrar resultados satisfatórios, representou um grande passo na pesquisa sobre o planejamento do espaço subterrâneo no Brasil. Vários aspectos, no entanto, precisam ser aprimorados para que seu emprego em trabalhos futuros tenha maior eficiência.

Um estudo mais completo e detalhado da bibliografia sobre o assunto e a acumulação de experiência com cidades que apresentem condições geológicas distintas são necessários para que se possa desenvolver um método global para caracterização do subsolo urbano com fins de planejamento de uso do espaço subterrâneo.

Quanto à coleta de informações

A quantidade de informações coletadas na presente pesquisa mostrou-se adequada, o que é evidenciado pela densa distribuição de pontos de sondagens e poços na região correspondente à malha urbana, onde a necessidade de ocupação do espaço subterrâneo é mais provável.

Devido principalmente à escassez de informações existentes relativas às propriedades geomecânicas das rochas duras, tornou-se necessária a realização de trabalhos de campo. As fichas de campo utilizadas na classificação geomecânica das rochas do embasamento mostraram ser uma ferramenta prática e ágil.

Quanto à compilação de dados

Apesar de ser uma atividade relativamente simples, a compilação de informações em bancos de dados e sua reunião no programa para SIGs mostraram-se essenciais no desenvolvimento da presente pesquisa. Sem elas, o trabalho se inviabilizaria ou atingiria um grau de desenvolvimento bastante inferior.

É interessante que no futuro se desenvolvam mais formulários padronizados, que agilizem o processo de inserção de dados de diferentes naturezas no sistema, e se dê continuidade ao processo de armazenamento e sistematização de informações geotécnicas. Para tanto, é importante que se criem dispositivos legais e órgãos que regulamentem a disponibilização de dados por parte das empresas de investigação e administrem o sistema de informações.

Neste processo é essencial que a localização das sondagens seja estabelecida com uma precisão métrica dentro do sistema de coordenadas global, pois isso permitirá um maior detalhamento dos documentos cartográficos, que poderão ser utilizados em escalas maiores.

O número de sondagens existente no município de Curitiba é incerto, mas provavelmente ultrapassa a casa dos 5 mil. Portanto, há um potencial reprimido de

desenvolvimento de bancos de dados geotécnicos, que poderiam levar à geração de informações geotécnicas valiosas no desenvolvimento do município.

Quanto à aplicação das imagens de terreno e do SIG

As imagens artificiais do terreno, mostraram-se adequadas, no caso do presente trabalho, para separar as principais unidades geológicas através da textura do relevo. Isto permitiu contornar as dificuldades que seriam encontradas com a utilização de fotografias aéreas em locais urbanizados.

A visualização integrada de informações, garantida pelo SIG, foi de grande utilidade na verificação dos dados armazenados, que apresentaram boa coerência, em termos de distribuição de unidades geológicas, com imagens artificiais do terreno. Além disso, a sobreposição dos diversos pontos com informações geológicas nestas imagens permitiu a obtenção de um mapa geológico simplificado.

Quanto à aplicação de geoestatística

Na elaboração de cartas de isovalores a geoestatística possibilitou que para cada carta gerada se obtivesse uma carta do erro de estimativa, o que pode ser útil na determinação de regiões pouco investigadas. A opção por este tipo de interpolação resultou, por outro lado, no dispêndio de tempo com a modelagem dos variogramas e elipses de anisotropia. Além disso, a estanqueidade da interpolação e a geração de mapas de contornos automáticos possuem a desvantagem de produzir, muitas vezes, resultados que não são condizentes com a natureza geológica dos parâmetros mapeados, como pequenas “ilhas”, fragmentos de curvas, e traços retos anômalos, estes obtidos em áreas pouco amostradas. Este é um aspecto que precisa ser aprimorado na presente pesquisa, através da adequação geológica e modificação de certas cartas obtidas.

A maioria dos parâmetros analisados apresentaram distribuição de freqüências log-normal, sendo portanto aconselhável o cálculo de logarítmicos para a realização da variografia. Os padrões variográficos obtidos foram bons,

apresentando em praticamente todos os casos, ajustes adequados com o modelo esférico.

É importante que no futuro as análises geoestatísticas apresentadas no presente trabalho sejam aprimoradas com a introdução da anisotropia zonal nos modelos variográficos, e com a realização de testes de validação cruzada.

Os variogramas permitiram a determinação de malhas ideais para futuras investigações, conforme apresentado a seguir:

- Sedimentos Aluviais: direção N10W - espaçamento de 830 a 1400m; direção ortogonal - 470 a 790m
- Formação Guabirotuba: direção N70W - espaçamento de 600 a 1000m; direção ortogonal - 150 a 250m.
- Solos residuais do embasamento: direção N-S - espaçamento de 350 a 550m; direção ortogonal - 110 a 190m.

Estes espaçamentos valem quando os parâmetros de interesse são as profundidades impenetráveis, profundidades de sedimentos, ou valores de N_{SPT} . Caso fosse desejado determinar o posicionamento de lentes ou camadas de diferentes materiais estes espaçamentos provavelmente seriam menores.

Nota-se que o processo de relacionamento entre as diferentes atividades apresentadas até aqui foi marcado pela necessidade de utilização de diferentes programas de computador. Em trabalhos futuros é importante que se opte pelo desenvolvimento, ou adoção, de um sistema computacional integrado, onde bancos de dados, cartas, mapas e modelos sejam realmente integrados, permitindo atualizações mútuas.

Quanto à caracterização das rochas

A aplicação do sistema Q de classificação de maciços rochosos mostrou-se adequada às rochas do embasamento, o que foi corroborado pela comparação das estimativas de suporte obtidas às condições reais verificadas no túnel do Parque Tanguá.

A avaliação de um número razoável de pedreiras permitiu concluir que os maciços do embasamento fornecem condições muito favoráveis de estabilidade. Para túneis viários com diâmetro de 6 a 9m, a 30m de profundidade, geralmente é suficiente a execução de atirantamento sistemático com espaçamento de 2,4m e comprimento de 2,5 a 3 m, aplicando-se, eventualmente, concreto projetado com até 5cm de espessura. Em zonas de falha verificadas no campo, seria necessária a aplicação de atirantamento sistemático com espaçamento de 1,8m e comprimento de aproximadamente 2,5 m, e concreto projetado com fibras de aço com espessura em torno de 5cm.

É importante que futuramente a orientação preferencial das fraturas presentes nas rochas duras seja representada através de estereogramas, ou sejam realizados estudos de bloco chave, para que se determine as direções preferenciais de execução de túneis.

Quanto à caracterização dos solos

A retroanálise de escorregamentos ocorridos na Formação Guabirotuba evidenciou, como esperado, uma resistência operacional da massa de solo significativamente inferior às resistências obtidas em laboratório. A envoltória obtida por retroanálise apresenta, ângulo de atrito aproximado ao valor de pico obtido em laboratório, e coesão próxima aos valores residuais obtidos em laboratório. Esta situação assemelha-se a resultados obtidos por SKEMPTON (1977) em argilas fraturadas de Londres. Encontrou-se evidências de que existe uma relação inversa entre a resistência operacional da massa de solo e o grau de fraturamento, porém, para que esta relação seja confirmada e melhor conhecida é necessário que se faça um maior número de retroanálises.

Estes resultados auxiliaram na determinação de um fator de resistência, utilizado em conjunto com correlações para estimar a resistência da massa de solo a partir de valores de N_{SPT} .

A caracterização da Formação Guabirotuba e as análises limite, permitiram concluir que túneis poderão ter, provavelmente, os seguintes comportamentos e técnicas de escavação e suporte:

- Escavação - túneis com D = 6m: frente aberta plena
- Escavação - túneis com D = 9m: parcialização em duas etapas ou com núcleo de terra
- Suporte - túneis com D = 6m:
para $C < 30$ e $N-SPT > 20$: concreto projetado com 5 a 35cm de espessura demais condições: concreto moldado/armado, cambotas metálicas
- Suporte - túneis com D = 9m:
para $C < 20$ e $N-SPT > 10$ ou $C < 30$ e $N-SPT > 28$: concreto projetado com 10 a 40cm de espessura
demais condições:concreto moldado/armado, cambotas metálicas
- De modo geral, condições são mais adequadas em profundidades superiores a 15m
- Possível desprendimento de blocos de solo durante a escavação

Análises semelhantes, utilizadas para sedimentos aluviais arenosos e solos residuais do embasamento, porém sem a introdução de um fator de redução da resistência devida às fraturas tiveram os seguintes resultados:

Sedimentos aluviais:

- Escavação: provável necessidade de rebaixamento do lençol freático e/ou aplicação de couraça (*shield*) com frente balanceada ou lama bentonítica
- Suporte nas areias: necessidade de revestimento em concreto com até 10cm para D = 6m
- Execução de revestimento em concreto pode ser dificultada por surgências de água nas paredes do túnel
- Ocorrências de argilas orgânicas resultam em condições muito desfavoráveis de escavação e suporte

Solos residuais:

- Escavação - túneis com D = 6 ou 9m: frente aberta plena

- Suporte - túneis com $D = 9\text{m}$:
 - para $C < 30\text{m}$ e $N\text{-SPT} > 15$ (condições mais comuns): concreto projetado com 5 a 40cm de espessura
 - demais condições (raras): concreto moldado/armado, cambotas metálicas
- Suporte - túneis com $D = 6\text{m}$: para as condições mais comuns, concreto projetado com 5 a 30cm de espessura

Vale ressaltar que as sugestões de suporte e escavação apresentadas acima são aproximadas, e devido às simplificações adotadas durante os cálculos, há várias incertezas envolvidas. Portanto, estes resultados não podem, em hipótese alguma, ser adotados para finalidades de projeto.

Quanto ao mapa orientativo e modelo geotécnico 3D

O conjunto de atividades desenvolvidas durante a pesquisa convergiu, satisfatoriamente, para a obtenção de um mapa orientativo para obras subterrâneas. A reunião, neste mapa, de cartas de profundidade e distribuição superficial das unidades geotécnicas, e da adequabilidade destas unidades em termos de escavação e necessidade de suporte, revelou-se uma opção muito boa para proporcionar a visualização da distribuição tridimensional dos materiais com diferentes qualidades.

O modelo geotécnico tridimensional, elaborado para navegação virtual, forneceu uma visualização mais natural da distribuição das unidades geotécnicas, apresentando a vantagem de permitir a consulta interativa de cotas de superfícies e nomes de estruturas urbanas, como avenidas e terminais de ônibus.

Este modelo e o mapa orientativo, representam ferramentas importantes para o suporte à decisão, durante o planejamento de obras viárias, de saneamento, galerias técnicas, entre outras.

Considerações finais

Em uma análise preliminar do mapa obtido, pôde-se concluir que apesar de desfavoráveis para obras subterrâneas, os sedimentos aluviais apresentam pequena distribuição em superfície, e suas profundidades dificilmente ultrapassam 8m. Portanto, estes materiais podem ser facilmente evitados com a escolha de profundidades de escavação perfeitamente praticáveis.

A Formação Guabirota, que oferece condições razoáveis para obras subterrâneas, ocupa a maior parte da malha urbana, situada na porção centro-leste do município. Porém, em aproximadamente 40% de sua área de ocorrência a formação apresentou profundidades inferiores a 20m, o que inclui o centro da cidade. Portanto, é possível que em várias situações seja viável a opção por túneis em solo residual ou rocha.

A região noroeste do município é dominada pela ocorrência de solos residuais e rochas do embasamento. A possibilidade de execução de túneis em rocha são é maior na região centro-norte do município, o que inclui boa parte dos bairros centrais.

Tendo em vista estes aspectos, de modo geral, pode-se dizer que as condições do subsolo de Curitiba para a execução de grandes obras subterrâneas, são boas. Outras cidades do Brasil e do mundo, algumas com grandes malhas de estruturas subterrâneas, possuem condições geotécnicas com qualidades bastante inferiores, quando comparadas a Curitiba. Mesmo levando-se em conta as incertezas envolvidas, esta conclusão refuta o hábito que se criou, ao longo dos anos, de se dizer que “o solo de Curitiba é ruim para túneis”.

Infelizmente, esta cultura tem nortado, em alguns casos, a tomada de decisões para obras no município de Curitiba. Espera-se que a partir da presente pesquisa esta cultura seja reavaliada, e que os resultados apresentados sejam utilizados no planejamento da cidade, de um modo geral, e em obras específicas que estão por vir. É importante que uma pesquisa desta natureza seja continuada, seja por universidades, seja por órgãos públicos competentes. O desenvolvimento futuro da prática de execução de obras subterrâneas será o fator mais importante na confirmação ou não dos resultados, e no aprimoramento do método apresentado.

14. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTTIKOSKI, U.; NIINI, T.; YLINEN, J.; RUOPPA, A. (1994). Bedrock resources and their use in Helsinki. *Tunneling and Underground Space Technology*. v. 9, n. 3, p. 365-372.
- AOKI, N.; CINTRA, J.C.A.(2000). The application of energy conservation Hamilton's principle to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. São Paulo, 2000. *Proceedings*. Rotterdam, Balkema. p. 457-460.
- ArcView 3.1 (1998). Copyright © 1992-98, Environmental Systems Research Institute, Inc.
- ARNOULD, M.; BROQUET, J.F.; DEVEUGHELE, M.; USSEGLIO POLATERA, J.M. (1979). Cartographie Géotechnique de la Ville de Paris – Premières Realisations (13ème, 19ème et 20ème arrondissements). *Bulletin of the Intl. Ass. of Engineering Geology*. (19): 109-115.
- AUGUSTO FILHO, O.; RIDENTE JUNIOR, J.L.; ALVES, F.C. (1999) Compartimentação geotécnica da área urbana do município de São José do Rio Preto (SP) com base na generalização espacial de dados de sondagens a percussão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9. São Pedro, 1999. (CD ROM) ABGE.
- AutoCAD R14 (1998). Copyright © 1982-98, Autodesk, Inc.
- BARCELLOS, Z.; DÓRIA, M. (1998). Curitiba vai implantar o metrô. *Gazeta do Povo*, Curitiba, 31 ago. Política, p. 7.
- BARTON, N.; LIEN, R.;LUNDE, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. **6**(4):189 – 236.
- BARTON, N.;LOSET, F.; VIK. G; RAWLING, C; CHRYSANTHAKIS, P.; HANSTEEN, H.; SMALLWOOD, A; IRELAND; T. (1992). Geotechnical core characterization for the U.K. Radioactive Waste Repository design. In: ISRM SYMP.: Eurock '92. Chester,1992. *Proceedings*. P. 117-122.
- BECKER, R.D. (1982). *Distribuição dos sedimentos cenozóicos na Região Metropolitana de Curitiba e sua relação com a estrutura geológica e geomorfológica regional*. Porto Alegre. 237 p. Tese (Doutorado) – Pós

Graduação em Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- BELICANTA, A.; CINTRA, J.C.A. 1998. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para a execução do SPT. *Solos e Rochas* . **21**(3):119-133.
- BJERRUM, L. (1967). Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *ASCE Journ. of Soil Mech. Found. Division*. **93**(N.SM.5): 3-49.
- BOIVIN, D.J. (1990). Underground Space Use and Planning in the Québec City Area. *Tunneling & Underground Spc. Tech.* v. 5, n. 1/2, p. 69-83.
- BOTTINO, G.B. ; CIVITA, M. (1986) Engineering geological features and mapping subsurface in the metropolitan area of Turin, North Italy. In: INTL. CONGR. OF THE INTNL. ASS. OF ENG. GEOLOGY, 5. Buenos Aires, 1986. *Proceedings*. v. 3, p. 1741-1753.
- CARVALHO, N.S. (1999). Os condicionantes geológicos-geotécnicos na ocupação do espaço subterrâneo no município do Rio de Janeiro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9. São Pedro, 1999. (CD ROM) ABGE.
- CELESTINO, T.B (1992). Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. In: ENCONTRO TÉCNICO DO COMITÊ BRAS. DE TÚNEIS,1, São Paulo, 1992. *Anais...*, São Paulo, ABMS, p. 1-21
- CELESTINO, T.B; SILVA, E.F.; ROCHA, H.C.(1994). Performance during construction of urban tunnels in stiff fissured clay. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7, Lisboa, 1994. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, v. VI, p. 4203-4211.
- CELESTINO, T.B; MARIANO, M.;FERREIRA, A.A.;GUIMARÃES, M.C.A.B. (1997). Undercoring technique for stress measurements in shotcrete lining. In: WORLD TUNNEL CONGRESS, Viena, 1997. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, v. 1, p. 59-64.
- CHAMECKI,P.R.;KORMANN,C.M.;LOYOLA,J.M.T.;MASS,M.A.;CHAMECKI, M. NASCIMENTO, N.A.; DYMINSKI, A.S. (2001). Exemplos de aplicação um banco de dados georreferenciado no mapeamento geotécnico de Curitiba. In: INFOGEO-SIMPÓSIO DE APLICAÇÕES DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA, Curitiba, 2001. *Anais...* (CD ROM), ABMS.
- CHON, H.T.; PARK, H.D. ; KIM, J.Y. (1997) The application of geotechnical information system to the engineering geological assesment of rock mass for the development of Seoul subway lines. In: Intl. Symp. On Eng. Geol and the Environ. *Proceedings*. p. 2627-2631.
- CRESSIE, N.A.C. (1993) Statistics for spatial data. Rev. Ed. New York, Wiley. 900p.
- DÉCOURT, L.. (1992). Fundações rasas. In: NEGRO Jr., A. et al. Solos da cidade de São Paulo. ABMS. Cap. 9, p.217-228.
- DEERE, D.U.; MERRIT, A.H.; CORDING, E.S. (1974). EGINEERING GEOLOGY and underground construction. In. INT. CONGR. OF THE INT. ASSOC.

- OF ENGINEERING GEOL., 2. São Paulo, 1974. *Proceedings*. v.2, p. VII-GR.1 - VII-GR.27.
- DUARTE, J.M.V. (1986). *Um estudo sobre o solo da Formação Guabirotuba, com ênfase na determinação da resistência residual*. 167 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- DUARTE, J.M.V. (1999). A resistência residual dos solos da Formação Guabirotuba e sua importância na estabilidade de taludes. In: MESA REDONDA: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. Curitiba, 1999. *Anais*. Curitiba, ABMS/UFPR. p. 77-91.
- DXF2DAT (1998). Programa desenvolvido por Moacir A. Cornetti, Campinas.
- FONTOURA, A.B. da.. (1995). Tendências internacionais no projeto de escavações subterrâneas em zonas urbanas. In: TURB – SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, 1. São Paulo, 1995. *Anais*. São Paulo, ABGE/CBT. p. 81-92.
- FUCK, R.A.; TREIN, E.; MARINI, O.J. (1967). Geologia e petrografia dos migmatitos do Paraná. In: BIGARELLA, J.J. et al. Geologia do Pré-Devoniano e intrusivas subsequentes da porção oriental do estado do Paraná.. *Boletim Paranaense de Geociências*. n.23-25, p.5-41
- GODARD, J.P.; HUGONNARD, J.C.. (1989). Appraisal of Underground Urban Public Transportation Projects. *Tunneling and Underground Space Technology*. v. 4, n. 1, p. 31-41.
- GODARD, J.P.; STERLING, R.L. (1995). General Considerations in Assessing the Advantages of Using Underground Space. *Tunneling and Underground Space Technology*. v. 10, n. 3, p. 287-297.
- GRASS 4.3 (2000). Geographic Resources Analysis and Support System. Copyright © Grass Development Team: Baylor University e University of Hannover.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N. 1993. Updating of the Q-System for NMT. In: Intl. Symp. on sprayed concrete – Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support. Fagnes, 1993. *Proceedings*.
- GUIMARÃES NETO, J. D.. (1997). Estabilidade de frente de túneis. São Paulo. 128p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- HOULDING, S.W. (1994) 3 D geoscience modeling – computer techniques for geological characterization. Berlin, Springer-Verlag. 309 p.
- IBGE (2000) Censo 2000: dados preliminares. Publicação eletrônica: www.ibge.gov.br/ibge/estatistica/população/censo2000.
- IPT - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. (1983) *Uma proposta de sistemática de estudos geológico-geotécnicos para projetos de túneis*. São Paulo. /Relatório IPT nº 19 173/
- IPPUC – INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO URBANO DE CURITIBA. (1999). Curitiba digital : mapa de arruamento e índice de ruas. (CD ROM).

- ISHII, M.; ISHIMURA, K.; NAKAYAMA, T. (1992). Management and Application of Geotechnical Data: The Geotechnical Data Information System of the Tokio Metropolitan Government. *Environ. Geol. Water Sci.* **19** (3): 169-178.
- ITA – INTERNATIONAL TUNELING ASSOCIATION (working group on costs-benefits on underground urban transportation). (1990). Cost-Benefit methods for underground urban public transportation systems. *Tunneling & Underground Space Technology*. v.5, n. 1/2, p. 39-68.
- ITA (2000) Planning and Mapping of Underground Space – an Overview (official report, Working Group 4). *Tunneling and Underground Space Technology*. **15** (3): 271-286.
- KNIGHTS, M.C.. (1996). Planning of tunnels in London. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NORTH AMERICAN TUNNELING. Washington DC, 1996. *Proceedings*. Rotterdam, Balkema. v.2, p. 803-810.
- KORMANN, A.C.M. (1999). Comportamento de argilas rijas: aspectos geotécnicos da Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. Curitiba, 1999. *Anais*. Curitiba, ABMS/UFPR. p. 119-128.
- LINARTH, C. (2001) Cerco das favelas. *Revista CREA/PR* **4**(12):11.
- LINDNER, E.N. (1993) Soft Rock Tunneling Conditions and Concerns in Downtown Minneapolis. *Intl. Journ. Rock Mech. And Mining Science* **30**(7): 1473-1476.
- LO, K.Y.; ADAMS, J.I.; SEYCHUCK, J.L. (1969) The shear behaviour of a stiff fissured clay. In: INTL. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDATION ENG. 7. Mexico, 1969. *Proceedings*. v. 1, p. 249-255.
- LOPES, J.A.U. (1966). Nota explicativa da Folha Geológica de Curitiba.. *Boletim da Universidade Federal do Paraná – Instituto de geologia* n. 20.
- MALONE, A.W. (1996). The use of underground space in Hong Kong. *Tunneling and Underground Space Technology*. v.11, n.1, p. 57-64.
- MANGOLIN FILHO, A.; OJIMA, L.M. (1995). Planejamento de Investigações. In: TURB – SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, 1. São Paulo, 1995. *Anais*. São Paulo, ABGE/CBT. p. 11-20.
- MARSLAND, A. (1971) The shear strength of stiff fissured clays. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM. Cambridge, 1971. *Proceedings*. p. 59-68.
- MARTINS, F. (2000). Prefeitura estuda substituir projeto de metrô por ônibus. *Gazeta do Povo*, Curitiba, 03 set. Curitiba.
- MASI, A.; BRASIL, T.O.C.do; ALMEIDA, J.I.S.de; ZANATTA, G.; MEDINA, M. (1995). Legislação sobre ocupação do espaço subterrâneo. In: TURB – SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, 1. São Paulo, 1995. *Anais*. São Paulo: ABGE/CBT. p. 3-10.
- MAURENBRECHER, P.M.; HERBSCHLEB, J. (1994). The Potential Use of Geotechnical Information Systems in the Planning of Tunnels for

Amsterdam. *Tunneling and Underground Space Technology*. v.9, n.2, p. 189-199.

Microsoft Access 97 (1997) Copyright © 1983-97, Microsoft Corp.

MORGENSTERN, N.R. ; PRICE, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15(1): 79-93.

NASCIMENTO, N.A.; PUPPI, R.F.K. (1999). Formação Guabirotuba: algumas características e comentários sobre fundações e contensões. In: MESA REDONDA: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. Curitiba, 1999. *Anais*. Curitiba, ABMS/UFPR. p. 189-195.

NETZEL, H.; KAALBERG, F.J. (199). Settlement risk management with GIS for the Amsterdam North/South Metroline. In: WORLD TUNNEL CONGRESS. Oslo, 1999. *Proceedings*. Rotterdam, Balkema. v.1, p. 129-136.

PEREIRA, E.M.; PEJON O.J. (1999). Estudo do potencial expansivo dos materiais argilosos da Formação Guabirotuba na região do Alto Iguacu. In: MESA REDONDA: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. Curitiba, 1999. *Anais*. Curitiba, ABMS/UFPR. p. 17-28.

REEKIE, C.J.; COFFEY, J.R.; MARSDEN, A.E. (1979) Computer aided techniques in urban engineering geological mapping. *Bulletin of the Intl. Ass. of Engineering Geology*. (19): 322-330.

RICCOMINI, C.; COIMBRA, A. M. (1992). Geologia da bacia sedimentar. . In: NEGRO Jr., A. et al. Solos da cidade de São Paulo. ABMS. Cap. 2, p.37-94.

RIVARD, P.J.; LU, Y. (1978). Shear strength of soft fissured clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 15(3): 382-390.

RÖNKÄ, K.; RITOLA, J.; RAUHALA, K. (1996). The urban economy and ecology of underground space: planning methods and guidelines for subsurface planning in Finland.. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NORTH AMERICAN TUNNELING. Washington DC, 1996. *Proceedings*. Rotterdam, Balkema. v.2, p. 831-837.

RÖNKÄ, K.; RITOLA, J.; RAUHALA, K. (1998). Underground Space in Land-Use Planning. *Tunneling and Underground Space Technology*, v.13, n.1, p. 39-49.

RUIZ, A.P.T. (1997). *Análise de túneis rasos em solos porosos – Mecanismos de Formação de recalques*. São Carlos. 113p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SAHLSTRÖM, P.O. (1990). Using tunnels for road infrastructure: a solution to Stockholm's traffic dilemma. *Tunneling and Underground Space Technology*. v.5, n.3, p. 217-223.

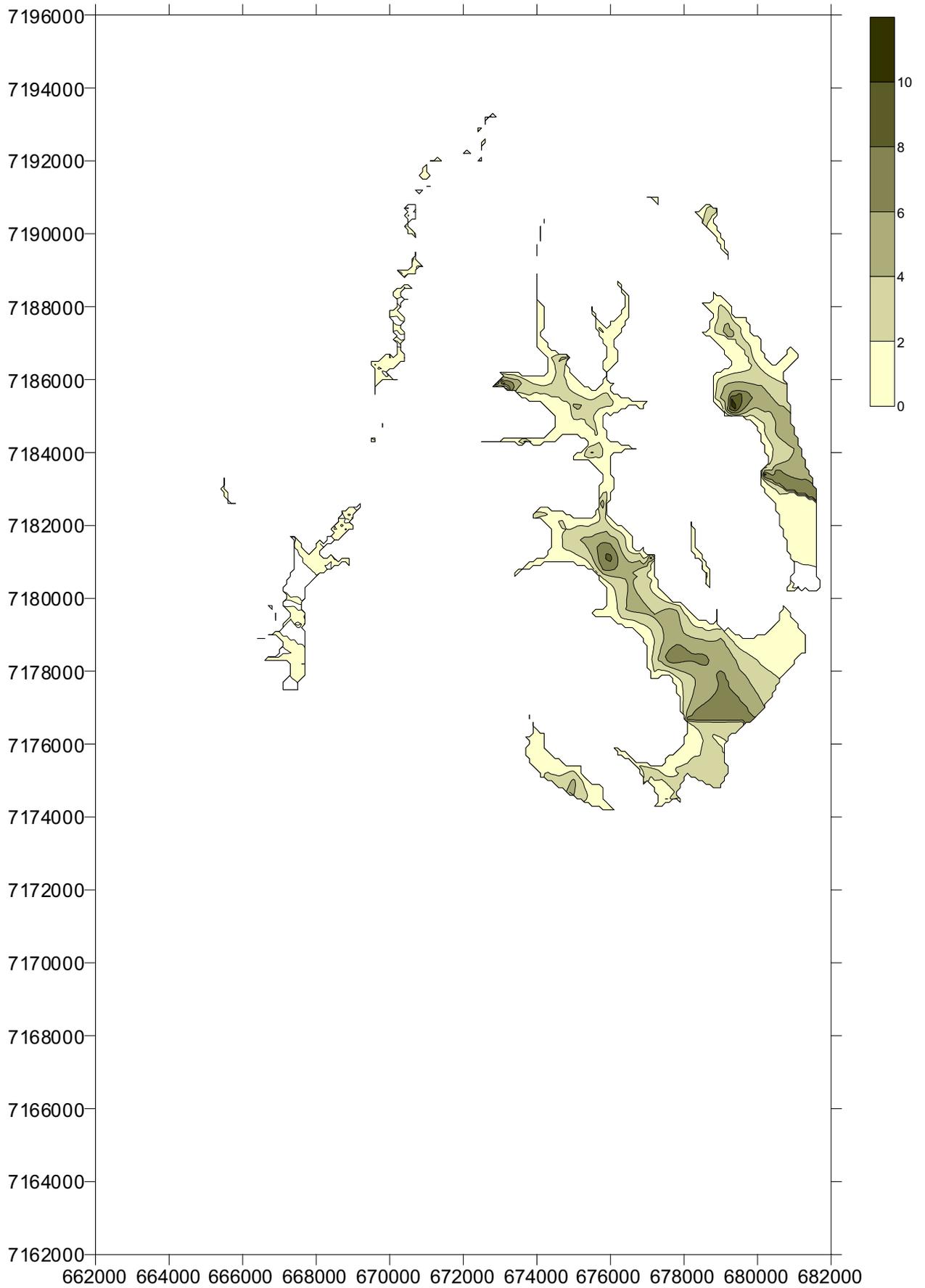
SALAMUNI, E. (1998). *Tectônica da Bacia Sedimentar de Curitiba (PR)*. Rio Claro. 214 p. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista.

- SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. (1999). Contexto geológico da Formação Guabirota, Bacia de Curitiba. In: MESA REDONDA: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. Curitiba, 1999. *Anais*. Curitiba, ABMS/UFPR. p. 7-15.
- SELLBERG, B. (1996). Swedish R & D plans, policy and results on the urban underground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NORTH AMERICAN TUNNELING. Washington DC, 1996. *Proceedings*. Rotterdam, Balkema. v.2, p. 839-845.
- SCHNAID, F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo. Oficina de Textos
- SHVETSOV, P.F.; ZILBERBORD, A.F. (1974). Engineering-geological and geological-economical prerequisites of underground construction. In: INT. CONGR. OF THE INT. ASSOC. OF ENGINEERING GEOL., 2. São Paulo, 1974. *Proceedings*. v.2, p. VII-12.1 - VII-GR.6.
- SINHA, R.S. (1991). Investigations and Testing. In: SINHA, R.S., ed. *Underground Structures – design and construction* (Developments in Geotechnical Engineering - 59B). Amsterdam, Elsevier. Cap. 4. p. 92-140.
- SKEMPTON, A.W. (1964) Long-term stability of clay slopes. *Geotechnique*. **14**(2):77-102.
- SKEMPTON, A.W. (1977). Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay. In: INTL. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUNDATION ENG. 9. Tokio, 1977. *Proceedings*. v. 3, p. 261-270.
- SKEMPTON, A.W. (1986). Standard penetretion test procedures and the effects in sands of overburden, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, v.3, n. 36, p.425-447.
- Slope/W 4.22 (1999). Copyright © 1991-99, Geo-Slope International, Ltd.
- Statistica 5.5 (1999). Copyright © 1984-99, Statsoft, Inc.
- STERLING, R.L. (Ed.) (1996). Going Under to Stay on Top, Revisited: Results of a Colloquium on Underground Space Utilization. *Tunneling and Underground Space Technology*, v.11, n.3, p. 267-270.
- STIRBYS, A.F.; RADWANSKI, Z.R.; PROCTOR, R.J.; ESCANDON, R.F. (1999). Los Angeles metro rail project – geologic and geotechnical design and construction constraints. *Engineering Geology*. V. 51, n.3, p. 203-224.
- STURARO J.R. 1994. Mapeamento geoestatístico de propriedades geológico-geotécnicas obtidas de sondagens de simples reconhecimento. São Carlos, EESC – USP. 183p. Tese(Doutorado).
- Surfer 7.0 (1999). Surface Mapping System. Copyright © 1993-99, Golden Software, Inc.
- TAKASAKI, H.; CHIKAHISA, H.; YUASA, Y. (2000) Planning and Mapping of Subsurface Space in Japan. *Tunneling and Underground Space Technology*. **15**(3):287-301.

- VÄHÄÄHO, I. (1996). From Geotechnical Maps to Three-dimensional Models. *Tunneling and Underground Space Technology*. v.13, n.1, p. 51-56.
- VAZ, L.F. (1996). Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. *Solos e Rochas*. v 19, n. 2, p117-136.
- VAZ, L.F. (1999). O efeito das condições geológicas na economia das obras subterrâneas. In: TURB – Simpósio sobre túneis urbanos. São Paulo, 1999. *Anais*. São Paulo, ABGE. P. 89-110.

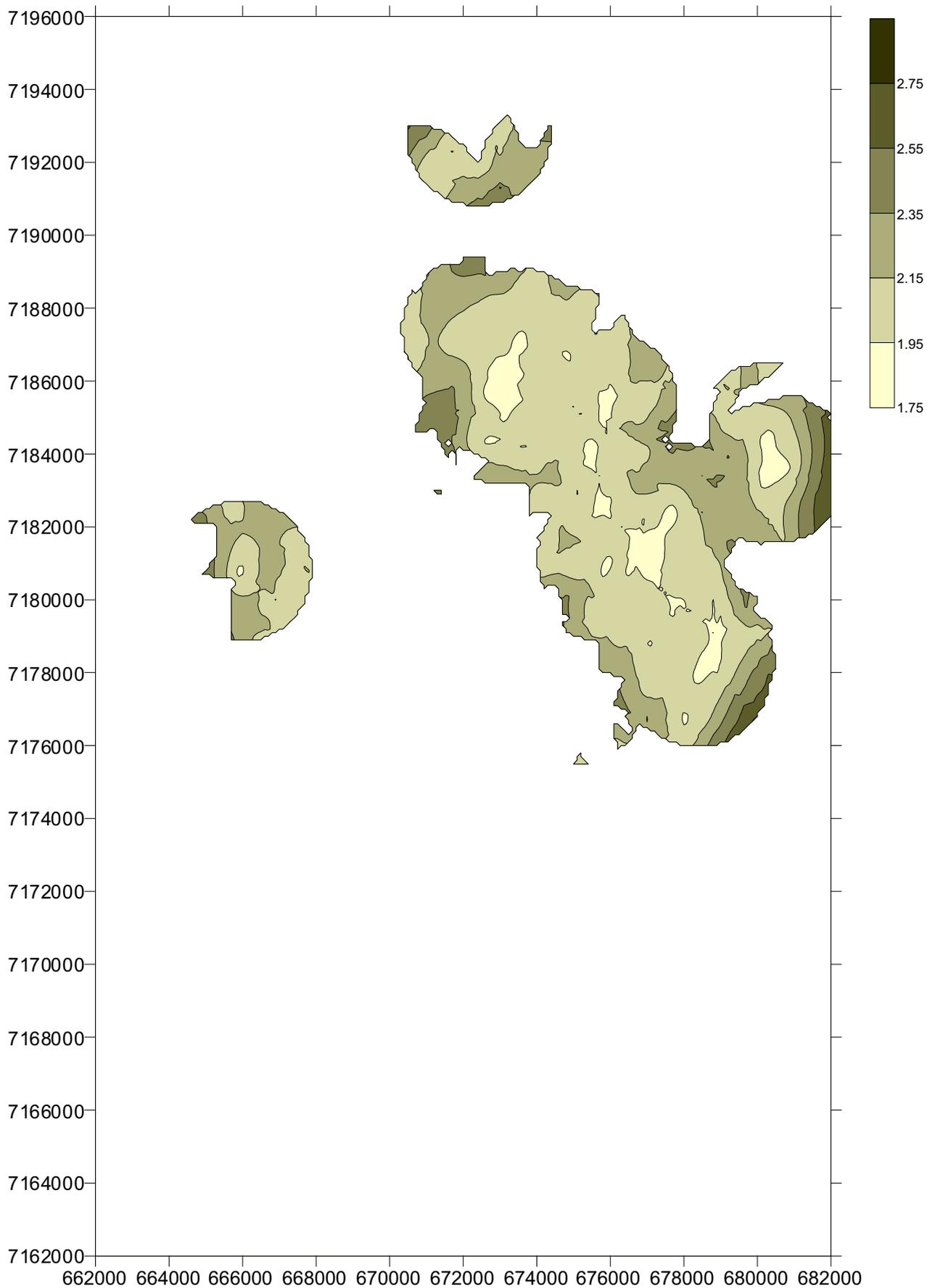
ANEXO I
Cartas de Isovalores
Escala 1:150.000

CARTA DE PROFUNDIDADE DOS SEDIMENTOS ALUVIAIS (m)

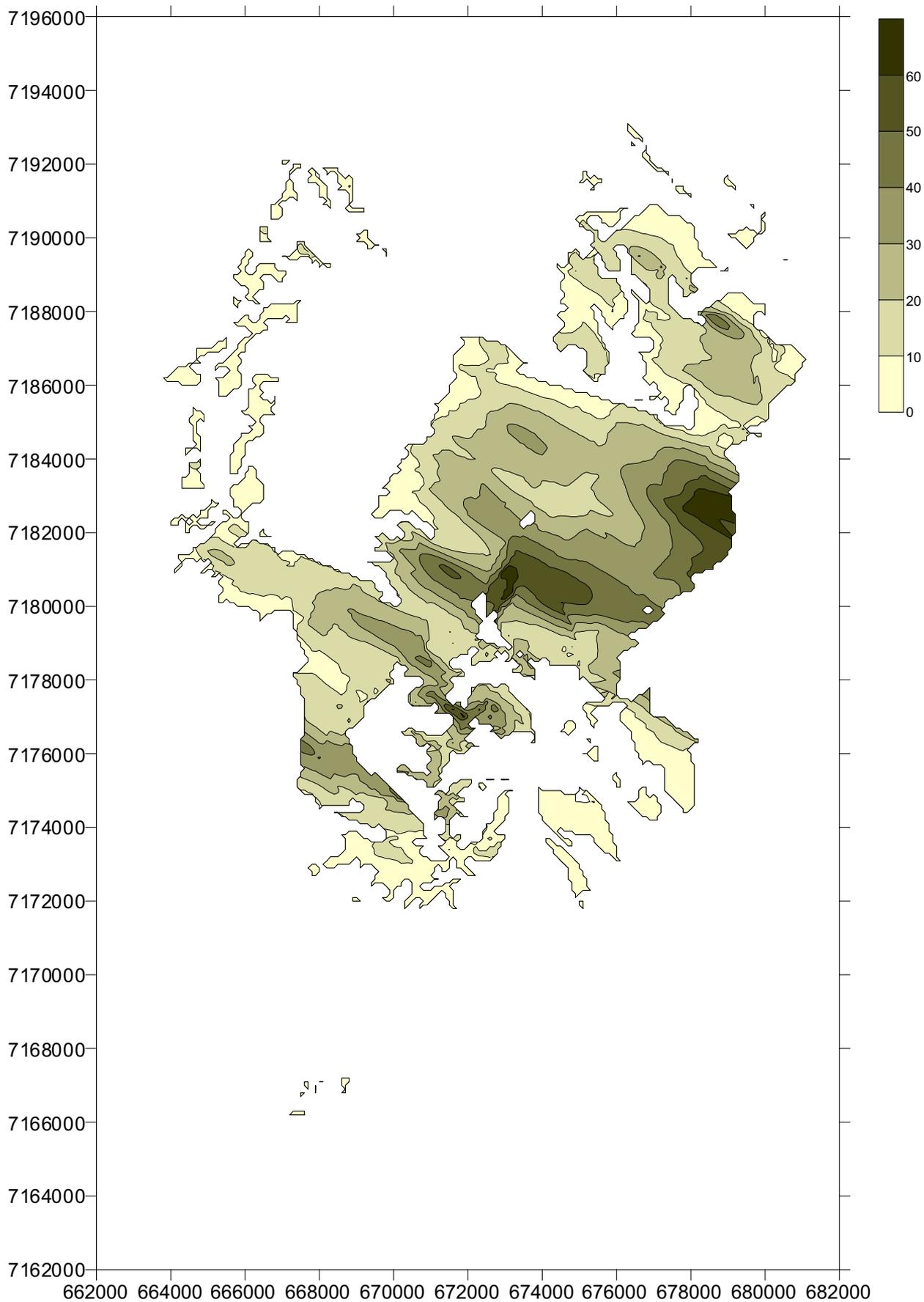


CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO - m)

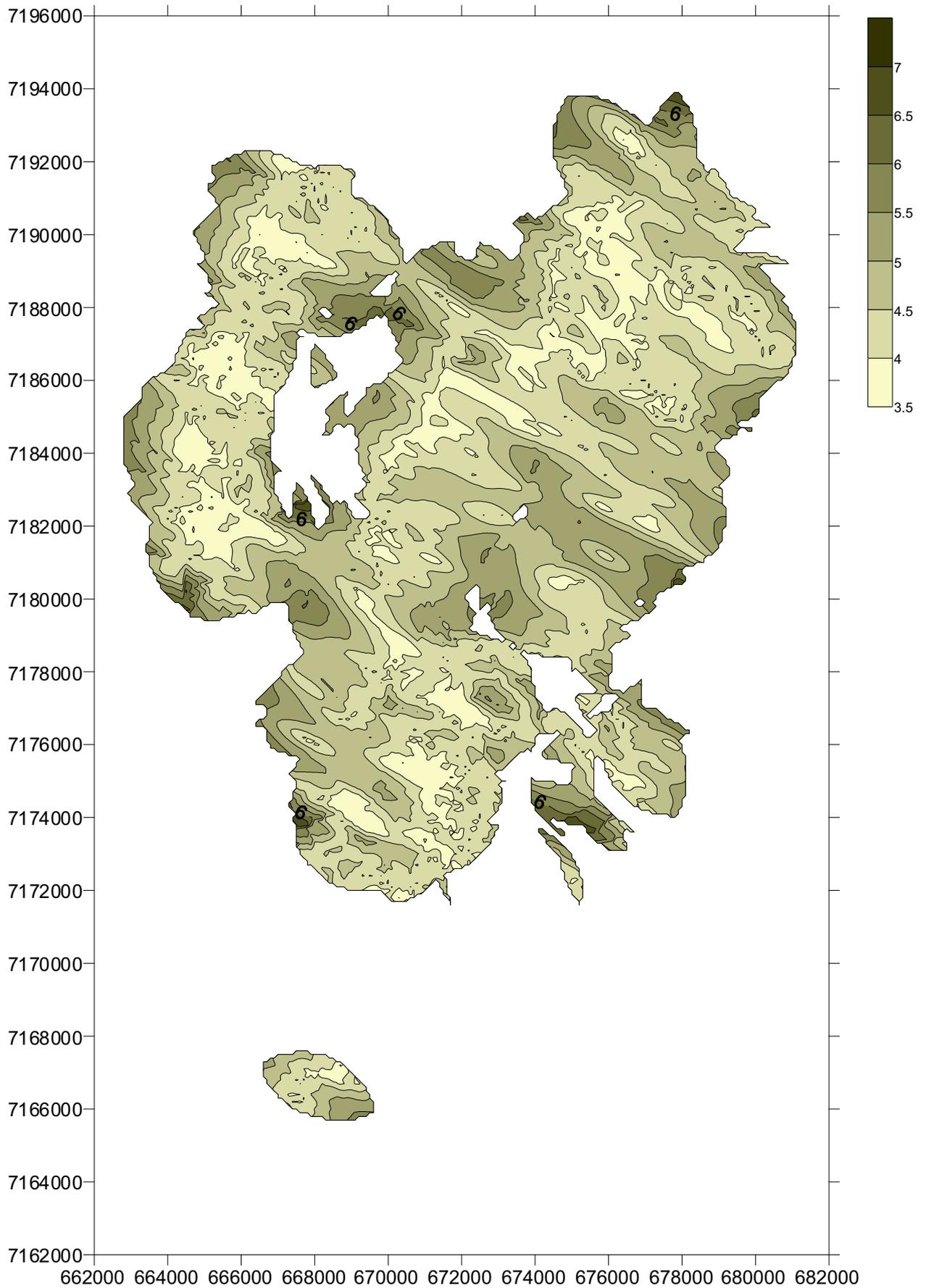
PROFUNDIDADE DOS SEDIMENTOS ALUVIAIS



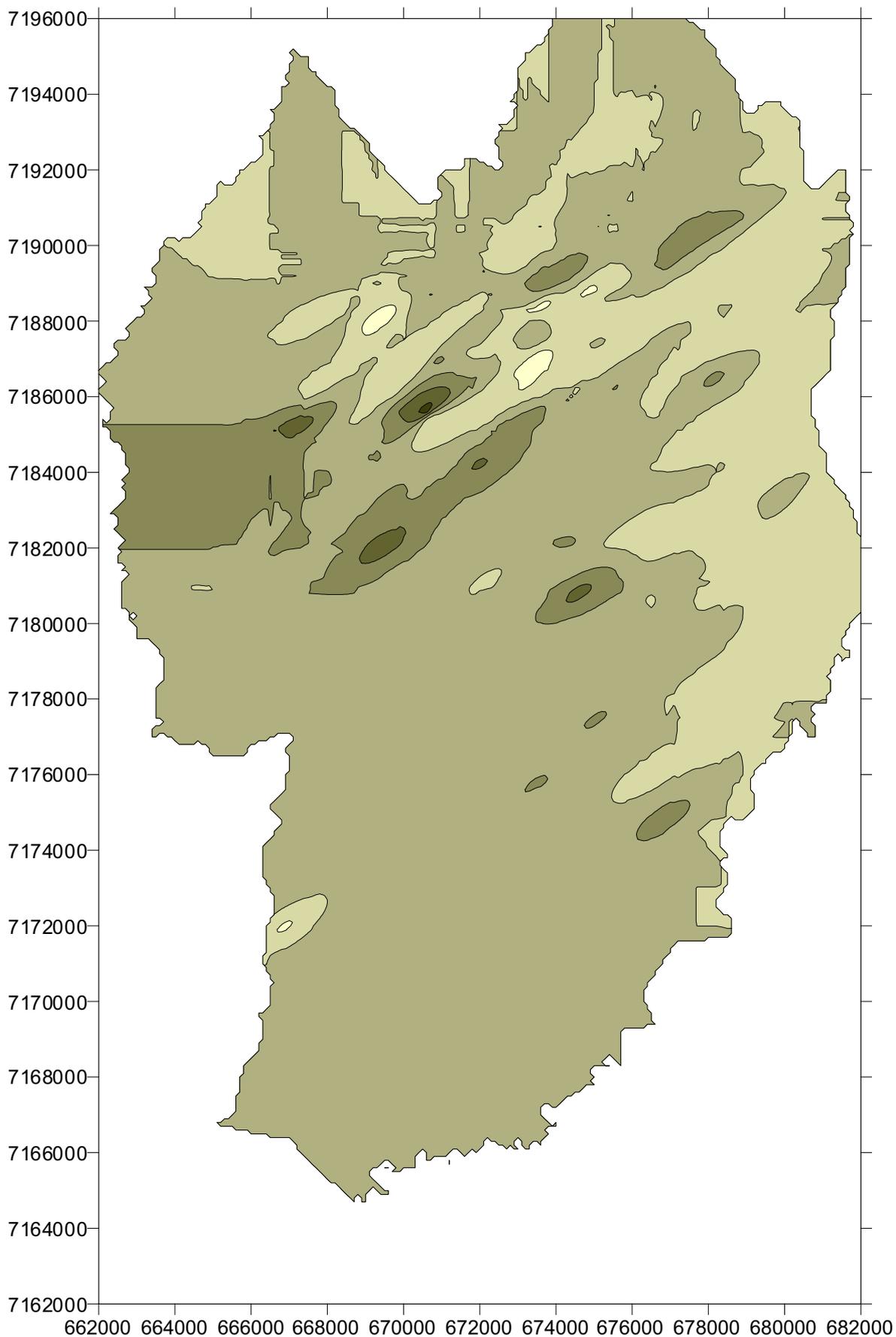
CARTA DE PROFUNDIDADE DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA (m)



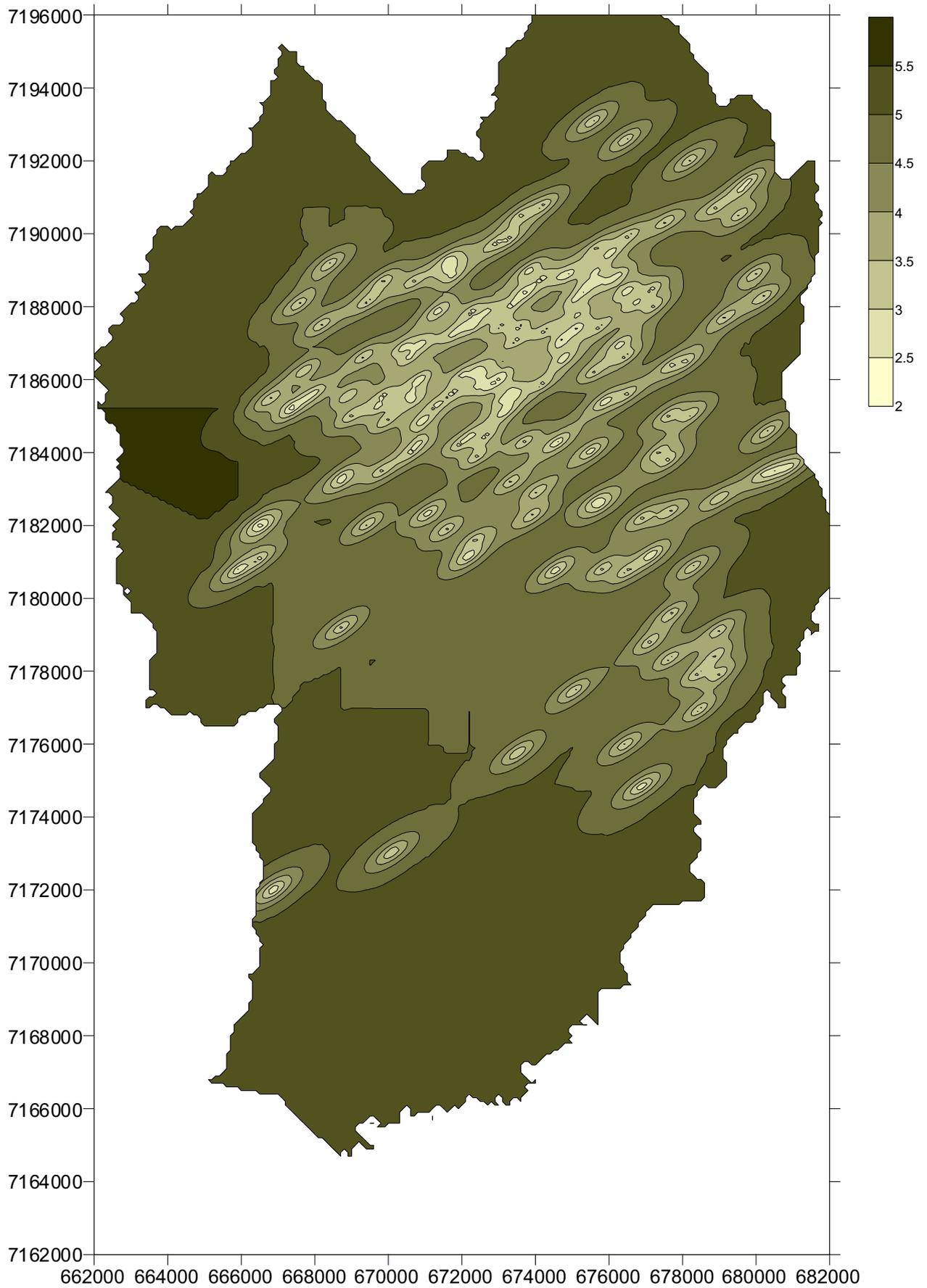
CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO - m)
PROFUNDIDADE DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA



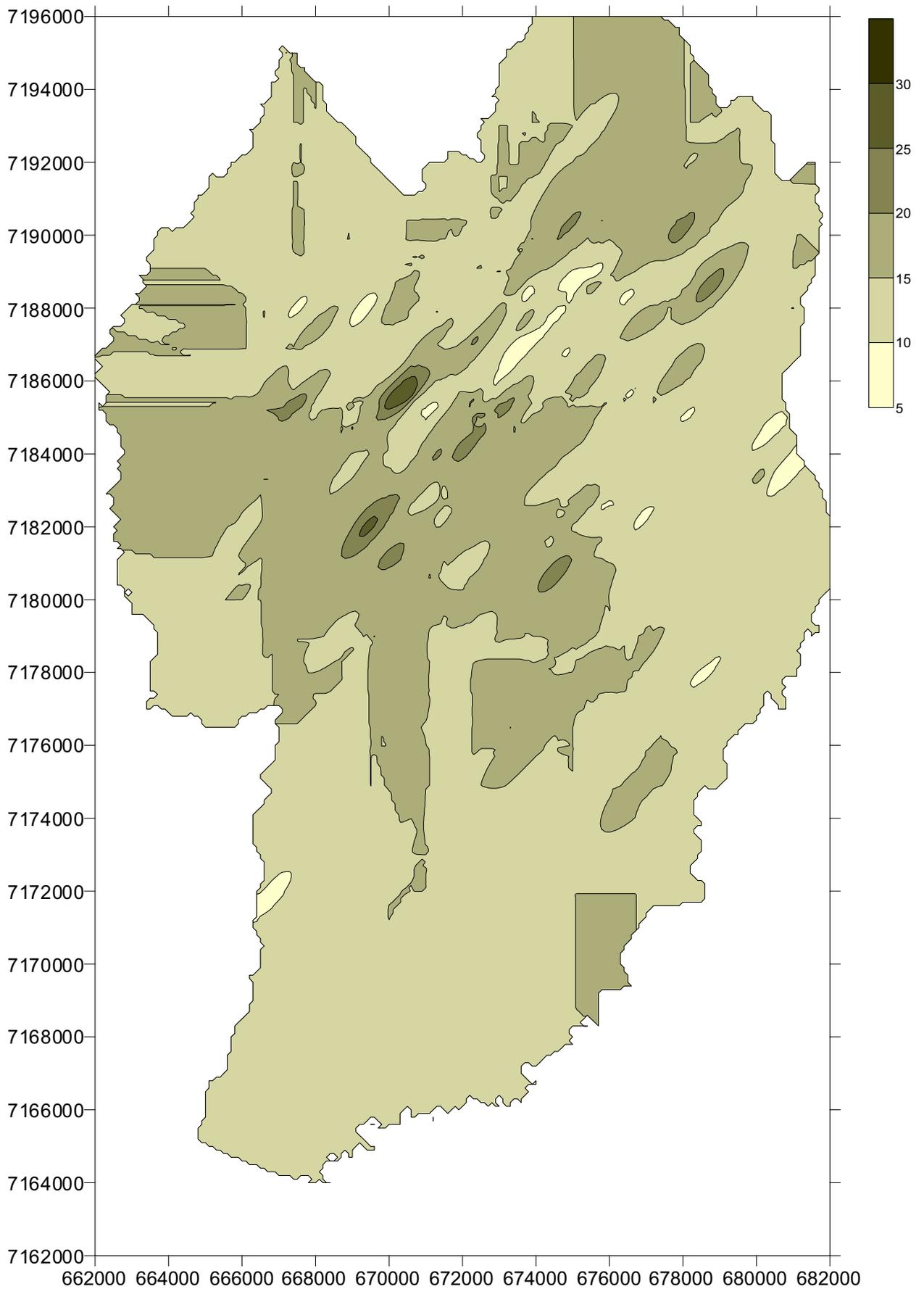
CARTA DE PROFUNDIDADE IMPENETRÁVEL À LAVAGEM POR TEMPO (m)



CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO - m)
PROFUNDIDADE IMPENETRÁVEL À LAVAGEM POR TEMPO

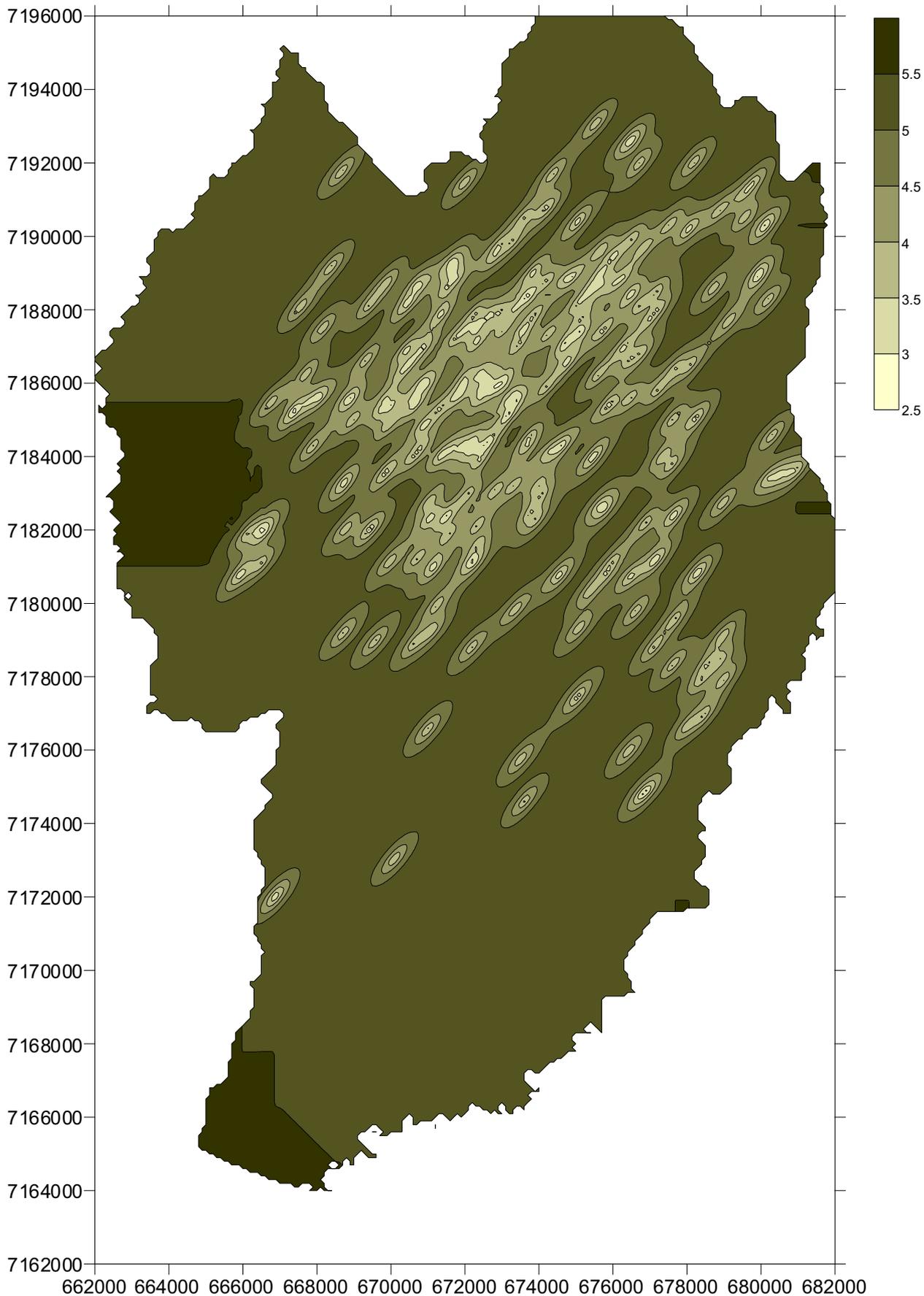


CARTA DE PROFUNDIDADE IMPENETRÁVEL AO SPT (m)

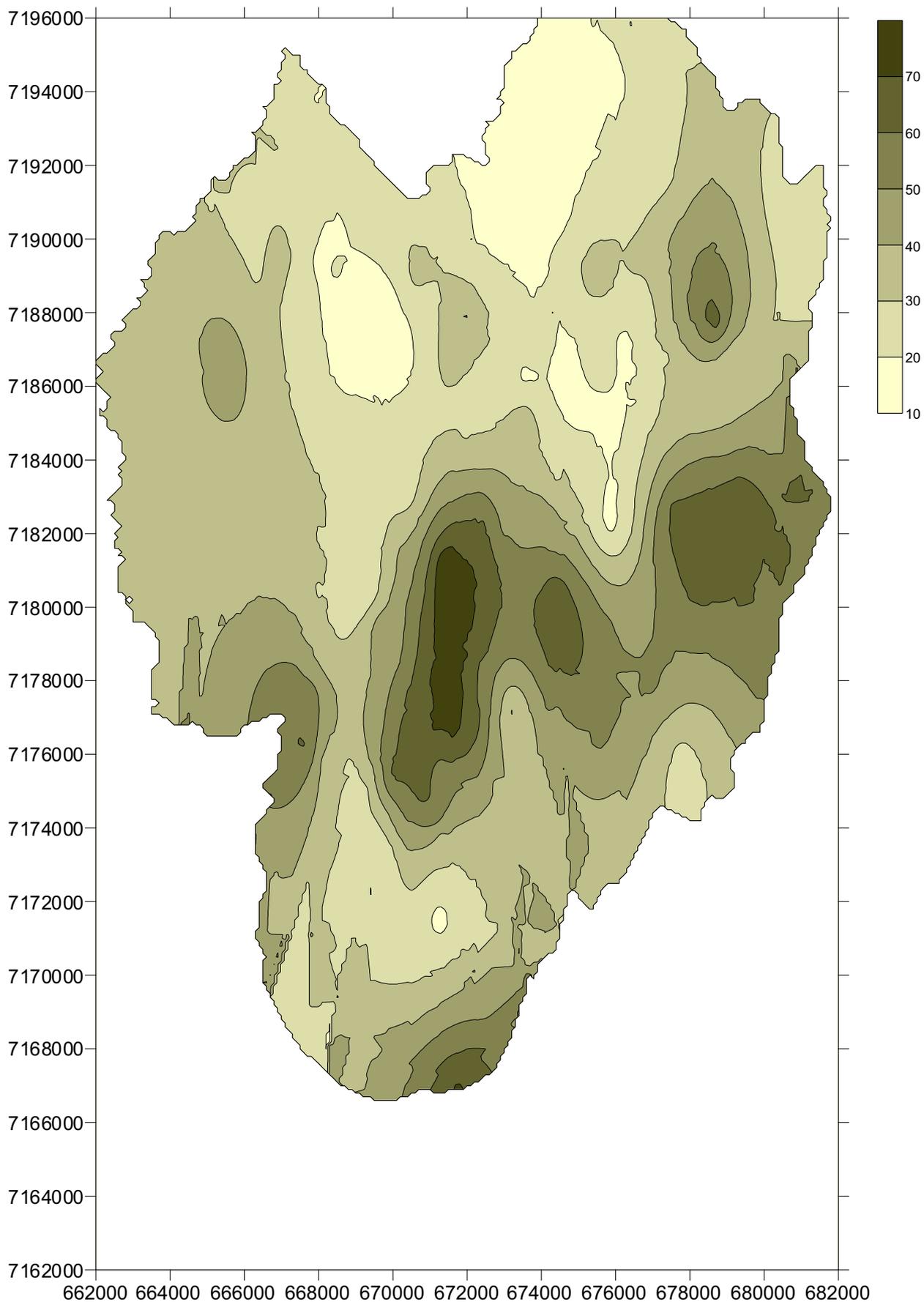


CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO - m)

PROFUNDIDADE IMPENETRÁVEL AO SPT

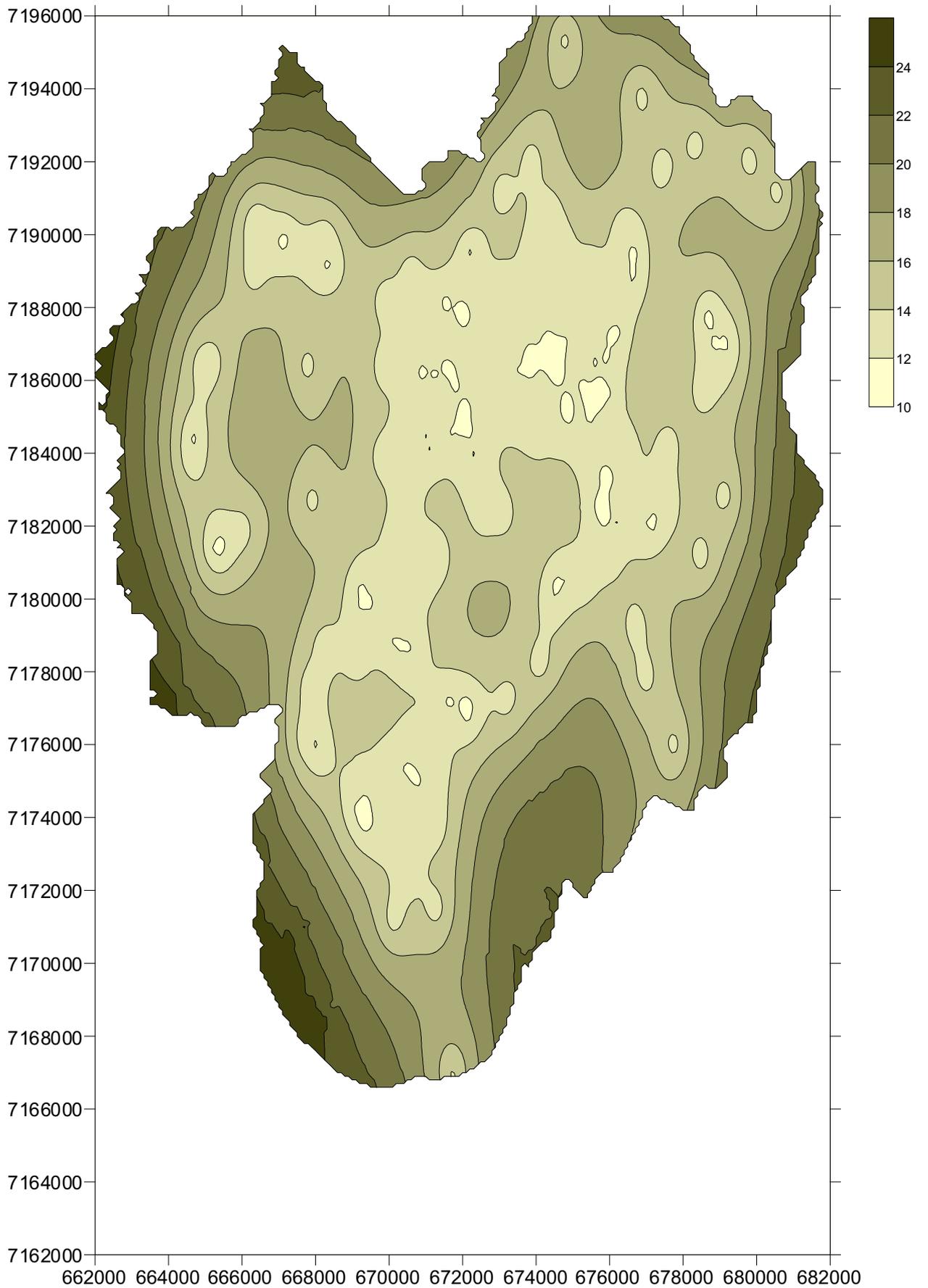


CARTA DE PROFUNDIDADE DA ROCHA SÃ (m)

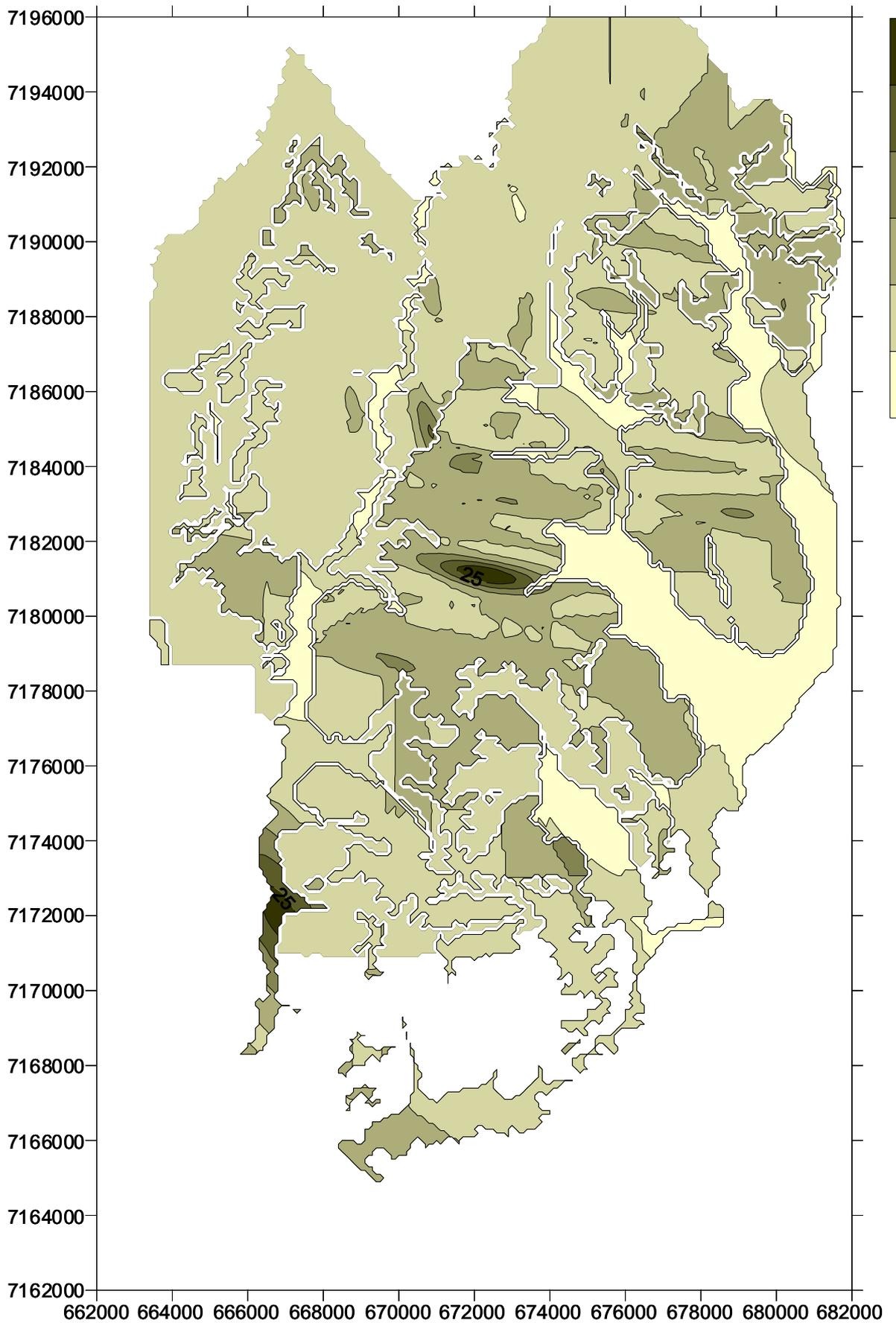


CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO - m)

PROFUNDIDADE DA ROCHA SÃ

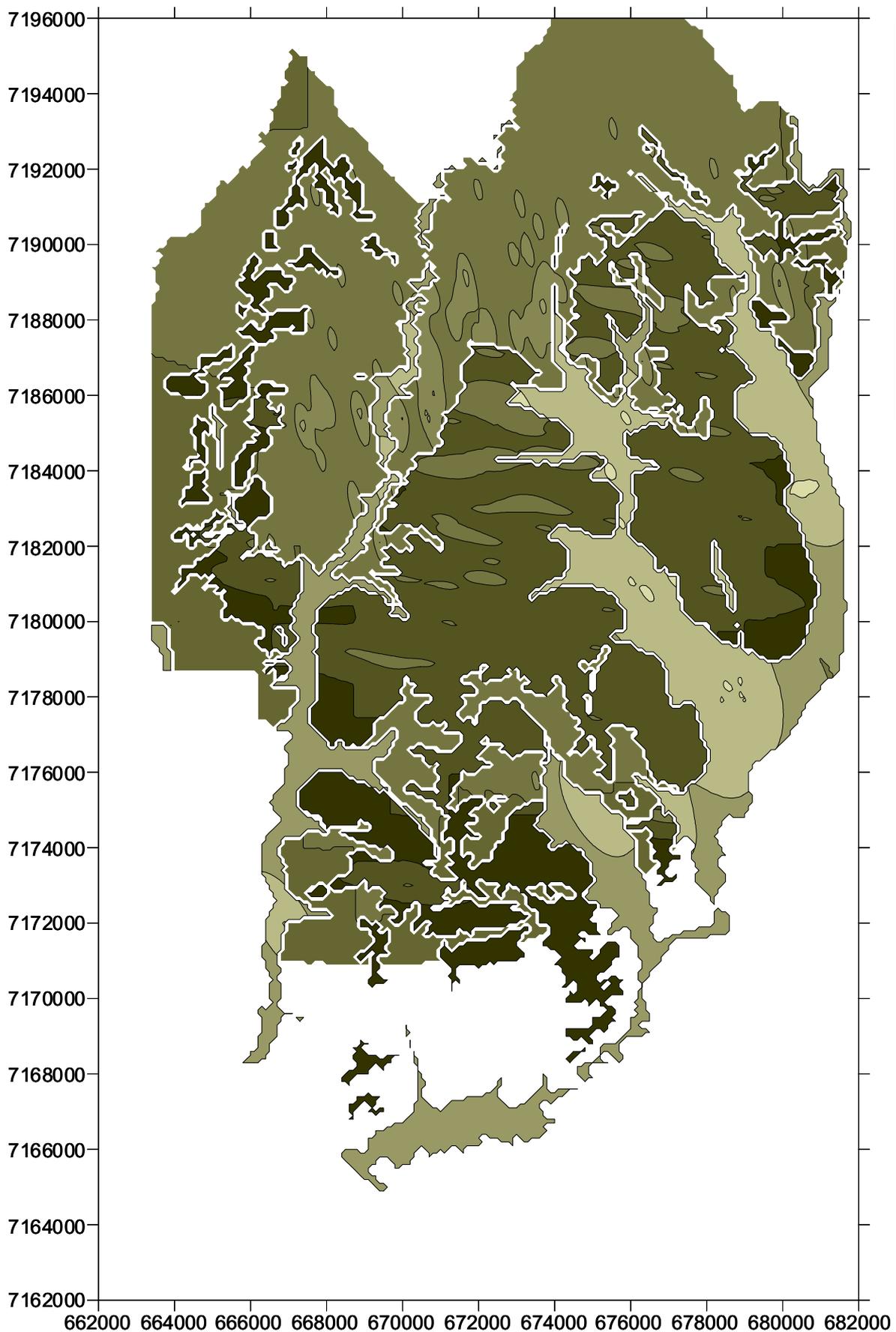


CARTA DE VALORES DE N-SPT A 3m DE PROFUNDIDADE

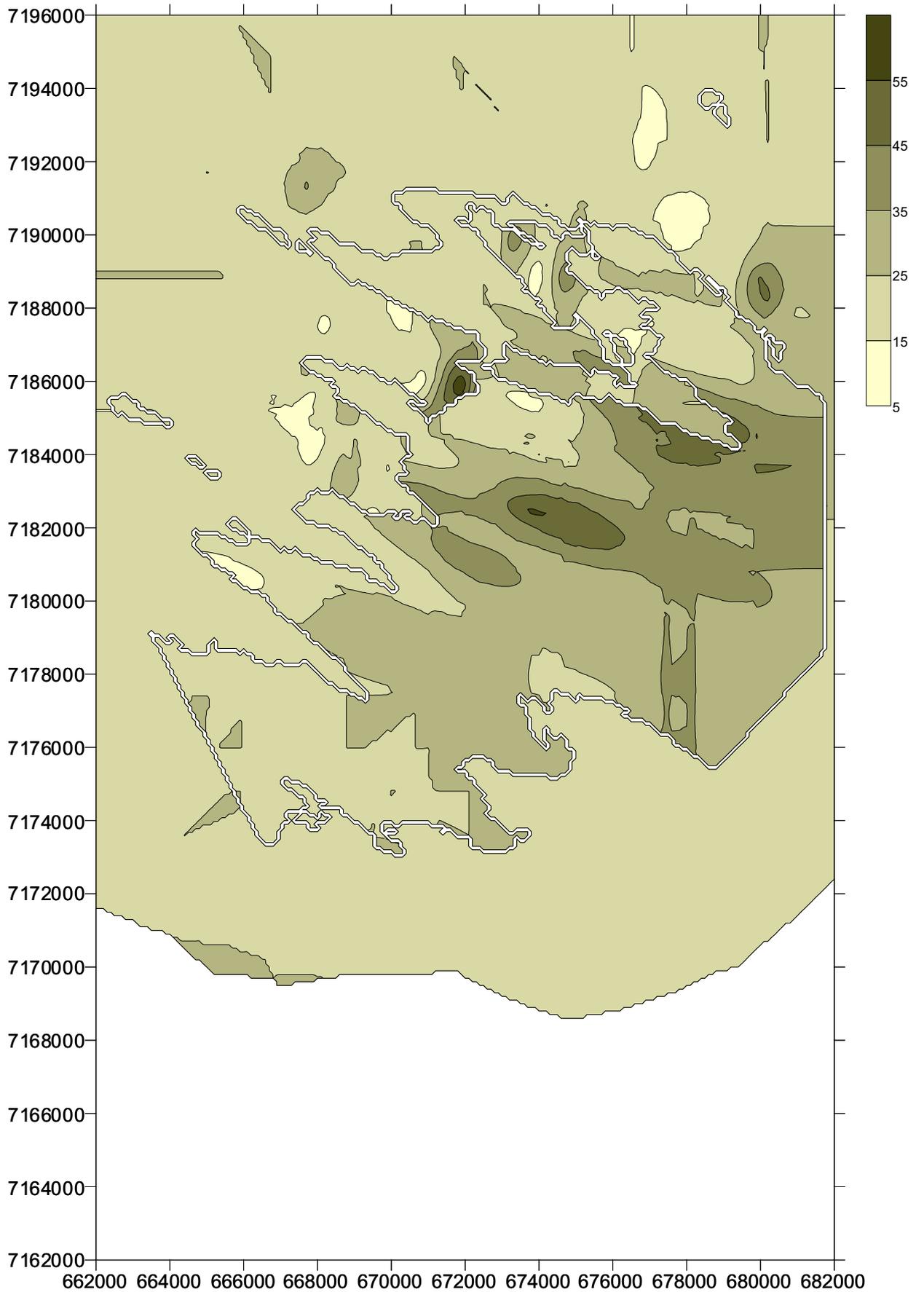


CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO)

N-SPT A 3m DE PROFUNDIDADE

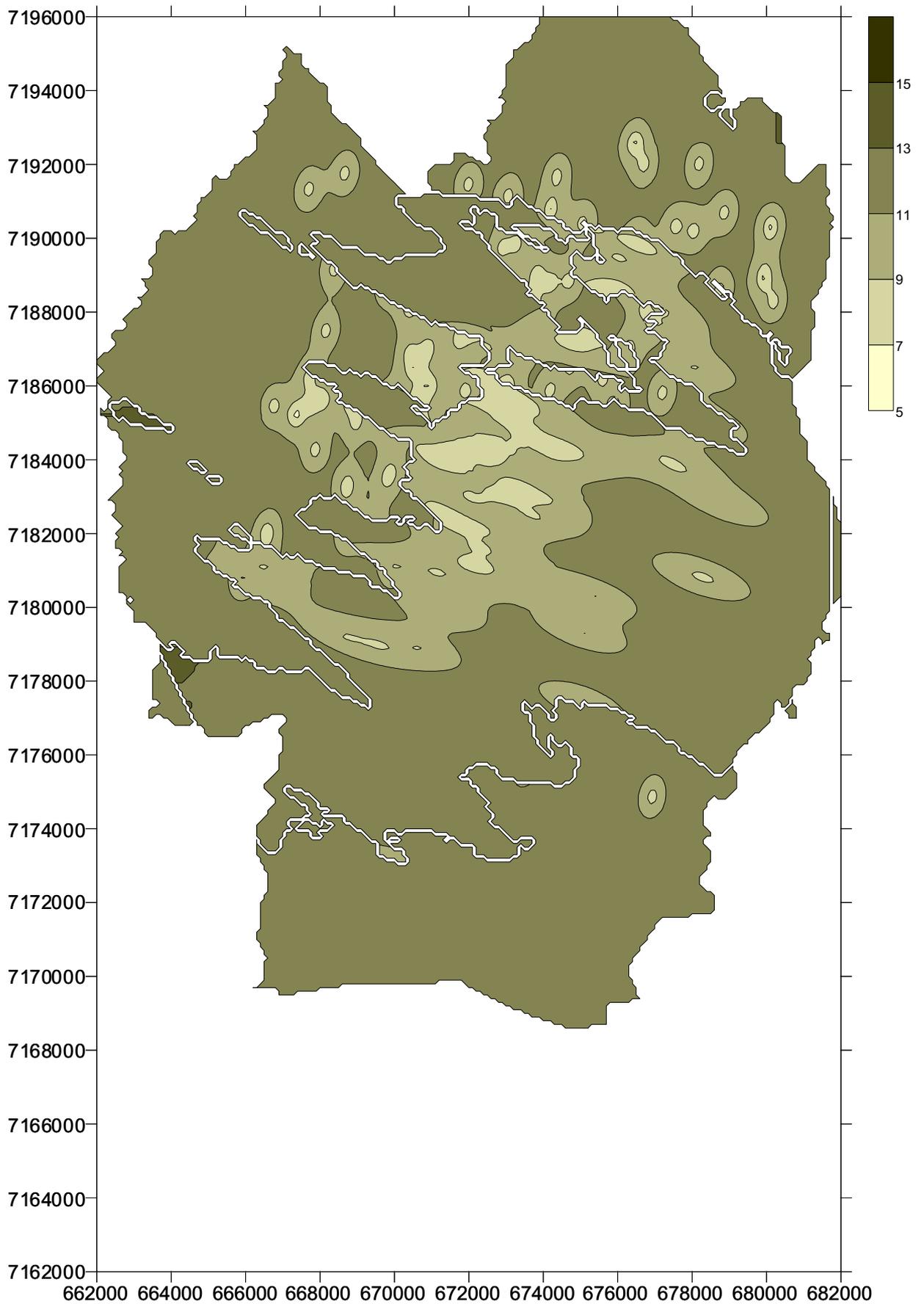


CARTA DE VALORES DE N-SPT A 10m DE PROFUNDIDADE

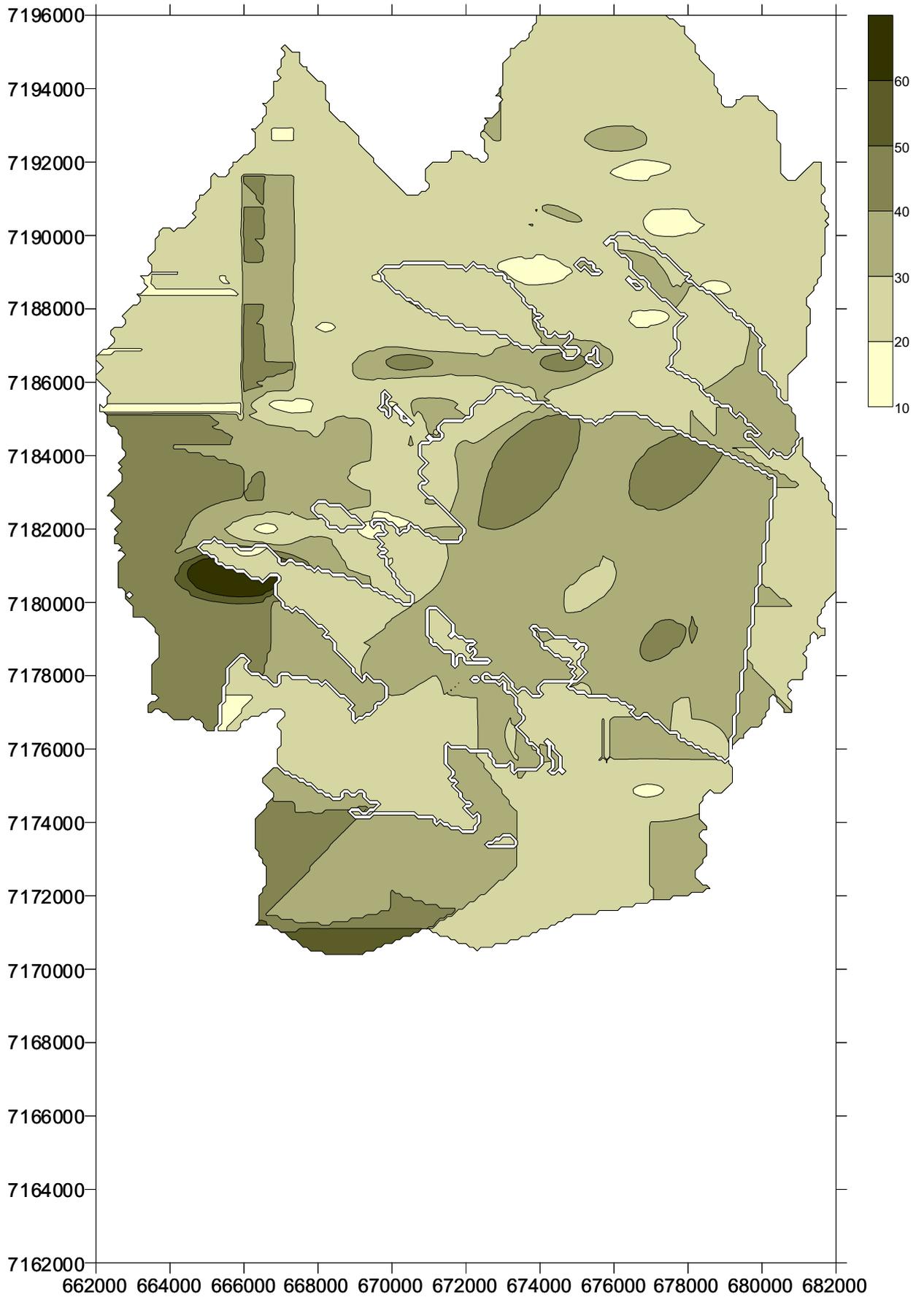


CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO)

N-SPT A 15m DE PROFUNDIDADE

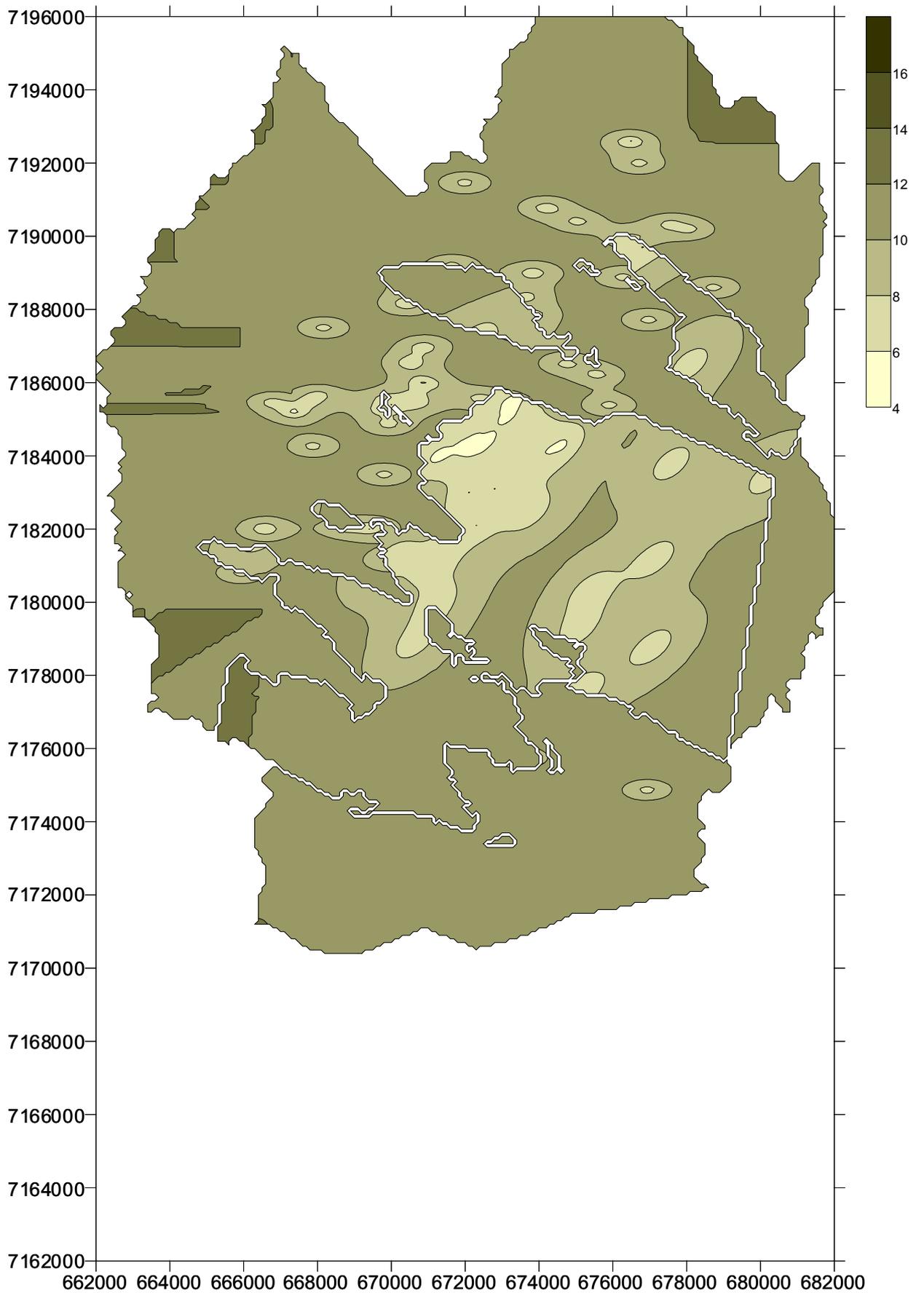


CARTA DE VALORES DE N-SPT A 15m DE PROFUNDIDADE



CARTA DE ERROS DE ESTIMATIVA (DESVIO PADRÃO)

N-SPT A 15m DE PROFUNDIDADE



ANEXO II
Modelos de Fichas
de Campo

FICHA DE CAMPO – CLASSIFICAÇÃO Q

Local: _____

Data: _____

Responsável: _____

Ponto / área: _____

Litologia:

--

1. Tamanho dos blocos RQD/Jn

Família	Espaçamento	Juntas / m
1		
2		
3		
4		
5		
Juntas / m ³ (Jv) = Σ		

Número de famílias de juntas							Frequência		
Solo	4	3	2	1	0				
							5		
							4		
							3		
							2		
							1		
20	15	12	9	6	4	3	2	1	0,5
Jn									

VER TABELA

RQD =

Jn =

OBSERVAÇÕES: _____

2. Resistência ao cisalhamento das juntas Jr / Ja

Preench.	Planares	Onduladas	Disc.	Frequência			
					5		
				4			
				3			
				2			
				1			
1	0,5	1	1,5	1,5	2	3	4
Jr							

Jr =

Preenchimento espesso	Preenchimento fino	Película	S/ preench.	Selada	frequência										
						5									
					4										
					3										
					2										
					1										
20	13	12	10	8	6	5	12	8	6	4	4	3	2	1	0,75
Ja															

Ja =

OBSERVAÇÕES: _____

3. Atitudes

Família	Atitude
1	
1	
1	
2	
3	

Família	Atitude

OBSERVAÇÕES: _____

4. Condição do material intacto (amostra de mão)

- somente lascas e som de sino
- vários golpes para partir
- um ou dois golpes para partir
 - ponta do martelo penetra levemente e o canivete raspa
- um golpe fragmenta, ponta do martelo penetra facilmente, canivete risca mas não corta
- um golpe esmigalha, ponta do martelo penetra até 2cm, canivete corta superficialmente

5. Croquis

FICHA DE CAMPO – SOLOS E ROCHAS BRANDAS

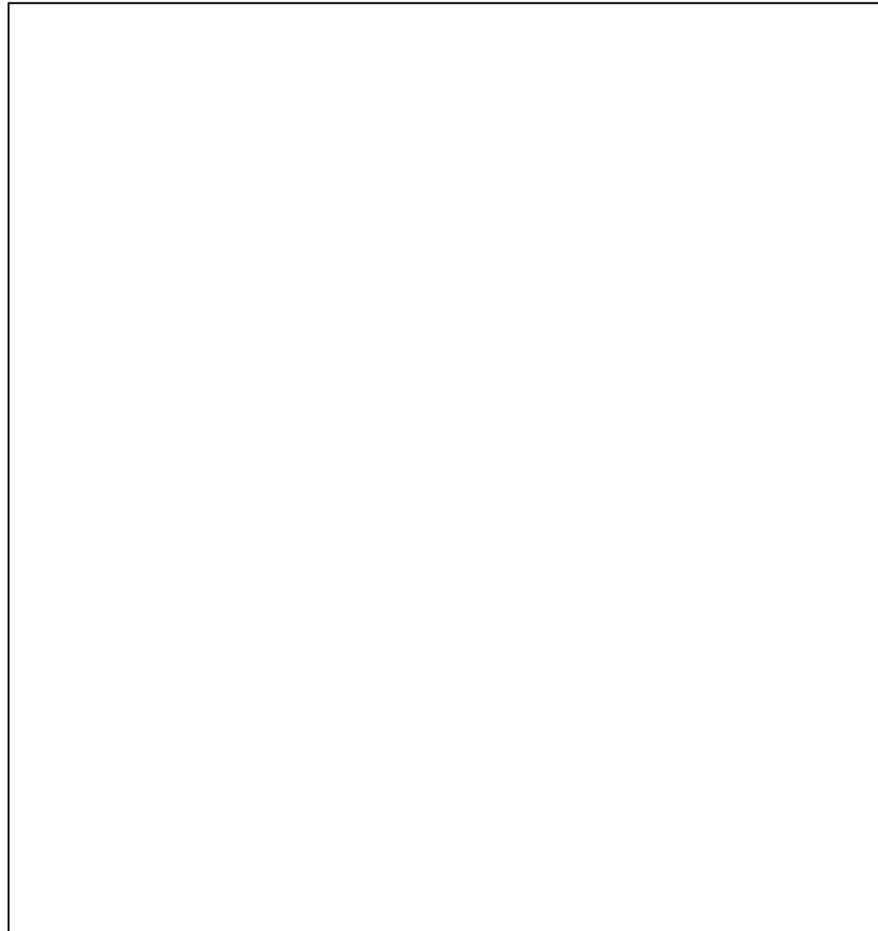
Local: _____

Data: _____

Responsável: _____

PONTO: _____

FIGURA / CROQUIS:



DIREÇÃO:

ESCALA:

FICHA DE CAMPO – SOLOS E ROCHAS BRANDAS

MAT.	DESCRIÇÃO	FAM.	ORIENT.	RUGOS.	ABERT.	PREEN. /ALTER
A		1				
		2				
		3				
B		1				
		2				
		3				
C		1				
		2				
		3				
D		1				
		2				
		3				
E		1				
		2				
		3				

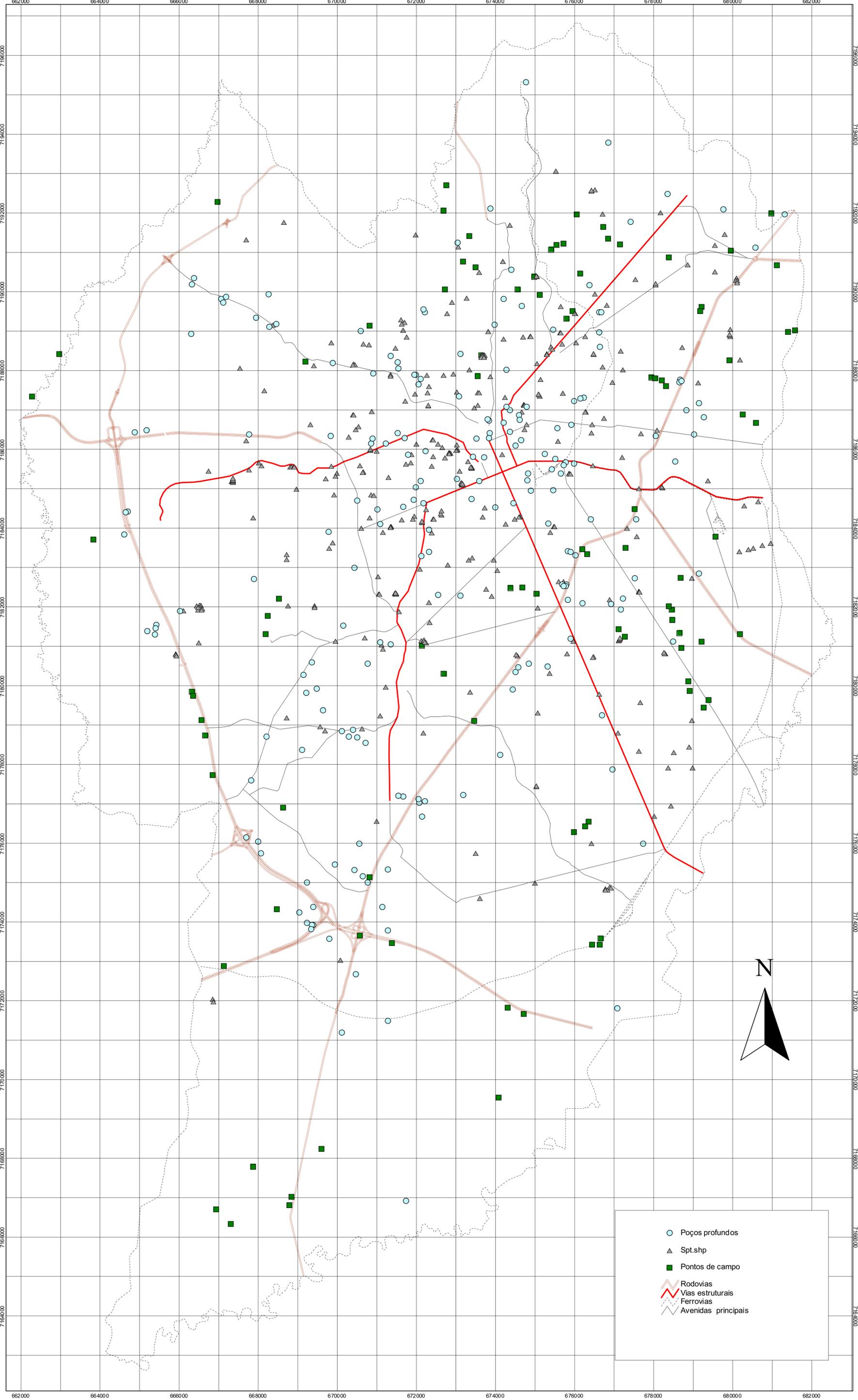
Observações:

ANEXO III

**Carta: Pontos de sondagens,
Poços e Estudos de Campo**

MAPA GEOTÉCNICO PARA OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO - CURITIBA - PR

PONTOS DE SONDAGENS, POÇOS E ESTUDOS DE CAMPO



ANEXO IV
Mapa Geotécnico Orientativo
para Ocupação do Espaço
Subterrâneo

