

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
INFRA-ESTRUTURA E GERÊNCIA VIÁRIA

**METODOLOGIA DE USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS DE CIDADES COSTEIRAS
BRASILEIRAS ATRAVÉS DE SIG COM BASE NO COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO E AMBIENTAL**

Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, para a obtenção do título de DOUTOR em Engenharia Civil.

RAFAEL AUGUSTO DOS REIS HIGASHI

Florianópolis, Julho de 2006.

**“METODOLOGIA DE USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS DE CIDADES COSTEIRAS
BRASILEIRAS ATRAVÉS DE SIG COM BASE NO COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO E AMBIENTAL”**

RAFAEL AUGUSTO DOS REIS HIGASHI

Tese julgada adequada para a obtenção do Título de DOUTOR em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Dr. Glicério Triches - Coordenador do PPGEC

Prof^a. Dr^a. Regina Davison Dias - Orientadora

Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon - Co-Orientador

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos – FURG (examinador externo)

Prof. Ph.D. Egon Klamt - UFSM (examinador externo)

Prof^a. Dr^a. Glaci Trevisan Santos - PROSUL

Prof. Dr. Luiz Fernando Gonçalves de Figueiredo – UFSC

Prof. Ph.D. Marciano Maccarini –UFSC/ECV

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis.

Metodologia de Uso e Ocupação dos Solos de Cidades Costeiras Brasileiras Através de SIG com Base no Comportamento Geotécnico e Ambiental. Florianópolis, 2006, 486p.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Área de concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária)

Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof^a. Dr^a. Regina Davison Dias

Co-Orientador: Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon

Defesa 07/2006

Palavras-chave: Mapeamento Geotécnico – SIG – Cidades Costeiras.

À Silvia

AGRADECIMENTOS

A Deus que, pelo dom da vida, me permite ser útil a meus semelhantes.

À minha família que, sempre presente, nunca me deixou esmorecer nos momentos mais difíceis em que passei no desenvolvimento da tese. Pai, Mãe, Rodrigo, Vinicius, Seu Simões e Dona Tie, obrigado pelo apoio.

À professora e para sempre orientadora Regina Davison Dias que sempre me ensinou a enxergar os solos com outros olhos. Obrigado pelo companheirismo, paciência, estímulo e amizade no desenvolvimento deste trabalho. Nunca esquecerei os seus ensinamentos.

Ao professor Antônio Marcon, meu co-orientador, pelo incentivo do desenvolvimento da etapa de pavimentação desta tese e pelas constantes conversas amigas que perduram até hoje.

À Professora Glaci Trevisan Santos, pela disponibilidade, ajuda e incentivo em todos estes anos.

Ao professor Marciano Maccarini, pela amizade e pelo conhecimento transmitido nas disciplinas do curso de Pós-Graduação e bancas de Mestrado e Doutorado.

Ao professor Cezar Bastos pela amizade e companheirismo sempre que nos encontramos em bancas ou em congressos, e pelo auxílio na correção desta tese.

Ao professor Luiz Fernando Figueiredo pelo estímulo constante para a finalização desta tese.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e professores Walter Sant'ana (UEMA) e Raquel Teixeira (UEL), pela amizade e companheirismo durante o curso.

Aos meus grandes amigos Celso Mafra Jr. e Daniel Appel Coelho pelo companheirismo e momentos de descontração durante esta etapa da minha vida.

Aos amigos professores da UNISUL Glene, Maurício, Hércules, Eduardo, Roque e Gercino pelo incentivo e ambiente de trabalho amistoso.

Aos laboratoristas da UNISUL Luiz Carlos Vezaro e Alfeu Santos pelo suporte técnico e amizade.

A todos os bolsistas de iniciação científica e alunos que auxiliaram no desenvolvimento desta tese: Clebson, Israel, Geovane, Aline, Taís, Tiago, Giassi, Zanette, Murilo, Guilherme e Marcelo. Em especial, o agradecimento aos “DCP Boys” Artur Rosa e Ismael Medeiros pelo auxílio nos ensaios laboratoriais e pela companhia durante as inúmeras saídas a campo. Espero que além dos laços de amizade construídos nestes anos, eu tenha contribuído para a consolidação de suas formações acadêmicas.

A todos aqueles que, embora não tenham sido citados, de alguma maneira contribuíram na realização desta tese.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVO GERAL.....	3
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. ASPECTOS GERAIS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO URBANO	6
2.1.1. ASPECTOS GEOAMBIENTAIS	7
2.1.2. ASPECTOS LEGAIS	8
2.1.2.1. Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro – PNGC (1988)	10
2.1.2.2. Estatuto da Cidade	11
2.1.2.3. Plano Diretor de Desenvolvimento Físico Territorial Urbano e Plano Diretor do Município de Tubarão (PDMT, 1992).....	12
2.1.2.4. Estudo de Impacto Ambiental – EIA	13
2.1.2.5. Cidades Sustentáveis – Subsídios à Elaboração da Agenda 21 Brasileira	14
2.1.2.6. CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente - Lei nº 6938/81	15
2.2. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS – SIG	17
2.1. CONCEITOS UTILIZADOS EM SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS	19
2.3. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	24
2.3.1. METODOLOGIAS DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	26
2.3.2. METODOLOGIA DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PROPOSTA POR ZUQUETTE (1987)	30
2.3.3. METODOLOGIA DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PROPOSTA POR DAVISON DIAS (1995)	31
2.3.4. APLICAÇÕES ESPECÍFICAS DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	33
2.4. OCUPAÇÃO DOS SOLOS EM REGIÕES COSTEIRAS DE RELEVO MOVIMENTADO	47
2.4.1. ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NATURAIS DE SOLOS TROPICAIS ORIGINADOS DE ROCHAS GRANÍTICAS	48
2.4.1.1. Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Originados de Rochas Graníticas	49
2.4.1.2. Resistência ao Cisalhamento dos Horizontes Residuais de Solos do Complexo Granito-Gnaise	52
2.4.1.3. Determinação dos Parâmetros de Resistência dos Solos Tropicais Originados de Rochas Graníticas	55
2.4.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS RESIDUAIS	56
2.4.2.1. Compressão Confinada dos Solos Residuais	56
2.4.2.2. Colapsibilidade dos Solos	59
2.4.2.3. Dimensionamento da Colapsibilidade	63
2.4.2.4. Parâmetros de Compressibilidade de Solos Residuais de Horizonte C de Granitos do Sul do Brasil	67
2.4.3. USO DOS SOLOS RESIDUAIS VISANDO A PAVIMENTAÇÃO	70
2.4.3.1. DCP (Penetrômetro Dinâmico de Cone)	72
2.4.3.2. MCT (Miniatura Compactado Tropical)	80
2.4.4. ERODIBILIDADE DOS SOLOS	85
2.4.4.1. Ensaios Para Estimar a Erodibilidade	88
2.5. OCUPAÇÃO DOS SOLOS EM REGIÕES COSTEIRAS DE RELEVO PLANO	97
2.5.1. EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES APOIADAS SOBRE SOLOS DE ARGILA	100

MOLE SEDIMENTARES ORGÂNICAS E GLEI	
2.5.1.1. Compressibilidade dos Solos Sedimentares de Argila Mole de Regiões Costeiras do Brasil	102
2.5.1.2. Compressibilidade dos Solos Sedimentares de Argila Mole da Região Costeira de Santa Catarina	108
2.5.2. UTILIZAÇÃO DE ATERROS APOIADOS SOBRE SOLOS DE ARGILA MOLE SEDIMENTARES ORGÂNICOS E GLEI	114
2.5.2.1. Resistência ao Cisalhamento dos Solos Sedimentares de Argila Mole de Regiões Costeiras do Brasil	115
2.5.2.2. Resistência ao Cisalhamento dos Solos Sedimentares de Argila Mole da Região Costeira de Santa Catarina	119
2.5.2.3. Determinação dos Parâmetros de Resistência dos Solos Sedimentares de Argila Mole	123
3. METODOLOGIA DE USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS DE CIDADES COSTEIRAS BRASILEIRAS ATRAVÉS DE SIG COM BASE NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO E AMBIENTAL	126
3.1. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA	127
3.1.1. ANÁLISE PRELIMINAR DA GEOTECNIA LOCAL ATRAVÉS DO LEVANTAMENTO E INTERPRETAÇÃO DE MAPAS PREEXISTENTES	129
3.1.2. CRIAÇÃO DE UM MAPA GEOTÉCNICO PRELIMINAR	130
3.1.3. ANÁLISE TEMPORAL DA EVOLUÇÃO DA MANCHA URBANA	134
3.1.4. CONSTRUÇÃO DOS VETORES DE CRESCIMENTO URBANOS	137
3.1.5. INDIVIDUALIZAÇÃO DE UNIVERSOS GEOTÉCNICOS	139
3.1.6. DEFINIÇÃO DE PONTOS DE COLETA DE AMOSTRAS	145
3.1.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS DA MANCHA URBANA E ZONAS RADIAIS	147
3.1.7.1. Ensaio em Perfis de Solos Sedimentares Formados Por Argilas Moles (Solo Orgânico, Solos Glei e Planossolos).....	147
3.1.7.2. Ensaio em Horizonte C de Solos Residuais	149
3.1.8. BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO EM SIG	152
3.1.9. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO FINAL	154
4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA NO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	157
4.1. PLANEJAMENTO	157
4.2. ANÁLISE PRELIMINAR DA GEOTECNIA LOCAL ATRAVÉS DE MAPAS PREEXISTENTES	158
4.2.1. AQUISIÇÃO DE INFORMAÇÕES PREEXISTENTES	158
4.2.2. EDIÇÃO E MANIPULAÇÃO DE DADOS PRELIMINARES	159
4.2.3. CRIAÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO	159
4.3. ANÁLISE TEMPORAL DAS MANCHAS URBANAS	165
4.4. CONSTRUÇÃO DE VETORES DE CRESCIMENTO URBANO	167
4.5. INDIVIDUALIZAÇÃO DE UNIVERSOS GEOTÉCNICOS	167
4.6. AUMENTO DE ESCALA DO MAPA GEOTÉCNICO	175
4.7. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO DA MANCHA URBANA	176
4.7.1. DEFINIÇÃO DO PONTO DE COLETA DE AMOSTRAS	177
4.8. COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA MANCHA URBANA E ZONAS RADIAIS	178
4.9. ENSAIOS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS	180
4.9.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	180
4.9.1.1. Determinação da Cor pela Tabela de Munsell.....	180

4.9.2. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	181
4.9.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA	183
4.9.4. ENSAIOS DE ADENSAMENTO	183
4.9.5. COLAPSIBILIDADE	184
4.9.6. COMPRESSÃO TRIAXIAL	185
4.9.7. COMPACTAÇÃO	187
4.9.8. CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO)	188
4.9.9. DCP (PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE)	189
4.9.10. ENSAIO EXPEDITO PARA CLASSIFICAÇÃO – MCT – MINIATURA COMPACTADO TROPICAL (MÉTODO DAS PASTILHAS).....	191
4.9.11. CRITÉRIO DE ERODIBILIDADE MCT	195
4.9.12. INDERBITZEN MODIFICADO	195
4.9.13. ENSAIOS DE SPT – STANDARD PENETRATION TEST	196
4.9.14. RESUMO TOTAL DOS ENSAIOS	196
4.10. BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO EM SIG	198
4.11. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO FINAL - INTEGRAÇÃO DA INFORMAÇÃO	199
5. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	201
5.1. CLIMA	201
5.2. GEOLOGIA E PEDOLOGIA DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	202
5.2.1. GEOLOGIA DO ESTADO – GERENCIAMENTO COSTEIRO	203
5.2.2. GEOLOGIA DA ÁREA URBANA SEGUNDO O PROGRAMA DE LEVANTAMENTOS GEOLÓGICOS DO BRASIL	207
5.2.3. GEOLOGIA DA ÁREA URBANA SEGUNDO O PROJETO CADASTRO DE RECURSOS MINERAIS DO ESTADO DE SANTA CATARINA	209
5.2.4. PEDOLOGIA SEGUNDO O PLANO NACIONAL DO GERENCIAMENTO COSTEIRO	210
5.2.5. PEDOLOGIA SEGUNDO O LEVANTAMENTO DE RECONHECIMENTO DOS SOLOS DO ESTADO DE SANTA CATARINA (1973)	213
5.2.6. DESCRIÇÃO DA PEDOLOGIA DE TUBARÃO	214
5.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E AMBIENTAIS DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	216
6. UNIVERSOS GEOTÉCNICOS DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	234
6.1. PERFIS DE SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE – SOLOS ORGÂNICOS E SOLOS GLEI	236
6.2. SOLOS RESIDUAIS – PODZÓLICOS VERMELHO-AMARELOS E CAMBISSOLOS	244
6.3. PERFIS DE SOLOS IDENTIFICADOS ATRAVÉS DO BANCO DE DADOS DE SONDAGENS SPT	247
6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS UNIVERSOS GEOTÉCNICOS	255
7. VETORES DE CRESCIMENTO URBANO	257
7.1. VETOR DE CRESCIMENTO – 01	259
7.2. VETOR DE CRESCIMENTO – 02	259
7.3. VETOR DE CRESCIMENTO – 03	259
7.4. VETOR DE CRESCIMENTO – 04	260
7.5. VETOR DE CRESCIMENTO – 05	260
7.6. OCUPAÇÃO INTERNA DA MANCHA URBANA	261

8. PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS SOLOS DE TUBARÃO	264
8.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO	264
8.1.1. CARACTERÍSTICAS DOS PONTOS DE ESTUDO	269
8.1.2. ANÁLISE GERAL DA CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS SOLOS RESIDUAIS	297
8.1.2.1. Caracterização dos Pontos de Estudo	297
8.2.2.2 Localização dos Pontos de Estudo Em Relação aos Vetores de Crescimento	305
8.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO DE HORIZONTE C DE CAMBISSOLOS E PODZÓLICOS VERMELHO-AMARELOS DE TUBARÃO	308
8.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS À RESISTÊNCIA VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS ANALISADOS NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	324
8.3. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO DE HORIZONTE C DE CAMBISSOLOS E PODZÓLICOS VERMELHO-AMARELOS DE TUBARÃO	324
8.3.1. COMPRESSÃO CONFINADA	325
8.3.2. COLAPSIBILIDADE	335
8.3.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS À COMPRESSIBILIDADE VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS ANALISADOS NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	340
8.4. EMPREGO DO HORIZONTE C DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO DE CAMBISSOLOS E PODZÓLICOS VERMELHO-AMARELOS VISANDO A PAVIMENTAÇÃO DE VIAS	341
8.4.1. RESULTADO DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	342
8.4.2. RESULTADO DOS ENSAIOS DE CBR E EXPANSÃO	343
8.4.3. RESULTADO E CORRELAÇÕES DOS ENSAIOS DE DCP	349
8.4.4. CORRELAÇÕES ENTRE CBR E DN	351
8.4.5. CONSIDERAÇÕES GERAIS VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS NO ESTADO COMPACTADO NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	356
8.5. AVALIAÇÃO DA EROSIÃO DOS SOLOS ESTUDADOS	358
8.5.1. AVALIAÇÃO DA EROSIÃO ATRAVÉS DOS ENSAIOS DA METODOLOGIA MCT EXPEDITA (MÉTODO DAS PASTILHAS)	359
8.5.2. AVALIAÇÃO DA EROSIÃO ATRAVÉS DO CRITÉRIO DE ERODIBILIDADE MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1979)	360
8.5.3. AVALIAÇÃO DA EROSIÃO ATRAVÉS DO ENSAIO DE INDERBITZEN MODIFICADO (FREIRE, 2001)	362
8.5.4. ANÁLISE DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS ATRAVÉS DE VALORES DE COESÃO OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	366
8.5.5. CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS À ERODIBILIDADE VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS ANALISADOS NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	366
8.6. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO DE SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE (GLEIS E ORGÂNICOS)	368
8.6.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS ÁREAS DE ESTUDO	371
8.6.1.1. Área de Estudo 01	371
8.6.1.2. Área de Estudo 02	376
8.6.1.3. Área de Estudo 03	382
8.6.1.4. Área de Estudo 04	389

8.7. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS ORGÂNICOS E GLEIS DO CENTRO URBANO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	395
8.8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS ORGÂNICOS E GLEIS DO CENTRO URBANO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	406
8.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS ACERCA DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS ESTUDADOS	410
9. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO	415
9.1. MAPA GEOTÉCNICO POLÍTICO EM ESCALA DE 1:100.000	415
9.1.1. AUMENTO DA ESCALA DO MAPA GEOTÉCNICO	420
9.1.1.1. Correção de Unidades Geotécnicas	420
9.2. MAPA GEOTÉCNICO POLÍTICO EM ESCALA DE 1:50.000	427
9.3. MAPA GEOTÉCNICO DA MANCHA URBANA 01 EM ESCALA DE 1:1.000	431
9.4. MAPA GEOTÉCNICO DA MANCHA URBANA 03 EM ESCALA DE 1:50.000 ..	433
9.5. MAPAS GEOTÉCNICOS E VETORES DE CRESCIMENTO – ZONAS DE SOLOS	435
10. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	445
10.1. CONCLUSÕES	445
10.1.1. Conclusões Relativas ao Mapeamento Geotécnico da Área de Aplicação da Metodologia Proposta	446
10.1.2. Conclusões Relativas ao Comportamento Geomecânico dos Solos	449
10.2. SUGESTÕES	453
11. REFERÊNCIAS	455

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 01. Objetos vetoriais	21
FIGURA 02. Estruturas vetoriais	22
FIGURA 03. Estruturas matriciais	22
FIGURA 04. Processo de vetorização de um elemento matricial	24
FIGURA 05. Estrutura do solo carregado antes da inundação (A) e após a inundação (B) (modificado de CASAGRANDE, 1932)	59
FIGURA 06. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (JENNINGS e KNIGHT, 1975)	60
FIGURA 07. Prova de carga em solo colapsível previamente inundado (modificado de CINTRA, 1998).....	61
FIGURA 08. Equipamento de DCP (desenvolvido na Central African Standard e modificado em 1973 pela Transvaal Road Department)	73
FIGURA 09. Execução do ensaio de DCP em campo	74
FIGURA 10. Exemplo de curva do DCP e DN	76
FIGURA 11. Curvas típicas obtidas através do ensaio de DCP (ALVES, 2002).....	76
FIGURA 12. Esquema de penetração da pastilha de solos	83
FIGURA 13. Gráfico para a determinação expedita MCT pelo Método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996)	84
FIGURA 14. Esquemática dos Métodos de Avaliação de erosão hídrica de acordo com Almorox et al. (1994)	89
FIGURA 15. Equipamento do ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT.	91
FIGURA 16. Comportamento típico do ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT.	92
FIGURA 17. Equipamento do ensaio de perda de massa por imersão modificado da Metodologia MCT.....	93
FIGURA 18. Ensaio de Inderbitzen modificado (FREIRE, 2001).....	96
FIGURA 19. Ilustração dos possíveis estágios da gênese das planícies sedimentares paulistas (SUGUIO e MARTIN, 1981).....	98
FIGURA 20. Perfis típicos de argila moles marinhas brasileiras (modificado de BARATA e DANZIGER, 1986).....	99
FIGURA 21. Perfil de solo analisado (modificado de DIAS e KERSTNER, 2003).....	106
FIGURA 22. Correlação entre C_c e LL (DIAS e KERSTNER, 2003).....	107
FIGURA 23. Perfis esquemáticos dos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina (SAYÃO et al., 2002)	108
FIGURA 24. Perfil de depósito argiloso flúvio-marinho analisado (modificado de MARQUES e LACERDA, 2004)	110
FIGURA 25. Correlação entre índice de vazios inicial (e_0) versus teor de umidade natural (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999)	111
FIGURA 26. Correlação entre C_c versus índice de vazios inicial (e_0) (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999)	112
FIGURA 27. C_c versus Limite de Liquidez (LL) (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999)	112
FIGURA 28. Granulometria de um perfil de Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários segundo a pedologia (com base nos resultados de SANTOS, 1997).....	114
FIGURA 29. Perfis de sondagem na Baixada Santista (MASSAD, 1999).....	119
FIGURA 30. Gráfico entre resistência não drenada versus teor de umidade natural (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).....	121
FIGURA 31. Gráfico da variação dos valores de resistência não drenada com a profundidade (baseado nos valores apresentados em tabelas em DRÖSSEMEYER e	122

MULLER, 1999).

FIGURA 32. Diagrama metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental.....	128
FIGURA 33. Cruzamento entre os principais mapas utilizados pela metodologia de Davison Dias (1995) (HIGASHI, 2002)	131
FIGURA 34. Simbologia das unidades geotécnicas segundo Davison Dias et al. (1987).....	131
FIGURA 35. Exemplo do emprego da simbologia de unidades geotécnicas município de São Francisco do Sul (HIGASHI e FIGUEIREDO, 2003)	132
FIGURA 36. Procedimento de transformação dos dados vetoriais em matriciais para a geração da mancha urbana.....	135
FIGURA 37. Exemplo da conversão de mapas em vetores para meio matricial.....	136
FIGURA 38. Exemplo da vetorização do modelo matricial para vetorial.....	137
FIGURA 39. Exemplo de tipos de crescimento de manchas urbanas.....	138
FIGURA 40. Exemplo de traçado de vetores de crescimento.....	138
FIGURA 41. MDT de área na Ilha de São Francisco do Sul/SC (HIGASHI e FIGUEIREDO, 2003).....	141
FIGURA 42. Diagrama para a criação do banco de dados de sondagens SPT.....	143
FIGURA 43. Exemplo de seleção de unidades de estudo para a definição ponto de coleta de amostras.....	146
FIGURA 44. Exemplo de estrutura do banco de dados divididos por pastas.....	153
FIGURA 45. Interpretação de unidades geotécnicas em zonas de solos.....	155
FIGURA 46. Diagrama para a geração do mapa geotécnico.....	159
FIGURA 47. Exemplo da criação de unidades geotécnicas a partir de unidades pedológicas e litológicas.....	161
FIGURA 48. Mapa Pedológico do município de Tubarão.....	162
FIGURA 49. Mapa Geológico do município de Tubarão.....	163
FIGURA 50. Mapa de estimativas litológicas do município de Tubarão.....	164
FIGURA 51. Fases da evolução da mancha urbana do município de Tubarão.....	166
FIGURA 52. Manchas urbanas utilizadas na pesquisa.....	166
FIGURA 53. Pontos cotados de elevação do município de Tubarão.....	168
FIGURA 54. Modelo tridimensional da mancha urbana de Tubarão e sua respectiva variação de escala.....	169
FIGURA 55. Pontos cotados de elevação do município de Tubarão tendo como delimitação a mancha urbana 02.....	169
FIGURA 56. Cotas de elevação e MDT correspondente aos contornos municipais de Tubarão.....	170
FIGURA 57. Modelo Digital do Terreno baseado nos pontos cotados nas intercessões das vias urbanas e sua respectiva variação de escala.....	170
FIGURA 58. Modelo Digital do Terreno delimitado pela terceira mancha urbana e baseado no mapa de curvas de nível elaborado pelo Exército.....	171
FIGURA 59. Agrupamentos de sondagens SPT.....	173
FIGURA 60. Pontos de sondagens SPT no mapa de ruas.....	174
FIGURA 61. Diagrama para a realização de ensaios geotécnicos.....	179
FIGURA 62. Ruptura irregular das amostras de maior cimentação na caixa de cisalhamento direto.....	182
FIGURA 63. Placas metálicas utilizadas.....	182
FIGURA 64. Prensa oedométrica de baixas tensões.....	184
FIGURA 65. Partículas de solos, conchas, e madeiras encontradas dentro do tubo <i>Shelby</i> no momento da amostragem.....	186

FIGURA 66. Recuperação dos cilindros metálicos.....	188
FIGURA 67. Exemplo de curva de calibração (modificado de ALVES, 2002).....	190
FIGURA 68. Diagrama da metodologia para ensaios de DCP e CBR.....	193
FIGURA 69. Diagrama dos ensaios expeditos das pastilhas (extraído de GODOY, 1997)...	194
FIGURA 70. Apresentação dos dados no Sistema de Informações Geográficas.....	198
FIGURA 71. Estrutura do SIG de Tubarão.....	200
FIGURA 72. Localização do município de Tubarão.....	202
FIGURA 73. Imagem de satélite do município de Tubarão (IBGE, 1997).....	203
FIGURA 74. Gráfico da porcentagem das unidades litológicas do Município de Tubarão...	207
FIGURA 75. Localização da Folha de Criciúma (CPRM, 2000).....	208
FIGURA 76. Mapa geológico da CPRM na escala de 1:250.000 (CPRM, 2000).....	209
FIGURA 77. Mancha urbana da Cidade de Tubarão no mapa de depósitos minerais (DNPM, 1989).	210
FIGURA 78. Mapa de Reconhecimento dos Solos a Nível de Grandes Grupos (Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina, 1973).....	213
FIGURA 79. Área urbana do município de Tubarão.....	217
FIGURA 80. Crescimento populacional de Tubarão (PMT, 2001).....	217
FIGURA 81. Cinza depositada na bacia de sedimentação.....	220
FIGURA 82. Localização das bacias de sedimentação.....	220
FIGURA 83. Enchente no município de Tubarão em 1974 (PMT, 1999).....	222
FIGURA 84. Igreja de São Judas Tadeu.....	223
FIGURA 85. Locação dos furos de amostragem através de tubos <i>Shelby</i>	224
FIGURA 86. Perfil esquemático médio para as camadas do solo de fundação do TRPT (modificado de MACCARINI, 1998)	226
FIGURA 87. Perfil estratigráfico do TRPT (modificado de MACCARINI, 1998).....	227
FIGURA 88. Deformação do pavimento das vias.....	228
FIGURA 89. Instabilização de taludes no bairro Quilômetro Sessenta.....	230
FIGURA 90. Detalhe da instabilização de taludes no bairro Quilômetro Sessenta.....	230
FIGURA 91. Pontos de extração de areia e instabilização das encostas das margens do rio Tubarão (HIGASHI e GELOSA, 2006)	231
FIGURA 92. Toposequência típica dos solos do município de Tubarão.....	234
FIGURA 93. Toposequência e localização dos universos geotécnicos da zona urbana de Tubarão.....	235
FIGURA 94. Perfil típico de argila mole encontrado no município de Tubarão.....	237
FIGURA 95. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base no MDT (mancha urbana 01).....	238
FIGURA 96. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (mancha urbana 01).....	238
FIGURA 97. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base no MDT (mancha urbana 03).....	240
FIGURA 98. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (mancha urbana 03).....	241
FIGURA 99. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base no MDT (Delimitado pelos contornos políticos).....	242
FIGURA 100. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (Delimitado pelos contornos políticos).....	243
FIGURA 101. Cinzas do subsolo de Tubarão.....	244
FIGURA 102. Podzólico Vermelho-Amarelo.....	245
FIGURA 103. Laudo de sondagem SPT típico de um Cambissolo.....	246

FIGURA 104. Cambissolos de diferentes horizontes C.....	247
FIGURA 105. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (01).....	248
FIGURA 106. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (02).....	249
FIGURA 107. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (03).....	250
FIGURA 108. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (04).	251
FIGURA 109. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (05)	252
FIGURA 110. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (06)	253
FIGURA 111. Vetores de crescimento da mancha urbana de Tubarão.....	257
FIGURA 112. Vetores de crescimento do município de Tubarão.....	258
FIGURA 113. Ocupação das elevações pelo vetor de crescimento 02 em relação ao MDT.....	260
FIGURA 114. Ocupação do solo plano pelo vetor de crescimento 05.....	261
FIGURA 115. Localização dos vazios urbanos de Tubarão.	263
FIGURA 116. Mapa de localização dos pontos de amostragem dos solos residuais.....	267
FIGURA 117. Talude da parte frontal do ponto de estudo 01.....	270
FIGURA 118. Talude da parte posterior do ponto de estudo 01.....	270
FIGURA 119. Perfil de solo do ponto de estudo 01.	271
FIGURA 120. Ponto de estudo 01 com base na elevação do terreno e mapa geotécnico.....	272
FIGURA 121. Área de influência compreendida pelos pontos de estudo 01, 02 e 04.....	272
FIGURA 122. Ponto de estudo 02.	273
FIGURA 123. Ponto de estudo 02 com base na elevação do terreno e mapa geotécnico.....	274
FIGURA 124. Solo coletado no ponto de estudo 02.	274
FIGURA 125. Ponto de estudo 03.	275
FIGURA 126. Instabilização de encosta no ponto de estudo 03.....	275
FIGURA 127. Ponto de estudo 03 com base na elevação do terreno e mapa geotécnico.....	276
FIGURA 128. Ponto 03 - Horizonte C de Cambissolo de substrato depósito de encostas.....	277
FIGURA 129. Ponto 03 - Horizonte C de Cambissolo de substrato depósito de encostas.....	278
FIGURA 130. Área de estudo do ponto 04.	278
FIGURA 131. Perfil do ponto de estudo 04.	279
FIGURA 132. Localização do ponto de estudo 04.	280
FIGURA 133. Equipamento danificado pela cravação da ponta do tubo em horizonte C com minerais não intemperizados de grandes diâmetros.....	280
FIGURA 134. Ponto de estudo 05.	281
FIGURA 135. Localização da área de estudo.	282
FIGURA 136. Perfil de solo do ponto de estudo 05.....	282
FIGURA 137. Área de ocorrência do ponto 05.....	283
FIGURA 138. Localização através de foto aérea do ponto de estudo 06.....	284
FIGURA 139. Ponto de coleta no mapa geotécnico e elevação do ponto de estudo 06.....	284
FIGURA 140. Área de influência do ponto de estudo 06.....	285
FIGURA 141. Perfil de solo do talude estudado.	286
FIGURA 142. Ponto de estudo 07 e 08.	287
FIGURA 143. Ponto de estudo 07 e 08.	284
FIGURA 144. Ponto de coleta no mapa geotécnico e elevação do ponto de estudo 07 e 08.	288
FIGURA 145. Área de influência do ponto de estudo 07 e 08.	288
FIGURA 146. Perfil de solo do talude estudado.	289
FIGURA 147. Foto aérea com a localização do ponto 09.....	289
FIGURA 148. Local de retirada das amostras do ponto 09.....	290
FIGURA 149. Ponto de coleta no mapa geotécnico e elevação do ponto de estudo 09.....	291
FIGURA 150. Perfil de solo do ponto 09.	291

FIGURA 151. Área de influência do ponto de estudo 09.	291
FIGURA 152. Local do ponto de estudo 10.	292
FIGURA 153. Ponto de coleta no mapa geotécnico e elevação do ponto de estudo 10.....	293
FIGURA 154. Área de influência do ponto de estudo 10.....	293
FIGURA 155. Perfil de solo do talude estudado.....	294
FIGURA 156. Área de estudo do ponto 11.....	295
FIGURA 157. Ponto de coleta no mapa geotécnico e elevação do ponto de estudo 11.....	295
FIGURA 158. Planos de argilização em Horizonte C do ponto 11.....	296
FIGURA 159. Perfil de solo do ponto de estudo 11.....	296
FIGURA 160. Área de influência do ponto de estudo 11.....	297
FIGURA 161. Gráfico da granulometria dos pontos de estudo.	300
FIGURA 162. Índices de consistência dos pontos de estudo.	301
FIGURA 163. Gráfico do ensaio MCT.	302
FIGURA 164. Relação entre o teor de umidade de moldagem das pastilhas do ensaio MCT e granulometria do solo.	303
FIGURA 165. Esferas de solos após a secagem em estufa.	304
FIGURA 166. Área de influência dos pontos de estudo.	307
FIGURA 167. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 01.	309
FIGURA 168. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 03.	310
FIGURA 169. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 04.	311
FIGURA 170. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 05.	312
FIGURA 171. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 06.	313
FIGURA 172. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 07.	314
FIGURA 173. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 08.	315
FIGURA 174. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 09.	316
FIGURA 175. Curvas “Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal” e “Deformação Vertical x Deformação Horizontal” na condição natural e inundada do ponto de estudo 11.	317
FIGURA 176. Gráfico de índice de vazios (<i>e</i>) versus pressão na condição inundada do solo.	327
FIGURA 177. Gráfico de índice de vazios (<i>e</i>) versus pressão na condição natural do solo..	328
FIGURA 178. Gráfico de deformação <i>versus</i> pressão na condição inundada do solo.....	328
FIGURA 179. Gráfico de deformação <i>versus</i> pressão na condição natural do solo.....	329

FIGURA 180. Gráficos <i>e versus</i> pressão na condição natural e inundada do solo.	329
FIGURA 181. Gráfico da deformação <i>versus</i> pressão na condição natural e inundada do solo.	330
FIGURA 182. Comparação entre pressões de pré-adensamento determinadas através de Pacheco Silva e Casagrande para os solos no estado inundado.....	334
FIGURA 183. Comparação entre os coeficientes de compressão e recompressão para os solos no estado natural e inundado.....	335
FIGURA 184. Coeficiente de colapso para os pontos de estudo.....	337
FIGURA 185. Variação do coeficiente de colapso com base nas pressões normais.....	338
FIGURA 186. Curvas de compactação e linha de tendência entre o peso específico aparente máximo e umidade ótima dos pontos de estudo.....	342
FIGURA 187. Gráfico da relação entre teores de argila e argila+silte <i>versus</i> umidade ótima para os pontos de estudo.	343
FIGURA 188. Expansão dos corpos de prova compactados nos 5 teores de umidade da curva de compactação e expansão do solo natural e indeformado in loco.....	345
FIGURA 189. Valores de CBR do solo compactado para os 5 pontos da curva de compactação dos pontos de estudo na situação com e sem inundação de 96h.....	346
FIGURA 190. Valores de CBR do solo compactado para os 5 pontos da curva de compactação dos pontos de estudo na situação com e sem inundação de 96h para os pontos de estudo.	346
FIGURA 191. Faixa de tendência determinada através das curvas de CBR sem imersão dos pontos de estudo.	347
FIGURA 192. Faixa de tendência determinada através das curvas de CBR com imersão dos pontos de estudo.	348
FIGURA 193. Valores de CBR do solo in loco para os 5 pontos da curva de compactação dos pontos de estudo na situação com e sem inundação de 96h.....	348
FIGURA 194. Correlação obtida entre os valores de CBR e DN com inundação e sem a inundação do corpo de prova.	351
FIGURA 195. Gráficos adotados para termos de comparação entre os valores de CBR e DN na situação sem imersão.....	354
FIGURA 196. Gráficos adotados para termos de comparação entre os valores de CBR e DN na situação com imersão.	354
FIGURA 197. Comparação entre os valores apresentados por Livneh (1987), Livneh et al. (1992) e Harison (1987) com os valores totais obtidos por esta tese com e sem inundação.	355
FIGURA 198. Comparação entre correlações obtidas por Alves (2002) para diversas classes de solos HRB e correlações desta tese.	356
FIGURA 199. Gráfico da situação dos solos com base na metodologia MCT perante os critérios apresentados por Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992).....	361
FIGURA 200. Gráfico da granulometria do solo e amostra de solo erodido através do ensaio de Inderbitzen Modificado realizado em corpos de prova no teor de umidade de campo.	364
FIGURA 201. Gráfico da granulometria do solo e amostra de solo erodido através do ensaio de Inderbitzen Modificado realizado em corpos de prova no teor de umidade de campo.	364
FIGURA 202. Mapa de localização dos pontos de amostragem dos solos sedimentares de argila mole.	370
FIGURA 203. Localização da área de estudo 01 na quadra.	371
FIGURA 204. Ponto 01 da área de estudo com base no mapa de quadras geotécnico.....	372

FIGURA 205. Localização do ponto 01 na da área de estudo 01 através de foto aérea da quadra.	372
FIGURA 206. Perfil de solo através do ensaio de SPT da área de estudo 01.....	373
FIGURA 207. Teor de umidade do solo com a variação da profundidade na área de estudo 01.	374
FIGURA 208. Limites de consistência e densidade real das partículas para a área de estudos 01.	374
FIGURA 209. Curvas granulométricas da área de estudo 01.	374
FIGURA 210. Granulometria dos solos com a profundidade da área de estudos 01.....	376
FIGURA 211. Localização do ponto 02 na área de estudo.	377
FIGURA 212. Localização do ponto 02 na área de estudo através de foto aérea da quadra..	377
FIGURA 213. Perfil de solo através do ensaio de SPT da área de estudo 02.....	378
FIGURA 214. Profundidades de coletas do tubo <i>Shelby</i> no ponto 02.....	379
FIGURA 215. Gráfico do teor de umidade para a área de estudos 02.....	380
FIGURA 216. Gráfico dos limites de consistência e densidade real das partículas para a área de estudos 02.	380
FIGURA 217. Curvas granulométricas da área de estudo 02.	381
FIGURA 218. Granulometria dos solos com a profundidade da área de estudos 02.....	382
FIGURA 219. Localização da Igreja de São Judas Tadeu.....	383
FIGURA 220. Pontos de amostragem de argila mole no terreno da Igreja de São Judas Tadeu (Área 03).	383
FIGURA 221. Laudos de sondagem SPT da Igreja de São Judas Tadeu.....	384
FIGURA 222. Profundidades de coletas do tubo <i>Shelby</i> na área 03.....	385
FIGURA 223. Variação do teor de umidade para a área de estudo 03.....	386
FIGURA 224. Granulometria do solo da área de estudo 03.....	387
FIGURA 225. Variação da granulometria do solo da área de estudo 03 com a profundidade.	387
FIGURA 226. Variação dos limites de consistência com a profundidade na área de estudo 03.	388
FIGURA 227. Localização da área de estudo 04 (Campus da UNISUL).....	389
FIGURA 228. Localização dos pontos 04-A e 04-B na área de estudo 04.	390
FIGURA 229. Localização da área de estudo 04 no mapa de declividades.	390
FIGURA 230. Perfis de sondagem SPT do ponto 04-a e 04-B (Campus da UNISUL).....	391
FIGURA 231. Coleta de amostras indeformadas do ponto 04-A-1.....	392
FIGURA 232. Granulometria do ponto 04-A-1.	393
FIGURA 233. Variação dos limites de consistência e teor de umidade com a profundidade.	394
FIGURA 234. Correlação entre o <i>IP (%)</i> e <i>LL (%)</i> das áreas de estudo.....	394
FIGURA 235. Curvas tensão <i>versus</i> deformação do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.....	396
FIGURA 236. Curvas tensão <i>versus</i> variação do índice de vazios do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.....	396
FIGURA 237. Curvas tensão <i>versus</i> variação do índice de vazios do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.	397
FIGURA 238. Deformação total dos solos de argila mole para a tensão de 85kPa quando ensaiados em prensa de adensamento.	398
FIGURA 239. Variação da pressão de pré-adensamento com a profundidade.....	400
FIGURA 240. Variação dos coeficientes de compressão e recompressão com a profundidade.	400

FIGURA 241. Correlação entre valores obtidos de C_c e e_o por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999) e Coutinho (2001).	403
FIGURA 242. Correlação entre valores obtidos de e_o e W_{nat} por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999).	403
FIGURA 243. Correlação entre valores obtidos de C_c e LL por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999) e Santos (1997).	404
FIGURA 244. Correlação entre valores obtidos de C_c e W_{nat} por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999) e Santos (1997).	404
FIGURA 245. Variação dos valores médios de resistência ao cisalhamento não drenada (\overline{Su}) com a profundidade.	408
FIGURA 246. Valores de resistência não drenada <i>versus</i> profundidades obtidas por esta tese e Drössemeyer e Müller (1999)	408
FIGURA 247. Relação entre $\frac{Su}{\sigma'_{vm}}$ e IP dos valores obtidos por esta tese e Marques e Lacerda (2004).	409
FIGURA 248. Mapa de estimativa de unidades geotécnicas em escala de 1:100.000.	416
FIGURA 249. Porcentagem de ocorrência em área das unidades geotécnicas do mapa em escala de 1:100.000 em relação à área municipal.	419
FIGURA 250. Localização da unidade Csq.	421
FIGURA 251. Localização da unidade Csq.	422
FIGURA 252. Laudo de sondagem a percussão da unidade Ce1sq.	422
FIGURA 253. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (02).	424
FIGURA 254. Localização das unidades Ca8sq, Ca7sq e Ca20sq.	425
FIGURA 255. Laudo de sondagem a percussão da unidade Ca7sq.	426
FIGURA 256. Localização da unidade HOe1g.	427
FIGURA 257. Mapa geotécnico político do município de Tubarão em escala de 1:50.000.	429
FIGURA 258. Porcentagem de ocorrência em área das unidades geotécnicas do mapa em escala de 1:100.000 em relação à área municipal.	430
FIGURA 259. Mapa geotécnico da mancha urbana 01 em escala de 1:1.000.	432
FIGURA 260. Mapa geotécnico da mancha urbana 03 em escala de 1:50.000.	434
FIGURA 261. Mapa de Zonas de Solos.	437

LISTA DE TABELAS

TABELA 01. Leis municipais que mencionam a recuperação de áreas degradadas (baseado em CEPAM, 1991).....	10
TABELA 02. Formato vetorial e matricial - comparações (CÂMARA e MONTEIRO, 2005).	23
TABELA 03. Principais metodologias de mapeamento geotécnico, segundo Kopezinski (2000).	27
TABELA 04. Algumas cartas geotécnicas e suas aplicações específicas no planejamento urbano.	36
TABELA 05. Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada (RAIMUNDO, 2002; BEVILÁQUA, 2004 e SANTOS 1997; MEIRELLES e DAVISON DIAS, 2004; DAVISON DIAS, 1987 e BASTOS, 1991).....	53
TABELA 06. Severidade do problema da colapsibilidade (MILITITSKY, 1985).....	64
TABELA 07. Critérios de identificação do colapso baseados em índices físicos e ensaios de caracterização (modificado de VILAR et al., 1981; FURTAI, 1997).....	66
TABELA 08. Valores de Pressão de pré-adensamento, C_r e C_c dos solos de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS) (SANTOS, 1997; BEVILÁQUA, 2004; DAVISON DIAS, 1987 e BASTOS, 1991).	68
TABELA 09. Variação dos valores do coeficiente de colapso máximo (i_{max}) e das tensões para o colapso máximo em função dos horizontes das unidades geotécnicas (BASTOS, 1991).	70
TABELA 10. Correlações entre o valor DN do ensaio de DCP e o CBR.....	78
TABELA 11. Correlações entre o valor DN do ensaio de DCP e o CBR (AMINI, 2003)....	79
TABELA 12. Características relativas à deformação das argilas moles costeiras do Brasil.....	103
TABELA 12. Características relativas à deformação das argilas moles costeiras do Brasil (continuação).....	103
TABELA 13 Correlações Estatísticas entre as argilas siltosas do Recife (COUTINHO, 2001) e do Porto do Rio Grande (DIAS e KERSTNER, 2003).....	107
TABELA 14 Resultados dos ensaios nos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina (modificado de SAYÃO et al., 2002).....	109
TABELA 15. Caracterização da unidade geotécnica Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários segundo levantamentos pedológicos (modificado de SANTOS, 1997).....	113
TABELA 16. Parâmetros de resistência de algumas argilas moles costeiras do Brasil.....	117
TABELA 17. Características gerais de depósitos de argilas moles brasileiras (modificado de SCHNAID, 2000).	118
TABELA 18. Categorias de solos tendo em vista a determinação do parâmetro B (BLACK e LEE, 1973)....	125
TABELA 19. Simbologia simplificada das classes pedológicas (DAVISON DIAS, 2001)..	133
TABELA 20. Identificação de espessura de horizonte (DAVISON DIAS, 2001).....	133
TABELA 21. Geologia simplificada (DAVISON DIAS, 2001).....	133
TABELA 22. Classes de relevo baseado no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (modificado de EMBRAPA, 1999).	142
TABELA 23. Unidades litológicas baseadas nas unidades geológicas do município de Tubarão.	160
TABELA 24. Pontos de amostragem e ensaios realizados.....	177
TABELA 25. Resultados dos ensaios de CBR com imersão e DCP sem imersão para	190

construção da curva de calibração do solo (ALVES, 2002).	
TABELA 26. Número de ensaios realizados por ponto de estudo.....	197
TABELA 27. Zonas de solos e Vetores de crescimento.	200
TABELA 28. Unidades geológicas do município de Tubarão.....	204
TABELA 29. Unidades litológicas.....	206
TABELA 30. Unidades pedológicas segundo o Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro.	211
TABELA 31. Unidades pedológicas.	212
TABELA 32. Resultado das análises químicas da água percolada através de corpos de prova compactados de solo/cinza pesada (HIGASHI et al., 2003).....	221
TABELA 33. Resumo das principais propriedades geotécnicas das diversas camadas do subsolo do TRPT (modificado de Maccarini, 1998).....	226
TABELA 34. Localização geográfica das instabilizações e extração de areia do rio Tubarão.	231
TABELA 35. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos taludes das margens do rio Tubarão (Fonte: ARQUIVOS DA PREFEITURA MUNICIPAL DE TUBARÃO).	232
TABELA 36. Resultado de ensaios voltados à identificação de materiais para pavimentação dos solos do município de Tubarão (HIGASHI et al., 2004).....	233
TABELA 37. Solos residuais ensaiados na localidade.....	268
TABELA 38. Localização dos pontos de coleta.....	269
TABELA 39. Resultados de ensaios de caracterização dos pontos de estudo.....	299
TABELA 40. Unidades geotécnicas do PNGC e unidades de campo.....	300
TABELA 41. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de todos os pontos de estudo.	319
TABELA 42. Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada (Raimundo, 2002; Beviláqua, 2004, Santos 1997; Meirelles e Davison Dias, 2004; Davison Dias, 1987, Bastos, 1991 e 1999 e os valores obtidos por esta tese).....	322
TABELA 43. Coesão e ângulo de atrito residual dos solos.....	323
TABELA 44. Pressão de pré-adensamento, coeficientes de compressão e recompressão dos pontos de estudo.	326
TABELA 45. Valores de Pressão de pré-adensamento, C_r e C_c dos solos de Florianópolis – SC (SANTOS, 1997 e BEVILÁQUA, 2004).....	331
TABELA 46. Coeficiente de colapso dos pontos de estudo.....	336
TABELA 47. Resultados da identificação do colapso baseados nos limites de consistência através dos métodos de Priklonskij (1952).....	338
TABELA 48. Resultados da identificação do colapso baseados em índices físicos através dos métodos de Kassif e Henkin (1967) e Handy (1973).....	339
TABELA 49. Resultados da identificação do colapso baseados em índices físicos e ensaios de caracterização através do método de Basma e Tuncer (1992).....	340
TABELA 50. Resultado dos valores expansão para os cinco pontos da curva de compactação e expansão do solo natural indeformado <i>in loco</i>	344
TABELA 51. Valores de CBR e expansão do solo compactado na umidade ótima.....	349
TABELA 52. Valores dos resultados obtidos de CBR (%) e DN (mm/golpe) para amostras dos pontos de estudo.....	350
TABELA 53. Equações relativas às correlações entre valores de CBR e DN dos pontos de estudo com e sem inundação dos corpos de prova.....	352
TABELA 54. Correlações obtidas através do gráfico CBR <i>versus</i> DN para os pontos de estudo sem inundação dos corpos de prova de solos compactados.....	352
TABELA 55. Correlações obtidas através do gráfico CBR <i>versus</i> DN para os pontos de	353

estudo com inundação dos corpos de prova de solos compactados.....	
TABELA 56. Resultados das correlações lineares para os pontos de estudo a partir do proposto por Alves (2002).....	355
TABELA 57. Relação entre os vetores de crescimento e seus respectivos pontos de estudo.	358
TABELA 58. Características das classes NA, NS' e NG' da metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) relacionadas à erodibilidade.....	359
TABELA 59. Critério de erodibilidade através da metodologia MCT para os pontos de estudo – valores de coeficiente de sorção (<i>s</i>) e perda de massa por imersão (<i>pi</i>) em diferentes condições de umidade.	361
TABELA 60. Perda de massa do solo erodido através do ensaio de Inderbitzen modificado.....	363
TABELA 61. Granulometria do material erodido após chuveiramento de 2h.....	363
TABELA 62. Valores de variação de coesão para os pontos de estudo.....	366
TABELA 63. Resumo dos pontos de estudo e respectiva erodibilidade.....	367
TABELA 64. Localização das áreas de coleta.....	371
TABELA 65. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização para as amostras indeformadas de argila mole coletadas no ponto 04-A-1.....	393
TABELA 66. Resultado dos ensaios de adensamento nos solos da área de estudo 02.....	398
TABELA 67. Características relativas à deformação das argilas moles costeiras do Brasil..	401
TABELA 68. Correlações entre valores de coeficiente de compressão e teor de umidade, índice de vazios inicial e Limites de Liquidez.....	405
TABELA 69. Parâmetros de resistência de algumas argilas moles costeiras do Brasil em comparação com os valores obtidos por esta tese.....	407
TABELA 70. Relação entre a resistência não drenada (<i>Su</i>) e a pressão efetiva na cota de análise.	409
TABELA 71. Legenda das unidades geotécnicas e seus respectivos comportamentos e inclusões.	417
TABELA 72. Área das unidades geotécnicas do mapa de 1:100.000.....	418
TABELA 73. Coordenadas das tradagens chave e ensaio SPT para a identificação da unidade geotécnica Ce1sq.	421
TABELA 74. Área das unidades geotécnicas do mapa de 1:50.000.....	430
TABELA 75. Áreas das unidades geotécnicas ma mancha urbana 01.....	433
TABELA 76. Unidades geotécnicas da mancha urbana 03 e suas respectivas áreas e porcentagens de ocorrência.	435
TABELA 77. Zonas de solos, vetores de crescimento e pontos/áreas de estudo.....	438

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>A</i>	Área da seção da amostra
<i>B</i>	Parâmetro <i>B</i> de Skemton (Head, 1985)
<i>c</i>	Coesão
c_{nat}	Coesão resultante de ensaios com o solo na umidade natural
c_{inund}	Coesão resultante de ensaios com o solo inundado
<i>Cc</i>	Coefficiente de compressão
<i>Cr</i>	Coefficiente de recompressão
C_u	Coefficiente de uniformidade
<i>Cp</i>	Coefficiente de colapso (Jennings e Knight, 1975)
<i>CTC</i>	Capacidade de troca catiônica
<i>CD</i>	Consolidated Drained
<i>CR</i>	Razão de compressão ($Cc/1+e_o$)
<i>Cv</i>	Coefficiente de adensamento
<i>CU</i>	Consolidated Undrained
<i>DN</i>	DCP Number
<i>DCP</i>	Dinamic Cone Penetration
<i>e</i>	Índice de vazios
<i>GPS</i>	Global Position System
<i>HRB</i>	Highway Research Board
<i>IP</i>	Índice de Plasticidade
<i>i</i>	Índice de Colapso (Vargas, 1978)
<i>K</i>	Coefficiente de permeabilidade
<i>K</i>	Coefficiente de avaliação do colapso
L_b e L_a	Leituras das distâncias no tubo capilar (ensaio de infiltrabilidade)
<i>MDT</i>	Modelo Digital do Terreno
<i>MCT</i>	Miniatura Compactado Tropical
N_{SPT}	Número de golpes para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador padrão do ensaio de SPT
<i>OCR</i>	<i>Over Consolidation Ratio</i>
pi	Perda de massa por imersão (Nogami e Villibor, 1979)
<i>PMT</i>	Prefeitura Municipal de Tubarão
<i>PNGC</i>	Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro
<i>PMGC</i>	Plano Municipal do Gerenciamento Costeiro
<i>(S-C)</i>	Diferença entre os teores de areia e argila (Basma e Tuncer, 1992)
<i>SPT</i>	Standard Penetration Test
S_u	Resistência não drenada do solo
<i>s</i>	Coefficiente de sorção (Nogami e Villibor, 1979)
<i>Sr</i>	Grau de saturação
<i>S</i>	Seção do tubo capilar (ensaio de infiltrabilidade)
t_b e t_a	Tempos decorridos das leituras do menisco capilar (ensaio de infiltrabilidade)
<i>UU</i>	Unconsolidated Undrained
<i>UTM</i>	Universal Transversa de Mercator
<i>w</i>	Teor de umidade
W_L	Limite de Liquidez
W_P	Limite de Plasticidade

LISTA DE SÍMBOLOS – ALFABETO GREGO

$\Delta\sigma_u$	Varição da pressão neutra
$\Delta\sigma_3$	Pressão de confinamento
$\Delta\sigma_u$	Varição da pressão neutra
$\Delta\sigma_3$	Varição da pressão confinante
δ	Massa específica do solo (densidade real das partículas)
γ	Peso específico aparente natural
γ_d	Peso específico aparente seco
ε	Deformação
σ'_p	Pressão de pré-adensamento
σ	Tensão ou pressão
σ_w	Tensão de inundação no ensaio oedométrico
σ'_{vm}	Pressão de pré-adensamento média
τ	Tensão cisalhante
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ_r	Ângulo de atrito interno residual

RESUMO

Esta tese apresenta uma metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras com base nos comportamentos geotécnico e ambiental dos solos e utiliza um Sistema de Informações Geográficas como gerenciador de dados espaciais. A metodologia tem como área de aplicação o município de Tubarão.

Na metodologia proposta os solos foram individualizados em dois grandes universos, compostos de solos residuais e sedimentares, o que possibilitou o direcionamento de ensaios específicos para a determinação do comportamento geotécnico-ambiental.

Nos solos residuais compostos de Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos foram realizados ensaios laboratoriais de cisalhamento direto, compressão confinada, compactação, CBR, infiltrabilidade, perda de massa por imersão, colapsibilidade, Inderbitzen Modificado, MCT e DCP. O comportamento dos solos sedimentares foi determinado através de ensaio de campo SPT e ensaios laboratoriais de adensamento e compressão triaxial, por meio de amostras indeformadas obtidas de coletas de tubos *Shelby*.

Os resultados finais do emprego da metodologia proposta foram expressos em forma de um mapa geotécnico, constituído de zonas de solos, cuja interpretação direciona as medidas mitigadoras e compensatórias para a expansão do centro urbano do município de Tubarão.

Palavras-chave: Mapeamento Geotécnico – SIG – Cidades Costeiras.

ABSTRACT

This theses presents an occupation and utilization methodology for brazilian coast cities based in the geotechnical and environmental behaviors using a Geographical Information System as a manager tool for spatial data.

In the proposed methodology the soils were individualized in two large universes, composed of residual and sedimentary soils, enabling specific tests for the characterization of the geotechnic-environmental behavior.

For the residual soils composed by Inceptsol and Red-Yellow Podzolic soils laboratory tests were performed including direct shear tests, oedometric tests, compaction, *CBR*, infiltrability, loss of mass by soaking, collapsibility, modified Inderbitzen, *MCT* and *DCP*. The behavior of sedimentary soils were determined through the results of *SPT* field tests, and triaxial compression and oedometric one dimensional laboratory tests, using undisturbed samples obtained of *Shelby* tubes sampling.

The final results of the methodology application were expressed in a geotechnical map, composed of soil zones, whose interpretation leads the palliative and compensatory actions for Tubarão county urban spot development.

Key-Words: geotechnical mapping – GIS – coast cities.

1. INTRODUÇÃO

A ocupação das cidades inicia-se normalmente pela procura de espaço para abrigo, seguido da necessidade de sobrevivência. A ocupação desordenada dos centros urbanos ocorre de diversas formas, sendo que na maioria das vezes se procede sem qualquer intervenção do poder público.

Nos dias de hoje existe uma grande preocupação no sentido de que a existência de um desenvolvimento urbano ordenado não é suficiente, havendo a necessidade de que este seja auto-sustentável, proporcionando um equilíbrio entre o que está sendo extraído da natureza e o que deve ser repostado.

Muitas Leis e Resoluções auxiliam os municípios para que alcancem a sustentabilidade em seu crescimento, como o Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, Lei de Uso e Ocupação do Solo, o Código Florestal Brasileiro, A Resolução CONAMA e o Plano Diretor.

Em um país em desenvolvimento como o Brasil, que possui perspectivas de expansão na ocupação territorial, é indispensável uma política de planejamento territorial do meio físico, que recorra ao uso de mapas que possibilitem o auxílio e a interpretação de dados para posteriormente serem utilizados como subsídios ao planejamento regional e urbano.

Segundo o Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro (1998), a Zona Costeira abriga um mosaico de ecossistemas de alta relevância ambiental, cuja diversidade é marcada pela transição de ambientes terrestres e marinhos com interações que lhes conferem um caráter de fragilidade e que requer, por isso, atenção especial do poder público. A maior parte da população mundial vive em Zonas Costeiras, e existe uma tendência permanente ao aumento da concentração demográfica nessas regiões.

O litoral brasileiro possui uma extensão de cerca de 8.500km, e por isso é alvo de vários estudos sobre suas complexas características geoambientais. Nesta extensão, concentra-se mais de um quarto da população brasileira, o que resulta em uma densidade demográfica de cerca de 87hab/km² (PNGC, 1998).

A zona costeira brasileira apresenta seu relevo bastante acidentado ou com grandes extensões de áreas planas de características geotécnicas variadas, que podem apresentar solos sedimentares com profundos perfis de argilas moles (Solos Gleis e Solos Orgânicos) e areias quartzosas, e solos residuais de diferentes rochas de origem, e portanto, pertencentes a diferentes classes.

Do ponto de vista geotécnico, existe a preocupação de que haja um crescimento do centro urbano direcionado para áreas mais aptas à ocupação. Desta forma, é importante o conhecimento de características relativas à compressibilidade, estabilidade e resistência dos solos para nortear a ocupação de áreas localizadas em encostas, a execução e conservação de elementos de fundações de edificações e a correta construção de vias urbanas.

No gerenciamento de uma área de grande extensão, tendo em vista todos os aspectos envolvidos na expansão urbana, o processo de tomada de decisões relativo ao direcionamento da mancha urbana é normalmente moroso, dificultando a escolha das áreas mais aptas a serem ocupadas por obras civis.

Desta forma, para agilizar o processo de análise do meio físico, é de extrema importância que um sistema computacional seja estruturado com dados geoambientais atuais que permitam uma análise crítica mais rápida da situação presente.

Neste contexto, esta tese apresenta uma proposta metodológica de planejamento e comportamento geomecânico de cidades costeiras brasileiras usando um Sistema de Informações Geográficas (*SIG*).

A metodologia propõe uma avaliação da expansão de centros urbanos, cujo principal indicativo para o planejamento é o comportamento geoambiental dos solos, tendo como base as análises temporais da mancha urbana.

Devido às cidades serem estruturadas com o decorrer do tempo e, portanto, sua evolução necessitar de um conhecimento aprofundado das variações ocorridas em um determinado período, conhecer a evolução da estrutura da cidade é de grande importância para compreender a sua situação atual e projetar situações futuras.

O município de Tubarão foi escolhido como área de aplicação da metodologia proposta por apresentar características geotécnicas e ambientais peculiares às regiões costeiras do Brasil. Os solos presentes neste município apresentam-se problemáticos se analisadas as suas capacidades de suporte em seu estado natural, sendo constatada a presença de camadas de argila mole em quase toda a área ocupada pelo centro urbano.

Os solos que se localizam nas áreas de expansão e próximos ao centro urbano de Tubarão são divididos em dois grandes grupos, caracterizados pelas argilas moles compostas pelos solos Orgânicos (Organossolos) e Gleis (Gleissolos) e pelos Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos (Argissolos Vermelho-Amarelos), oriundos de rochas graníticas. Cada tipo de solo apresenta comportamento geoambiental diferenciado, necessitando de análises distintas entre estes dois tipos de solos.

O cenário ambiental da cidade também apresenta características ímpares no que diz respeito aos preceitos da sustentabilidade. O rio Tubarão, que atravessa o centro urbano, é alvo de contaminação pelo precário sistema de coleta de esgotos e os processos erosivos contribuem para o seu assoreamento e conseqüente inundação de diversas áreas.

Nesse sentido, os dados atuais do meio físico do município de Tubarão foram adicionados a um *SIG* e parâmetros geoambientais foram gerados e integrados espacialmente através de um banco de dados, o que possibilitou a análise das características geomecânicas dos solos inseridos na área urbana e nas áreas de potencial expansão.

A manipulação dos dados em ambiente *SIG* possibilitou a geração de mapas temáticos que definem áreas de comportamento geotécnico uniforme, possibilitando a orientação da ocupação segura dos solos localizados em áreas internas e radiais em relação ao centro urbano do município de Tubarão.

1.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é propor uma metodologia de diagnóstico do uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras com base no comportamento geotécnico e ambiental usando como ferramenta um Sistema de Informações Geográficas, que tem como área de aplicação o centro urbano e áreas radiais do município de Tubarão.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Propor uma metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de *SIG* com base no comportamento geotécnico e ambiental;
- Aplicar a metodologia proposta tendo o município de Tubarão como área de concentração;
- Conhecer o meio físico do município de Tubarão através do levantamento de dados ambientais e geotécnicos preexistentes, da edição de mapas e de trabalhos de campo;
- Utilizar um *SIG* para a estruturação dos mapas, o que possibilita o aumento do conhecimento do meio físico;
- Construir um banco de dados de sondagens SPT georreferenciadas;

- Aumentar a escala do mapa geotécnico gerado a partir dos mapas do Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro;
- Gerar um mapa geotécnico em escala de 1:1.000 da mancha urbana;
- Diagnosticar o comportamento da mancha urbana radial para a definição de *vetores de crescimento*;
- Definir a área de expansão urbana para que seja realizado um maior número de ensaios geotécnicos nestes locais;
- Analisar o comportamento geotécnico dos solos da mancha urbana e zonas radiais, tentando estimar os possíveis problemas que serão encontrados caso estas áreas sejam solicitadas;
- Avaliar o comportamento ambiental da mancha urbana e zonas radiais para prever e reduzir os impactos causados pelo uso incorreto do solo;
- Integrar todas as informações geoambientais e gerar um mapa geotécnico final composto por estimativas de unidades geotécnicas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta tese está organizada em 9 capítulos.

Neste **Capítulo 01** é realizada uma introdução do trabalho, apresentando o contexto em que foi baseado o seu desenvolvimento e seus objetivos geral e específicos.

O **Capítulo 02** apresenta uma revisão bibliográfica do comportamento geomecânico dos solos residuais, no estado natural e compactado, e sedimentares de argila mole. Os mecanismos computacionais para a integração de dados espaciais às características dos solos também são apresentados.

O **Capítulo 03** apresenta a metodologia de diagnóstico do uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental.

No **Capítulo 04** é apresentada a aplicação da metodologia proposta no diagnóstico do município de Tubarão.

O **Capítulo 05** realiza uma detalhada caracterização do município de Tubarão, realizada através do levantamento de dados preexistentes relativos a mapas visando levantar dados para a aplicação da metodologia.

No **Capítulo 06** são definidos os universos geotécnicos costeiros encontrados no município de Tubarão e é apresentada a toposequência típica dos solos do centro urbano e áreas radiais.

No **Capítulo 07** são determinadas as áreas mais propícias a serem ocupadas pela mancha urbana do município através da construção dos vetores de crescimento.

No **Capítulo 08** são discutidos os resultados obtidos através de ensaios geotécnicos laboratoriais e de campo dos solos residuais e sedimentares para a obtenção de parâmetros geomecânicos que nortearão a construção do mapa geotécnico final.

O **Capítulo 09** apresenta os resultados referentes aos mapas geotécnicos gerados para duas manchas urbanas e para a área delimitada pelos contornos políticos em diversas escalas.

No **Capítulo 10** são sintetizadas as principais conclusões obtidas durante a condução desta tese, e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma abrangente pesquisa bibliográfica sobre os assuntos abordados nesta tese, revisando trabalhos que discutem o comportamento dos solos residuais e sedimentares, suas aplicações no mapeamento geotécnico e os aspectos legislativos que ordenam o uso e ocupação dos solos urbanos.

2.1. ASPECTOS GERAIS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO URBANO

A grande concentração habitacional em áreas reduzidas é um aspecto que deve ser estudado, visto que é freqüente nas cidades brasileiras. Conforme Ferraz (1991), este fenômeno resulta de vários fatores, geralmente de natureza regional, denunciando uma tendência mundial de migração de massa humana em direção aos centros urbanos, ocasionando o gigantismo das cidades e conseqüentemente uma gama de problemas.

Segundo Prandini, et al. (1995), esta concentração ocorre quase que exclusivamente pelas razões especulativas de mercado, que vêm ignorando as reais potencialidades e limitações das áreas a serem ocupadas. Isto acaba determinando a ocupação inadequada de regiões, tais como áreas propícias ao desenvolvimento de escorregamentos ou erosões intensas, vertentes sujeitas à eclosão de boçorocas, áreas sujeitas a inundações, terrenos capazes de desenvolver subsidências e colapsos, áreas com nível d'água superficial, entre outras.

A desconsideração de fatores geotécnicos e ambientais, tendo em vista a conseqüente aceleração da expansão urbana, tem apresentado problemas de considerável gravidade para as cidades. Existem limitações das potencialidades naturais do uso do solo que geralmente são ultrapassadas pela ocupação de locais inadequados sob o ponto de vista geotécnico e ambiental, causando resultados negativos à população.

O levantamento de questões e soluções relacionadas ao uso e ocupação do meio físico por parte do poder público ou privado necessita de abordagens interdisciplinares integradas, visando o estudo de processos e fenômenos de interesse relacionados às atividades de gestão urbana e ambiental.

Dois importantes aspectos que determinam o uso e ocupação dos solos são levantados por esta tese:

- a) aspectos geoambientais gerais: o uso inadequado do solo pode implicar em degradação dos recursos naturais dos municípios e sérios problemas nas estruturas de obras civis;
- b) aspectos legais: instrumentos das leis que apresentam regulamentações quanto ao uso correto do solo, definindo normas e limitações.

2.1.1. ASPECTOS GEOAMBIENTAIS

Com o crescente processo de expansão dos centros urbanos, a conseqüente construção de obras civis e outras formas de uso e ocupação do solo, o estado natural do meio circundante está sendo afetado de forma cada vez mais intensa.

O ser humano não tem sido capaz de associar o desenvolvimento com a conservação dos solos e das águas, o que resulta em inúmeros processos negativos relacionados à geotecnia ambiental, como o assoreamento de rios e conseqüentes enchentes, a contaminação dos lençóis subterrâneos através do esgoto sanitário e implantação de lixões, processos de instabilidade de encostas, entre outros.

No que se refere ao planejamento urbano, um fator de extrema importância consiste na adequação das cidades às áreas de expansão, e neste cenário a geotecnia deve ser abordada de forma mais eficiente, permitindo a discussão de formas de aplicações de soluções em casos de alterações adversas das características do solo em relação ao seu estado inicial.

A expansão dos centros urbanos inicia geralmente com a ocupação desordenada do solo pela população de baixa renda, onde estruturas são construídas sem conhecimento geotécnico algum. A falta de cuidados com os limites impostos pelos solos pode reduzir a vida útil destas estruturas, podendo até levá-las à ruína.

As características geoambientais necessárias ao planejamento de expansão de centros urbanos devem considerar inicialmente alguns conhecimentos básicos, que são a resistência do solo de fundação, o comportamento dos solos no estado compactado para a aplicação em vias públicas, a estabilidade de taludes pela ocupação de áreas íngremes, a caracterização da suscetibilidade dos solos a processos erosivos, entre outras.

Os aspectos gerais de uso e ocupação do solo no que tange o emprego da geotecnia podem ser citados e analisados da seguinte forma:

a) Fundações: os aspectos geotécnicos mais importantes que levantam considerações e determinam a execução e estabilidade de fundações de edificações são a posição do lençol freático, compressibilidade e resistência ao cisalhamento das camadas de apoio da fundação e resistência ao cisalhamento. Caso estas condicionantes não sejam satisfeitas a superestrutura corre o risco de apresentar os sintomas normais de recalque e ruptura;

b) Pavimentação: a implantação de ruas e estradas em áreas de baixa capacidade de suporte e grande compressibilidade resulta em transtornos significativos para a população, ocasionando vias inadequadas para o tráfego de veículos em razão das deformações do pavimento. O estudo prévio da viabilidade de implantação de estradas requer alguns tipos de dados geotécnicos como as propriedades de compactação do solo, sua capacidade de suporte, expansão e as características do terreno para fundações;

c) Estabilidade de encostas e taludes: A estabilidade de encostas e taludes é regida por fatores como os parâmetros de resistência do solo, geometria do talude ou encosta, pressões de água no maciço, peso do talude, empuxos de terra, distribuição das discontinuidades no maciço, estado de tensões internas no maciço, método executivo considerado, entre outros;

d) Erosão: A ocupação de áreas em cotas mais altas, sem um devido planejamento, gera instabilidades de ordem geotécnica das encostas, agravadas pela ocorrência de chuvas intensas que podem provocar erosões no solo, intensificando o processo de assoreamento dos córregos e rios de baixadas;

e) Poluição ambiental: A poluição do meio ambiente pode ser causada de diversas formas e por diferentes processos. A contaminação de aquíferos através de forças de percolação constitui em um dos principais problemas geo-ambientais.

2.1.2. ASPECTOS LEGAIS

Devido aos crescentes excessos relacionados ao uso e à ocupação inadequada do solo constatado durante anos, algumas regras, mesmo que de forma suave, foram impostas no Brasil sob a forma de leis para provocar uma desaceleração neste processo.

Foram elaboradas algumas Leis prevendo a conservação e recuperação de áreas degradadas, previstas inicialmente pela Política Nacional do Meio Ambiente (Lei Federal 6.938/81 e regulamentada no decreto nº88.351/83), baseadas em leis e regulamentos que regem outros países como os EUA, França e Canadá. Com o tempo, os estados e municípios brasileiros passaram a adotar em suas legislações normas semelhantes no que diz respeito à conservação do solo.

Na tabela 01 são apresentadas algumas leis municipais, onde se observa a influência da Política Municipal de Meio Ambiente na regulamentação dos aspectos de recuperação e exploração de recursos naturais de acordo com o CEPAM - Centro de Estudos e Pesquisas de Administração Municipal (1991).

Nesta pesquisa existe a necessidade de uma abordagem, mesmo que de forma superficial, das principais características legislativas que regem o comportamento das cidades. Neste sentido serão apresentados o Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro, Plano Diretor de Desenvolvimento Físico Territorial Urbano e do Município de Tubarão, Estatuto das Cidades, Estudos de Impacto Ambiental, o documento Cidades Sustentáveis e a Resolução CONAMA.

Estes recursos legais apresentam algumas limitações de expansão e planejamento impostas aos municípios sobre o uso e ocupação do solo, objetivando principalmente o aumento da qualidade de vida da população.

TABELA 01. Leis que mencionam a recuperação de áreas degradadas (baseado em CEPAM, 1991).

Instrumentos Legais	Características	Possibilidade de inserção da recuperação de áreas degradadas
1. Lei do Plano Diretor	Instrumento básico da política de desenvolvimento e de expansão urbana	- Identificar as áreas degradadas e propor programas de recuperação
2. Lei de Uso e Ocupação do Solo	Regulamenta a utilização do solo em todo o território municipal	-Regulamenta a extração de recursos naturais -Prever sanções civis e administrativas, tais como a recuperação de áreas degradadas.
3. Lei de Parcelamento do Solo Urbano	Estabelece diretriz para projetos de parcelamento de glebas urbanas, em conformidade com interesses municipais.	-Fixar normas para evitar a degradação de áreas urbanas pela implantação de projetos de parcelamento. -Vedar o parcelamento de áreas urbanas degradadas.
4. Código de Obras	Disciplina as edificações com o fim de garantir condições de higiene, saúde e segurança.	- Fixar normas técnicas para edificações destinadas ao armazenamento de produtos capazes de degradar áreas.
5. Código de posturas	Regula a utilização de espaços públicos ou de uso coletivo	- Estabelecer sanções administrativas para os que degradem áreas públicas.
6. Código Florestal Brasileiro – Áreas de preservação permanente	Institui o código Florestal	- Estabelece áreas de preservação permanente baseado na hidrologia, relevo e vegetação.
7. Código Tributário	Estabelecer a política municipal de tributação	-Prever incentivos tributários (isenções, anistia, etc.) para os que recuperarem áreas degradadas. -Prever a cobrança de contribuição para recuperação de área degradada.
8. Legislação Orçamentária	Estabelece diretrizes orçamentárias, prevendo receitas e fixando as despesas necessárias	- Prever a origem e aplicação de recursos financeiros nos projetos de recuperação de áreas degradadas.

2.1.2.1. Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro – PNGC (1988)

A lei Nº 7.661, de 16 de maio de 1988, institui o Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro – PNGC como parte integrante da Política Nacional para os Recursos do Mar - PNRM e Política Nacional do Meio Ambiente – PNMA.

O PNGC considera como Zona Costeira o espaço geográfico de interação do ar, do mar e da terra, incluindo seus recursos renováveis ou não, abrangendo uma faixa marítima e outra terrestre, que são definidas pelo Plano.

A faixa litorânea do Estado de Santa Catarina abrange 34 municípios, possui uma área de aproximadamente 9250km² e estende-se por 561,4km (SANTUR, 2006).

O PNGC visa especificamente a orientação para a utilização racional dos recursos na Zona Costeira, de forma a elevar a qualidade da vida de sua população, e proteger o seu patrimônio natural, histórico, étnico e cultural. Apresenta considerações mais específicas quanto à conservação de recursos naturais renováveis ou não, sugerindo o estabelecimento de normas e diretrizes sobre o uso do solo, do subsolo e das águas.

Os estudos relativos ao gerenciamento da zona costeira iniciaram-se no Estado de Santa Catarina através de um convênio entre a Secretaria do Estado e Coordenação Geral e Planejamento, a Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a Secretaria de Estado de Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente (FATMA) e a Companhia Catarinense de Águas e Saneamento (CASAN).

Vinculado ao PNGC existe o Programa Estadual de Gerenciamento Costeiro. Este possui também como finalidade primordial o ordenamento do uso dos recursos naturais e da ocupação dos espaços costeiros regionais, objetivando uma melhoria nas condições de vida da população desta faixa em escala mais adequada.

Apesar de estar implantado há algum tempo, este plano ainda não atingiu o município de Tubarão, área de aplicação da metodologia proposta por esta tese.

2.1.2.2. Estatuto das Cidades

Em 10 de julho de 2001 foi criada a lei nº 10.257 que rege o Estatuto das Cidades, regulamentando e estabelecendo diretrizes gerais da política urbana.

O Estatuto das Cidades ordena o planejamento do desenvolvimento das cidades, da distribuição espacial da população e das atividades econômicas do Município e do território sob sua área de influência, de modo a evitar e corrigir as distorções do crescimento urbano e seus efeitos negativos sobre o meio ambiente. Para isto, diretrizes foram criadas para o desenvolvimento urbano,

inclusive habitação, saneamento básico e transportes urbanos, porém, não prevendo a adaptação das cidades reais às cidades planejadas.

O principal instrumento do Estatuto das Cidades é o Plano Diretor, descrito a seguir, que apresenta as necessidades de um desenvolvimento urbano de forma disciplinada, visando à adequação entre a estrutura urbana e social.

2.1.2.3. Plano Diretor de Desenvolvimento Físico Territorial Urbano e Plano Diretor do Município de Tubarão (PDMT, 1992)

O Estatuto do Plano Diretor (PD), inserido no Estatuto da Cidade, é obrigatório para municípios brasileiros com mais de 20.000 habitantes, ou para as cidades integrantes de regiões metropolitanas e aglomerações urbanas, pertencentes a áreas de interesse turístico, e aquelas inseridas em áreas de influência de empreendimentos ou atividades com significativo impacto de âmbito regional ou nacional, havendo a necessidade de que sejam adequados os princípios do desenvolvimento sustentável.

Atualmente, os municípios que não possuem um PD devem aprová-los, e os que já o fizeram, devem adequá-lo às exigências locais vigentes e mantê-lo atualizado.

A atualização do PD deve apontar a necessidade, ou não, da expansão do perímetro urbano da cidade, buscando a oferta de novos lotes (Lei nº 10.257, Estatuto das Cidades e Lei nº 1813/94, Plano Diretor).

Em 5 de janeiro de 1994, foi instituída a lei nº 1813/94 que rege o Plano Diretor do Município de Tubarão.

O PD, aprovado por lei municipal, é o instrumento básico da política de desenvolvimento e expansão urbana. Deve prever novos espaços municipais, com características físicas e ambientais específicas detalhadas, que devem comportar a população em crescimento.

Em suas considerações iniciais o PD ressalta que o município será responsável pelo ordenamento disciplinado e integrado do desenvolvimento urbano, a fim de obter a melhoria da qualidade de vida da população, o desenvolvimento social e o aumento do bem estar da comunidade.

O Plano Diretor do Município de Tubarão divide a área municipal em dois grandes grupos, definidos como zona urbana, sendo esta a parcela da área do município ocupada de forma mais

intensiva, e, a zona de expansão urbana, que consiste na área de ocupação rarefeita que se tornará futuramente zona urbana.

O PD sugere a adequação das construções às condições físicas do solo, no que se refere a sua permeabilidade e relevo, ordenando que os terrenos onde as condições geológicas não permitem a edificação não possam ser parcelados.

2.1.2.4 Estudos de Impacto Ambiental – EIA

Em 1986, através do Conselho Nacional do Meio Ambiente, as primeiras orientações e detalhes para os *Estudos de Impacto Ambiental* (EIA) foram apresentadas. Este instrumento descreve que as atividades de ocupação de determinadas áreas necessitam de licenciamento ambiental, este dependente de um EIA/RIMA. Com isto, foi criada a obrigatoriedade da realização de estudos de impacto ambiental, com objetivo de subsidiar decisões a respeito do uso e ocupação dos solos.

Nos dias de hoje, o Estudo de Impacto Ambiental – EIA consiste em uma atividade obrigatória, e foi incluída no texto da Constituição Federal de 1998 (Artigo 225), bem como em várias Constituições Estaduais. Alguns municípios o incluíram em suas Leis Orgânicas (PACHECO E OLIVEIRA, 1998). Trata-se de uma exigência legal na implantação de determinados projetos, e objetiva o entendimento e previsão de como o meio sócio-econômico-ambiental será afetado através da ocupação humana pela implantação de empreendimentos. Este estudo requer como produto final um Relatório de Impacto no Meio Ambiente – RIMA, onde é descrito qual será o comportamento do local, negativo ou positivo, após sua implantação.

O EIA caracteriza-se por ser um estudo multidisciplinar, envolvendo profissionais de diversas especialidades como biólogos, engenheiros civis, sanitaristas e florestais, geógrafos, geólogos, entre outros.

O estudo e o relatório são debatidos com a comunidade da região, órgão ambiental, imprensa, etc., para que a viabilidade da implantação do empreendimento seja decidida.

Sucintamente, os principais aspectos do Estudo de Impacto Ambiental podem ser citados, como apresentado por Filho e Bitar (1995):

- refere-se a um projeto específico a ser implantado em determinado meio ou área;

- consiste em um estudo prévio a qualquer intervenção no meio ambiente;
- apresenta caráter multidisciplinar;
- deve contemplar o meio ambiente e seus segmentos básicos: meio físico, biológico e socioeconômico;
- deve realizar o diagnóstico ambiental da área de influência do projeto, análise dos impactos (positivo ou negativo), medidas mitigadoras dos impactos e programa de monitoramento.

Neste sentido, os Estudos de Impactos Ambientais auxiliam nas decisões a serem tomadas relativas à ocupação de novas áreas, baseando-se nos limites da permissividade que as características ambientais de cada localidade apresentam.

2.1.2.5. Cidades Sustentáveis – Subsídios à Elaboração da Agenda 21 Brasileira

Em 1992 foi aprovado na Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento um documento chamado Agenda 21. Produzida na ECO 92, e a Agenda Habitat II, a Agenda 21 estabelece metas de desenvolvimento local, integrado e sustentado para os municípios do mundo inteiro, compromisso este assumido por representantes de todos os países do mundo, inclusive do Brasil.

A Agenda 21 está sendo implantada em vários municípios brasileiros, visando debater quais as prioridades desejadas no que se refere aos aspectos sociais, econômicos e ambientais, a fim melhorar a qualidade de vida da população no século XXI.

O padrão que prega a Agenda 21 é de que uma cidade deva ser sustentável, isto é, a união dos setores ambiental, social e econômico em favor do crescimento em conjunto. A sustentabilidade possui como pressuposto fundamental a conservação de recursos para as gerações futuras. Desta forma, o desenvolvimento sustentável deve prever a expansão urbana levando em conta a elevação da qualidade de vida da população e a ocupação dos espaços naturais com critérios.

As premissas mais importantes que estão incluídas na Agenda 21 são:

- *Crescer sem destruir*: implica no crescimento dos fatores positivos para a sustentabilidade urbana e diminuição dos impactos ambientais, sociais e econômicos indesejáveis no espaço urbano.

- *Indissociabilidade da problemática ambiental e social*: exige que se combinem dinâmicas de promoções sociais com a dinâmica de redução de impactos ambientais.
- *Informação para a tomada de decisão*: o conhecimento e a informação sobre gestão do meio ambiente aumentam a consciência ambiental da população urbana, qualificando-a a participar de processos decisórios.

O objetivo de Desenvolvimento Sustentado prevê que as atuais gerações devam buscar seu próprio desenvolvimento sem, no entanto, comprometer a capacidade das gerações futuras em prover o próprio desenvolvimento. Neste sentido vale analisar se a riqueza produzida por determinados períodos de ações econômicas predatórias das condições ambientais significou mais para as comunidades do que os malefícios que restaram, tais como: desmatamentos, erosão, poluição dos rios e comprometimentos atmosféricos.

2.1.2.6. CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente - Lei nº 6938/81

A Resolução nº 303/04 do CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente, a Lei nº 6938/81, dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano além do Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro.

Esta Lei tem como fundamento o artigo 8º, item XVII, da Constituição Federal e estabelece a Política Nacional do Meio Ambiente, seus fins e mecanismo de formulação e de aplicação. Constitui o Sistema Nacional do Meio Ambiente e institui o Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental.

A Resolução CONAMA foi formulada considerando as responsabilidades assumidas pelo Brasil por força da convenção da biodiversidade de 1992, da Convenção Ramsar de 1971 e da Convenção de Washington de 1940.

Considera que as áreas de preservação permanente e outros espaços territoriais especialmente protegidos são instrumentos importantes para o desenvolvimento sustentável.

Esta Lei estabelece os parâmetros, limites e principais definições referentes às Áreas de Preservação Permanentes (APP) com base nos seguintes dados:

- a) Dados hidrológicos: áreas com proximidades a cursos d'água, nascente ou olho d'água, lagos e veredas;
- b) Relevo: encostas com elevada declividade, grandes elevações, topos de morro ou montanhas, escarpas, bordas de tabuleiros e chapadas;
- c) Vegetação: restingas delimitadas com base na linha d'água da preamar;
- d) Fauna: local de refúgio ou reprodução de aves migratórias ou animais ameaçados de extinção;
- e) Manguezais e dunas.

Mesmo havendo uma hierarquia entre as leis, ainda existem algumas inconsistências relativas à aplicação das mesmas.

Como exemplo pode-se citar a Resolução CONAMA nº 303/02, art. 3º, item I e o Código Florestal Brasileiro (Lei nº 4.771/65) que determinam como área de preservação permanente e Reserva Ecológica as matas ciliares naturais em uma faixa marginal mínima de 30 m dos cursos d'água com menos de 10 m de largura e até 500 m em cursos d'água com mais de 600 m de largura. A Lei nº 6.766/79 que dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano, Capítulo II, Art. 4º, inciso III, determina 15m como faixa “*non aedificandi*”.

Neto e Funke (1998) comentam que estas medidas são conflitantes, não representando verdadeiramente “necessidades” da natureza. O mesmo ocorre nas lagoas, lagos ou reservatórios d'água, onde o Art. 3º, item II, da Resolução CONAMA nº 303/02 estabelece como reserva ecológica a faixa marginal mínima de 30 m em áreas urbanas e até 100 m em áreas rurais.

A definição do 1/3 (um terço) superior de topos de morros, montes e montanhas como Reserva Ecológica, conforme Resolução CONAMA nº 303/02, Art. 3º, inciso V, constitui outro caso de dificuldade no processo de planejamento. A determinação destes limites na cartografia não é clara e pode-se criticar a aplicação desta lei, em termos genéricos, por existirem locais, como áreas sujeitas a inundações e encostas com declividades elevadas e topos planos, onde os topos de morro poderão vir a ser as áreas mais favoráveis à ocupação (NETO E FUNKE, 1998).

Devido a estas e outras contradições notadas entre leis, percebe-se a necessidade da elaboração de uma lei única que interprete o uso e ocupação do solo através de ações cabíveis para que os municípios possam melhor ordenar o crescimento e garantir a sustentabilidade do ambiente.

2.2. SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS - SIG

Esta seção busca mostrar aspectos referentes ao uso de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) para fins de mapeamento geotécnico de grandes áreas. Apesar de ser uma tecnologia relativamente nova no Brasil, os Sistemas de Informações Geográficas já figuram como uma técnica largamente utilizada, onde a sua compreensão possibilita a visualização dos processos computacionais empregados para a criação de variados mapas temáticos.

As constantes alterações da paisagem, bem como as diferentes necessidades de informações da superfície requeridas por diversos usuários, conduzem à utilização de sistemas computadorizados que otimizam a produção e atualização de mapas.

A coleta de informações sobre a distribuição geográfica de recursos minerais, propriedades, animais e plantas sempre foi uma parte importante das atividades das sociedades organizadas. Até recentemente, no entanto, isto era feito apenas em documentos e mapas em papel. Isto impedia uma análise mais detalhada que combinasse diversos mapas e dados. Na segunda metade do século passado, com o desenvolvimento simultâneo da tecnologia de informática, tornou-se possível armazenar e representar tais informações em ambiente computacional, abrindo espaço para o surgimento do Geoprocessamento.

Neste contexto, o termo Geoprocessamento denota a disciplina do conhecimento que utiliza técnicas temáticas e computacionais para o tratamento da informação geográfica e que vem influenciando de maneira crescente as áreas de Cartografia, Análise de Recursos Naturais, Geotecnia, Transportes, Comunicações, Energia e Planejamento Urbano e Regional.

As ferramentas computacionais para o Geoprocessamento, chamadas de Sistemas de Informações Geográficas (*SIG*), permitem realizar análises complexas, ao integrar dados de diversas fontes e ao criar banco de dados georreferenciados, o que torna ainda possível a automação e a produção de documentos cartográficos.

Vários pesquisadores possuem diversas definições para Sistema de Informações Geográficas. Alguns destes conceitos, no entanto, apresentam antigas definições e não citam todos os recursos disponíveis dos sistemas atuais.

De acordo com Rodrigues (1988), o *Geoprocessamento* é tido como “a tecnologia de coleta e tratamento de informações espaciais e de desenvolvimento de sistemas que as utilizam”.

Huxhold (1991) diz que o propósito de um SIG tradicional é primeiramente e acima de tudo a análise espacial. Portanto, a captura dos dados e produção cartográfica podem ser limitadas. A capacidade de análises dos dados apóia tipicamente a tomada de decisões para projetos específicos e/ou áreas geográficas limitadas. As características da base de dados cartográficos (exatidão, continuidade, completitude, etc.) são tipicamente apropriadas para produção de mapas em pequena escala. Os dados podem estar disponíveis na forma vetorial (vetores) ou *raster* (pixels).

Uma das características básicas do *SIG* é tratar relações espaciais entre objetos geográficos, como quando se pretende cruzar mapas ou informações espaciais. Para o procedimento desta prática é necessário que, no processo de integração, sejam consideradas as relações entre as classes de cada tema, as quais se denominam relações topológicas. Os mapas correspondem às informações espaciais georreferenciadas, planos de informações temas ou *layers*. As classes correspondem a objetos geográficos como pontos, linhas ou polígonos.

De acordo com Câmara (1993), as principais funções de um SIG são:

- integrar informações espaciais de dados cartográficos, censitários, e de cadastramento, imagens de satélite, redes e modelos numéricos de terreno, numa única base de dados;
- cruzar informações por meio de algoritmo de manipulação para gerar mapeamentos derivados;
- consultar, recuperar, visualizar e permitir saídas gráficas para o conteúdo da base de dados geocodificados.

As definições de *SIGs* refletem, cada uma à sua maneira, a grande variedade de usos e visões possíveis desta tecnologia. Duas características podem ser apontadas como principais em um Sistema de Informações Geográficas:

- possibilitam a integração, em uma única base de dados, de informações geográficas provenientes de fontes diversas tais como dados cartográficos, imagens de satélites, modelos numéricos do terreno, gráficos em geral, etc.
- oferecem mecanismos para recuperar, manipular e visualizar estes dados, através de algoritmos de manipulação e análise.

As funções de processamento são naturalmente dependentes dos tipos de dados envolvidos. A análise geográfica engloba funções como superposição de mapas, ponderação, medidas (área e perímetro).

O SIG permite várias aplicações no campo do Mapeamento Geotécnico. Estas aplicações proporcionam a elaboração de mapas temáticos, cartografia geotécnica, modelagem numérica de terrenos para análise de risco, avaliação geotécnica e gerenciamento ambiental, além de possibilitarem análises como um sistema de apoio à tomada de decisões, bem como um sistema de gerenciamento de informações.

Um dos aspectos mais importantes do uso das geotecnologias é o potencial dos *SIGs* em produzir novas informações a partir de um banco de dados geográficos. Tal capacidade é fundamental para aplicações como ordenamento territorial, estudos de impacto ambiental, e outros casos em que a informação final deve ser deduzida e compilada a partir de levantamentos básicos.

Combinar dados e gerar informações novas é um dos maiores desafios do uso das geotecnologias, pois os procedimentos metodológicos de análise geográfica tradicional são, na maior parte dos casos, inadequados para o uso no ambiente computacional.

2.1. CONCEITOS UTILIZADOS EM SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS

A implementação de um *SIG* requer a integração de conhecimentos de diversas áreas da Ciência da Computação e de disciplinas relacionadas a diferentes tipos específicos de dados. Para uma melhor compreensão da utilização de um *SIG* no mapeamento geotécnico, são apresentados alguns conceitos básicos.

a) Mapas Temáticos

Os mapas temáticos são mapas que mostram uma região geográfica particionada em polígonos, segundo os valores relativos a um tema (por exemplo, uso do solo, unidades geológicas, aptidão agrícola). Os valores dos dados são geralmente inseridos no sistema por digitalização ou, de forma mais automatizada, a partir de classificação de imagens. Estes mapas constituem geralmente o resultado das análises.

b) Topologia

A topologia, segundo Burrough (1994), é a maneira pela qual diferentes elementos gráficos são relacionados entre si. Segundo o autor, todas as informações geográficas podem ser reduzidas a três conceitos topológicos básicos: ponto, linha e área.

No Sistema de Informações Geográficas, a topologia é de grande importância, pois muitas operações não necessitam de coordenadas, apenas de informações topológicas.

Para este trabalho, o sistema de informações armazena dados para o mapa utilizando uma representação topológica, onde as arestas determinam os limites das regiões.

Para definir a topologia do mapa, o *SIG* utiliza uma estrutura de dados especial, empregando nós (*nodes*), arcos (*lines*) e áreas (*polygons*). O *SIG* também contém dados atributos, além de dados geométricos espaciais, os quais são associados com os elementos topológicos, provendo maiores informações descritivas. O *SIG* permite o acesso a ambos os dados (espaciais e atributos) ao mesmo tempo e possibilita buscar o dado atributo e relacioná-lo com o dado espacial e vice-versa.

c) Atributos

De acordo com Burrough (1994), em um Sistema de Informações Geográficas, os atributos são informações não gráficas associadas a elementos representados por pontos, linhas ou áreas.

São considerados características de uma feição geográfica descritas através de números ou caracteres, e em sua maioria arquivada em formato tabular e ligada à feição (ESRI, 1996).

Para esta tese, utilizam-se os atributos das unidades geotécnicas (representada por polígonos), para descrever o comportamento do solo em tabelas de resultados de ensaios geotécnicos.

d) Objetos Vetoriais

Os objetos vetoriais são compostos por pontos, nós, segmentos lineares, cadeias, anéis e polígonos. Podem ser vistos na figura 01.

- Ponto (*Point*) - um objeto adimensional especificando localização geográfica por um conjunto de coordenadas;
- Nó (*Node*) - um objeto adimensional servindo como junção topológica a uma linha ou como ponto extremo (inicial ou final);
- Segmento Linear (*Line segment*) - uma linha reta entre dois pontos;

- Seqüência Linear (*String*) - uma seqüência de segmentos lineares sem nós;
- Cadeia (*Chain*) - uma seqüência de segmentos lineares com nó inicial e nó final;
- Anel (*Ring*) - uma seqüência de cadeias ou seqüências lineares que formam uma poligonal fechada;
- Polígono (*Polygon*) - um anel e sua área interna.

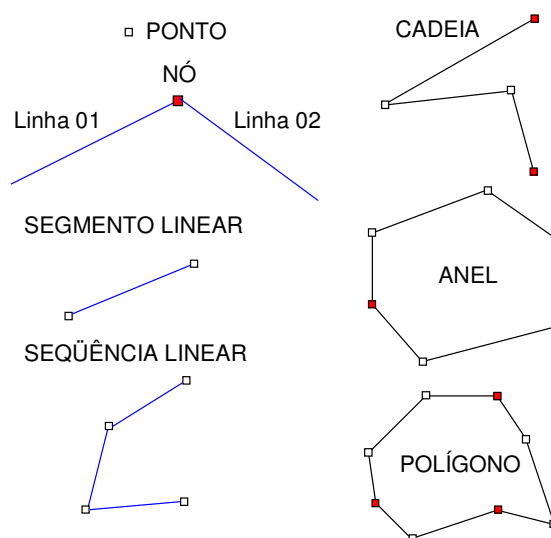


FIGURA 01. Objetos vetoriais

e) Dados Vetoriais

São dados representados por pontos e linhas que possuem registros de informação espacial caracterizados por coordenadas (x,y) em um sistema de coordenadas plano.

Estruturas vetoriais são utilizadas para representar as coordenadas das fronteiras de cada entidade geográfica através de três formas básicas; pontos, linhas e áreas (ou polígonos).

- um ponto é um par ordenado (x, y) de coordenadas espaciais. O ponto pode ser utilizado para identificar localizações ou ocorrências no espaço. São exemplos: localização de ensaios, ocorrências de doenças e localização de espécies vegetais;
- uma linha é um conjunto de pontos conectados. A linha é utilizada para guardar feições unidimensionais. De uma forma geral, as linhas estão associadas a uma topologia arco-nó;
- uma área (ou polígono) é a região do plano limitada por uma ou mais linhas poligonais, conectadas de tal forma que o último ponto de uma linha seja idêntico ao primeiro da próxima (figura 02).

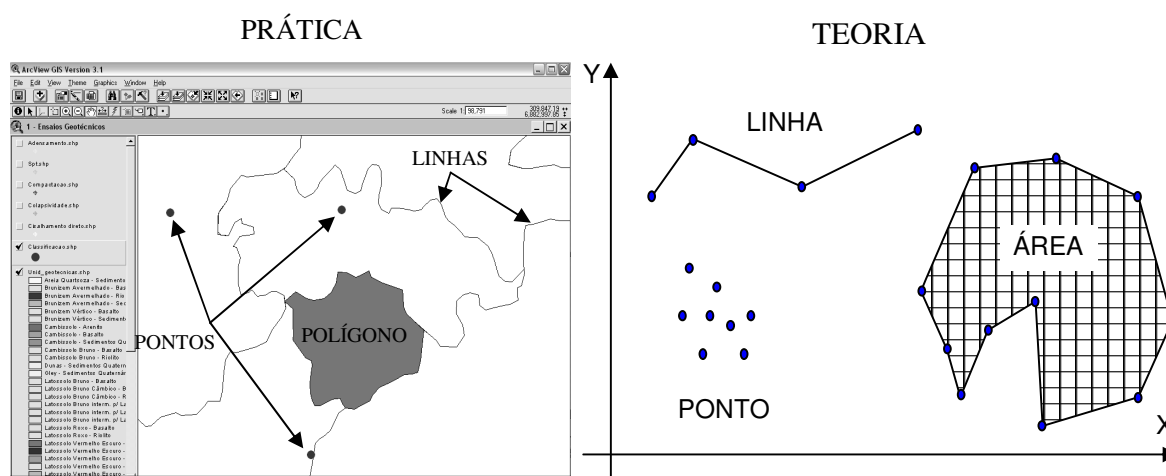


FIGURA 02. Estruturas vetoriais

f) Objetos Matriciais

As estruturas matriciais usam uma grade regular sobre a qual se representa célula a célula o elemento que está sendo representado (figura 03). A cada célula atribui-se um código referente ao atributo estudado, de tal forma que o computador saiba a que elemento ou objeto pertence determinada célula.

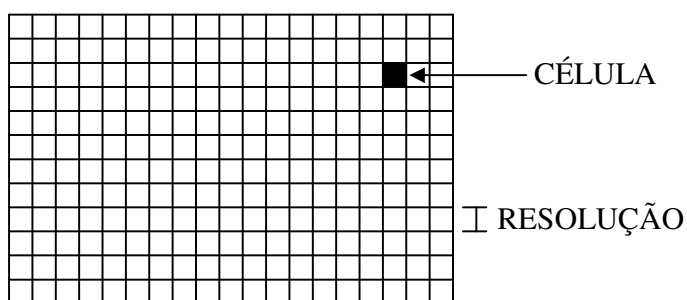


FIGURA 03. Estruturas matriciais

Na representação matricial supõe-se que o espaço pode ser tratado como uma superfície plana, onde cada célula está associada a uma porção do terreno. A resolução do sistema é dada pela relação entre o tamanho da célula no mapa ou documento e a área por ela coberta no terreno.

Os objetos matriciais podem ser divididos em:

- Elemento Matricial (*Pixel*) - um elemento bidimensional que é a menor parte não divisível em uma imagem;

- Célula do Quadriculado (*Grid cell*) - um objeto bidimensional representado num elemento de uma tesselação regular da superfície.

g) Tabela de Feições

Caracteriza-se por representar uma tabela ligada ao mapa que arquiva informações sobre o conjunto de feições (linhas da tabela) deste mapa.

Nesta tese considerou-se a criação de uma tabela de feições bem estruturada, para que seja possível a criação e adição de novos campos (*shape*) visando a implementação do banco de dados geotécnicos em trabalhos futuros.

Representação Vetorial *versus* Representação Matricial

As estruturas de dados para campos temáticos admitem tanto a representação matricial quanto a vetorial. Para a produção de cartas e em operações onde se requer maior precisão, a representação vetorial é mais adequada.

No entanto, segundo Câmara e Monteiro (2005), as operações de álgebra de mapas são mais facilmente realizadas no formato matricial, sendo que para um mesmo grau de precisão, o espaço de armazenamento requerido por uma representação matricial é substancialmente maior. A tabela 02 apresenta uma entre as vantagens da representação de mapas temáticos em meio matricial ou em vetorial.

TABELA 02. Formato vetorial e matricial - comparações (CÂMARA e MONTEIRO, 2005).

Aspecto	Formato Vetorial	Formato Raster (matricial)
Relações espaciais entre objetos	- Relacionamentos topológicos entre objetos disponíveis	- Relacionamentos espaciais devem ser interpixel
Ligação com banco de dados	- Facilita associar atributos a elementos gráficos	- Associa atributos apenas a classes do mapa
Análise, Simulação e Modelagem	- Representação indireta de fenômenos contínuos - Álgebra de mapas é limitada	- Representa melhor os fenômenos com variação contínua no espaço - Simulação e modelagem mais fáceis
Escalas de trabalho	- Adequado tanto a grandes quanto a pequenas escalas	- Mais adequado para pequenas escalas (1:25.000 e menores)
Algoritmos	- Problemas com erros geométricos	- Processamento mais rápido e eficiente
Armazenamento	- Por coordenadas (mais eficiente)	- Por matrizes

Através da figura 04 é possível observar como ocorre o processo de vetorização. Nota-se que a transição entre unidades é mais suave no modelo raster (matricial).

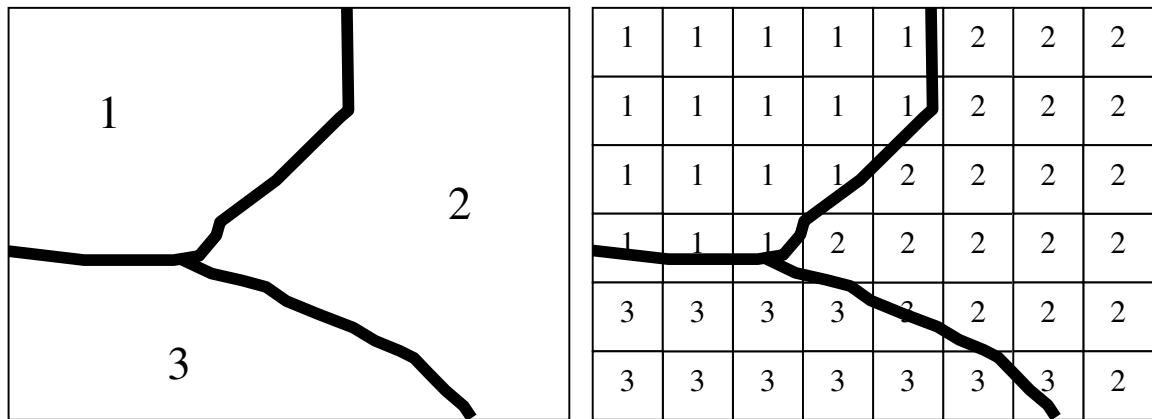


FIGURA 04. Processo de vetorização de um elemento matricial.

A resolução espacial é um outro conceito muito importante a ser considerado quando utilizados dados espaciais. Tobler (1979) define resolução espacial de dados georreferenciados (R) como o conteúdo do domínio geométrico dividido pelo número de observações, normalizadas pela dimensão espacial. O domínio geométrico representa a área coberta pelas observações, que para esta pesquisa são usados os pontos de amostragem e ensaios de campo, como tradagens e SPT. Calcula-se da seguinte maneira:

$$R = \sqrt{\frac{\text{Área}}{\text{Número_de_Observações}}} \quad [01]$$

A alta resolução está associada à maior discriminação dos elementos, portanto a um número maior de observações, e, ao contrário, a baixa resolução está associada a uma pobre discriminação dos elementos, que está associada a um número menor de observações (SILVA, 1999).

2.3. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

A organização do território exige um diagnóstico preliminar destinado a esclarecer a escolha do tipo de ocupação do solo compatível às limitações do meio (TRICART, 1977).

Nos municípios com indicativos de grande crescimento populacional é primordial o planejamento do território devido às variáveis geográficas e ambientais serem distintas em cada municipalidade.

Para efeitos de ordenamento e gestão do território municipal, atualmente é reconhecida a insuficiência da informação organizada em formato tradicional ou mesmo em formato digital.

O resultado da deficiência de informações do meio físico de forma estruturada é a ocupação do espaço pelo crescimento urbano de forma desordenada, causando uma série de conseqüências danosas à qualidade de vida da população, a curto, médio, e principalmente, a longo prazo. A urbanização acelerada intensificada nas últimas décadas tem produzido aglomerados populacionais, nos quais razões sócio-econômicas e fortes especulações imobiliárias agravam os efeitos negativos da ocupação desordenada. A característica principal deste tipo de ocupação se dá através de construções em locais com severas restrições ao uso urbano como: áreas de mananciais, encostas íngremes e áreas sujeitas à inundação (Motter et al., 2001).

A gestão dos terrenos deve contemplar a avaliação do impacto da ação antrópica nas modificações causadas ao ambiente, para então determinar uma faixa de ocupação aceitável, indicando quais as medidas e recomendações a serem adotadas para minimizar as alterações e os impactos ambientais.

Para a delimitação dessas áreas é essencial o levantamento das condicionantes do meio físico, como o solo, o relevo e a rocha, além da análise dos processos que atuam no meio a ser investigado, como a erosão, o assoreamento, as áreas de inundação e a instabilidade de encostas, assim como os impactos associados.

O mapeamento geotécnico pode ser definido como uma metodologia, em que sob forma de um mapa são representadas as principais características geomecânicas do solo, podendo ser utilizado na previsão do comportamento de polígonos de solos chamados de unidades geotécnicas, o que possibilita a sua aplicação em projetos ambientais e de engenharia.

O mapa geotécnico, segundo a UNESCO (1976), é “um tipo de mapa geológico que representa todos os componentes geológicos de significância para o planejamento do solo e para projetos, construções e manutenções quando aplicados a engenharia civil e de minas”.

Dearman e Matula (1976) citam a publicação feita pela IAEG-UNESCO em 1976, na qual, o mapeamento geotécnico deve apresentar-se como instrumento de auxílio a planejadores, sendo que as informações contidas nos mapas e cartas devem ser de fácil entendimento, objetivas e necessárias

para avaliação dos aspectos geotécnicos do ambiente, tanto no planejamento regional quanto no urbano.

Embora possa ser aplicada ao planejamento tanto urbano quanto regional, a cartografia geotécnica, no que diz respeito à representação de processos do meio físico reflete a interação destes processos com os tecnológicos. A carta geotécnica integra informações do meio físico e de uso do solo e deve ser utilizada como insumo interdisciplinar para orientar a gestão ambiental.

Como destacam Zuquette e Nakazawa (1998), as cartas e mapas geotécnicos produzidos para avaliações ambientais podem levar a mudanças significativas no projeto em questão, ou até mesmo inviabilizar a sua implementação. Em outros casos, sugerem uma investigação mais detalhada no sentido de avaliar melhor os possíveis problemas ambientais.

A cartografia geotécnica pode ser considerada genericamente como a técnica de integração, síntese e representação de informações temáticas da área de geologia de engenharia voltada para o planejamento e gestão ambiental urbana e territorial (DINIZ, 1998). Permite a formulação de modelos de previsibilidade do comportamento dos terrenos e o estudo de soluções para problemas decorrentes da intervenção de empreendimentos sobre o meio físico.

Dentre as diversas formas de classificar as cartas geotécnicas, Diniz (1998) propôs a seguinte divisão a partir de trabalhos usualmente desenvolvidos no IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas):

- carta de risco (ex: escorregamentos, afundamentos cársticos);
- carta de suscetibilidade a processos do meio físico (ex: erosão);
- carta de aptidão (ex: assentamento urbano e uso agrícola do solo).

2.3.1. METODOLOGIAS DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

O mapeamento geotécnico tem sido praticado em vários países e diferentes metodologias foram desenvolvidas ou aplicadas adaptações de metodologias efetivamente comprovadas no mundo em função das suas realidades geográficas e da grande variedade de tipos de solos.

O desenvolvimento de metodologias de mapeamento geotécnico vem sendo bastante discutido durante os últimos anos. Os trabalhos iniciais apenas abordavam os aspectos geológicos de

determinada região e sua influência na ocupação dos terrenos, podendo apresentar desde simples cartas de áreas alagadiças como, por exemplo, um banco de dados associados a um mapa digital.

Kopezinski (2000) apresenta resumidamente algumas metodologias mundiais de mapeamento geotécnico, suas mais variadas escalas e finalidade no planejamento de diferentes utilizações, porém, tendo como principal alvo o planejamento urbano e regional (Tabela 03).

Inúmeros pesquisadores desenvolveram metodologias diferentes com o objetivo de mapear o comportamento dos solos. Alguns destes métodos pioneiros estão relacionados a seguir.

TABELA 03. Principais metodologias de mapeamento geotécnico, segundo Kopezinski (2000).

METODOLOGIA	ESCALA	FINALIDADE	UTILIZAÇÃO
IAEG (Internacional)	<1:100.000 >1:10.000	Específica Multifinalidade	Planejamento urbano e regional
Francesa	Regional Local <1:100.000 >1:2.000	Específica Regional	Planejamento urbano e regional
PUCE (Austrália)	Qualquer <1:2.500.000 >1:2.500	Específica Regional	Planejamento urbano e regional
Britânica (inglesa)	>1:10.000 <1:2.500	Específica Multifinalidade	Planejamento urbano e regional
Russa	<1:100.000.000 >500.000	Específica Regional	Planejamento urbano e regional
Hinojosa e Leon	<1:1.000.000 >500.000	Específica	Planejamento e projeto de estradas
ZERMOS	>1:50.000	Específica	Movimento de massa (planejamento)
Espanhola	>1:200.000 <1:2.000	Específica Regional	Planejamento regional e territorial
USA (Kiefer)	Regional e local	Específica Regional	Planejamento urbano e regional
Canadá	Regional e local	Específica Multifinalidade	Planejamento urbano e regional

a) Método de Moldenhawer de 1919

Metodologia baseada na conversão da carta geológica da Vila de Dantzig em uma carta geotécnica. Este método tem grande valor histórico, pois embasou as técnicas modernas.

b) Esquema Groschopf

Este trabalho foi realizado em 1951, na região de Ulm, na Alemanha, com o propósito de caracterizar principalmente, um tipo de representação gráfica. O mapa geológico apresenta os materiais aflorantes, representados por cores e o substrato rochoso, por letras. Outras cartas também foram incluídas como as diferentes taxas de trabalho do solo e a velocidade de recalque do solo.

c) Metodologia Gwinner

Esta metodologia foi a primeira a utilizar termos relativos a unidades geotécnicas. Entre as unidades expressas em zonas, pode-se citar:

- zonas de fundações diretas sem recalques;
- zonas onde a consistência e a compacidade aumentam com a profundidade;
- zonas de terrenos soltos ou com alternância de camadas duras e brandas;
- zonas com possíveis escorregamentos;
- zonas não diferenciadas.

d) Metodologia ZERMOS (Zonas Expostas a Riscos de Movimentos do Solo)

Esta metodologia foi desenvolvida na França através dos trabalhos de Antoine (1975) e Humbert (1977). Possui como finalidade principal o fornecimento de detalhes de uma área relativos às condições de instabilidade, sejam potenciais ou reais, correspondentes a movimentos de massa, erosão, abatimentos e sismos, geralmente em escalas de 1:25.000 ou 1:20.000.

A Planta Zermos identifica as zonas com possibilidades ou não de instabilidade, e deve apresentar um perímetro de proteção às áreas com instabilidade declarada ou potencial (Rodrigues, 1998).

e) Metodologia PUCE (“Pattern, Unit, Component, Evaluation”)

Esta metodologia foi desenvolvida por Aitchinson e Grant (1976) na Austrália. Utiliza mapas geológicos, topográficos, solos e vegetação, além de feições de relevo e drenagens para a obtenção de uma classificação dos terrenos para uso no desenvolvimento regional e urbano. Os terrenos são agrupados em unidades denominadas de província, padrão, unidade e componente:

- Província - definida com base na geomorfologia, levando em consideração aspectos geológicos e climáticos;

- Padrão - definido com base na amplitude de relevo, padrão e densidade de drenagem;
- Unidade - baseia-se nos critérios geomorfológicos, associação de solos e formações vegetais;
- Componente - definido com base nos tipos e ângulos de escorregamentos, tipo de perfil de solo, uso da terra ou da superfície de cobertura, associação vegetal e a litologia do substrato rochoso.

f) Metodologia IAEG (International Association Engineering Geology)

Esta metodologia teve início através de uma comissão formada por alguns membros da IAEG em 1968 e seus resultados foram apresentados em 1970. Esta forma de trabalho sugere uma orientação para o mapeamento que possa ser adequada à maioria dos países e na qual os meios para a sua confecção também sejam adequados socioeconômica e tecnicamente.

A história do mapeamento geotécnico no Brasil, apesar de tratar-se de um mapa geológico, inicia-se em 1907 com o primeiro documento de geologia aplicada as obras de engenharia, que se referia ao prolongamento da estrada de ferro Nordeste Brasil.

A partir destas pesquisas pioneiras no mapeamento geotécnico, outros pesquisadores desenvolveram metodologias diversas para tentar mapear, compreender e mensurar o comportamento geomecânico dos solos.

No Brasil, contribuições significativas têm sido desenvolvidas através dos anos, pelos seguintes pesquisadores ou entidades:

- Metodologia do Instituto de Geologia da UFRJ, que pode ser consultada em Barroso (1989);
- Metodologia do IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo;
- Proposta de Zuquette (1987);
- Metodologia desenvolvida na UFRGS por Davison Dias (1995).

Alguns pesquisadores e instituições desenvolveram metodologias diferentes com o objetivo de mapear o comportamento dos solos:

- IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) – descrita no trabalho de Prandini et al (1995);
- IG (Instituto Geológico) – observada nos trabalhos de Yoshinaga et al. (1995) e Pires Neto e Yoshinaga (1995);
- UNESP (Universidade Estadual de São Paulo) – baseada nos pressupostos contidos em Cerri (1990) e Zaine (2000).

Apesar da grande quantidade de metodologias nacionais, os trabalhos de Zuquette (1987) e principalmente de Davison Dias (1995) foram os que nortearam esta pesquisa.

2.3.2. METODOLOGIA DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PROPOSTA POR ZUQUETTE (1987)

Zuquette (1987) propôs uma metodologia de mapeamento geotécnico para as condições brasileiras baseado em “*landforms*”, ou seja, feições do relevo.

Esta metodologia de mapeamento geotécnico baseia-se em informações pré-existent e fundamentais para cada região, sendo que as principais categorias de informações levantadas e analisadas dão origem aos seguintes documentos: mapas básicos fundamentais (mapas topográficos, geológicos, de águas, etc), mapas básicos opcionais (mapas pedológicos, geofísicos, geomorfológico, climático e de ocupação atual ou prevista), mapas auxiliares (mapa de documentação ou de dados), cartas derivadas ou interpretativas (cartas de erodibilidade, de fundações, de deposição de rejeitos sépticos, obras viárias, materiais para construção, etc.).

Esta metodologia realiza um levantamento através de geoprocessamento, identificação de fotografias aéreas e de trabalhos de campo com expedições *in loco* visando a identificação de unidades de solos cada vez menores nas áreas de interesse que apresentem uniformidade em função das feições de relevo.

Posteriormente, estas unidades homogêneas são associadas aos materiais inconsolidados e à litologia existente. Como resultado desta integração, muitas vezes realizada em um Sistema de Informações Geográficas, é gerado um mapa de *landforms* e um mapa de informações sobre as condições geotécnicas da área. A integração destes mapas possibilita a interpretação do comportamento geotécnico com fins de planejamento urbano.

Segundo o autor, para a elaboração das unidades geotécnicas devem ser seguidas as seguintes etapas: levantamento e análise de informações já produzidas, reconhecimentos dos atributos e identificação das unidades homogêneas. Os mapas resultantes devem apresentar preferencialmente escalas entre 1:50.000 e 1:10.000 e são apresentados de três formas:

- Mapas de condições geotécnicas gerais: retratam todos os atributos, caracterizam o meio físico, sem separar áreas similares ou indicar potenciais e limitações;

- Mapa de zoneamento geotécnico geral: representam as condições do meio físico através do zoneamento de áreas similares, segundo os atributos considerados, porém sem considerar qualquer finalidade específica;
- Mapa de zoneamento geotécnico específico ou carta de aptidão: a região é zoneada segundo condições geotécnicas que afetam uma única finalidade (fundações, estradas, etc.).

2.3.3. METODOLOGIA DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PROPOSTA POR DAVISON DIAS (1995)

Uma ferramenta importante no conhecimento das unidades geotécnicas consiste na utilização da Pedologia como ciência orientadora do comportamento dos solos.

Alguns pesquisadores utilizam-se desta ferramenta como acessório na formulação do mapa geotécnico, porém, poucos exploram a fundo esta ciência para uma melhor caracterização do comportamento geomecânico dos solos.

O uso de pedologia associada a geologia e a topografia, contribuindo para a interpretação dos resultados laboratoriais obtidos de amostras de solos com perfis identificados pela pedologia é abordado por Yoder e Witzack (1975).

As pesquisas desenvolvidas por Davison Dias (1985, 1986, 1987, 1989 e 1993), permitiram o desenvolvimento de uma Metodologia de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas para os solos tropicais denominada de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas.

Esta metodologia demonstra ser uma forma abrangente para que se formulem estimativas de unidades geotécnicas, com o objetivo de prever o comportamento do solo relacionando-o com a sua gênese.

A metodologia de mapeamento geotécnico de grandes áreas proposta por Davison Dias (1995) baseia-se na formulação de um mapa temático geotécnico, onde os mapas litológico, oriundo de um mapa geológico, e pedológico são utilizados para a formulação de unidades geotécnicas com estimativas de comportamento geomecânico.

Através da Geomorfologia, norteada pela Pedologia, o mapa possibilita a modelagem de seqüências topográficas típicas para cada região de estudo, baseada em curvas de nível e geologia

local. Levando-se em consideração que existem variações dos tipos de solos de acordo com a declividade, indiretamente esta metodologia utiliza-se das feições de relevo (*landforms*) de Zuquette (1987) para caracterizar o solo.

Em suma, a metodologia utiliza-se principalmente do cruzamento dos mapas geológico e pedológico e indicações de comportamento do solo para que se obtenha um terceiro mapa de estimativa de comportamento dos solos, o mapa geotécnico.

A classificação geotécnica não deve ser confundida com a classificação pedológica, fato possível devido a origem das mesmas e a conseqüente semelhança na simbologia.

As unidades pedológicas são utilizadas com a finalidade de caracterização do solo com fins predominantemente agrônômicos, enquanto as unidades geotécnicas abordam o comportamento frente a utilização do solo em obras de engenharia, com a finalidade da obtenção de parâmetros que possam mensurar características do comportamento hidráulico e mecânico do material.

A diferenciação vertical entre os horizontes do solo, que definem o perfil, tem sido muito utilizada como critério principal de classificação e mapeamento do solo. Tal diferenciação é também verificada lateralmente, sendo fundamental considerá-la nos estudos das relações genéticas entre o solo e os demais elementos constituintes do meio natural: o substrato geológico, o relevo, a vegetação, o comportamento hídrico e, assim possibilitar a interpretação de vários processos da dinâmica superficial como erosões, escorregamentos, colapsos, e demais fenômenos do meio físico relacionados com as diferentes formas de interferências da ação humana.

Desta forma, os solos, de uma maneira geral, ocorrem compondo unidades ou seções delimitáveis por meio de características morfológicas dos horizontes pedológicos, e características físicas e químicas determinadas através de ensaios em campo ou laboratoriais.

A espessura dos horizontes e a diferenciação vertical e lateral entre outros, são atributos igualmente importantes, utilizados na caracterização, classificação e mapeamento dos solos.

É necessário que haja um entendimento final de que as propriedades dos solos podem apresentar variações de local para local. Salienta-se que os resultados obtidos através da metodologia de mapeamento geotécnico, somente fornecem subsídios para uma estimativa de comportamento e não podem ser usados como valores de projeto.

Vários trabalhos, dissertações e teses adotaram esta metodologia de mapeamento geotécnico como base de suas pesquisas. Entre eles Orlandini (1990), Pinheiro (1991), Azevedo (1990), Bastos

(1991), Duarte (1999), Dassoler da Silva (2000) Valente (1999), Lima Jr. (1997), Guaresi (2004), Abitante (1997), Higashi (2002a) e Santos (1997).

Esta técnica de mapeamento geotécnico é comprovada por vários trabalhos, estudos e práticas de campo, e constitui a base geotécnica para o desenvolvimento da metodologia proposta na presente tese. Porém, é necessário que haja um entendimento final de que as propriedades dos solos podem apresentar variações de local para local.

2.3.4. APLICAÇÕES ESPECÍFICAS DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Este item apresenta algumas aplicações específicas de mapeamentos geotécnicos empregados em diferentes locais tais como mapas de erosão, estabilidade de encostas, compressibilidade, materiais para a pavimentação e mapas geoambientais.

As pesquisas são apresentadas e relacionadas às escalas, métodos, softwares e mapas temáticos empregados no processo de mapeamento.

a) Planejamento Territorial

A expansão territorial necessita do conhecimento de parâmetros geotécnicos que podem auxiliar na indicação de áreas mais favoráveis para a ocupação racional do solo, onde esta orientação possibilita a adequação dos tipos de solos a serem solicitados de maneira mais adequada.

A técnica do mapeamento geotécnico aplicado ao planejamento das formas de ocupação dos terrenos deve ser implementada com rigor adequado e com maior frequência, considerando-se como fundamental um melhor conhecimento das metodologias e sistemáticas utilizadas em tal procedimento (ZUQUETTE e GANDOLFI, 1988).

O mapeamento geotécnico aplicado às áreas urbanas é um importante instrumento da engenharia, que representa a expressão prática do conhecimento geomecânico do solo aplicado à gestão de problemas impostos pelo seu uso. Tem como objetivo a previsão dos fenômenos geotécnicos que precisam ser evitados ou minimizados, baseando-se nas características geomecânicas dos solos.

A partir de mapas que apresentam as características geotécnicas dos solos, é possível direcionar o crescimento do território, muitas vezes traduzido pelo movimento da mancha urbana, para áreas mais seguras, tanto no aspecto geotécnico como no ambiental.

Desta forma, os estudos geotécnicos prevêm a potencial utilização da área mapeada, tendo em vista as mais variadas características geotécnicas, como resistência ao cisalhamento, compressibilidade, infiltração de água, susceptibilidade à erosão, utilização de determinados tipos de solos como jazidas para a pavimentação, entre outras, estando sua plena aplicação apenas dependente dos tipos de informações adquiridas e das escalas empregadas.

A carência de informações é um fator impeditivo para o desenvolvimento de muitos projetos, que acabam por permanecerem arquivados, visto que o custo para obtenção dessas informações básicas é muito alto.

Para Bachion (1997), as principais dificuldades enfrentadas para a realização do mapeamento geotécnico estão relacionadas à falta de base topográfica adequada, de conhecimento técnico dos profissionais envolvidos no planejamento, de legislação para punir a ocupação inadequada e que fere o ambiente, além da escassez de informações existentes.

As informações iniciais mais importantes para qualquer tipo de mapeamento geotécnico aplicado ao mapeamento territorial, são oriundas do sensoriamento remoto: imagens de satélite e fotos aéreas, uma vez que possibilitam a composição de um mapa base.

Além das escalas e dos níveis de informações que um mapeamento geotécnico requer, outra característica importante no planejamento territorial reside na compreensão da dinâmica urbana de uma localidade. As interações entre vetores de crescimento da mancha urbana e os tipos potenciais de solos a serem utilizados, devem ser analisados com o objetivo de constatar a tendência local de crescimento do centro urbano.

Alguns trabalhos foram realizados na tentativa de compreender a relação entre a mancha urbana e o comportamento dos solos através do mapeamento geotécnico. A interação do mapeamento geotécnico com a mancha urbana das cidades pode ser entendida como um produto geralmente empregado apenas para a determinação da capacidade de carga de diferentes tipos de solos. Na realidade, outras utilizações podem ser vinculadas ao seu uso, como a estimativa de solos potencialmente erosivos, zonas de inundação, posicionamento do lençol freático, infiltrabilidade, entre outras características.

O mapa de áreas para futura expansão do centro urbano é um instrumento que fornece subsídios para o planejamento territorial. Sua função é auxiliar na determinação do zoneamento do uso e ocupação do solo, na delimitação do perímetro urbano e no direcionamento do vetor preferencial de expansão urbana, além de orientar a Prefeitura Municipal na seleção de áreas para instalação de futuros conjuntos habitacionais e loteamentos populares.

O mapa de favorabilidade à ocupação da planície costeira do Distrito de Ingleses-Rio Vermelho, em Florianópolis/SC, foi elaborado por Gré e Castinho (2005). Algumas unidades geotécnicas foram mapeadas a fim de auxiliar a ocupação do solo local devido a falta de um Plano Diretor que leve em conta a aptidão física à ocupação urbana dos depósitos geológicos presentes na área. Embora não tenham sido realizados ensaios geotécnicos de espécie alguma, os autores apresentam o mapa com base na legislação que define as Áreas de Preservação Permanente (APP).

Os trabalhos realizados por Pacheco (1998) enfatizam alguns processos associados ao uso do solo, à utilização da cartografia geotécnica na gestão urbana e ambiental, e algumas metodologias utilizadas adequadas às condições brasileiras. O autor analisa separadamente as questões relacionadas a erosões, assoreamento, estabilidade de taludes, subsidências e colapsos, contaminação de aquíferos e disposição de resíduos.

Higashi e Figueiredo (2003) desenvolveram um mapa geotécnico do município de São Francisco do Sul com o objetivo de analisar preliminarmente os possíveis impactos ambientais decorrentes da ocupação de determinadas áreas. Principalmente as características geotécnicas que estavam relacionadas a erodibilidade dos solos foram avaliadas, tentando prever quais tipos de solos poderiam ser solicitados mecanicamente.

O estudo de áreas degradadas a partir de cartografia geotécnica foi discutido por Brollo et al. (1998). Neste trabalho são apresentados métodos e produtos que têm sido utilizados pelo Instituto Geológico da Secretaria do Meio Ambiente do Estado de São Paulo (IG-SMA) para o estudo de áreas degradadas com aplicações ao planejamento territorial de diferentes regiões do estado de São Paulo.

Outros mapeamentos geotécnicos que serviram de apoio ao planejamento territorial urbano, podem ser vistos na tabela 04.

TABELA 04. Algumas cartas geotécnicas e suas aplicações específicas no planejamento urbano.

CARTA GEOTÉCNICA	ANO	ESCALA	PROBLEMÁTICA	ELABORAÇÃO
Morros de Santos e São Vicente	1979	1:5.000	Escorregamentos	IPT
Aptidão ao uso urbano da Grande São Paulo	1985	1:50.000	Erosão e escorregamentos induzidos em cortes e aterros	IPT
Município de São José, SP	1985	1:25.000	Áreas de risco ocupadas por favelas	RMSP e IPT
Guarujá, SP	1989	1:20.000	Erosão e sedimentação costeira	IPT e Instituto Geológico
Campo Grande, MS	1990	1:25.000	Nível do lençol freático e boçorocas	Prefeitura de Campo Grande e IPT
Petrópolis, RJ	1992	1:150.000/ 1:20.000/ 1:10.000	Estabilidade de taludes	Prefeitura de Petrópolis

O mapeamento tendo como base a geotecnia é apenas um dos levantamentos que devem ser feitos para atestar a adequabilidade dos terrenos de um determinado local. Outros tipos específicos de levantamentos devem ser realizados, com o propósito de serem determinadas mais áreas de possibilidade de expansão territorial.

Objetivando subsidiar o planejamento urbano quanto aos condicionantes físico-ambientais, Noris et al. (2001) indicaram diretrizes para o desenvolvimento sustentável do município de Manaus através de fotointerpretação, mapeamento de campo para identificação de problemas geotécnicos, banco de dados de imagens, fotografias e banco de dados de poços tubulares profundos realizadas pela Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais. Os mapas gerados através dos SIGs IDRISI e ArcView são cartas geotécnicas da área urbana de Manaus apresentadas em escala de 1:10.000, além de um banco de dados geológico-geotécnico e aplicativo multimídia para disseminação da carta geotécnica.

Foram utilizados por Vieira e Kurkdjian (1993) os estudos multitemporais através da interpretação visual de áreas urbanas a partir de transparências de imagens de satélite LANDSAT. Estas análises resultaram em informações acerca da expansão urbana do município de Ubatuba-SP, ocorrida entre os anos de 1973, 79, 84 e 1989. Foram mapeadas as classes urbana construída e não urbana, mostrando o potencial da análise de imagens de satélite em estudos de crescimento urbano.

Objetivando auxiliar no planejamento urbano e territorial através da revisão do Plano Diretor do município de São Carlos (SP), Röhm e Liporaci (2004) criaram mapas geológicos e/ou do substrato rochoso e pedológico utilizando SIGs e aumentando as escalas dos mapas pré-existentes. Os mapas gerados estão em escala de detalhamento de 1:10.000, enquanto os mapas anteriores, na época de criação do Plano Diretor, apresentavam-se apenas na escala de 1:25.000.

Paula e Cerri (2004) apresentaram uma carta geológico-geotécnica de determinada área inserida no município de Rio Claro (SP) objetivando o auxílio do parcelamento urbano. Esta carta apresenta 5 unidades, dentre as quais, uma delas é delimitada com base em aspectos legais da Lei Federal nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979 (Lei Lehman) e do Plano Diretor de Desenvolvimento de Rio Claro (Rio Claro, 1992) implantado pela Lei municipal nº 2492/92.

Dellabianca et al. (2004) apresentam um estudo da evolução do uso do solo na Bacia do rio São Bartolomeu no Distrito Federal através de técnicas de análise multitemporal. Para analisar a ocupação da região elaboraram cartas de uso do solo e vegetação de diferentes épocas (1986 e 2002) através de imagens de satélite, comparando-as com a carta de vulnerabilidade do DF obtida através de estudos anteriores. As imagens apresentam resolução de 30m para imagem do ano de 1986 e 15m para a de 2002, o que possibilitou a geração de mapas finais na escala de 1:40.000 em ambiente SIG.

Um banco de dados de resultados de ensaios geotécnicos georreferenciados para a cidade do Rio Grande/RS foi implementado por Bastos et al. (2005). Em ambiente SIG foram criadas 15 unidades geotécnicas visando a utilização do mapa como ferramenta de planejamento, gestão municipal e para estudos geotécnicos prévios aplicados a obras de infra-estrutura urbana e rural e de novos empreendimentos públicos e privados no município.

De uma forma geral, observa-se que o mapeamento geotécnico visando o planejamento territorial tem sido realizado em diferentes escalas e considera diversas condicionantes como a erosão, a infiltrabilidade, o nível do lençol freático e principalmente a estabilidade de encostas. Estes mapeamentos são normalmente analisados a partir de mapas e imagens que possibilitam a visualização do uso atual do solo. Na maior parte dos casos, a aplicabilidade dos mapas está restrita à utilizações emergenciais, sendo raramente mapeadas áreas desocupadas ou de ocupação rarefeita.

b) Áreas de Erosão

A crescente urbanização nas cidades associada à falta de estrutura urbana em novos loteamentos e conjuntos habitacionais, além da suscetibilidade intrínseca dos solos, cria uma situação extremamente favorável ao desenvolvimento de processos erosivos de grande porte.

A falta de planejamento no processo de expansão urbana, relativa à construção de conjuntos habitacionais em terrenos de alta declividade, cabeceiras de drenagem, ou mesmo sem a instalação da infra-estrutura necessária, é um dos fatores responsáveis pelo desencadeamento das erosões. Tais processos dão origem a feições erosivas de grande porte, que também se tornam barreiras ao crescimento urbano, exigindo custos altos para sua recuperação.

Em muitas cidades, as erosões promovem situações de risco para a comunidade ante o seu grande poder destrutivo, ameaçando habitações e obras públicas, transformando-se em uma condicionante de extrema importância na limitação para a expansão urbana, e assentamento de obras de infra-estrutura.

O assoreamento dos cursos d'água e reservatórios, dentro da área urbana ou nas suas periferias, e a destruição ou entupimento da rede de galerias, agravam ainda mais os problemas causados pela erosão, pela promoção de enchentes, concentração de poluentes, e perda de capacidade de armazenamento d'água dos reservatórios de abastecimento público (Salomão e Iwasa, 1995).

Segundo Santoro (1991), em muitos municípios brasileiros a gravidade pela ocorrência de boçorocas urbanas chega a constituir um dos principais condicionantes da expansão urbana e assentamento de obras de infra-estrutura.

O mapeamento geotécnico tem demonstrado que é possível minimizar e corrigir, mas principalmente prevenir e caracterizar os efeitos do desenvolvimento de processos erosivos e os danos causados à ocupação dos terrenos.

A partir do mapeamento geotécnico de Campinas, município de São Paulo, Santoro (2001) elaborou dois documentos cartográficos: a carta de suscetibilidade natural à erosão hídrica do solo e o mapa de uso e ocupação do solo. Estes mapas, analisados conjuntamente, possibilitaram estabelecer as diretrizes para o planejamento urbano do município. Neste trabalho foram utilizadas cartas de declividade, de geologia (substrato rochoso), de pedologia e o cadastro da existência de algum processo erosivo instalado no local. O mapa geotécnico final apresenta polígonos que classificam de baixa a alta a suscetibilidade do solo à erosão hídrica.

Almeida e Rodrigues (1998) utilizaram a metodologia de Zuquette (1987) para, através do mapa geotécnico da região de Casa Branca (SP), criar uma carta temática de potencial à erosão dos solos em escala de 1:25.000. Esta carta indica as porções do terreno mais frágeis e, portanto, merecedoras de maiores cuidados no momento da sua ocupação (rural ou urbana). Utilizaram ensaios de caracterização em laboratório, saídas a campo para a identificação dos perfis de solos e outros mapas temáticos, como o de substrato geológico, carta de potencial ao escoamento superficial e carta de zoneamento geotécnico geral, para resumir a área em cinco classes quanto ao potencial à erosão pluvial. A estas classes foram criadas com a atribuição de pesos para cada fator controlador do processo erosivo.

Parizzi et al. (2001) construiu o mapa geológico e o mapa de uso e ocupação do solo para a Bacia do Ribeirão da Mata, Região Metropolitana de Belo Horizonte com o objetivo de propor diretrizes para um melhor aproveitamento do solo, levando-se em conta o desenvolvimento sustentável, servindo de base para a execução de Plano Diretor Intermunicipal. Utiliza-se de análise matricial para a elaboração de cartas temáticas em escala de 1:30.000. Notou que há uma maior concentração dos processos erosivos no domínio do Complexo Granito-Gnáissico Indiferenciado, demonstrando maior susceptibilidade à erosão do solo residual destas rochas. O autor ressalta que tais solos geralmente são arenosos e pouco coesos possibilitando até a contaminação do aquífero pela sua elevada porosidade.

Geralmente os mapeamentos encontrados na literatura são voltados ao mapeamento de processos erosivos em áreas que apresentam indícios destes processos. Raramente é encontrado um mapeamento preventivo, em casos onde a ocupação ainda é pequena como meio de direcionar ou restringir o uso do solo.

Canil e Ridente (2001) realizam o diagnóstico preliminar dos processos erosivos do município de Presidente Venceslau, em São Paulo, para o estabelecimento de um plano de prevenção e controle de erosão, auxiliando no planejamento ambiental do município, com vistas à conservação dos recursos hídricos e do solo. Neste trabalho foram também considerados aspectos da legislação existente referente ao uso do solo (Legislação Urbanística do Município – Lei 838/69) e de mananciais (Uma Nova Política de Mananciais – Lei 9.866/97) para a definição de um mapa de áreas para futura expansão urbana.

Oliveira e Pinto (2004) analisaram as alterações do uso do solo da bacia hidrográfica do Ribeirão São João (SP) através de sensoriamento remoto, geoprocessamento e modelo EUPS

(Equação Universal de Perdas de Solos). Tomando-se como base as técnicas de análise temporal, verificaram a evolução do uso do solo e através de mapa de classes de potencial natural de erosão indicaram a ocupação do solo permissíveis para dois cenários analisados (1962 e 1996).

Observa-se que a grande maioria de mapeamentos levantados pela bibliografia atual não são utilizados ensaios para a previsão da susceptibilidade à erosão do solo. Geralmente, são empregadas apenas cartas de declividade, modelos digitais do terreno, pedologia, geologia, e imagens de satélite e fotos aéreas, algumas destas derivando para análises multitemporais, para a compreensão do comportamento do solo.

c) Estabilidade de Encostas

A expansão dos centros urbanos de forma desordenada ocasiona diversos problemas de ordem geotécnica. Como maior consequência tem-se o agravamento das dificuldades relacionadas ao uso e ocupação de encostas, trazendo sérios danos para o município e colocando em risco a vida dos moradores através de processo de instabilização de taludes.

A avaliação e análise de risco através de mapas constituem uma etapa fundamental para a adoção de políticas e medidas adequadas para a redução dos efeitos dos desastres naturais.

A cartografia geotécnica busca representar de forma gráfica o potencial do ambiente físico frente às influências antrópicas, visando a mitigação de problemas futuros e possibilitando a economia de recursos. Neste cenário, a previsão da ocorrência dos deslizamentos vem assumindo importância crescente no mapeamento geotécnico. No entanto, há diferentes concepções do problema e diversas formas de investigação.

Ferramentas de geoprocessamento são utilizadas por Calijuri et al. (2001). Em seu trabalho é apresentado um sistema de registro e visualização de dados geotécnicos aplicado ao processo de mapeamento de riscos geológicos para a cidade de Viçosa, Minas Gerais. Utiliza o software *GeoCamp* (Administrador de fichas geotécnicas de campo) para gerenciar o cadastro obtido com um extenso levantamento de campo, no qual foram visitados e caracterizados os 68 pontos de estudo considerados mais críticos em termos de estabilidade de taludes e intensa ocupação urbana em áreas de altas declividades. Para o desenvolvimento e testes desta ferramenta foi utilizado como piloto o mapeamento de risco geológico urbano e mapas de declividade, visando a aplicabilidade em ferramentas SIG.

Bastos et al. (1998) realizam para o município de Caxias do Sul – RS um zoneamento de áreas de risco à instabilidade de encostas e inundação. Nesta pesquisa executou-se um levantamento de campo através de fotos dos locais que apresentam riscos, e as principais razões para a instabilidade de taludes, rolamento e queda de blocos e erosão de cada ponto. Para a formulação da carta final de zoneamento de risco, utilizou-se, além da carta geológico-geotécnica, o mapa de isodeclividades em escala de 1:500, seguindo a proposição do IPT (CUNHA, 1991). Como resultado foram apresentadas 4 classes de risco (baixo, médio, alto e risco à inundação).

O mapeamento geológico-geotécnico, na escala 1:10.000, voltado especificamente para os processos de escorregamentos nas encostas da cidade do Rio de Janeiro, é realizado por Amaral e Lara (1998). Esta pesquisa objetivou o subsídio de definições sobre potencial de ruptura de taludes naturais e escavados, análises sobre frequência de escorregamentos e também decisões ligadas ao gerenciamento do risco geológico. Para a execução deste mapeamento foi levantada uma extensa quantidade de mapeamentos pré-existentes, resultando em 20 teses de pós-graduação e 100 trabalhos de Congressos nacionais e internacionais, fotos aéreas oblíquas, mapeamento de campo e definição dos materiais geológicos com potencial e frequência de ocorrência de escorregamentos semelhantes.

Gomes (1998) apresenta um mapeamento geotécnico em escala de 1:25.000 através da caracterização de perfis de intemperismo de uma área destinada à expansão em estado avançado de ocupação. Segundo o autor, esta ocupação avançada favorece a ocorrência de uma série de problemas ambientais, tais como: erosão, assoreamento, poluição de recursos hídricos, escorregamentos, etc. Para solucionar esta problemática, foram definidas 20 unidades geotécnicas de materiais inconsolidados onde cada unidade é representada por um perfil típico de alteração contendo informações como espessura, textura, índices físicos e comportamento geotécnico. Para a caracterização dos solos, além dos ensaios de granulometria e densidade real das partículas, realizou ensaios na Metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995) que possibilitaram a sua classificação em solos de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico.

O mapeamento de zonas de risco no norte, leste e oeste do município de São Paulo (SP) foi realizado por Cerri et al. (2004). Neste trabalho foram mapeadas 112 áreas de encosta e margens de córregos através de investigações geológico-geotécnicas de superfície apoiadas em dados anteriores e observações de campo. Como resultado final da pesquisa, foram apresentados setores de risco com atribuição da probabilidade de ocorrência de processos de instabilização, principalmente escorregamentos em encostas ocupadas e solapamento de margens de córregos.

Saito et al. (2005) realizam um levantamento dos assentamentos precários no maciço central da ilha de Santa Catarina através do Sistema de Informações Geográficas IDRISI. Em ambiente SIG a susceptibilidade à instabilidade de encostas do Morro da Cruz foi analisada através do cruzamento de mapas temáticos dos aspectos físicos para serem empregados para fins de planejamento e medidas preventivas de acidentes.

Apesar do grande número de trabalhos na área de mapeamento geotécnico que envolve a análise de áreas de risco à instabilidade de encostas, poucas são as pesquisas onde parâmetros de resistência como coesão e ângulo de atrito do solo são determinados.

Devido à grande variação das condicionantes que regem os parâmetros de resistência dos solos com a profundidade, a delimitação em áreas através de unidades de solos de mesmo comportamento geomecânico torna-se uma tarefa difícil e pouco confiável.

Normalmente, estes estudos são realizados apenas tendo como base alguns elementos cartográficos, como mapas de declividade e modelos tridimensionais do terreno, além de imagens de satélite e fotos aéreas.

Cabe salientar a importância da utilização conjunta de documentos cadastrais, elementos cartográficos e ensaios geotécnicos de campo e/ou laboratório para a geração de mapas que apontem tanto áreas seguras para a ocupação quanto áreas de risco localizadas em encostas.

d) Solos Compressíveis

O estudo dos recalques dos solos visando o melhor emprego de elementos de fundações é muito pouco explorado pelo mapeamento geotécnico.

Os poucos trabalhos apresentados no meio científico são relativos à localização de solos moles hidromórficos e principalmente a identificação do potencial de colapso de unidades de solos, sem a utilização de muitos ensaios geotécnicos.

O zoneamento dos materiais inconsolidados presentes na área urbana de Ilha Solteira foi apresentado por Oliveira e Lollo (2001 e 2002). A pesquisa distinguiu parcelas do terreno que apresentavam materiais com comportamento geotécnico diferenciado, especialmente no que diz respeito à sua colapsibilidade. Para descrever os materiais foi efetuado o levantamento e a interpretação de trabalhos anteriores de prospecção geotécnica efetuadas na área urbana de Ilha Solteira (especialmente sondagens de simples reconhecimento), além de mapas geológicos, geotécnicos, fotos aéreas e o cadastramento de processos de colapso já registrados na área.

Lollo e Rodrigues (2002) apresentam um estudo da colapsibilidade do solo do município de Ilha Solteira-SP utilizando-se de técnicas de avaliação do terreno (baseado no reconhecimento, interpretação e análise de feições do relevo - *landforms*). Esta técnica é usada para a identificação preliminar de ocorrências do fenômeno com base na interpretação de fotografias aéreas, seguida de uma caracterização dos perfis de alteração das unidades de solo encontradas no local. Para descrever de forma quantitativa o comportamento colapsível do solo, amostras deformadas e indeformadas extraídas de nove poços exploratórios, com sete metros de profundidade, foram separadas para ensaios de compressão unidirecional, caracterização e compactação. Como resultado da pesquisa, foi apresentada uma relação entre as unidades de solos geradas e elementos de terreno com potenciais ou coeficientes de colapsibilidade citados na literatura técnica.

Mendes e Lorandi (2004) utilizam Sistemas de Informações Geográficas para realizar mapeamento do potencial de colapso do maciço de solos de São José do Rio Preto (SP). Para a delimitação de universos geotécnicos foram coletados 1283 relatórios de sondagens de simples reconhecimento e realizados ensaios oedométricos para determinação do potencial do colapso. Como resultando final da pesquisa foi apresentada uma carta com classes de adequabilidade à ocupação dos solos, cuja classificação varia de favorável à restritiva, baseada no potencial de colapso.

O mapeamento dos solos que apresentam características expansivas e de colapsibilidade no estado de Pernambuco é realizado por Amorim et al. (2005). Para tal, o autor utiliza-se de mapas geológicos e pedológicos e da metodologia de Zuquette (1987) para a criação de três níveis de suscetibilidade ao fenômeno em ambiente SIG, gerando duas cartas de zoneamento, que possibilitam ao poder público ter subsídios para o controle destes riscos geológicos.

Através dos trabalhos levantados observa-se que o mapeamento geotécnico visando a determinação de unidades de solos de mesma característica de compressibilidade é quase que exclusivamente direcionado ao fenômeno da colapsibilidade em solos de horizonte B profundo. Para a estimativa do comportamento dos solos tais mapeamentos geralmente utilizam-se de ensaios através de prensa oedométrica, diferentemente do que é observado para os demais tipos de mapeamentos.

Cabe ainda ressaltar a importância da integração do mapeamento geotécnico e ensaios que determinam o comportamento colapsível para os solos residuais localizados no horizonte C. Apesar destes solos comumente não proporcionarem elevados valores de redução brusca de volume com a

sua saturação, alguns autores como Bastos (1991) apresentam resultados de índice de colapso, que ultrapassam o valor limite do critério estipulado por Vargas (1974).

e) Materiais para Pavimentação

Os materiais utilizáveis na construção, recuperação e conservação de rodovias são na maioria das vezes, encontrados nos próprios trechos ou em jazidas próximas aos mesmos. Em cada região, a escassez ou abundância destes materiais depende quase que exclusivamente das características geológicas e pedológicas locais.

Por sua natureza linear, uma rodovia pode atravessar uma grande variedade de solos, que apresentam diferentes características e propriedades distintas, e podem responder diferentemente às solicitações impostas pelas obras de engenharia.

Visto que os métodos de investigação de subsuperfície são onerosos, os métodos de superfície através dos mapeamentos geotécnicos devem ser explorados ao máximo, pois, além de seu baixo custo, são muito eficientes para a identificação de áreas que possam apresentar problemas geológico-geotécnicos.

Os mapeamentos geotécnicos possibilitam reunir um grande número de informações sobre a área, bem como auxiliam na investigação de subsuperfície, fornecendo as melhores diretrizes para a sua execução e indicando os locais onde estas devem ser concentradas.

Abitante et al. (1998) realizam um mapeamento geotécnico da porção catarinense da carta Erexim, obtido de Abitante (1997), ressaltando o uso da pedologia em estudos geotécnicos rodoviários. O autor ressalta que as estimativas do comportamento geomecânico dos solos objetivando anteprojeto no meio rodoviário são, historicamente, baseadas na geologia e na experiência pessoal dos técnicos envolvidos no projeto. Seu estudo propõe a utilização de pedologia e resultados de ensaios de caracterização do solo para a formulação de um mapa geotécnico com unidades de comportamento conhecido. Afirma que através do emprego deste mapa em uma obra rodoviária é possível a busca das melhores jazidas para a utilização na pavimentação.

Para a cidade de São Paulo, Carregã (1998) desenvolve uma carta geotécnica visando auxiliar no planejamento urbano de obras viárias. Em sua pesquisa utiliza mapas de declividade, geologia, pedologia e geomorfologia para a criação de mapa geotécnico em escala de 1:10.000, ordenando as unidades através de classes (não aplicável, favorável, medianamente favorável e desfavorável). O mapa elaborado pelo autor apresenta ocorrências de áreas de empréstimo ou

jazidas de materiais que serão necessários à execução dos diversos tipos de pavimentos, bem como a distância de bota-foras.

Viviani et al. (1998) fazem uso da tecnologia dos Sistemas de Informações Geográficas para um estudo realizado nas estradas rurais não-pavimentadas do município de São Carlos, região central do Estado de São Paulo. A partir do levantamento dos dados básicos do município como curvas de nível, pedologia, estradas não-pavimentadas, limites do município, área urbana e de um levantamento de campo, foram gerados diversos mapas temáticos. Com o auxílio dos recursos do SIG o trabalho identificou os pontos mais críticos, através do módulo de consulta condicionada, correlacionando-os à pedologia de cada trecho de estrada.

Barbosa e Cerri (2004) apresentaram uma carta geológica-geotécnica para empreendimentos rodoviários, tendo como foco de análise a rodovia Wilson Finardi (SP-191), no trecho entre os municípios de Charqueada a Batovi, correspondente a 23 km, tendo como área de influência 1.000 metros para cada lado do traçado. Para a elaboração deste mapa foram utilizados mapas topográficos, declividade e fotos aéreas, permitindo a criação de um mapa de feições de relevo, que integrado ao mapa geológico gerou o mapa geológico-geotécnico em escala de 1:25.000.

A utilização de geoprocessamento no mapeamento da distribuição espacial das características e classes geotécnicas de solos do Distrito Federal foi descrita por Filho e Souza (2004). A pesquisa classificou os solos com base em resultados de ensaios de limites de Atterberg e granulometria, e na classificação HRB (Highway Research Board) (ASTM, 1988).

Higashi e Davison Dias (2003b) realizaram uma estimativa do comportamento dos solos do município de Tubarão através de ferramenta SIG visando o planejamento e implantação de rodovias. Nesta pesquisa foram descritas as principais características dos solos, tendo como aspectos analisados a sua utilização como material de jazidas e fundação dos pavimentos.

A aplicação específica do mapeamento geotécnico para fins de pavimentação está relacionada normalmente a projetos de estradas a serem executados em um curto prazo. Estes projetos visam a construção e/ou a duplicação de vias existentes, e raramente são observados mapeamentos de solos que possuem qualidades próprias para o seu emprego em obras de pavimentação tendo em vista aplicações futuras, como realizado geralmente no planejamento urbano.

Desta forma, ressalta-se a importância do conhecimento do comportamento geomecânico dos solos em um município através da aplicação do mapeamento geotécnico, objetivando os benefícios

resultantes de análises econômicas, tais como as análises de proximidade e volume de jazidas, resultante da delimitação de polígonos de solos de mesmo comportamento no estado compactado.

f) Banco de Dados de Sondagens SPT

A utilização de banco de dados em geotecnia é uma ferramenta que auxilia no armazenamento, tratamento e integração das informações produzidas pelas atividades geotécnicas (ZUQUETTE e BASTOS, 2002).

As Sondagens de Simples Reconhecimento, também denominadas Sondagens SPT (Standard Penetration Test) consistem em sondagens geomecânicas que têm como objetivo reconhecer as variações verticais de resistência dos materiais inconsolidados do subsolo, a profundidade do nível d'água na época da perfuração, e a profundidade do impenetrável.

Os dados deste tipo de ensaio podem ser utilizados tanto na área geotécnica, quanto na ambiental, ou para qualquer tipo de obra de engenharia que solicite mecanicamente o solo.

O mapeamento e o banco de dados de sondagens num ambiente SIG têm o caráter multifinalitário, pois são informações que deverão contribuir, de forma relevante, nos trabalhos relacionados à gestão urbana sobre águas subterrâneas, comportamento das águas subsuperficiais rasas, aterros sanitários, implantação de edificações com fundações rasas e /ou profundas, implantação de loteamentos, definição de áreas impróprias à ocupação urbana para alguma finalidade específica, implantação de obras enterradas, tais como redes de distribuição de águas de abastecimento, de águas servidas, redes elétricas, entre outras, destacando-se o uso e ocupação de áreas urbanas com elevado índice populacional.

Almeida e Albrecht (2002) apresentam um banco de dados georreferenciado de sondagens de simples reconhecimento (SPT) em um Sistema de Informação Geográfica (ArcView e ACCESS) com o objetivo de aproveitar essa estrutura como subsídio ao planejamento urbano. O trabalho utilizou como fonte de dados os relatórios de sondagens existentes fornecidos pelas empresas que atuam no ramo de prospecção geotécnica em Cuiabá-MT. Como produto final foi criado um ambiente SIG que permite ao usuário vários tipos de correlações entre os dados das sondagens e cartas geológico-geotécnicas e urbanísticas em escala de 1:25.000, de tal maneira que possam ser facilmente acessados e manipulados interativamente para várias finalidades, através do mapa de localização das sondagens georreferenciadas

A bacia do Itacorubi, em Florianópolis (SC), foi mapeada com o auxílio de um Sistema de Informações Geográficas por Dassoler da Silva (2000). O mapa geotécnico gerado teve como base a metodologia proposta por Davison Dias (1995) e as estimativas de unidades geotécnicas foram corrigidas através de um banco de dados de sondagens SPT coletados em diversas empresas da região.

Observa-se que no Brasil a prática de implantação de banco de dados de sondagens SPT ainda é precária, principalmente pelas dificuldades na obtenção das informações do meio físico junto aos órgãos executores de sondagens. Na maioria dos casos as empresas não reconhecem a importância dessas informações para a comunidade científica, sendo comum a falta de referência geográfica dos pontos de sondagens executados e até mesmo o abandono do acervo após determinado período.

2.4. OCUPAÇÃO DOS SOLOS EM REGIÕES COSTEIRAS DE RELEVO MOVIMENTADO

Nas regiões costeiras que apresentam o relevo mais íngreme são constatados com maior frequência solos residuais com perfis mais rasos, ou seja, com o horizonte C mais próximo à superfície, como os Cambissolos e Podzólicos.

Do ponto de vista geotécnico, este tipo de horizonte merece uma atenção maior em razão dos inúmeros relatos científicos que envolvem os seguintes aspectos:

- a) Estabilidade de encostas naturais;
- b) Erodibilidade dos solos residuais;
- c) Compressibilidade dos solos residuais;
- d) Uso dos solos residuais para obras de pavimentação.

2.4.1. ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NATURAIS DE SOLOS TROPICAIS ORIGINADOS DE ROCHAS GRANÍTICAS

Nas regiões tropicais e subtropicais ocorre o desenvolvimento de um profundo manto de alteração das rochas devido à intensa atuação do intemperismo formando horizontes de solos. Estes solos apresentam-se não saturados e possuem uma parcela de resistência dependente da sucção.

A sucção é condicionada ao grau de saturação do solo, e desta forma, também é dependente do regime pluviométrico, podendo ter o seu valor reduzido a zero quando há precipitação intensa de chuvas e saturação do solo. Desta forma, a ocupação dos solos residuais requer cuidados, principalmente no que diz respeito à estabilidade de encostas.

Deslizamentos em encostas naturais ou escavadas representam um dos fenômenos naturais ou induzidos que mais repercutem na comunidade científica e na sociedade, gerando indagações sobre as causas, e as soluções a serem tomadas para a estabilização ou prevenção.

Nos dias de hoje, muito progresso já foi obtido neste campo, porém, os parâmetros que regem a estabilização de encostas são de difícil domínio e por diversas vezes mostram-se diferentes do esperado. Isto pode ser atribuído à gênese do solo envolvido, principalmente se este for um solo residual de regiões tropicais.

A análise da estabilidade de encostas necessita da compreensão da resistência ao cisalhamento dos solos que pode ser expressa pela equação de *Coulomb* (02). Nessa equação, a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo define os parâmetros c e ϕ que representam, respectivamente, a coesão entre as partículas do solo e o ângulo de atrito entre as mesmas. Esses parâmetros são características intrínsecas do solo, e são dependentes de outras propriedades e atributos, como textura, estrutura, teor de matéria orgânica, densidade, mineralogia e conteúdo de água.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad [02]$$

Os métodos que analisam a estabilidade dos taludes necessitam do conhecimento destes parâmetros de resistência, tornando necessária a realização de ensaios laboratoriais ou de campo para a determinação de um fator de segurança.

Neste capítulo são levantados alguns estudos que apresentam análises relativas aos parâmetros de resistência dos solos originados de rochas graníticas, principalmente referentes ao horizonte C de Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos também estudados nesta tese.

2.4.1.1. Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Originados de Rochas Graníticas

A resistência ao cisalhamento dos materiais integrantes de um perfil de intemperismo de rochas como as graníticas e as gnáissicas, é influenciada por diferentes fatores que variam em função do grau de intemperismo, assim como os mecanismos atuantes que condicionam a falha do material (DEARMAN et al, 1978).

Nos primeiros estágios de intemperismo, a resistência passa a ser controlada pelas descontinuidades, que podem ser representadas pelas juntas e zonas de fraqueza.

A resistência ao cisalhamento dos solos saprolíticos é condicionada pelo avanço do intemperismo na rocha. Entretanto, as descontinuidades reliquiares presentes na massa de solo ainda exercem grande influência em sua resistência (DEARMAN et al, 1978).

Segundo Milititsky (1985) os principais fatores dos quais depende a resistência ao cisalhamento de solos lateríticos e saprolíticos são o grau de saturação, estrutura do solo, grau de intemperismo e a composição química e mineralógica.

Os perfis de intemperismo são bastante heterogêneos e imprevisíveis, podendo conter materiais com grande variabilidade de resistências e uma estrutura típica da rocha de origem, principalmente o granito, o que dificulta o estabelecimento de critérios de análises.

Os solos tropicais apresentam tipicamente comportamento geomecânico distinto dos solos sedimentares estudados em regiões de clima temperado. Muitos solos tropicais são produtos do intemperismo químico da rocha matriz, formando solos residuais. Estes solos podem ser transportados a curtas distâncias e depositados, produzindo massas coluvionares. Alguns ambientes, quando processos pedológicos atuam sobre o solo residual e colúvios, podem produzir solos de comportamento laterítico (MARTINELO et al., 2004).

Segundo Hercher e McNicholl (1995), o horizonte residual, de alteração da rocha, pode causar vários tipos de dificuldades em todos os estágios dos projetos de engenharia, desde a investigação passando pela execução e manutenção das obras.

Segundo Dearman et al. (1978), existem diversos fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de perfis de solos, sendo o principal o grau de intemperismo. Os fatores estão ligados diretamente aos processos pedológicos de formação, como a laterização, gleização, plintização, entre outros, que fazem com que o solo tenha uma estrutura própria para cada tipo de processo.

Vaughan (1985) menciona que uma das grandes dificuldades do entendimento do comportamento dos solos residuais é a existência de um intercepto de coesão efetiva (c'), além de alguma resistência drenada não confinada.

A cimentação devido ao acúmulo de sesquióxidos e à presença de minerais hidratados tem grande efeito no comportamento, tanto de solos lateríticos quanto de solos saprolíticos, segundo Mitchel e Sitar (1982). Nos horizontes mais intemperizados, a cimentação faz com que muitos solos tropicais apresentem resistências elevadas e baixa compressibilidade, além de afetar diretamente a distribuição granulométrica, a plasticidade, o arranjo dos vazios, a drenagem dos perfis e as propriedades de compactação dos solos.

No entanto, Lee e Coop (1995) afirmam que, mesmo sem a presença de agentes cimentantes, as partículas de alguns solos residuais podem ser mantidas juntas devido ao embricamento (*interlocking*) existente em uma escala microscópica. Esse embricamento resulta da ausência de erosão e transporte na gênese dos solos residuais, o que implica na formação de partículas angulares e sub-angulares. Em outros casos, como em se tratando de minerais argilosos, as ligações entre as partículas são feitas através de forças eletrostáticas.

Yapa et al. (1995) e Fukumoto (1996) observaram que para tensões de cisalhamento elevadas, ocorre ruptura dos grãos de feldspato, interferindo no comportamento tensão-deformação de solos saprolíticos de granito.

Lo (1970) destaca que uma grande dispersão de resultados relativos a parâmetros de resistência é esperada em materiais que contenham fissuras. Caso o corpo de prova possua uma descontinuidade orientada na direção do plano de ruptura, a resistência pode tender a um valor mínimo. Em outro extremo, caso o corpo de prova esteja intacto, sem descontinuidades em seu interior, a resistência corresponderia a um máximo. Este fato adquire particular importância quando relativo às dimensões das amostras ensaiadas. Quanto menor for o corpo de prova utilizado, maior tende a ser a dispersão dos resultados.

Conforme o trabalho clássico de Skempton (1964), a tensão cisalhante em um ensaio de cisalhamento direto depois de ultrapassada a resistência ao cisalhamento de pico, diminui com o

aumento dos deslocamentos até atingir um valor mínimo, o qual se mantém constante mesmo após grandes deslocamentos. Este valor é denominado “resistência ao cisalhamento residual”.

Lupini et al. (1981) identificaram três tipos de mecanismos de mobilização da resistência residual em solos. Estes mecanismos foram denominados: turbulento, transicional e deslizante. Os autores mostram que o comportamento da resistência ao cisalhamento residual dos solos é comandado pela proporção entre partículas lamelares e rotundas e pelo coeficiente de atrito entre as partículas. Solos com elevada quantidade de partículas lamelares apresentam comportamento deslizantes e baixos valores de ângulo de atrito interno residual (ϕ_r), tipicamente entre 5° e 20°. Solos com alta proporção de partículas rotundas apresentam comportamento turbulento e ϕ_r geralmente superior a 25°. Em solos onde não há um formato dominante de partícula, o mecanismo de cisalhamento é o transicional, com comportamentos deslizante e turbulento atuando simultaneamente em diferentes partes da zona de cisalhamento.

Rigo (2000) destaca os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento residual dos solos. Dentre os que exercem maior influência, foram destacados a composição mineralógica, a composição química da água presente nos poros, a velocidade de cisalhamento, a fração argila, o índice de plasticidade e o nível de tensões normais ao plano de cisalhamento. O autor também menciona trabalhos que comprovaram que a história de tensões e o estado inicial da amostra não exercem influência significativa sobre a resistência ao cisalhamento residual. Deve-se ressaltar que a maioria desses resultados relacionados na literatura internacional refere-se a solos sedimentares de regiões de clima temperado ou misturas de materiais (BRESSANI et al., 2001).

Os solos não saturados apresentam uma pressão negativa denominada sucção. A sucção é proveniente das forças capilares, da água adsorvida e da água associada à estrutura do solo e está intimamente relacionada ao teor de umidade e ao grau de saturação, condicionando a resistência às condições ambientais (BASTOS, 1991).

Sandroni (1985) in Bastos (1991) comenta que a redução no intercepto coesivo devido à perda da sucção por inundação é clara em ensaios a altas tensões confinantes. Em níveis mais baixos de tensões, outros efeitos, como a destruição das cimentações, podem disfarçar a influência da sucção.

Segundo Nunes (1975), os principais fatores responsáveis pelo aumento temporário da resistência do solo são as forças capilares, as forças eletromagnéticas de superfície e a presença de alguma substância cimentante, como óxidos de ferro e os carbonatos.

2.4.1.2. Resistência ao Cisalhamento dos Horizontes Residuais de Solos do Complexo Granito-Gnaisse

Para os solos residuais de granito da região sul do Brasil são destacados os ensaios em horizonte C e B realizados em prensa de cisalhamento direto por Raimundo (2002), Beviláqua (2004), Santos (1997), Meirelles e Davison Dias (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991) apresentados na tabela 05.

Raimundo (2002) salienta a importância da qualidade da amostragem dos solos para a realização de ensaio de cisalhamento direto. Em seu estudo, o autor tenta fazer com que o plano de cisalhamento imposto pela caixa de cisalhamento coincida com a superfície argilizada do horizonte C de granito, obtendo assim resultados mais significativos em retroanálises de estabilidade de taludes. O trabalho concluiu que nos taludes de solos residuais de Florianópolis (SC), a ruptura ocorre no contato entre o solo e a rocha, mas principalmente, quando existe a presença de diques de diabásio, que podem confinar a água, elevando a pressão neutra.

Outra questão importante relativa aos solos residuais de granito é a sua redução da coesão com a inundação do solo. Nas amostras ensaiadas por Santos (1997), foi observada grande redução de todos os valores de coesão, tanto do horizonte C quando para o B. A partir de seus resultados observou-se que a perda da coesão é relativamente maior no horizonte C, pela sua menor evolução pedológica, muitas vezes resultando em valores nulos. Os solos do horizonte B apresentam-se mais evoluídos, formando microagregados de partículas de solo, apresentando maiores teores de argila.

Para os solos residuais do Complexo Granito-Gnaisse e Migmatitos da região de Porto Alegre, Bastos (1991) ressalta os elevados valores de coesão verdadeira encontrados. Mesmo com a inundação do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto a coesão apresentou valores da ordem de 71,5kPa. As envoltórias de resistência encontradas são tipicamente curvas. Em baixas tensões verticais verificou um comportamento dilatante e picos de resistência nas curvas tensão *versus*

deformação em ensaio de cisalhamento direto. As pressões limites a este comportamento tenderam a crescer com o pré-adensamento, porém não apresentaram relação direta.

TABELA 05. Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada (RAIMUNDO, 2002; BEVILÁQUA, 2004 e SANTOS 1997; MEIRELLES e DAVISON DIAS, 2004; DAVISON DIAS, 1987 e BASTOS, 1991).

Localidade	Rocha de origem / Horizonte	Coesão (KPa)		ϕ (Graus)	
		Nat	Inund	Nat	Inund
Cacupé ¹	Granito / horizonte C	28,9	5,2	35,9	35,9
	Diabásio / horizonte C	26,5	4,8	30,9	35,9
Jardim Guarani ¹	Granito / horizonte C	42,25	16,82	36,7	32,4
	Granito (plano argiloso)	8,14	2,12	37,7	26,6
Araquãs ²	Granito / horizonte C	25	3	33,2	32
Córrego Grande ²	Granito / horizonte C	24	2	54,6	37,3
S. Lagoa ²	Granito / horizonte C	20	14	37	34,4
Serrinha ²	Granito / horizonte C	58	12	34,7	34,4
SC - 401 ²	Granito / horizonte C	22	0	39,2	40,1
Praia Mole ²	Granito / horizonte C	11	7	48	43,3
João Paulo ²	Granito / horizonte C	18	4	38,6	37,3
Cacupé ²	Granito / horizonte C	18	6	37,1	35,2
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	92,3	16	27	32
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	17,9	0	36	35
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	8,9	-	42	-
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	25,6	-	37	-
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B	37,1	32,5	25	25
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B/C	33,1	20,4	30	28
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte B	-	9,1	-	34
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte C	-	4	-	30
Amostra 1 ⁴	Granito / Horizonte C	21,6	15,9	41,5	30,9
Amostra 2 ⁴	Granito / Horizonte C	22,7	4,16	41,3	30,4
Amostra 3 ⁴	Granito / Horizonte C	46,9	6	30,9	35,4
POA Ponta Grossa ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	-	-	-
CD ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	20,7	38	36
CL ⁵	Granito / Horizonte C	43,5	36,5	41	35
CT ⁵	Granito / Horizonte C	61,9	34,4	35	29
Algarve ⁶	Granito / Horizonte C	-	0,87	-	46,5
Algarve ⁶	Granito / Horizonte B	-	2,03	-	36
PVg ⁷	Granito / Horizonte C	43,5	29	34	30

Autores: ¹Raimundo et al. (2002) / ²Beviláqua (2004) / ³Santos (1997) / ⁴Meirelles e Davison Dias (2004)/ ⁵Bastos (1991) in

²Beviláqua (2004)/ Bastos (1991)/ ⁷Davison Dias (1987).

Realizando ensaios apenas em solos do horizonte C de granitos de Florianópolis, Beviláqua (2004) verificou três tipos distintos de curvas tensão-deformação:

- curvas com picos acentuados de resistência que ocorrem a baixas tensões normais ao plano de cisalhamento, que na maioria das vezes ocorrem sem a inundação do corpo de prova;
- curvas que apresentam quedas suaves de resistência depois de alcançado o valor máximo. Observa-se que estas curvas não chegam a caracterizar um pico de resistência;
- curvas caracterizadas pela resistência crescente até o fim da ruptura, geralmente encontradas durante a realização dos ensaios com tensões normais elevadas.

Em seu estudo são observados baixos valores de coesão com a inundação do solo, onde os maiores valores foram obtidos de amostras coletadas no morro da Lagoa da Conceição, em Florianópolis/SC, com 14kPa de coesão inundada.

Estudos realizados por Sandroni e Maccarini (1981) em um solo residual de gnaiss mostraram que o mesmo pode apresentar dois tipos de comportamento de tensão-deformação. No primeiro comportamento o solo apresenta um pico de resistência bem definido que ocorre para pequenas deformações. Em termos de variação de volume, o solo apresenta uma leve compressão inicial seguida de expansão. No segundo comportamento, o solo atinge resistência máxima com grandes deformações, associadas à compressão volumétrica significativa.

Davison Dias (1989) discorre sobre o comportamento das curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal determinadas através do ensaio de cisalhamento direto. A autora relata que estas curvas são influenciadas pela estrutura do solo que, quanto mais sensível, menos apresenta picos pronunciados nos ensaios no teor de umidade natural e no inundado. Para solos mais estruturados, podem ocorrer picos, mesmo quando inundados, diferentemente do que ocorre quando o solo não apresenta estrutura estável. Em baixas tensões verticais é comum ocorrer a dilatação nos solos com estrutura menos sensíveis.

Davison Dias (1987) explica o comportamento das curvas para os solos de regiões tropicais. Solos lateríticos mais arenosos, geralmente não apresentam picos acentuados nessas curvas por possuírem uma estrutura mais sensível. Solos lateríticos menos arenosos possuem uma estrutura menos sensível, conseqüentemente apresentam picos para alguns níveis de tensões. Solos lateríticos com uma forte estruturação, variável na massa do solo, podem apresentar ocorrência de pico (em solos mais estruturados), ou uma resistência constante após atingir o valor máximo, podendo ainda ocorrer um crescimento de resistência até o final do ensaio.

2.4.1.3. Determinação dos Parâmetros de Resistência dos Solos Tropicais Originados de Rochas Graníticas

Dada a sua simplicidade operacional, uma técnica usualmente empregada na obtenção de envoltórias de resistência dos solos é o ensaio de cisalhamento direto. Porém, apesar de amplamente difundida, tal ferramenta possui reconhecidas limitações, onde dentre as principais está a não medição da pressão neutra.

Segundo Lambe (1951), dentre os métodos existentes (cisalhamento direto, triaxial, compressão e torcional), o cisalhamento direto e o triaxial são os ensaios mais utilizados para a determinação dos parâmetros de cisalhamento c e ϕ e, por conseguinte, da resistência do solo ao cisalhamento.

Bastos (1991) ressalta que os ensaios triaxiais consolidados não-drenados com medida de pressão neutra são também bastante utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos residuais de granito e gnaisses. Contudo, quando estes solos apresentam granulometria mais grosseira, dificultando a condição da amostragem, os anéis metálicos do ensaio de cisalhamento direto possibilitam o confinamento do solo, permitindo a coleta de amostras.

Em sua pesquisa, o autor optou pelo uso do ensaio de cisalhamento direto por alguns motivos:

- A natureza repetitiva do ensaio, que propicia a realização de um maior número de ensaios em mais amostras, aumentando a representatividade da investigação;
- A permeabilidade destes solos. Os ensaios no teor de umidade natural representam bem as condições de drenagem no campo;
- A condição de inundação, que bem representa as condições mais desfavoráveis encontradas por estes solos não saturados;
- A não aplicação de contrapressões na tentativa de saturação completa desses solos. Esta técnica, usada em grande parte dos ensaios triaxiais de rotina, tem efeito comprometedor na estrutura das amostras.

Os ensaios de cisalhamento direto, por serem mais repetitivos, possibilitam um maior número de amostragem e ensaios, o que favorece o estudo de solos residuais lateríticos e saprolíticos heterogêneos (DAVISON DIAS, 1988).

2.4.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS RESIDUAIS

A compressibilidade dos solos residuais é uma propriedade muito complexa e importante na geotecnia, principalmente no que diz respeito à sua aplicação na engenharia de fundações.

Para esta tese a compressibilidade dos solos residuais, considerados não-saturados, foi analisada levando-se em consideração duas grandezas de variação de volume do solo causadas por intermédio de cargas aplicadas por elementos de fundações:

- Compressibilidade Sob Compressão Confinada;
- Colapsibilidade.

2.4.2.1. Compressibilidade Sob Compressão Confinada dos Solos Residuais

Neste trabalho é utilizado o termo compressibilidade sob compressão confinada ao invés de adensamento, uma vez que nos solos residuais a deformação ao longo do tempo é pequena. Os recalques totais ocorrem nos primeiros minutos devido à rápida saída de água, relativa à grande porosidade que os solos tropicais e subtropicais apresentam.

Segundo Santos (1997), uma peculiaridade dos solos tropicais e subtropicais é que, apesar do elevado teor de finos obtidos na análise granulométrica, esses solos apresentam comportamento semelhante ao dos solos puramente granulares encontrados na literatura clássica de Mecânica dos Solos. Essa diferença de comportamento tem origem na sua pedogênese e é consequência da estruturação dos solos desenvolvidos nas condições de clima tropical. A estrutura porosa torna os solos permeáveis apesar da elevada proporção de finos. Isto ocorre porque os micro-agregados, constituídos por partículas muito pequenas cimentadas por óxidos de ferro se comportam como partículas individuais no solo, formando macroporos entre eles.

O estudo realizado por Higashi e Davison Dias (2003) comenta a existência de micro-agregados nos solos do norte do Rio Grande do Sul através da análise de resultados de ensaios de granulometria. Através dos valores resultantes dos ensaios observam que o teor de areia fina aumenta significativamente quando não é utilizado o defloculante na etapa da sedimentação, que para alguns casos, como o dos solos da localidade de Cruz Alta, o aumento é de cerca de 30%.

A permeabilidade dos solos não-saturados é discutida por Kochen (1985). Seu estudo apresenta conclusões de que a passagem de água através dos solos é função de uma série de fatores, dentre os quais se incluem:

- tipo de solo;
- condições de compactação (no caso de solos compactados);
- estrutura (no caso de solos naturais);
- índice de vazios;
- grau de saturação.

Nos diferentes estudos pesquisados sobre a compressibilidade dos solos residuais, as características mais evidentes são (BASTOS, 1991):

- Os solos saprolíticos são, em geral, menos compressíveis que os solos sedimentares de mesma classificação clássica (LUMB, 1962 e DEARMAN et al., 1978);
- Os solos dos horizontes superficiais apresentam valores de compressibilidade relacionados à estrutura de origem pedogenética (DAVISON DIAS, 1987 e 1989);
- Geralmente são solos bem permeáveis, apresentando dissipação de poropressão e recalques a curto prazo (LUMB, 1962; SOWERS, 1963; RUDOCK, 1967; DEARMAN et al., 1978; DAVISON DIAS, 1987 e 1989);
- Existência de um pré-adensamento virtual (VARGAS, 1951 e 1973; SOWERS, 1963; RUDOCK, 1967; MILITITSKY, 1985; DAVISON DIAS, 1987 e 1989; NOVAIS-FERREIRA e FONSECA, 1988; BLIGHT, 1989).

Os solos residuais diferem do comportamento mecânico padrão explicado inicialmente pela geotecnia, o que torna necessário um estudo cauteloso sobre suas particularidades. Segundo Vaughan (1985), os principais aspectos do comportamento dos solos residuais que não podem ser explicados à luz dos modelos desenvolvidos na Mecânica dos Solos clássica são:

- a presença de um intercepto de coesão efetiva (c'), além de alguma resistência drenada não confinada;
- a existência de uma tensão virtual de pré-adensamento, a qual, da mesma forma que a coesão, não está relacionada à história de tensões.

Fredlund (1979) propôs a divisão da Mecânica dos Solos convencional em duas categorias distintas: a Mecânica dos Solos Saturados e a dos Solos Não-Saturados devido às grandes diferenças entre os comportamentos dos solos residuais (Vaughan, 1985).

A Mecânica dos Solos Não-Saturados se caracterizaria por apresentar pressão neutra geralmente negativa. Comenta ainda que essa diferenciação é necessária devido ao comportamento essencialmente diferente observado para essas duas categorias de solos. Enquanto um solo saturado apresenta duas fases (a líquida e a sólida), um solo não-saturado apresenta quatro fases: a sólida, a líquida, a gasosa e a película capilar (ou interface água-ar).

O conceito relativo à pressão de pré-adensamento foi desenvolvido para solos sedimentares argilosos, perdendo o significado para os solos residuais, pois não compreende os processos de formação deste tipo de solo (VARGAS, 1951).

O valor da pressão verificado em ensaios oedométricos, abaixo do qual se observa proporcionalidade entre decréscimos das pressões aplicadas na razão logarítmica, foi definido por Vargas (1951) como pressão de *pré-adensamento virtual*. Esta grandeza pode ser originada no momento da formação dos solos, devido ao fenômeno de eluviação-iluviação (migração de elementos ao longo da vertical em um perfil de solo), ou ainda, decorrente de um ressecamento.

A curva pressão normal *versus* índice de vazios final dos solos residuais é muito suave, de raio longo, o que dificulta a determinação da pressão de pré-adensamento virtual que estes solos apresentam. Segundo Beviláqua (2002), os métodos gráficos de Pacheco Silva e Casagrande não definem com propriedade esta grandeza, possibilitando o surgimento de um intervalo entre os valores achados.

Nos solos residuais são encontradas dificuldades também na determinação do coeficiente de adensamento (C_v) nos solos residuais bem drenados, pois a compressão primária, mesmo para os solos ensaiados na condição inundada, é processada em um curto espaço de tempo (DAVISON DIAS, 1987).

Especificamente para solos de granito, as características de compressibilidade quantificadas pelos índices de compressão e recompressão são muito variáveis. Bastos (1991) comenta que estas características são influenciadas por diferentes fatores, como heterogeneidade do intemperismo, macroestrutura de origem pedológica, cimentação, sucção, tensões residuais e índice de vazios.

Lee e Coop (1995) afirmam que mesmo sem a presença de agentes cimentantes, as partículas de alguns solos residuais podem ser mantidas juntas devido ao embricamento (“*interlocking*”)

existente em uma escala microscópica. Esse embricamento resulta na ausência de erosão e transporte na gênese dos solos residuais, o que implica na formação de partículas angulares a sub-angulares. Em outros casos, como quando se trata de minerais argilosos, as ligações entre as partículas são feitas através de forças eletrostáticas.

De acordo com Vaughan (1985), o padrão de comportamento observado nos resultados de ensaios realizados em solos residuais é compatível com aqueles obtidos em solos que apresentam ligações fracas entre as partículas. Em se tratando de solos residuais, essas ligações são herdadas da rocha de origem ou formadas por cimentação desenvolvida no processo de intemperismo.

2.4.2.2. Colapsibilidade dos Solos

O processo de colapso de solos costuma resultar em recalques significativos em fundações de obras civis, sendo bastante comum nos solos arenosos e alguns solos argilosos porosos que ocorrem em boa parcela do Brasil.

Neste trabalho, pretende-se constatar a ocorrência do colapso em solos residuais de granito do município de Tubarão através de ensaios oedométricos visando a execução de fundações nos solos que serão ocupados pela mancha urbana. Para tanto, os ensaios foram efetuados em prensa de adensamento com amostras indeformadas, inundando-se os corpos de prova em vários estágios de carregamento.

Casagrande (1932) apresentou de forma esquemática a microestrutura de um solo colapsível (silte argiloso), previamente carregado antes de ser inundado e após a inundação (figura 05).

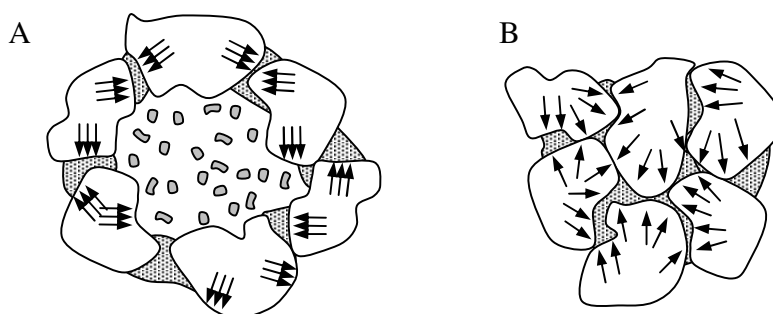


FIGURA 05. Estrutura do solo carregado antes da inundação (A) e após a inundação (B)
(modificado de CASAGRANDE, 1932).

Na prática, as fundações diretas implantadas em solo colapsível podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente podem sofrer um recalque adicional, em geral de considerável magnitude, devido ao aparecimento de uma fonte de água que passa a inundar o solo. Possíveis causas para essa inundação podem ser citadas, como por exemplo: a ruptura de condutos de água ou esgoto, a infiltração de água pela chuva, fissuras e trincas em reservatórios enterrados, ascensão do lençol freático, entre outras causas (CINTRA et al., 2005).

O colapso visualizado de uma forma prática através da análise do comportamento de um elemento de fundações é ilustrado pela figura 06. A sapata sofre o recalque normal por compressão do solo sob a atuação da tensão admissível (σ_a), porém, com a ruptura de um conduto de água após tempo t_1 , ocorre a inundação do solo e, por conseguinte, o colapso da estrutura do solo, sem qualquer alteração da tensão aplicada pelo elemento de fundação.

O colapso é definido como um fenômeno caracterizado pela brusca redução de volume do solo, devido ao ganho de umidade, com presença ou não de sobrecarga. Solos que sofrem esse tipo de mecanismo são chamados de solos colapsíveis (FEDA, 1966; DUDLEY, 1970; ARMAN e THORNTON, 1973; NUÑES, 1975).

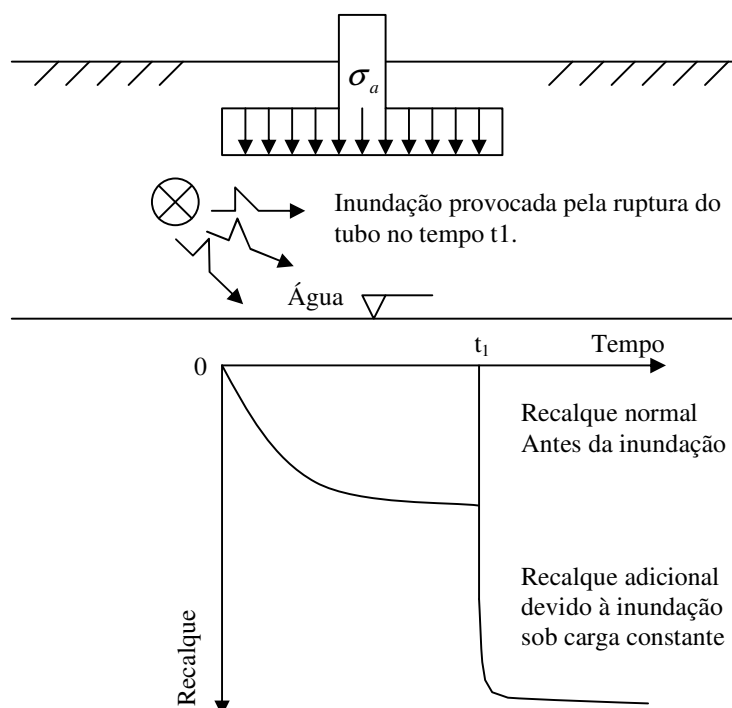


FIGURA 06. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (JENNINGS e KNIGHT, 1975).

Além da conceituação tradicional do colapso, com inundação sob carga constante, Cintra (1998) afirma que é possível considerar o caso em que a inundação precede ao início do carregamento. Havendo inundação prévia, a colapsibilidade manifesta-se não por um recalque abrupto, pois não há descontinuidade da curva tensão *versus* recalque, mas pelo aumento da deformabilidade e conseqüente redução da capacidade de carga, conforme ilustrado esquematicamente na figura 07.

Os solos colapsíveis são geralmente caracterizados como não saturados, com estrutura porosa e potencialmente instável, e que tendem a apresentar uma brusca redução de volume quando submetidos ao umedecimento, com ou sem adição de carregamento (CLEMENCE e FINBARR, 1981). Cabe salientar que na literatura geotécnica o termo colapso tem sido empregado algumas vezes para designar outro tipo de recalque, produzido somente por acréscimo de carregamento. Cintra (1998) observa que é interessante utilizar o termo colapso criteriosamente, exclusivamente nos casos onde o fenômeno for provocado pela inundação do solo.

O colapso é provocado pela introdução de um agente (geralmente a água), capaz de reduzir a ação dos mecanismos de suporte, que faz com que os grãos sejam capazes de deslizar em direção aos espaços vazios (VILAR, 1975). Vargas (1974) chama a atenção para o fato de que a partir de um certo nível de tensões não se observa colapso significativo. Considera que, acima de determinados valores das pressões aplicadas, são destruídas as ligações estruturais, tendo a inundação pouco efeito na dissolução das cimentações e/ou meniscos capilares.

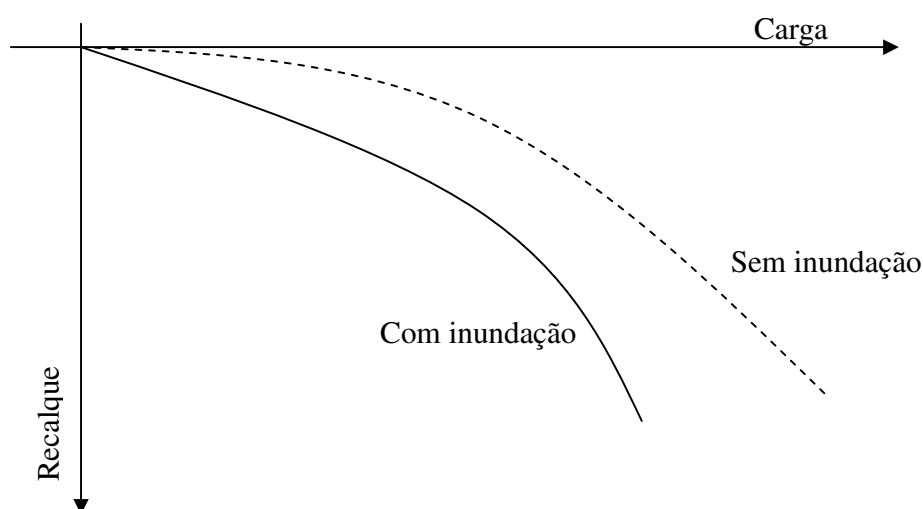


FIGURA 07. Prova de carga em solo colapsível previamente inundado (modificado de CINTRA, 1998).

Segundo Dudley (1970) e Costa (1986), dois pontos principais configuram o solo como colapsível: uma estrutura porosa (representada através de um elevado índice de vazios) e um teor de umidade menor que o necessário para sua completa saturação.

Lawton et al. (1992) completa esta afirmação descrevendo quatro condições necessárias para que o colapso ocorra:

- a) existência de uma estrutura não saturada porosa e potencialmente instável;
- b) tensões totais suficientes para causar o colapso;
- c) presença de um alto valor de sucção ou agente cimentante;
- d) adição de água ao solo.

Para Cintra (1998), a estrutura porosa pode estar associada à presença de um agente cimentante que, aliado a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição não saturada, conferindo-lhe uma resistência aparente ou temporária.

O colapso estrutural de solos tropicais não saturados está relacionado à perda de sucção matricial e ao rompimento das cimentações entre partículas ou entre agregados, quando eventualmente saturados (BARDEN et al., 1973).

Medero et al. (2004) afirmam que o índice de vazios e o teor de cimentação do solo, no momento da inundação que desencadeia o fenômeno de colapso, são fatores determinantes para se prever o comportamento quando há o colapso. Para chegar a tal conclusão, o trabalho analisou os fatores que comandam esse comportamento mecânico de solos colapsíveis, sendo norteados através do índice de vazios.

Ferreira (2002), analisando os fatores que influenciam na variação de volume em solo colapsíveis devido à inundação de um solo arenoso (87% de areia e 8% de argila), constata que para este solo, o teor de umidade em que é iniciado o processo de colapso depende do estado de tensão a que o solo está submetido. Conclui que para as tensões verticais de consolidação mais baixa a umidade do início do processo de colapso é maior do que para tensões mais elevadas.

Vários pesquisadores têm realizado pesquisas sobre o fenômeno do colapso em depósitos aluviais, coluviais, eólicos, residuais e até mesmo em solo compactados. Como as origens desses materiais são diversas, a determinação da origem não auxilia na determinação da probabilidade de ocorrência.

Abelev (1975) afirma que o colapso de um solo ocorre somente uma vez para um esforço externo e um grau máximo de saturação. Após o processo do colapso o solo chega em uma estrutura estável. Apesar desta afirmação, Silva e Ferreira (2004) apresentaram estudo relativo a microestruturas dos solos colapsíveis de Pernambuco, região do semi-árido, antes e após o colapso. Após a análise através de microscopia eletrônica, concluíram que a estrutura dos solos analisados ainda era instável, podendo o solo apresentar novos colapsos com ciclos de umedecimento e secagem. Isto leva a crer que mesmo findado o processo, a estrutura não está livre de novas deformações.

Em sua tese Bastos (1999) apresentou um estudo de erodibilidade relacionando esta propriedade à colapsibilidade estrutural dos solos. Relata que o colapso se manifesta em pequena escala à superfície dos terrenos (sob mínimo carregamento normal), pela ação do fluxo d'água superficial. Parte-se do pressuposto que a ocorrência do colapso é um dos fatores que motiva a desagregação do solo sob inundação, favorecendo seu destacamento e transporte pelo fluxo superficial. Seus resultados mostraram uma certa tendência de aumento do potencial de colapso estrutural com o aumento do carregamento normal, sendo que no mais baixo nível de carregamento aplicado (6,25kPa) nenhum dos solos atingiu o patamar de 2% para o coeficiente de colapso estrutural de acordo com Vargas (1978).

2.4.2.3. Dimensionamento da Colapsibilidade

Vários esforços vêm sendo realizados no sentido de se avaliar os parâmetros que afetam o comportamento dos solos colapsíveis.

Existem várias formas de dimensionar o potencial de colapso do solo, entre eles o ensaio oedométrico de duplo anel em laboratório, expansocolapsômetro em campo e várias correlações com índices físicos, granulometria e índice de consistência do solo.

A maneira mais clássica de dimensionar a colapsibilidade é através do ensaio oedométrico. O parâmetro de colapso estrutural adotado, o coeficiente de colapso estrutural (i), é dado por (VARGAS, 1978) através da seguinte forma:

$$i = \frac{\Delta e_i}{(1 + e_{ai})} \quad [03]$$

Onde:

i – Coeficiente de colapso, onde, de acordo com Vargas (1978), solos que apresentem valores de “ i ” maiores que 2% são tidos como colapsíveis.

Δe_i - Variação do índice de vazios devido a inundação da amostra;

e_{ai} – Índice de vazios antes da inundação, sob pressão p .

Milititsky (1985) in Bastos (1991) apresenta uma classificação da severidade do problema da colapsibilidade, atribuída a Jennings e Knight, em função de um coeficiente de colapso (CP) idêntico ao de Vargas (1978) (Tabela 06).

Novais-Ferreira e Fonseca (1988) comentam que critérios indicativos do grau de colapsibilidade baseados somente na granulometria, índice de vazios e grau de saturação são inconsistentes.

TABELA 06. Severidade do problema da colapsibilidade (MILITITSKY, 1985).

CP	Severidade do Problema
0 – 0,01	Nenhuma
0,01 – 0,05	Problema moderado
0,05 – 0,10	Problemático
0,10 – 0,20	Muito problemático
> 0,20	Excepcionalmente problemático

NOTA: CP – Coeficiente de colapso

Feuerharmel et al. (2004), reforçam esta afirmação ressaltando que os critérios baseados nos índices físicos, na sua quase totalidade, propõem expressões para o cálculo de uma constante que leva em consideração propriedades do índice do solo. De acordo com o resultado obtido o solo é, então, classificado como colapsível e não colapsível. Cabe salientar que esses métodos são empíricos e foram desenvolvidos para os solos investigados por cada autor. Desta forma, esses critérios devem ser utilizados com cautela e são úteis apenas para avaliações preliminares da possibilidade de colapso de um solo. Os métodos de Priklonskij (1952), Kassif e Henkin (1967),

Basma e Tuncer (1992) e Handy (1973) (in VILAR et al., 1981 e FUTAI, 1997) são utilizados neste trabalho para efeito de comparação com os resultados obtidos em prensa oedométrica.

Os critérios de Priklonskij (1952) e Kassif e Henkin (1967) dependem da umidade natural do solo, portanto os mesmos podem variar ao longo do ano.

Os critérios de Basma e Tuncer (1992) não são qualitativos, porém, necessitam de uma avaliação da aplicabilidade de cada método para a região estudada.

O método de Handy (1973) baseia-se exclusivamente na granulometria do solo e exigem de cuidados com o uso ou não do hexametáfosfato de sódio, uma vez que para os solos tropicais a influência do defloculante resulta em grande diferença na porcentagem de argila, como apresentado por Higashi (2002).

O critério qualitativo de Clevenger (1958), citado por Lutenegeger e Saber (1988), depende única e exclusivamente do peso específico seco do solo, com apenas duas estimativas resultantes.

A tabela 07 reúne alguns desses critérios e suas variáveis.

Outra forma para avaliar a magnitude do colapso é a determinação do Coeficiente de Colapso (C) segundo a formulação proposta por Reginatto e Ferrero (1973). Este método avalia a dimensão do colapso a cada nível de tensão aplicado sobre o solo através de ensaios edométricos duplos. Por este método é possível relacionar a intensidade do colapso com o nível de carga, verificando quais tensões proporcionam os maiores potenciais de colapso.

$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma_o}{\sigma_{fn} - \sigma_o} \quad [08]$$

onde;

σ_{fs} - tensão de fluência do solo saturado (kN/m^2)

σ_{fn} - tensão de fluência do solo com teor de umidade natural (kN/m^2)

σ_o - tensão vertical geostática do solo sobrejacente (kN/m^2).

Quando o coeficiente de colapso (C) for menor que zero, observa-se através da equação, que a tensão de fluência do solo saturado torna-se menor do que a tensão vertical geostática do solo sobrejacente. A perda significativa da resistência, apresentada nesta situação, configura o solo como “verdadeiramente colapsível”.

TABELA 07. Critérios de identificação do colapso baseados em índices físicos e ensaios de caracterização (modificado de VILAR et al., 1981; FUTAI, 1997).

Referência	Equação	Limites
Priklonskij (1952)	$K = \frac{(W_L - w_0)}{IP}$ [04]	$K < 0$ – Colapsível $K > 0,5$ – Não Colapsível $K > 1$ - Expansivo
Clevenger (1958) in Lutenegeger e Saber (1988)	Baseado no peso específico seco	$\gamma_d < 12,8 \text{ kN/m}^3$ – poderá sofrer recalque grande $\gamma_d > 12,8 \text{ kN/m}^3$ – recalque esperado é reduzido
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w_0$ [05]	$K < 15$ - Colapsível
Handy (1973)	% finos (<0,002 mm) < 16 % 16 a 24 % 24 a 32 % > 32 %	Classificação Alta probabilidade de colapso Provavelmente colapsível Probabilidade de colapso <50% Geralmente não colapsível
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \cdot C_u - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot \gamma_d + 2,8 \cdot \ln \sigma_w$ [06] $CP = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - 3,123 \cdot \gamma_d + 2,85 \cdot \ln \sigma_w$ [07]	O resultado corresponde ao potencial de colapso do solo

Simbologia adotada na tabela:

K – coeficiente de avaliação do colapso; w_0 – teor de umidade inicial; W_L – Limite de liquidez; IP – Índice de plasticidade; $(S-C)$ – diferença entre os teores de areia e argila; C_u – coeficiente de uniformidade; γ_d - peso específico seco; σ_w - tensão de inundação no ensaio oedométrico.

O solo será “condicionalmente colapsível” dependendo do nível de tensão atuante, ou seja, quando o coeficiente de colapso (C) for maior que zero e menor que um. Quando isto ocorrer, a tensão de fluência do solo saturado será menor que a tensão de fluência do solo em condições naturais ($\sigma_{fs} < \sigma_m$), e maior ou igual à tensão geostática ($\sigma_{fs} \geq \sigma_o$).

Por fim, quando o coeficiente de colapso (C) for igual a um, o comportamento do solo independe da saturação, pois a tensão de fluência do solo saturado será igual à tensão de fluência do solo natural.

De acordo com Lollo e Rodrigues (2002), as tensões de fluência do solo saturado e com teor de umidade natural correspondem às tensões de pré-adensamento, e podem para esta situação ser determinadas pelos métodos gráficos de Casagrande e Pacheco Silva (IPT).

2.4.2.4. Parâmetros de Compressibilidade de Solos Residuais de Horizonte C de Granitos do Sul do Brasil

Os parâmetros de compressibilidade dos solos residuais do horizonte C de granitos são expressos através de valores relativos à compressão confinada e colapsibilidade.

a) Compressão Confinada

Estudos realizados por Beviláqua (2004), Santos (1997) e Davison Dias (1987) para solos de granito de Florianópolis (SC) e Bastos (1991) para Porto Alegre (RS) são apresentados na tabela 08 e comparados posteriormente com aos valores obtidos por esta tese.

Bastos (1991) relata a dificuldade da definição do valor da pressão de pré-adensamento na curva de índice de vazios *versus* pressão. As curvas obtidas a partir do ensaio de compressão confinada apresentaram normalmente um raio mais longo, suave, constituindo um problema para definir a fase que separa as grandes de pequenas deformações.

Todos os valores de pressão de pré-adensamento apresentados pelos autores são reduzidos com a inundação das amostras indeformadas. Em alguns casos, como o horizonte B do granito Ilha (Santos, 1997), a redução da pressão de pré-adensamento com a inundação chega a praticamente 90% do valor no estado natural.

Bastos (1991) ressalta as grandes deformações apresentadas pelos solos ensaiados que atingiram 30% para tensões verticais máximas de 1600 ou 3200kN/m². Para todos os solos de granito ensaiados em sua pesquisa houve a redução dos valores da pressão de pré-adensamento com a inundação das amostras de solos, onde conclui o autor que este fenômeno é ocasionado pela ação da água afetando as cimentações e a sucção.

TABELA 08. Valores de Pressão de pré-adensamento, C_r e C_c dos solos de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS) (SANTOS, 1997; BEVILÁQUA, 2004; DAVISON DIAS, 1987 e BASTOS, 1991).

Ponto de Estudo (Solos de granito)	Horizonte	C_c		C_r		Pressão de pré-adensamento (kPa)	
		Natural	Inundada	Natural	Inundada	Natural	Inundada
Ilha-PVg1 ¹	B	0,232	0,258	0,026	0,022	120	15
Ilha-PVg1 ¹	C	0,308	0,207	0,009	0,022	130	73
Itacorubi-PVg2 ¹	B	0,630	0,269	0,014	0,019	310	190
Itacorubi-PVg2 ¹	B/C	0,329	0,229	0,01	0,021	220	150
Itacorubi-PVg2 ¹	B/C	0,28	0,63	0,03	0,06	180	158
Canasvieiras-Cde ¹	B	-	0,138	-	0,002	-	45
Araquãs ²	C	0,303	0,1238	0,089	0,066	280	60
Cacupé ²	C	0,204	0,332	0,053	0,035	330	260
S. Lagoa ²	C	0,186	0,2458	0,05	0,08	175	96
SC - 401 ²	C	0,1328	0,1238	0,033	0,033	55	45
Santana ³	C	0,19	0,29	0,003	0,027	190	160
Independência ⁴	C	0,29	0,27	0,04	0,06	228	194
Ponta Grossa ⁴	C	0,33	0,27	0,05	0,06	223	106

NOTA: Santos (1997)¹ / Beviláqua (2004)² / Davison Dias (1987)³ / os valores apresentados por Bastos (1991)⁴ correspondem a valores médios

O horizonte C de um granito da localidade Araquãs em Florianópolis (Beviláqua, 2004) apresentou uma significativa redução do valor da pressão de pré-adensamento de praticamente 80% do valor no estado natural. Esta redução do valor total poderia ser vista como um resultado normal para os solos de camadas mais intemperizadas, assim como apresentado por Santos (1997). Porém, chama-se a atenção para o fato de que o valor apresentado corresponde a amostras ensaiadas em um horizonte C, que ainda guarda características residuais da rocha de origem.

Um comportamento menos instável da pressão de pré-adensamento pode ser observado para o granito Santana da região metropolitana de Porto Alegre (Davison Dias, 1987) e do granito Itacorubi em Florianópolis (Santos, 1997). Com a inundação das amostras de solos os valores de P_a apresentaram menores reduções quando comparados aos ensaios com o teor de umidade natural, de 15,8% para os granitos de POA e 12,2% para os de Florianópolis.

Para a maioria dos solos analisados por Santos (1997) é observada uma redução do valor do coeficiente de recompressão (C_r) com a inundação de todas as amostras coletadas nos pontos de

estudo, e, além disso, observa-se que os valores de coeficiente de compressão (C_c) apresentam valores aproximadamente dez vezes maiores que o coeficiente de recompressão.

b) Colapsibilidade

Bastos (2001) apresentou estudo da colapsibilidade dos solos residuais do complexo granito-gnaiss e migmatitos da região de Porto Alegre (Tabela 09). Para a determinação desta grandeza, executou ensaios na prensa de cisalhamento direto, tal qual Santos (1997). Para a determinação do coeficiente de colapso estrutural de Vargas (1974), Bastos (1991) realizou a aplicação da tensão de consolidação do corpo de prova medindo as deformações verticais causadas pela inundação momentos antes do cisalhamento da amostra.

TABELA 09. Variação dos valores do coeficiente de colapso máximo (i_{max}) e das tensões para o colapso máximo em função dos horizontes das unidades geotécnicas (BASTOS, 1991).

Unidade Geotécnica	Horizonte	i_{max}	Tensões para o colapso máximo (kPa)
PVg-Rg (g.PG)	B	6,0 – 8,5	100-400
PVg-Rg (g.PG)	C	5,6 – 7,2	150-300
PVg-Rg (g.I)	B	6,3 – 7,6	100-200
PVg-Rg (g.I)	C	4,1 – 4,8	200-400
PVm-Rg (Rm)	B	5,7 – 8,0	100-400
PVm-Rg (Rm)	C	3,7 – 14,2	100-400
PVpf (AST)	B	2,9 – 18,3	100-300

Nota-se que todos os valores de coeficientes de colapso encontrados por Bastos (1991) para os solos de granito são superiores ao limite descrito por Vargas (1974) para considerar solos de comportamento colapsível ($i > 2\%$).

Ferreira (2005) e Ferreira et al. (2002) apresentam um estudo relativo a colapsibilidade dos solos de Pernambuco e da cidade de Palmas/TO, respectivamente, através de equipamento de campo denominado de expansocolapsômetro. Concomitantemente aos ensaios de campo, os trabalhos realizaram também ensaios oedométricos de duplo anel para comparação dos resultados de campo com os de laboratório. As pesquisas concluíram que os valores resultantes dos ensaios com o expansocolapsômetro são cerca de 83% dos valores obtidos em laboratório.

Mendes e Lorandi (2004) estudaram o maciço de solos de São José do Rio Preto (SP), determinando o potencial de colapso dos solos. Para a definição de pontos de estudo, delimitou inicialmente universos geotécnicos de solos com base em um banco de dados de sondagens SPT, para posteriormente coletar amostras e realizar ensaios oedométricos. Em sua análise final dos resultados, baseou-se no critério de Vargas (1993) e Jennings e Knight (1975) para mensurar o potencial de colapso dos solos.

A análise da colapsibilidade dos solos porosos do Distrito Federal foi realizada por Guimarães et al. (2002). Para dimensionar o comportamento colapsível dos solos utilizou-se de ensaios oedométricos com inundação do corpo de prova e adotou principalmente o critério de Vargas (1978) para verificar o coeficiente de colapso. Os critérios baseados em índices físicos e ensaios de caracterização de Prikloński (1952), Clevenger (1958) in Lutenecker e Saber (1988), Gibbs e Bara (1962) in Araki (1997), Fedá (1966) in Araki (1997), Jennings e Knight (1975) e Handy (1973) in Lutenecker e Saber (1988) foram utilizados, concluindo que para a sua área de estudo, os critérios de Clevenger (1958) e Gibbs e Bara (1962) foram os que, quando comparados aos resultados obtidos através do ensaio oedométrico, apresentaram maior coerência.

2.4.3. USO DOS SOLOS RESIDUAIS VISANDO A PAVIMENTAÇÃO

Nos dias de hoje, são observadas no Brasil um significativo incremento no volume de obras de pavimentação. Tais obras envolvem principalmente serviços de escavação, aterros, duplicação de pistas, abertura de faixas adicionais, implantação de trevos e dispositivos de retorno, definição de áreas de empréstimo de solo, áreas de bota-fora, etc.

Senço (1975) relata que a construção de um pavimento exige não só conhecimentos dos materiais constituintes da camada do pavimento, mas também dos que compõem o subleito. Dentre estes materiais destaca-se o solo, que interfere diretamente em todas as etapas do pavimento.

No contexto de obras viárias, o sucesso em atingir a longevidade pré-estabelecida de um pavimento deve calcar-se em um criterioso controle tecnológico de campo, pautado em dados laboratoriais. Historicamente, na área de geotecnia, os países menos desenvolvidos concentrados em regiões de clima tropical, como o Brasil, tiveram a necessidade de adaptar à sua realidade algumas

metodologias originadas em países desenvolvidos, predominantemente situados em regiões de clima temperado.

O fato dos países em desenvolvimento tornarem-se usuários diretos de tecnologias estrangeiras aplicadas em obras viárias, sem que haja uma adequação metodológica à realidade do clima tropical, tem sido uma das razões para os resultados divergentes atingidos quando comparados valores de campo com os de laboratório.

Vertamatti (1988) cita como exemplo o ensaio de CBR desenvolvido em países de clima temperado. Este ensaio enfoca problemas de ruptura plástica em condições de encharcamento, devido ao período de degelo da primavera, situação esta, incomum em países de clima tropical.

O ensaio de CBR, realizado em corpos de prova submetidos à saturação por imersão, muitas vezes leva ao superdimensionamento da estrutura viária, pois raramente verificam-se condições tão severas de encharcamento na realidade prática em regiões tropicais (SACLA, 1956).

A área de aplicação desta tese, que se localiza no centro urbano do município de Tubarão, se desenvolveu em um grande depósito de argila mole, fazendo com que suas vias centrais sofram grande deformação por consolidação. As poucas elevações graníticas que poderiam ser utilizadas como corpo dos pavimentos apresentam, na maioria dos casos relatados na área, baixos valores de resistência e elevada expansão.

Os solos residuais, Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelo, oriundos das elevações graníticas próximas à área urbana do município foram desenvolvidos sobre rocha muito fraturada, o que possibilitou processos de intemperismo diferenciado, e que gera solos de distintas texturas, tornando necessário que sua seleção seja realizada de forma bastante criteriosa.

Nesta pesquisa são empregados os métodos tradicionais de caracterização dos solos para a pavimentação, através de ensaios de compactação e CBR, e os ensaios não tradicionais de da Metodologia MCT (Miniatura Compactado tropical) e ensaios DCP (Penetrômetro Dinâmico de Cone) para a seleção de jazidas de solos visando a expansão da malha viária do centro urbano.

Além do baixo custo de operação e aquisição, a simplicidade e mobilidade do ensaio de campo de DCP e de laboratório MCT permite que sejam realizadas grandes quantidades de testes, permitindo uma melhor avaliação relativa à homogeneidade de uma camada final de terraplenagem e/ou o comportamento dos solos “in situ”.

Por estas razões, a utilização destes ensaios para controle de pavimentos de vias urbanas em prefeituras de menor porte é viável, tornando-se assim uma grande ferramenta para mapear potenciais jazidas para a pavimentação de vias urbanas do município de Tubarão.

2.4.3.1. DCP (Cone de Penetração Dinâmica)

A penetração de uma haste no terreno é uma técnica antiga utilizada para obter a medida de resistência das camadas de solo. A evolução deste processo deu origem aos penetrômetros atuais.

O DCP (*Dynamic Cone Penetration ou Cone de Penetração Dinâmica*) é um instrumento que permite a determinação das características geotécnicas do solo no estado natural e compactado (estruturas de pavimento).

Este ensaio teve início na Austrália no ano de 1956, sendo posteriormente utilizado por outros países com algumas modificações do modelo original.

Segundo Alves (2002), este equipamento vem sendo usado em medições rápidas de resistência “in situ” de camadas de pavimentos na África do Sul desde 1973, pelo Departamento de Estradas da província de Transvaal.

No Brasil, são encontradas várias pesquisas realizadas com o auxílio deste equipamento, sendo destacados os trabalhos de Heyn (1986), Oliveira e Vertamatti (1997), Lima (2000) Rodrigues e Lucena (1991), Santana et al. (1998) e Resende et al. (2005). Nos solos da região costeira do Estado de Santa Catarina, ressalta-se a importância dos trabalhos desenvolvidos por Cardoso e Trichês (1998, 1999 e 2000), Alves (2002), Alves e Triches (2002) e Dal Pai (2004).

A execução deste ensaio é atrativa se levada em consideração a possibilidade da determinação da resistência do perfil do solo ou do perfil do pavimento por um baixo custo de operação e do material que compõem o equipamento. Ressalta-se que a sondagem do solo pode chegar até 1 metro de profundidade com a destruição mínima do pavimento.

O equipamento consiste basicamente em uma haste de 16 mm de diâmetro, que possui fixado em uma de suas extremidades um cone de aço temperado de 20mm de diâmetro e ângulo de 60°.

O conjunto cone-haste é posicionado na superfície da camada de solo a ser analisada e a penetração é realizada pela ação dinâmica de um martelo de aço, com 8,0 kg de peso, que desliza

por uma haste de aço de 25 mm de diâmetro, com altura constante de queda pré-determinada de 575mm (Figura 08 e 09).

Ponce et al (1991) relatam que os pavimentos de vias secundárias, geralmente não são considerados suficientemente importantes para justificar o número e os custos de ensaios para obter a capacidade do substrato, necessários para a execução do projeto. O ensaio do penetrômetro dinâmico de cone é capaz de medir a capacidade de suporte do solo de fundação “in situ” com um baixo custo e fácil operação.

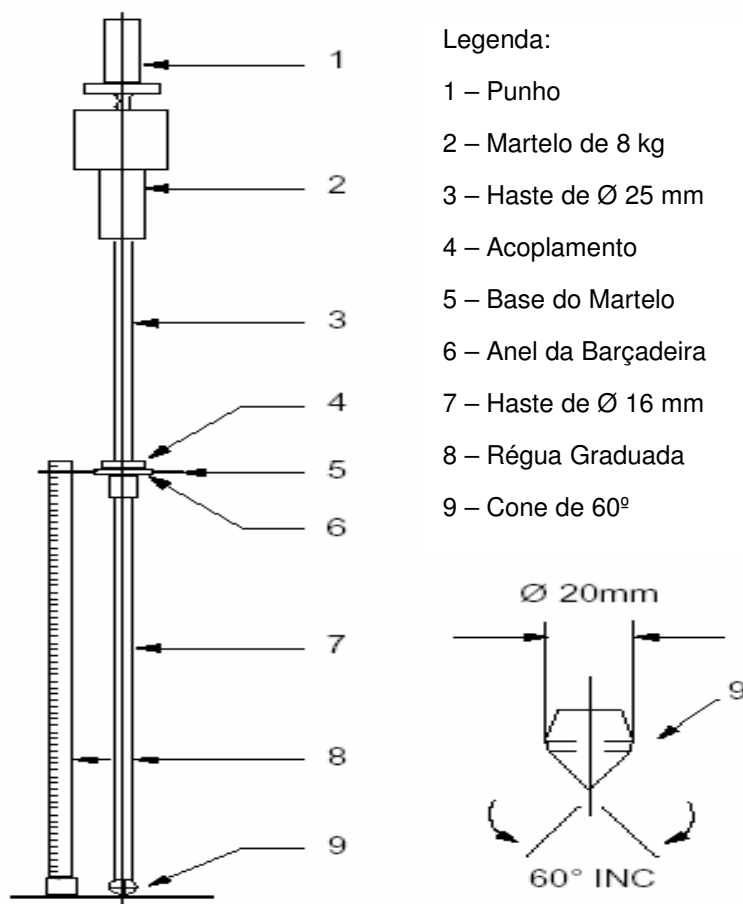


FIGURA 08. Equipamento de DCP (desenvolvido na Central African Standard e modificado em 1973 pela Transvaal Road Department).



FIGURA 09. Execução do ensaio de DCP em campo.

Segundo Amini (2003), um considerável número de pesquisadores de todo o mundo tem apresentado grande interesse no equipamento de DCP nos últimos anos, gerando vários estudos que são motivados pelas seguintes razões (DE BEER e VAN DER MERWE, 1991; MEIER e BALADI, 1988; NEWCOMB, et al., 1994; NEWCOMB, et al., 1995; PARKER, et al., 1998; TRUEBE e EVANS, 1995; TUMAY, 1994; BURNHAM e JOHNSON, 1993; e WHITE, et al., 2002):

- é um equipamento que pode ser adaptado para várias situações;
- atualmente não existem técnicas disponíveis de avaliação rápida do comportamento do solo no estado compactado;
- o ensaio de DCP é de baixo custo, de fácil transporte e manuseio.

No procedimento do ensaio são necessárias pelo menos duas pessoas para a operação do instrumento. O método do ensaio utilizado nesta pesquisa é o mesmo descrito por Alves (2002) e Dal Pai (2004), sendo adotadas algumas modificações:

- Se o ensaio é realizado no solo indeformado, deve-se regularizar a superfície do terreno para a colocação de um suporte metálico para a régua milimetrada. Este procedimento possibilita a instalação de um nível de bolha que garante a verticalidade da cravação do cone;
- Posicionar o equipamento na vertical e levantar o peso de 8 kg até o limite da altura estipulada (575 mm) pelo punho e soltar o martelo. Esta primeira cravação é desconsiderada

em razão do solo apresentar um alívio de tensões em sua superfície, não reproduzindo sua condição real;

- Repetir o processo de cravação, sempre mantendo movimentos constantes do levantamento de peso, cuidando para que o mesmo obedeça a altura de queda. Deve haver atenção no momento de elevação do peso para que o mesmo, ao chegar no limite da altura, não force o aparelho para cima provocando um movimento ascendente;

- Durante o transcurso do ensaio, mede-se em uma régua metálica o comprimento em milímetros que o cone penetra o solo para um número determinado de golpes que se seleciona arbitrariamente, de acordo com as resistências das camadas a serem atravessadas. Normalmente 3 golpes para cada leitura. Nesta tese a leitura é efetuada a cada golpe, pois alguns solos perdem uma grande parcela de resistência após a inundação, fazendo com que em poucos golpes o corpo de prova compactado seja atravessado (quando o ensaio é realizado no laboratório em corpos de prova compactados);

- terminada a penetração total da haste, o aparelho do solo é retirado.

A faixa de trabalho deste aparelho é bastante ampla, e podem ser analisados desde solos moles ou pouco consistentes, que correspondem ao suporte de apenas algumas unidades percentuais, até camadas de bases com mais de uma centena de porcentos, que correspondem a bases de brita graduada ou pedregulho (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

a) Interpretação dos Resultados

A realização do ensaio de penetrômetro dinâmico de cone resulta nos dados de resistência dos solos obtido entre a penetração e o número de golpes. Estes dois dados, golpes e penetração, podem ser plotados em um gráfico, possibilitando a análise dos resultados (ordenadas – profundidade, e abscissas - número acumulado de golpes).

Através destes pontos, traça-se uma reta, ou segmentos de retas, que possibilita a construção do gráfico de DN (DCP Number), diagrama estrutural que representa o índice de penetração, expresso em mm/golpe *versus* profundidade, como mostra a figura 10.

A variação do DN (expressa pela variação do teor de umidade ou massa específica aparente) implica na mudança de propriedades do solo ou em uma mudança de camada do solo natural ou compactado.

Na interpretação dos dados resultantes do ensaio, Alves (2002) apresenta 3 tipos de curvas típicas na figura 11 que podem ser obtidas através do DCP.

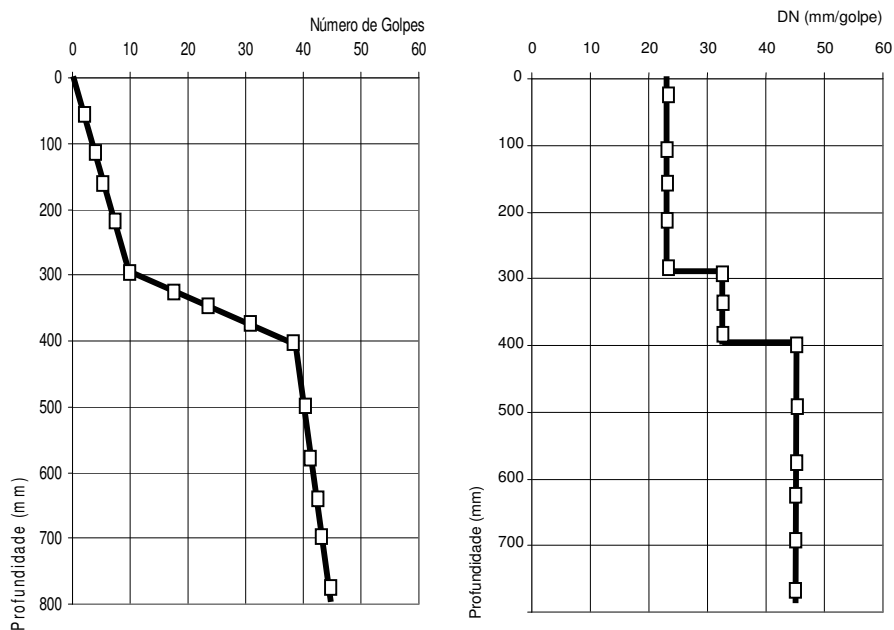


FIGURA 10. Exemplo de curva do DCP e DN.

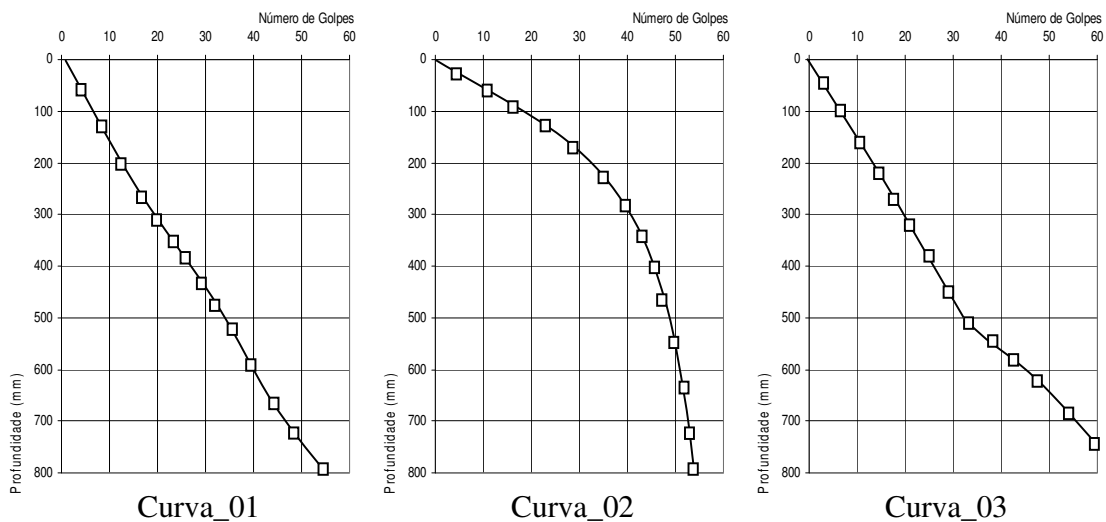


FIGURA 11. Curvas típicas obtidas através do ensaio de DCP (ALVES, 2002).

A Curva 01 representa um solo homogêneo em que ocorre um aumento do grau de compactação com a profundidade. Esta curva pode ser interpretada também como sendo um solo residual onde ocorre o aumento da resistência com a proximidade da rocha matriz.

A Curva 02 representa um solo compactado em duas camadas. A camada superior está compactada com um grau de compactação maior do que a inferior. Em alguns casos esta curva também pode indicar que está se gastando mais energia do que o necessário para compactar a camada, e que o equipamento de compactação utilizado é inadequado para o solo que se deseja compactar.

Se analisado um solo “in situ”, indeformado, este tipo de curva pode indicar ainda uma mudança de camada ou de horizonte. Por exemplo: um Cambissolo de substrato granito quando ensaiado desde o seu horizonte B, apresentará aumento de resistência, traduzido pelo gráfico, quando a lança do equipamento começar a perfurar o horizonte C.

A Curva 03 possibilita o entendimento de que a camada superficial apresenta um grau de compactação inferior ao da camada subjacente, indicando a necessidade da recompactação da camada. Se analisado um solo “in situ”, este tipo de curva pode indicar uma mudança de estratigrafia. Por exemplo: um solo sedimentar de argila mole, quando ensaiado desde a superfície, apresentará um aumento da resistência à penetração, traduzido pelo gráfico quando surgir outra camada, como uma lente de areia grossa, cascalhos ou seixos.

b) Correlação Entre o DN e o CBR

Nos dias de hoje existem publicadas diversas correlações envolvendo os índices CBR e DCP, obtidas por meio de ensaios laboratoriais ou in situ, adquiridas utilizando equipamentos de DCP com cones de 30° e 60°.

A partir de uma dada correlação com os índices de penetração, determinam-se os valores de CBR. Desta forma, pode-se obter uma maior discretização da estrutura avaliada em termos de espessura das camadas e respectivas capacidades de suporte.

O procedimento da determinação das correlações entre o DN e o CBR neste trabalho é executado com base em Alves (2002), sendo alguns detalhes modificados em razão dos diferentes solos encontrados na localidade.

Para que se possa determinar o Índice de Suporte Califórnia de campo através do DCP, é necessário que sejam realizados pares de ensaios de DCP e CBR nos mesmos teores umidades.

Observa-se que os valores de CBR são determinados através de ensaios em que o corpo de prova permanece submerso durante 4 dias, simulando a condição de saturação que ocorre com o degelo em países de clima frio.

Visto que o trabalho visualiza o emprego desta ferramenta em solos de clima tropical e subtropical, foram realizadas duas formas para correlacionar os valores de CBR e DN:

- correlação entre o CBR e o respectivo valor de DN, ambos obtidos com o mesmo teor de umidade;
- correlação entre o DN e o CBR em corpos de prova com e sem imersão.

As correlações podem ser determinadas desta forma uma vez que representam a condição de campo, ou seja, determina-se o DN na condição da umidade “in situ”, porém, a avaliação do CBR do projeto é obtida através da condição saturada.

Vários pesquisadores apresentam correlações entre o DN e o CBR para algum tipo particular de penetrômetro dinâmico, como apresentado na tabela 10, porém, na maioria das vezes, relacionam-se dados de CBR e DN na mesma condição de umidade.

TABELA 10. Correlações entre o valor DN do ensaio de DCP e o CBR.

Referência	Correlação	Coefficiente (R ²)
Kindermans (1976) ¹	CBR = 2,578 -1,309.DN	0,97
Kleyn e Savage (1982)	CBR = 2,60-1,26.DN	Não fornecido
Smith e Pratt (1983)	CBR = 2,55 – 1,15. DN	Não fornecido
TRRL (1986)	CBR = 2,48-1,06.DN	Não fornecido
Heyn (1986)	CBR = 2,647-1,30.DN	Não fornecido
Angelone et al. (1991)	CBR = 2,563-1,05.DN	Não fornecido
Ponce, et al. (1991)	CBR = 2,89-1,46.DN	0,95
Vertamatti e Oiveira (1997)	CBR = 2,49-1,057.DN	0,96
Triches e Cardoso (1998)	CBR = 2,71-1,25.DN	0,90
Lima (2000)	CBR = 2,809-1,288.DN	0,859
Fontes (2001)	CBR = 467,2.(DN) ^{-1,41}	0,95
Alves (2002) ²	CBR = 79,46.DN ^{-0,82}	0,71
Alves (2002) ³	CBR = 247,93.DN ^{-1,06}	0,82
Oliveira et al. (2003)	CBR = 2,49 – 1,057. DN	0,96
Karunaprema e Edirisingh, (2005)	CBR = 1.966–0.667. DN	0,95

¹ Utiliza o equipamento de DCP desenvolvido na Bélgica (Sonde de Battage Légère), pouco diferente do utilizado no Brasil, porém, com o mesmo princípio de funcionamento.

² Correlação realizada unindo todos os grupos dos solos pesquisados pelo autor;

³ Correlação realizada apenas para o grupo de solos A-7-5;

Amini (2003), baseando-se em estudos anteriores de Kleyn (1975), Harison (1987), Livneh (1987), Livneh e Ishai (1988), Chua (1988), Harison (1983), Van Vuuren (1969), Livneh, et. al. (1992), Livneh e Livneh (1994), Ese et al. (1994) e Coonse (1999), apresenta uma forma geral da maneira pela qual as correlações entre o DN e o CBR podem ser apresentadas (equação 09).

$$\text{CBR} = a + b \cdot \text{DN} \quad [09]$$

Onde:

DN = resistência à penetração (mm/golpe);

a = constante que apresenta normalmente um intervalo de 2.44 to 2.60

b = constante que apresenta normalmente um intervalo de -1.07 to -1.16.

O sumário das correlações pesquisadas por Amini (2003), relacionadas ao tipo de solo, é apresentado na tabela 11.

TABELA 11. Correlações entre o valor DN do ensaio de DCP e o CBR (AMINI, 2003).

Correlação	Tipo de Solo	Autor
$\text{CBR} = 2.56 - 1,16 \cdot \text{DN}$	Granular e coesivo	Livneh (1987)
$\text{CBR} = 2.55 - 1,14 \cdot \text{DN}$	Granular e coesivo	Harison (1987)
$\text{CBR} = 2.45 - 1,12 \cdot \text{DN}$	Granular e coesivo	Livneh et al. (1992)
$\text{CBR} = 2.46 - 1,12 \cdot \text{DN}$	Vários tipos de solos	Webster et al. (1992)
$\text{CBR} = 2.62 - 1,27 \cdot \text{DN}$	Não mencionado	Kleyn (1975)
$\text{CBR} = 2.44 - 1,07 \cdot \text{DN}$	Agregado para base	Ese et al. (1995)
$\text{CBR} = 2.60 - 1,07 \cdot \text{DN}$	Agregado para base e solo coesivos	NCDOT (Pavement, 1998)
$\text{CBR} = 2.53 - 1,14 \cdot \text{DN}$	Solo residual	Coonse (1999)

Smith (1988) analisou para um mesmo conjunto de pontos (DN; CBR), vários modelos de correlação. Constatou que o modelo linear, para os casos estudados, era o que apresentava o melhor coeficiente de correlação.

Karunaprema e Edirisingh (2005) relatam o critério adotado para o coeficiente de determinação do ajuste da reta (R^2) em sua pesquisa. Este coeficiente (R^2) é uma medida padronizada de ajuste e o seu valor deve ser o mais elevado possível, sendo o valor máximo igual a 1. Para a pesquisa desenvolvida, realizada utilizando um solo argilo-siltoso pelos referidos autores, caso o valor obtido de R^2 seja maior que 0,5, a determinação é considerada como aceitável.

c) Definição do DN de Referência

Muitas vezes o crescimento de uma variável analisada é acompanhado pelo crescimento de outra variável. Deste modo, quando se consideram variáveis como as supracitadas, normalmente o

que se procura é verificar se existe alguma relação entre as variáveis de cada um dos pares e qual o grau dessa relação. Quando duas variáveis estão ligadas por uma relação estatística, esta é chamada de correlação (CRESPO, 1993).

O comportamento conjunto de duas variáveis pode ser observado através de um gráfico, denominado *diagrama de dispersão*. Nesta tese, este tipo de gráfico é utilizado também para a definição do valor do parâmetro denominado *curva de calibração do solo* que possibilita a definição da variável Índice de Penetração de Referência (DN_{ref}).

O DN_{ref} parte do pressuposto de que o índice de penetração representa a resistência à penetração que o solo oferece, e que em um determinado solo, esta resistência depende do grau de compactação e teor de umidade do solo.

Desta forma, ao utilizar o DCP, que possibilita a constatação da resistência “in situ” do material através do DN, é determinado o CBR de campo.

Para a realização deste processo, é necessária a determinação da curva de calibração do solo e do gráfico de pares ordenados CBR (%) e DN (mm/golpe) para que o DN_{ref} possa ser determinado.

Para cada jazida de solos estudada no município de Tubarão, foram coletadas e ensaiadas amostras compactadas de solos a fim de que o DN_{ref} fosse determinado. De posse da curva de calibração dos solos do local foi possível realizar ainda algumas comparações com outros ensaios voltados ao uso do solo para a pavimentação, que é o caso da Metodologia MCT.

2.4.3.2. Metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical)

Frente aos problemas de identificação dos solos tropicais e com o intuito de otimizar o volume de material a ser ensaiado, a partir de 1972, Nogami e Villibor, com o ensaio de Mini-CBR, utilizando os procedimentos adotados pela Universidade de Iowa, dão o primeiro passo concreto para a formação da metodologia MCT (SANT’ANA, 2002).

A metodologia MCT (M – miniatura; C – compactado; T - tropical) é usada para classificar os solos tropicais através de ensaios conduzidos em corpos de prova de dimensões reduzidas.

Para a caracterização do comportamento dos solos, a metodologia emprega um conjunto de ensaios como Mini-CBR, Mini-MCV, Permeabilidade, Perda de Massa por Imersão, Contração, etc. Nestes ensaios, além de ser possível classificar o solo, são também obtidos parâmetros de suporte e

compactação, bastante utilizados na engenharia rodoviária. Porém, devido ao ineditismo da metodologia e à complexidade de alguns ensaios, sua difusão não ocorreu de forma rápida.

Existem ainda aspectos a serem desenvolvidos nesta metodologia, conforme aponta Godoy (1997):

- a aplicação da metodologia aos grupos de solos considerados “não-tropicais”;
- a reprodutibilidade da execução dos ensaios;
- a capacitação de quem os executa.

a) Método Expedito das Pastilhas

De acordo com Sant’Ana (2002), a classificação MCT mostra-se muito adequada aos solos dos países tropicais, porém, a crítica referente a complexidade dos seus ensaios, a experiência adquirida dos profissionais de laboratório com a metodologia tradicional, os investimentos em novos equipamentos e o próprio custo desses ensaios, fizeram com que os pesquisadores da metodologia MCT buscassem caminhos mais simplificados que, igualmente, atingissem os objetivos desejados.

Para que se possa classificar os solos tropicais, torna-se mais prático o uso de um método expedito, rápido e de fácil execução. A seqüência dos trabalhos, conforme aponta Godoy (1997), para atingir esse objetivo foi: Nogami e Cozzolino (1985), Fortes (1990), Fortes e Nogami (1991), Nogami e Villibor (1994), Godoy et al. (1994), Nogami et al (1995), Godoy et al. (1996), Nogami e Villibor (1996) e Takaya (1997).

De uma forma geral, estas pesquisas apresentam estudos relativos ao uso de pastilhas de solos moldadas em anéis de diâmetro de 20 mm por 5 mm de altura sob condições específicas, culminando na classificação de amostras quanto à classe de solos tropicais.

Esta classificação proposta correlaciona a contração das pastilhas com o coeficiente c' e a penetração com o índice e' . Os autores citados concluíram que, de certa forma, a contração e a penetração nos solos sintetizam o seu comportamento quando aplicado na pavimentação. A contração se correlaciona com a compressibilidade dos solos compactados e a penetração correlaciona-se com a coesão e resistência do solo quando em presença de água (Neto, 2004).

Godoy (2000) e (1997) apresentou um sistema de classificação de solos a partir da moldagem de pastilhas e esferas. O objetivo principal da criação deste ensaio foi a necessidade de um método expedito de campo que faça a distinção do comportamento geotécnico dos solos

tropicais, proporcionando uma hierarquização preliminar das amostras de solo ainda na fase de coleta dos mesmos.

- PROCEDIMENTO

O procedimento e os equipamentos para a realização dos ensaios visando a caracterização do solo através da metodologia MCT (método das pastilhas), foi realizado neste trabalho tal qual Sant'Ana (2002) e descrito nesta seção, visto que não é de uso comum na pavimentação.

Os equipamentos para a execução deste ensaio podem ser divididos da seguinte forma:

- a) Equipamentos convencionais: almofariz, proveta, peneiras (nº 40 e nº 200), balança 5kg, placa de vidro despolido, espátula e papel filtro.
- b) Equipamentos específicos: anéis de PVC rígido, teflon ou similar com 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura, mini-penetrômetro com ponta plana e corpo cilíndrico de 1,3 mm de diâmetro e peso total de 10g, placas de teflon de cerca de 1 mm de espessura, fio de nylon esticado em arco de arame, circulador de ar, lupa (10x), escala de precisão graduada em mm, placa de pedra porosa capaz de manter a carga hidráulica negativa de 0,5 mm.

Para a execução do ensaio devem-se peneirar aproximadamente 30g de material passante na # nº 40 (0,42mm) de uma amostra previamente seca ao ar.

Adiciona-se água a este material e espatula-se intensamente até obter consistência adequada (aproximadamente 400 vezes). Esta consistência é representada pela penetração de 1 mm do mini-penetrômetro.

Da pasta obtida pela mistura de solo e água, determina-se o seu teor de umidade e retira-se a quantidade de material suficiente para moldar uma esfera de 1 cm de diâmetro, aproximadamente. Esta pasta irá preencher um anel de PVC que repousará previamente na placa de teflon. A energia para a colocação e acomodação do material no interior do anel, deverá ser tal que permita o preenchimento de modo homogêneo de todos os espaços do anel, inclusive a parte inferior.

Estando a amostra no interior do anel um fio de nylon esticado é passado com o auxílio do arco de arame para deixar plana a superfície.

Preenche-se um mínimo de quatro anéis para cada amostra. Do material restante, confeccionam-se duas esferas de cerca de 20 mm de diâmetro. Todo o material, anéis e esferas deverão ser secos em estufa a 60° C durante um período de 6 horas, no mínimo.

As medidas e observações para a classificação do solo são realizadas após a retirada dos anéis e das esferas da estufa, medindo-se radialmente após equilíbrio térmico, a contração do diâmetro do solo em relação ao diâmetro interno do anel. Isto produzirá um valor médio de contração diametral em milímetros.

Em seguida, os anéis e respectivos materiais são colocados sobre papel filtro em uma pedra porosa saturada até que a carga hidráulica atinja (-) 5 mm. Anota-se o tempo decorrido até que a superfície das amostras fique tomada pela frente úmida. O material permanece em repouso sobre a pedra porosa durante pelo menos 2 horas, período em que as alterações observadas na superfície das pastilhas como trincamentos, inchamentos e abaulamentos são anotadas.

Findado este tempo, mede-se a profundidade alcançada pela penetração do mini-penetrômetro na pastilha do solo, tomando-se o cuidado para que este se mantenha na posição vertical e atue sob peso próprio, após ser cuidadosamente disposto em contato com a superfície do solo (Figura 12).

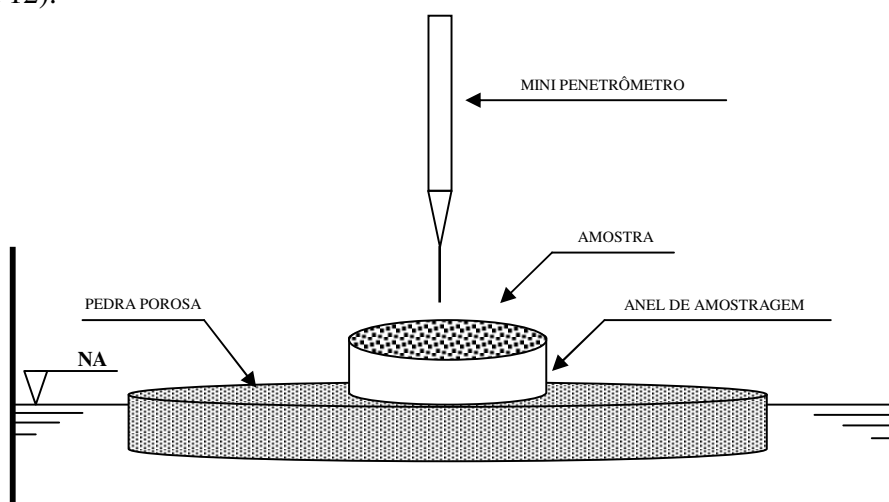


FIGURA 12. Esquema de penetração da pastilha de solos.

Deve-se observar que o posicionamento do mini-penetrômetro deve ser o mais afastado possível dos bordos do anel, e em caso de mais uma penetração em uma mesma pastilha, deve-se manter distância entre as penetrações convenientes.

Das duas esferas de 20 mm de diâmetro confeccionadas e secas em estufa, a primeira é imersa em água, observando o seu comportamento, que segundo Godoy (1997) poderá ser um dos seguintes:

- a esfera se desagrega nos primeiros 10 segundos de imersão e as partículas de solo resultantes podem ser identificadas;
- a esfera se desagrega em partículas em até 2 horas e as partículas de solo podem ser identificadas;
- a esfera se rompe-se em blocos milimétricos;
- a esfera de solo se trinca ou não se altera.

A outra esfera será submetida ao esmagamento com o auxílio do polegar, podendo ocorrer as seguintes situações:

- a esfera é quebrada sob pressão do polegar e indicador;
- a esfera é quebrada sob pressão do dedo polegar em uma superfície plana;
- a esfera não se quebra.

Os dados obtidos de contração da pastilha de solo e penetração do mini-penetrômetro, são inseridos no gráfico da figura 13. O símbolo “-” utilizado em alguns casos separa opções equivalentes quanto ao grupo de solo, e o “/”, separa opções com menor grau de incidência.

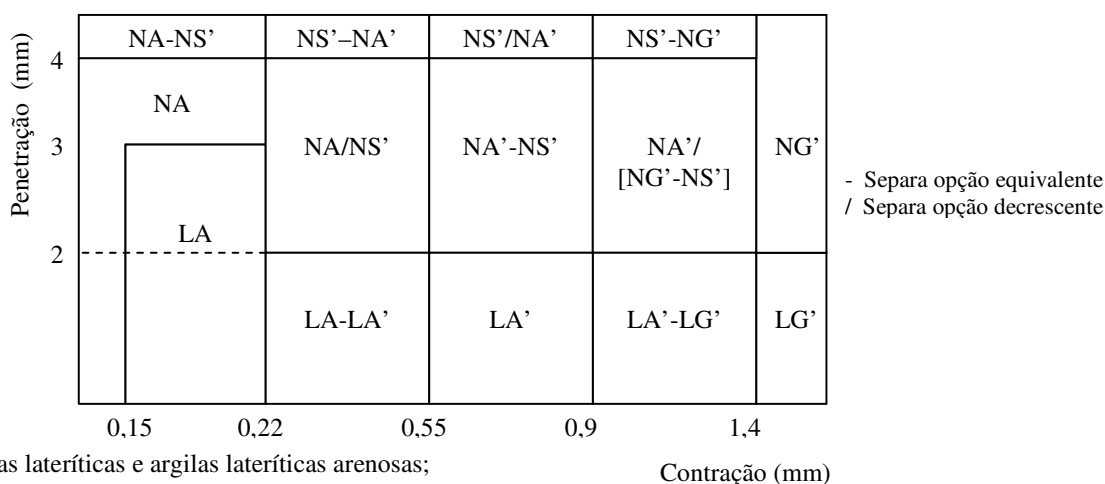


FIGURA 13. Gráfico para a determinação expedita MCT pelo Método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996).

Para os solos lateríticos do estado do Maranhão, Sant'Ana (2002) utilizou o método MCT expedito das pastilhas e das esferas. Este estudo concluiu que o procedimento foi adequado aos objetivos do trabalho, pois interpretou o solo em seu estado natural, sem a compactação de corpos de prova cilíndricos, característica dos ensaios convencionais.

Macari e Rodrigues (1998) utilizaram ensaios da metodologia MCT para classificar e identificar a origem pedológica dos solos da área de expansão urbana do município de Campinas (SP). Foram realizados ao todo 31 ensaios pelo método das pastilhas em diferentes pontos de coletas, sendo o grupo LG' (laterítico argiloso) o de maior ocorrência.

Oliveira et al. (2001) utilizou-se da metodologia MCT completa para estudos de controle e prevenção da erosão em vias urbanas através da classificação do solo. O trabalho realizou a comparação de seus resultados com dados de outros diversos autores, e concluiu que a metodologia MCT é uma grande ferramenta para estimar o potencial erosivo dos solos no planejamento urbano.

Higashi e Spricigo (2003) realizaram uma gama de ensaios expeditos das pastilhas nos solos de Ipumirim, no oeste do estado de Santa Catarina com o auxílio da metodologia MCT. Neste trabalho foi identificada a suscetibilidade à erosão dos perfis de solos localizados na zona de potencial expansão da malha viária do centro urbano, ensaiando corpos de prova em seu estado indeformado e compactado, e estimando a aplicabilidade dos mesmos para a pavimentação de novas vias.

2.4.4. ERODIBILIDADE DOS SOLOS

O termo erosão provém do latim “*erodere*” cujo significado é corroer. Este termo apresenta diversas definições que são encontradas na literatura (BASTOS, 1999).

Pode-se adotar uma definição abrangente segundo a qual a erosão é o processo de desagregação do solo e transporte dos sedimentos pela ação mecânica dos ventos (erosão eólica), do degelo (erosão glacial) e pela ação mecânica da água (erosão hídrica), que pode ser dividida em erosão fluvial (água dos rios), erosão pluvial (água da chuva) e erosão marinha (ondas e correntes do mar).

Concomitantemente à formação dos solos, ocorre a erosão do solo com a remoção de suas partículas pela atuação de forças exógenas, principalmente pela ação da água e do vento (Vieira et al., 1996). A força motriz da erosão é a energia cinética dos agentes erosivos, que com a diminuição progressiva da energia, ocasiona a deposição dos sedimentos originados do material erodido (WEILL, 1999). Os depósitos de sedimentos, efêmeros ou não, podem se formar em qualquer posição de uma vertente, mas preferencialmente nas áreas mais planas como sopés ou depressões do terreno (CERRI, 1999).

Quando presente em ambientes com cobertura vegetal natural e sem pressão de fatores antrópicos, o processo erosivo é denominado erosão natural ou geológica. Este processo se manifesta de forma muito lenta, sendo perceptível somente com o decorrer de longos períodos de atividade.

A erosão antrópica ou acelerada é resultante da ocupação inadequada dos solos por atividades agrícolas ou urbanas, que aceleram e intensificam os processos erosivos devido às condições induzidas ou modificadas pelo homem ao solo. As condições mais favoráveis à erosão estão presentes em solos sem cobertura vegetal e recentemente movimentados, trazendo como efeitos o aumento na desagregação do solo, diminuição da capacidade de infiltração da água e conseqüentemente aumento do escoamento superficial (BERTONI e LOMBARDI NETO, 1990; MARQUES, 1995).

No meio urbano o problema da erosão está ligado ao rápido crescimento da população e à urbanização espontânea. Em assim sendo, seu controle e prevenção dependem substancialmente de um adequado planejamento de desenvolvimento urbano (ARAÚJO, 1994).

Fendrich et al. (1988) sugerem medidas a serem adotadas tendo em vista os problemas causados por processos erosivos em ambientes urbanos:

- limitações no uso da terra;
- estabilização e adoção de declividades não acentuadas para os canais;
- construção de dissipadores de energia;
- construção de vertedores para permitir a condução controlada da água em excesso.

O estudo da erosão hídrica pluvial é complexo, pois envolve diferentes mecanismos que são agravados pela multiplicidade e inter-relação de fatores intervenientes no fenômeno. Bastos (1999) agrupou estes fatores em quatro classes:

- Fatores Climáticos: chuva, temperatura, radiação solar e vento. A chuva é, sem dúvida, o mais importante. Provoca diretamente a erosão pelo impacto das gotas sobre a superfície e determina o fluxo concentrado das águas de escoamento superficial. Sua ação erosiva, denominada *erosividade*, é dependente da distribuição pluviométrica (chuva acumulada e intensidade da chuva);
- Fatores Topográficos: declividade e o comprimento de rampa. Influem particularmente no escoamento superficial: terrenos com maiores declividades e comprimentos de rampa apresentam maiores velocidades de escoamento superficial e, conseqüentemente, maior capacidade erosiva;
- Fator Vegetação (cobertura vegetal): tem efeitos na interceptação da chuva e no decréscimo da velocidade do escoamento superficial. Mudanças no regime do escoamento superficial e subterrâneo são observadas como conseqüências do desmatamento e alteração nas formas de uso do solo. Por outro lado, as raízes afetam propriedades do solo relacionadas à erodibilidade;
- Fator Solo: reúne o efeito das propriedades do solo que regem a velocidade de infiltração da água da chuva e que determinam a resistência à erosão pelas gotas e pelo escoamento superficial. Neste fator encontra-se representada a erodibilidade dos solos, característica principal dos fatores intervenientes da erosão abordada por esta pesquisa.

As propriedades do solo que interferem no seu processo erosivo são:

- Granulometria;
- Estrutura e macrofábrica;
- Permeabilidade e infiltrabilidade;
- Coesão.

A razão pela qual apenas a erosão hídrica pluvial é analisada por este trabalho se justifica pelo fato da água ser o agente mais importante da erosão. De acordo com Guerra et al. (1999), a erosão dos solos pela água é responsável por 56% da degradação dos solos do mundo.

De uma forma geral, a erosão pluvial ocorre quando a capacidade de infiltração do solo é superada pela intensidade da chuva, causando escoamento superficial e resultando na remoção progressiva dos horizontes superficiais.

Os processos erosivos causados pela água são de grande interesse, especialmente em áreas de elevados índices pluviométricos, que consiste no caso da região em estudo. Este mecanismo

tende a acelerar na medida em que a cobertura vegetal é retirada, característica típica da expansão de centros urbanos, deixando expostos horizontes mais suscetíveis a este processo erosivo.

O assoreamento é proveniente da acumulação de elementos sólidos resultantes do processo erosivo. Este fenômeno ocorre quando a força do agente que transporta os sedimentos cessa ou é reduzida, deixando com que a gravidade predomine sobre tais elementos.

O grau de intensidade do assoreamento pode possuir diversas causas, entre elas, a infraestrutura precária de urbanização e erosão pluvial. Porém, de uma forma macro, o assoreamento pode estar relacionado a diferentes aspectos:

- a) geomorfológicos: através da movimentação do relevo;
- b) pedológicos: pela erosão dependente da estrutura dos solos;
- c) hidrológico: que leva em conta alterações no processo hídrico de terrenos, como taxas de escoamento superficial e subsuperficial.

Especificamente em relação aos processos erosivos urbanos, Pacheco (1998) afirma que a execução de terraplenagens é a principal causa deste processo. Isto ocorre pela remoção dos horizontes superficiais do solo, expondo, em grande extensão e por longo período de tempo, os solos de alteração (saprolíticos), ou horizonte C.

Preferencialmente em regiões de solos granulares, o processo de erosão geralmente é bastante intenso, razão pela qual os solos do município de Tubarão necessitam de um maior estudo.

Um estudo apresentado por Bastos et al. (2003) realiza uma avaliação da susceptibilidade e do potencial à erosão laminar dos solos da Bacia Hidrográfica do Rio Tubarão e Complexo Lagunar. Em relação à área estudada, foi elaborado e analisado um mapa de potencial erosivo e de susceptibilidade à erosão. Através deste mapa os autores concluem que existe um predomínio espacial de classes de alta susceptibilidade à erosão hídrica, constituindo 60,6% da área total da bacia e 17,5% de áreas de alto potencial erosivo, o que implica em uma elevada produção de sedimentos que tem gerado assoreamentos nos principais rios da bacia hidrográfica.

2.4.4.1. Ensaios para Estimar a Erodibilidade

A partir dos anos sessenta passou-se a pesquisar mais intensamente ensaios que buscam, de certa forma, simular a erosão em laboratório. Estes ensaios permitem analisar o efeito das variações

do estado do solo, como a sua umidade no momento do evento erosivo, da energia erosiva do impacto da chuva, ou do escoamento da água (CHAMECKI e SILVA, 2004).

Destacam-se os ensaios de Inderbitzen (INDERBITZEN, 1961), do furo de agulha e do torrão (SHERARD et al., 1976a e 1976b), de desagregação (BRASIL, 1979; FONSECA e FERREIRA, 1981), Critério de Erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) e de Inderbitzen Modificado (FREIRE, 2001).

A estimativa do processo erosivo nos solos não é feita única e exclusivamente através de ensaios geotécnicos. De acordo com Almorox et al. (1994), existe a possibilidade de avaliar este processo através de métodos divididos em qualitativos e quantitativos, como mostra o diagrama da figura 14.

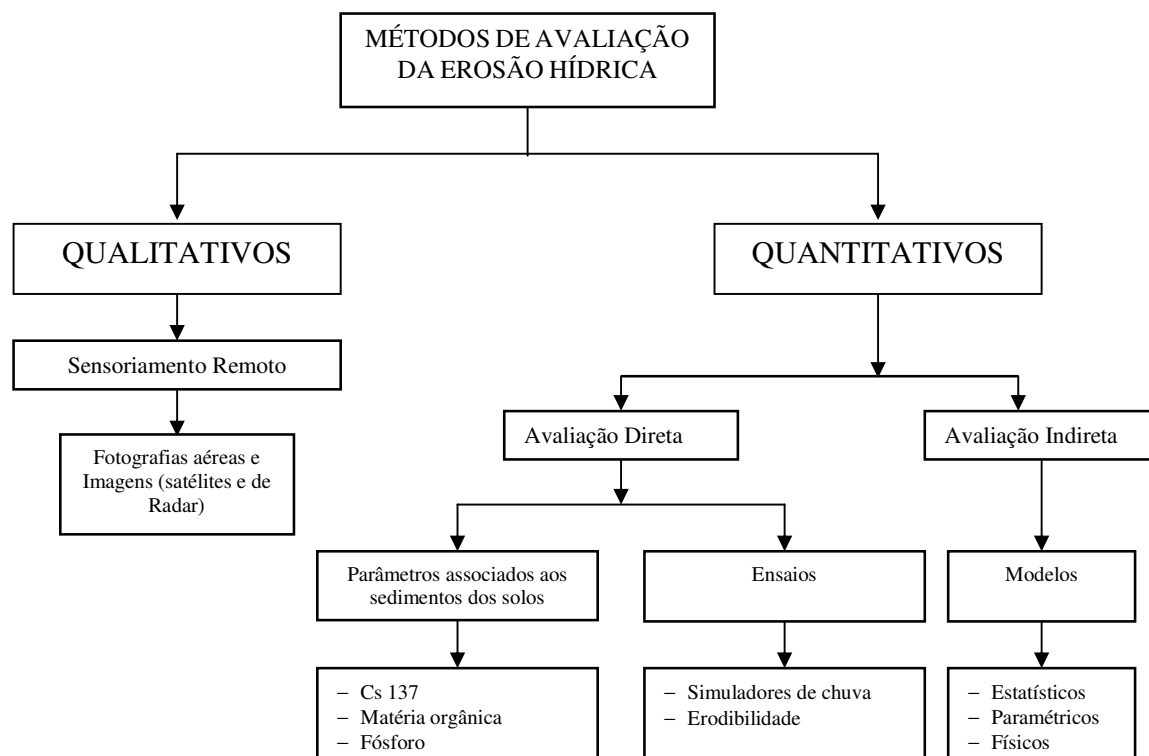


FIGURA 14. Esquematisação dos Métodos de Avaliação de erosão hídrica de acordo com Almorox et al. (1994).

Devido à grande variedade de tipos de ensaios, não é possível a realização de todos tendo como objetivo o mapeamento geotécnico da região. Desta forma, nesta tese utilizam-se apenas o

ensaio de Critério de Erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) para uma análise indireta e Inderbitzen Modificado (FREIRE, 2001) para analisar diretamente a erodibilidade.

A escolha de ambos os ensaios deu-se também em razão da simplicidade dos seus equipamentos e da facilidade de operação, o que possibilita a realização de um maior número de ensaios.

a) Critério de Erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979)

Em razão da maioria dos ensaios que visam a determinação de parâmetros de erodibilidade de solos serem idealizados para perfis de solos de outros países, Nogami e Villibor (1979) estabeleceram um critério que realiza uma avaliação quantitativa da erodibilidade dos solos tropicais.

Este critério empírico é baseado no ensaio de infiltrabilidade, que determina o coeficiente de sorção (s) e a erodibilidade específica (perda de massa por imersão modificado), que indica o percentual de perda do solo seco em massa em relação ao peso seco total da amostra (pi), para sua avaliação.

Segundo Nogami e Villibor (1979) in Bastos et al. (2000), as duas propriedades que permitem prever o comportamento dos solos tropicais frente à erosão hídrica são a infiltrabilidade e a erodibilidade específica. A infiltrabilidade, propriedade hidráulica de solos não saturados representa a facilidade com que a água infiltra no solo através de sua superfície e é quantificada pelo coeficiente de sorção. A erodibilidade específica é representada pela perda de massa por imersão.

A partir dos resultados destes dois ensaios, Nogami e Villibor (1979) estabelecem que a relação $pi/s = 52$ é o limite do critério de erodibilidade, onde solos que possuem $pi/s > 52$ são considerados erodíveis e os solos com $pi/s < 52$ são considerados de média a baixa erodibilidade.

O valor limite do critério de erodibilidade de Nogami e Villibor (1995) é modificado por Pejon (1992) (apud VILAR e PRANDI, 1993), assumindo o valor de $pi/s = 40$.

i) Ensaio de Infiltrabilidade

De acordo com Bastos (1999), nas regiões úmidas de climas tropicais e subtropicais, apesar da elevada pluviosidade, devido à forte evapotranspiração e à boa drenagem da maioria dos solos residuais, a infiltrabilidade é mais representativa do que a permeabilidade saturada.

O ensaio de infiltrabilidade foi construído seguindo a metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR 1995). Este ensaio simula a entrada de água pela superfície de um determinado corpo de prova, quantificando a velocidade da ascensão capilar.

O procedimento do ensaio consiste em coletar uma amostra cilíndrica de determinado tipo de solo, confinando-a lateralmente em um anel biselado de PVC ($d=5\text{cm}$ e $h=5\text{cm}$), e dispendo-a sobre uma pedra porosa de granulação aberta saturada. A figura 15 mostra mais detalhes do equipamento. A umidade da amostra deve ser previamente estabelecida.

Ao molde utilizado é conectado um tubo capilar contendo água em seu interior para que ocorra, através do fenômeno da capilaridade, um fluxo ascendente. Os tubos capilares devem apresentar diâmetro de 6 mm e são dispostos horizontalmente ao mesmo nível da base da amostra, de forma que não seja imposta nenhuma carga hidráulica.

A distância capilar percorrida pelo menisco é medida nos intervalos de tempo (1, 2, 4, 9, 16, 25, 36, 49, 64 min e assim por diante), até ocorrer a estabilização do movimento.

Posteriormente, um gráfico dos dados da cronometragem dos tempos (t) pelos resultados das leituras da distância percorrida pelo menisco no tubo capilar (L) é plotado, resultando em um gráfico semelhante ao apresentado na figura 16.

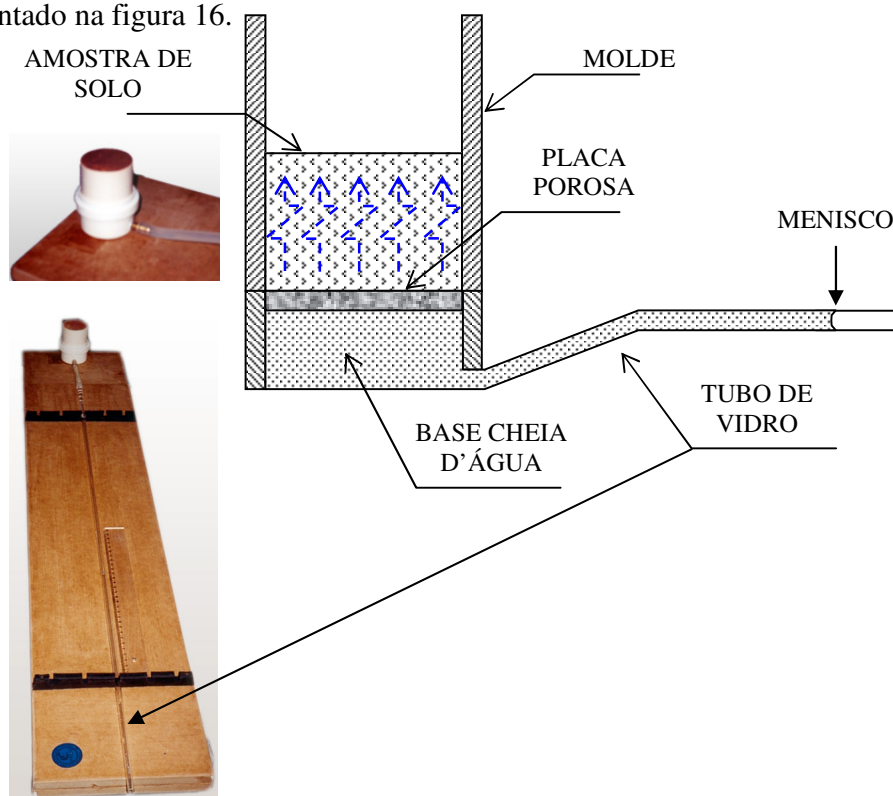


FIGURA 15. Equipamento do ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT.

O gradiente do trecho retilíneo inicial representa o coeficiente de sorção s (em $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$):

$$s = \frac{(L_b - L_a).S}{10(tb - ta).A} \quad [10]$$

Onde:

- L_b e L_a são as leituras das distâncias no tubo capilar;
- tb e ta são os tempos referentes às leituras;
- S é a seção do tubo capilar;
- A é a área da seção da amostra.

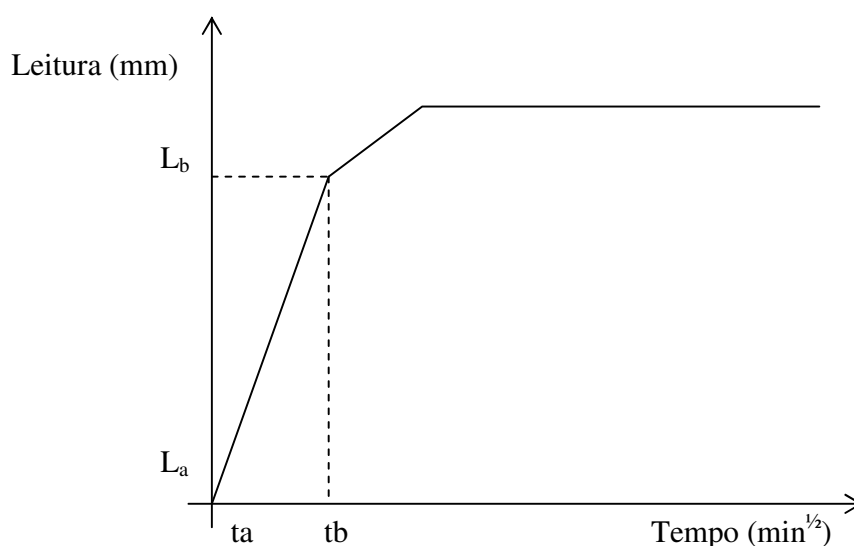


FIGURA 16. Comportamento típico no ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT.

ii) Ensaio de Erodibilidade Específica (Perda de Massa Por Imersão Modificado)

O ensaio modificado de perda de massa por imersão é muito semelhante ao apresentado na Metodologia MCT na obtenção do parâmetro de classificação de solos. Este ensaio determina o potencial do solo em desagregar em água quando imerso neste meio.

O termo modificado é relativo às mudanças que ocorreram na preparação das amostras para o ensaio. Anteriormente, as amostras eram extraídas parcialmente de seus moldes, de maneira que ficassem salientes 10 mm. Este processo é diferente do que ocorre com a perda de massa por imersão modificada, onde a face da amostra coincide com o fim do anel.

Consiste em um ensaio simples, onde uma amostra de solo em seu estado natural é confinada em um anel de PVC ($h=2,5\text{cm}$ e $d=5\text{cm}$). Um lado da amostra deve coincidir com o final do tubo,

enquanto o outro é vedado por uma pedra porosa que não impede a entrada de água. É apresentado na figura 17, um desenho esquemático do equipamento.

O corpo de prova inserido no molde é imerso horizontalmente em água por um período de 20 horas. O material que se desagrega da parte livre do conjunto é recolhido em uma cápsula, pesando-o ao final.

A erodibilidade específica (pi) é mensurada pelo percentual de perda de solo seco em massa em relação ao peso seco total da amostra.

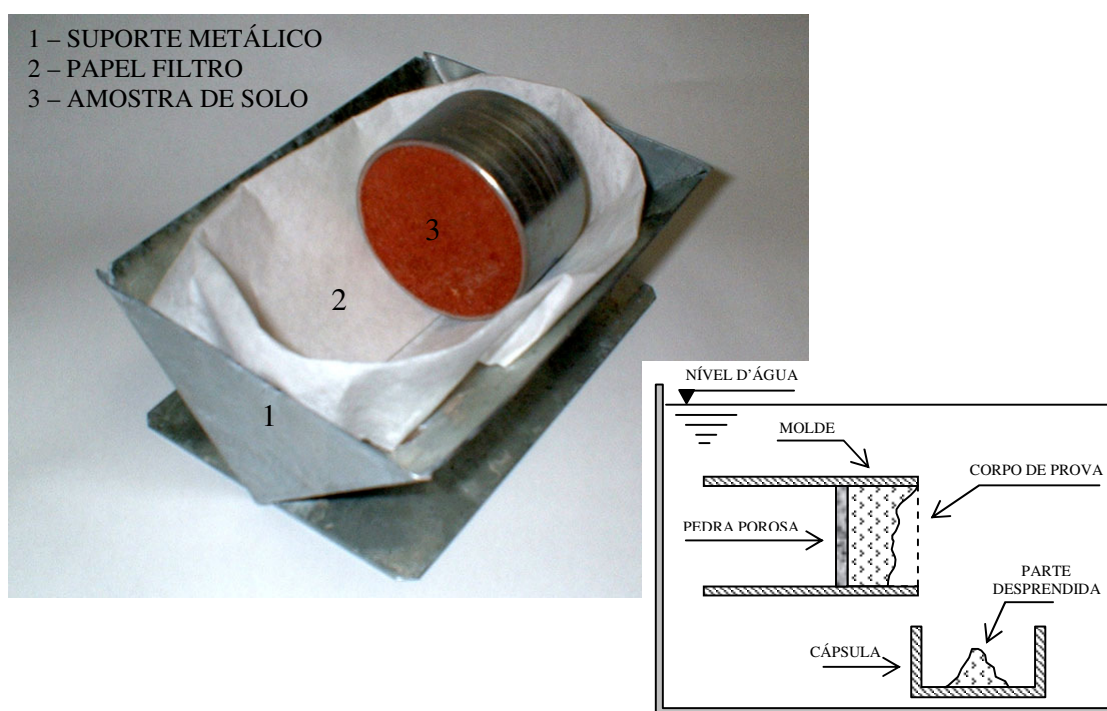


FIGURA 17. Equipamento do ensaio de perda de massa por imersão modificado da Metodologia MCT.

A utilização deste critério pode ser observada em Alcântara (1997), Higashi et al. (2004), Higashi e Spricigo (2003), Coelho (2003), Meirelles e Davison Dias (2004) e Bastos et al. (2002).

Silveira e Pejon (2002) apresentam uma avaliação dos principais fatores intervenientes na erodibilidade dos solos, tendo como área de estudo a região centro-leste do estado de São Paulo. Neste trabalho, além da caracterização do solo, foram realizados os ensaios de infiltrabilidade e perda de massa por imersão, onde os resultados foram discutidos com base no critério de erodibilidade proposto por Pejon (1992), que utiliza $pi/s = 40$.

Bastos (1999) realizou um estudo sobre a erodibilidade dos solos residuais da Região Metropolitana de Porto Alegre onde, além de ensaios como o de Inderbitzen (Inderbitzen, 1961), utilizou o critério de erodibilidade MCT, comparando os valores obtidos com os critérios de Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992). Observou que os critérios são muito próximos, e que a diferença entre eles pouco influencia a avaliação dos solos estudados.

b) Ensaio de Inderbitzen Modificado (FREIRE, 2001)

Os ensaios para a avaliação de erodibilidade dos solos apresentados anteriormente avaliam de forma eficiente os efeitos erosivos do escoamento superficial. Porém, não simulam o fenômeno da desagregação de partículas provocado pelo impacto da água em uma precipitação.

A importância do impacto das gotas da chuva no processo erosivo pode ser observada nos trabalhos realizados por Laws (1940), Ellison (1947), Musgrave (1947), Freire (2001), Guerra e Cunha (1995) e Chamecki e Silva (2004).

Freire (2001) descreve que a fase de remoção de partículas (desagregação), conhecida por “*erosão por splash*”, ou ainda como “*por salpicamento*”, ocorre basicamente como um resultado das forças causadas pelo impacto das gotas de chuva. Uma gota quando bate em um solo molhado, remove partículas que estão envolvidas por uma película de água. Além das partículas serem transportadas pelo impacto das gotas de chuva, algumas são deslocadas pelo choque proporcionado por sedimentos que batem uns contra os outros.

Para Selby (1993), a erosão pelo impacto da gota da chuva é responsável por quatro efeitos:

- desagregação das partículas do solo;
- pequeno deslocamento lateral (rastejamento);
- saltação de partículas juntamente com as gotas de chuva (“*splash*”);
- distribuição das partículas.

De acordo com Sá (2001), as chuvas torrenciais ou pancadas de chuvas mais intensas constituem a forma mais agressiva de impacto da água no solo, acelerando o processo erosivo.

Guerra e Cunha (1995) afirmam que em uma forte tempestade tropical, o equivalente a um peso de 350 ton de água/ha podem ser precipitados em um período de apenas meia hora. Essa energia é suficiente para quebrar a estrutura do solo, formando crostas na superfície, o que dificulta a infiltração.

A formação de crostas pode ser interpretada como um rearranjo de partículas, conferindo ao solo uma nova estrutura com menor índice de vazios, e, portanto, com menor valor de permeabilidade. Esta diminuição da capacidade de possibilitar o fluxo gera o escoamento superficial, responsável pela segunda etapa do processo erosivo.

Fragassi e Marques (2001) apresentam modificações no aparelho de Inderbitzen, demonstrando um projeto pouco mais simplificado, porém sem ainda levar em consideração a influência das gotas de chuva na superfície do solo.

Freire (2001) apresenta o ensaio de Inderbitzen modificado com o objetivo de avaliar a erosão causada pelo impacto da água no solo

O ensaio de Inderbitzen modificado incorpora ao escoamento superficial do ensaio Inderbitzen a simulação do impacto da gota da chuva. O corpo de prova não é confinado, podendo ser constituído por uma amostra indeformada em bloco, ou por um cilindro compactado e seccionado longitudinalmente ao meio (FREIRE e GALVÃO, 2002).

Este ensaio consiste em uma estrutura tubular na qual está disposta uma rampa para apoio de amostra indeformada, e de duas linhas de “*chuveiramento*”, obtida através de tubos perfurados, a uma altura média de 0,20 m. Sob a rampa de apoio, tem-se um primeiro recipiente para coleta da água e dos sedimentos carregados, que posteriormente é escoado para um segundo recipiente para decantação e, finalmente, para um conjunto de peneiras.

O procedimento do ensaio segundo Chamecki e Silva (2004) pode ser descrito da seguinte forma:

- o solo é posicionado sobre uma grade ou tela inclinada, de maneira que o corpo de prova fique também inclinado e forme uma pequena rampa de solo;
- tubos perfurados posicionados em cima do corpo de prova, criam escoamentos verticais e diretos em diversos pontos do solo, provocando impacto e erosão. A pressão de chuveiramento é controlada manometricamente e a amostra deve estar posicionada de maneira que o chuveiramento na sua face superior seja pleno;
- o excesso de água que não chega a se infiltrar no corpo de prova, provoca a formação de um escoamento superficial sobre o mesmo, complementando a erosão pluvial;
- a água que escoar é captada através de recipientes e peneirada. A erosão é calculada em porcentagem de peso, através da razão entre o peso de material retido em cada peneira

depois de seco (após 24 h de permanência em estufa a 110 °C) e o peso total seco do corpo de prova antes do ensaio, calculado em função de seu peso e umidade.

A figura 18 apresenta o ensaio de Inderbitzen modificado.

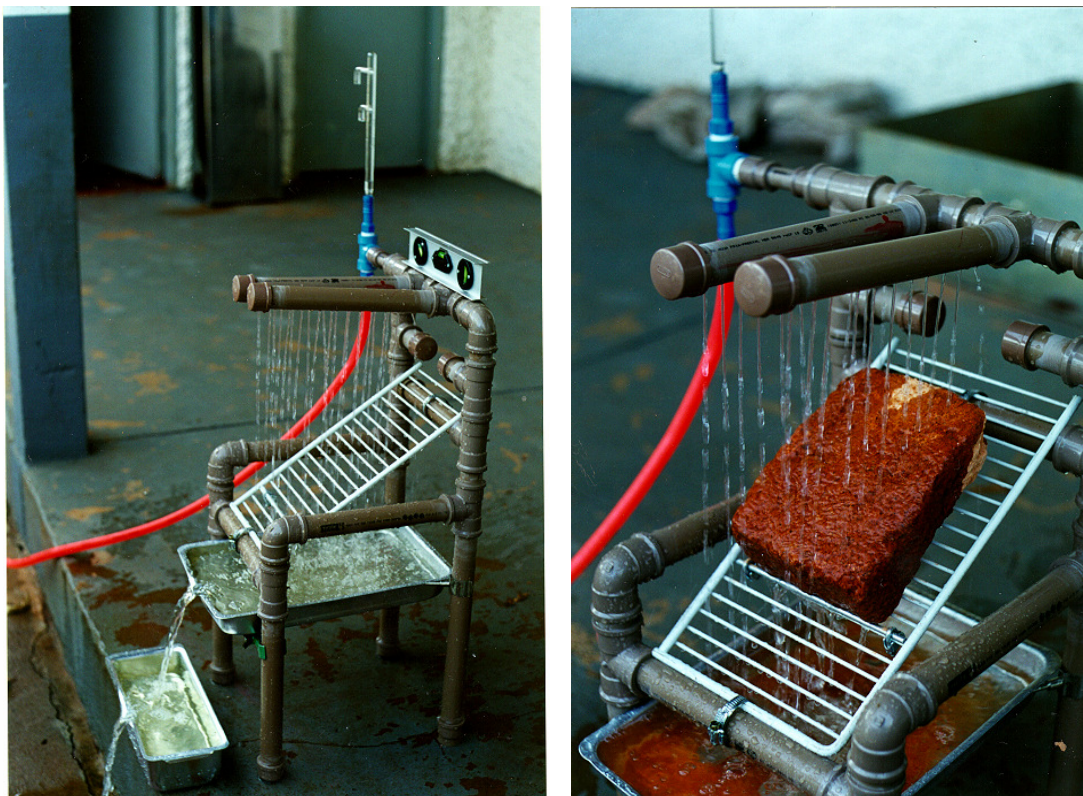


FIGURA 18. Ensaio de Inderbitzen modificado (FREIRE, 2001).

Chamecki e Silva (2004) apresentam um estudo da erosão hídrica em argilas rijas da Formação Guabirotuba. Em seu trabalho, é realizado entre outros experimentos, o ensaio de Inderbitzen Modificado (FREIRE, 2001) para amostras indeformadas, na umidade natural e após secagem ao ar por quinze dias. A pesquisa concluiu que a simulação dos processos erosivos através deste tipo de ensaio e do Inderbitzen (1961) são os que apresentam melhores resultados, principalmente pela possibilidade da realização de comparações e simulações.

Bastos (1999) realizou estudos que relacionam a erodibilidade com a colapsibilidade e a variação de resistência ao cisalhamento com o umedecimento dos solos. Quanto à colapsibilidade, o autor concluiu que esta propriedade não mostrou relação satisfatória com a erodibilidade medida através do ensaio de Inderbitzen. Quanto à resistência ao cisalhamento na superfície dos terrenos,

representada pela coesão, o estudo mostrou que os solos mais erodíveis são aqueles que apresentam maior perda de coesão com o umedecimento e inundação, logo, são mais vulneráveis ao destacamento de partículas por cisalhamento hidráulico (BASTOS et al., 1998).

Na proposta metodológica apresentada em Bastos et al. (2002), a avaliação da erodibilidade pode ser realizada também pela queda do valor de coesão com a inundação dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto. O autor estabelece, com base nos estudos, que se a variação da coesão (Δc), determinada pela equação 11, for maior ou igual a 85%, os solos são considerados potencialmente erodíveis.

$$\Delta c = \frac{(c_{nat} - c_{inu})}{c_{ini}} \quad [11]$$

Onde:

c_{nat} – coesão na umidade natural

c_{inu} – coesão determinada através da inundação dos corpos de prova

2.5. OCUPAÇÃO DOS SOLOS EM REGIÕES COSTEIRAS DE RELEVO PLANO

A importância de um conhecimento aprofundado sobre a gênese dos solos costeiros nas obras de engenharia é ressaltada por Barata (1970). A variação do nível do mar no Quaternário constitui o mecanismo principal de formação dos sedimentos marinhos das planícies costeiras brasileiras, conforme consta em trabalhos apresentados por Suguio e Martin (1978) e Suguio (1977). A partir destes trabalhos, outros estudos visaram a compreensão regional dos processos de formação dos sedimentos costeiros, como Massad (1988a, 1988b e 1994a) que tem como base os estudos de Suguio (1988, 1994) e Gusmão Filho (1982) sobre a planície costeira nordestina.

A origem dos sedimentos argilosos das zonas costeiras do Brasil tem merecido a atenção de diversos pesquisadores. Barata et al (2002) destacam a contribuição de Massad (1985, 1986, 1988 e 1994b) e Martin (1988) sobre o processo de formação destes solos.

As flutuações do nível do mar estão relacionadas aos períodos de glaciação ocorridos nos últimos 120 mil anos (Pleistoceno). Durante o período glacial, a retenção de água nas geleiras causou uma redução no nível dos oceanos, favorecendo a deposição dos sedimentos continentais em áreas previamente ocupadas pelo mar. Posteriormente, na ocasião do degelo, houve a formação de

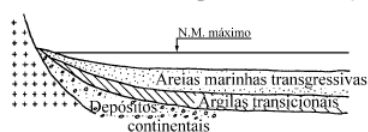
sistemas lagunares nas embocaduras das vias naturais de drenagem, favorecendo a deposição de sedimentos finos argilosos e matéria orgânica (SAYÃO et al., 2002).

A figura 19 ilustra o mecanismo de desenvolvimento das planícies sedimentares paulistas segundo Suguio e Martin (1981).

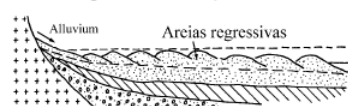
Massad (1999) relata que ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação entremeados por um intenso processo erosivo, associados com pelo menos dois episódios transgressivos de níveis marinhos mais elevados que o atual. Estes processos deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos, com propriedades geotécnicas distintas:

- Sedimentos Pleistocênicos: argilosos (Argilas Transicionais – ATs) ou arenosos na base e topo (Areias Transgressivas);
- Sedimentos Holocênicos: argilas e areias ricas em conchas, depositados em locais de lagunas, canais, baías ou estuários, recebendo a denominação genérica de Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL).

1º Estádio: máximo da transgressão - Cananéia (Pleistoceno)



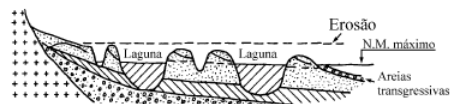
2º Estádio: Regressão e formação de cordões de areia



3º Estádio: Erosão parcial dos sedimentos marinhos



4º Estádio: Máximo da transgressão - Santos (Holoceno)



5º Estádio: Regressão em direção ao N.M. atual



Simbologia adotada na figura:

MP - Marinho (Pleistoceno);

MH - Marinho (Holoceno);

LH - Laguna (Holoceno); N.M. - Nível do Mar.

FIGURA 19. Ilustração dos possíveis estágios da gênese das planícies sedimentares paulistas (SUGUIO e MARTIN, 1981).

As áreas de ocorrência destes tipos de solos necessitam de especiais cuidados geotécnicos, uma vez que normalmente o comportamento geomecânico destes solos proporciona grandes deformações e baixa resistência ao cisalhamento.

Através da análise de um banco de dados sobre a compressibilidade das argilas moles marinhas brasileiras, Barata et al. (2002) e Barata e Danziger (1986) formularam os três perfis mais comuns de terrenos com a presença de solos moles. Tais perfis são apresentados na figura 20. Estes dados são originários basicamente de depósitos situados em Recife, Rio de Janeiro, Salvador e Santa Catarina.

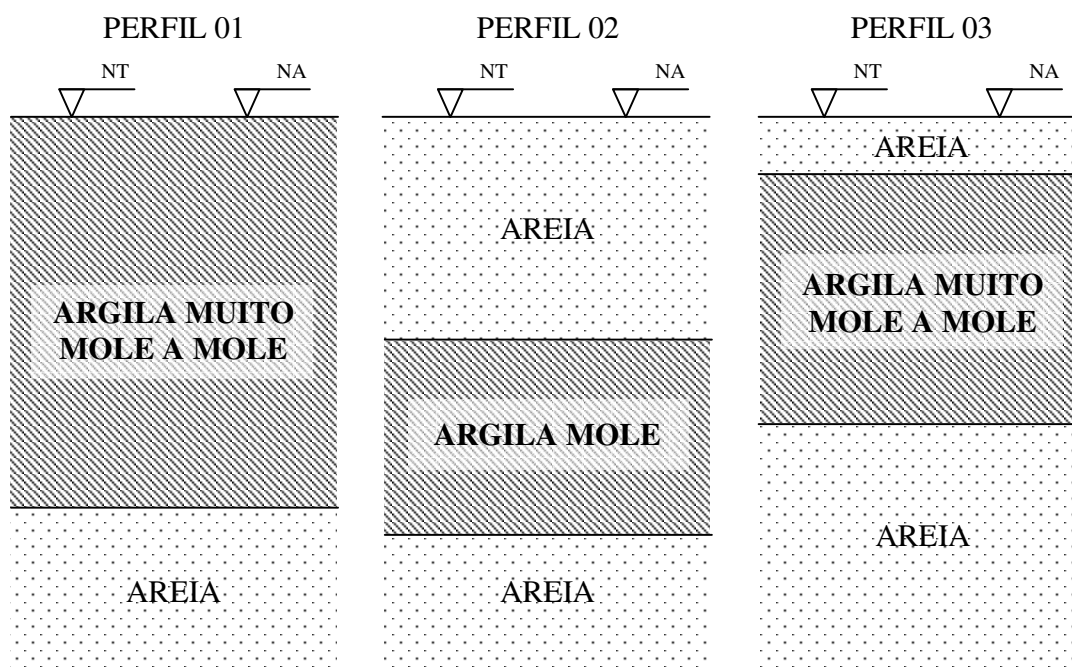


FIGURA 20. Perfis típicos de argila moles marinhas brasileiras (modificado de BARATA e DANZIGER, 1986).

Barata et al. (2002) descreve que no perfil 01 (figura 20) a argila muito compressível encontra-se sobre uma camada arenosa próxima à superfície do terreno. No segundo perfil a argila encontra-se entre duas camadas de areia, sendo que a primeira camada apresenta-se bastante espessa. O perfil 03 contempla os casos intermediários, nos quais a camada arenosa tem pequena espessura quando comparada à camada compressível. Os autores ressaltam que os perfis simplificados apresentados não consideram peculiaridades como lentes de materiais variados que

podem ocorrer em diversos horizontes, situações estas que não comprometem os objetivos simplificadores e abrangentes dos perfis apresentados.

A ocupação das cidades costeiras inicia-se geralmente sobre estes tipos de sedimentos em razão de estarem localizados em áreas planas, sendo posteriormente ocupados os solos residuais encontrados nas elevações. Portanto, o conhecimento do seu comportamento geotécnico através de relatos em outras áreas da costa brasileira é de grande valia para esta pesquisa, principalmente como efeito comparativo dos resultados obtidos através de ensaios laboratoriais e de campo da resistência e compressibilidade das argilas moles.

Tomando-se como base os estágios da gênese das planícies sedimentares paulistas apresentado por Suguio e Martin (1981), observa-se que há um grande número de diferentes perfis de solos, muitos deles podendo conter solos pouco desenvolvidos como as Areias Quartzosas, Gleis, Planossolos, Solos Orgânicos e de Mangue, que geralmente apresentam baixa resistência ao cisalhamento e grandes deformações quando solicitados por obras de engenharia.

Um dos objetivos desta pesquisa é a determinação do comportamento geomecânico destes tipos de solos perante a ocupação por estruturas civis. Nesse sentido, as análises e a determinação das características geomecânicas dos solos foram direcionadas para aquelas que se entende serem as prioritárias na infra-estrutura de uma cidade, como a execução de fundações e aterro sobre solos moles.

2.5.1. EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES APOIADAS SOBRE SOLOS DE ARGILA MOLE SEDIMENTARES ORGÂNICAS E SOLOS GLEI

Quando discutida a possibilidade do emprego de elementos de fundações para superestruturas assentadas sobre solos de argila mole, os métodos mais usuais são as estacas e as fundações superficiais como o *radier*, dependendo da carga a ser aplicada.

Na prática, quando é realizado um projeto de estacas cravadas que apresentam apenas resistência de ponta, ou seja, com a cravação da estaca até a nega, não são considerados os fenômenos característicos da argila mole, como baixos valores de resistência não drenada e elevada compressibilidade.

Apesar disso, as estacas cravadas de concreto armado e madeira apresentam limites quanto à sua profundidade de cravação, sendo recomendado normalmente um máximo de 2 emendas. Este valor totaliza aproximadamente 36 metros de profundidade, se considerado o tamanho médio da estaca de 12m, até o qual, geralmente se garante a verticalidade.

As fundações superficiais são comumente usadas na região costeira como opção quando a cota de assentamento da fundação é superior aos 36 m de profundidade ou quando as cargas geradas pela superestrutura a permitem, como os perfis apresentados por Dias e Kerstner (2003), Higashi et al. (2003) e Marques e Lacerda (2004).

Sabe-se que a aplicação de pressões superficialmente nos solos de argila mole pode provocar altas taxas de compressibilidade e até mesmo sua ruptura. Desta forma, para o dimensionamento seguro de elementos de fundações superficiais que transitem cargas ao solo a pequenas profundidades, é necessário o conhecimento do comportamento geomecânico do solo.

Devido à baixa permeabilidade das argilas moles, a ruptura do solo pode ocorrer no momento de aplicação da carga. Sem a drenagem de água necessária para transmitir os esforços para as partículas de solos (pressão efetiva), a pressão neutra é aumentada, o que constitui os princípios da resistência não drenada dos solos (S_u).

Este fenômeno não ocorre frequentemente, pois a aplicação de cargas por elementos de fundações não é súbito, sendo aumentado gradualmente com a construção da superestrutura. Este tipo de fenômeno é característico em obras rodoviárias de aterros sobre solos moles, que será apresentado no capítulo seguinte.

O recalque por adensamento é a parcela responsável pela maior parte da compressibilidade dos solos, sendo a principal causa dos problemas de fundações.

De acordo com o princípio das tensões efetivas, quando aplicadas cargas nos solos, devido à baixa permeabilidade que as argilas moles apresentam, a água presente nos vazios escoar com certa dificuldade, levando tempo para se deslocar, o que impossibilita a deformação imediata do solo subjacente.

A região costeira apresenta depósitos de argila mole de grandes extensões em área e profundidade, o que muitas vezes torna necessária a utilização de fundações superficiais.

Tendo em vista este cenário, é apresentado na próxima seção um levantamento de alguns parâmetros que regem a compressibilidade dos solos sedimentares de argilas moles das regiões

litorâneas do Brasil e Santa Catarina, o que viabilizará uma comparação entre os valores encontrados para o subsolo das áreas de estudo de Tubarão nesta tese.

2.5.1.1. Compressibilidade dos Solos Sedimentares de Argila Mole de Regiões Costeiras do Brasil

Os depósitos de argila mole da costa brasileira têm sido alvo de muitos estudos, e sua caracterização é necessária para a implantação de infra-estrutura urbana. Podem ser citados os trabalhos recentes de Alencar et al. (2002), Almeida et al. (2005), Sampaio Junior et al. (2002), Gonçalves e Oliveira (2002), Mello et al (2002), Barata et al. (2002), Barata e Danziger (1986), Sayão et al. (2002), Massad (1994b) e Marques e Lacerda (2004).

O melhor aproveitamento dos solos leva à necessidade de se conhecer melhor o comportamento desses depósitos quando submetidos às sobrecargas de obras de engenharia.

Massad (1994b) apresentou um estudo com as argilas moles do litoral do estado de São Paulo, mais precisamente da Baixada Santista e Iguape. Os resultados dos ensaios alcançados são apresentados na tabela 12.

As argilas de Manguesais são de deposição recente e apresentam os valores de SPT nulos. Os SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares), que se depositaram no Holoceno, a partir de aproximadamente 7000 anos atrás, com SPT entre 0 e 2 golpes, são em geral solos levemente sobre-adensados com elevados valores de razão de compressão. As ATs (Argilas Transicionais), misto de solos continentais e marinhos, depositados durante o Pleistoceno, são solos muito sobre-adensados, com pressões de pré-adensamento que podem atingir valores da ordem de 300 a 500 kPa, e com SPTs acima de 5, alcançando 25 golpes ou mais.

A camada argilosa analisada por Massad (1994b e 1999) apresentou comportamento geotécnico semelhante aos depósitos em área portuária na cidade de Navegantes/SC estudados por Marques e Lacerda (2004).

Almeida et al. (2005) apresentam uma gama de resultados da argila de Sarapuí, localizada na Baixada Fluminense, nos arredores da Baía de Guanabara, região costeira do estado do Rio de Janeiro. Este trabalho reúne várias pesquisas realizadas nesta mesma área nos últimos 30 anos.

TABELA 12. Características relativas à deformação das argilas moles costeiras do Brasil.

Autor	Características da Argila Mole Costeira											
	Prof. (m)	e_0	W_{nat} (%)	C_c	SPT _{médio}	CR	C_v (cm ² /s)x10 ⁻⁴	LL (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR
Massad (1994b e 1999)	≤ 5	>4	-	-	0	0,35-0,39	0,4-400	40-150	30-90	13	-	-
	≤ 50	2-4	-	-	0-4	0,33-0,51	0,3-10	40-150	20-90	13,5-16,3	-	-
	20-45	<2	-	-	5-25	0,35-0,43	3-7	40-150	40-90	15-16,3	-	-
Coutinho e Lacerda (1976 e 1994)	-	-	-	1,35 a 1,86	-	-	1-10	-	-	-	-	-
Coutinho e Lacerda (1994)	-	-	-	0,29 a 3,75	-	-	-	-	-	-	-	-
Coutinho et al. (1992 e 1993)	-	-	-	0,5 a 2,5	-	-	3-20	-	-	-	-	-
Dias e Bastos (1994)	-	-	-	-	-	-	1-5	-	-	-	-	-
Baptista e Sayão (1998)	-	-	-	-	-	-	1,9-2,1	-	-	-	-	-
Sousa Pinto e Massad (1978)	-	-	-	-	-	-	0,001-0,1	-	-	-	-	-
Coutinho (2001)	28,00-28,90	1,40	-	0,71	-	0,30	-	64	-	-	240*	-
	29,00-29,80	1,43	-	0,80	-	0,33	-	70	-	-	440*	-
	30,00-30,70	1,47	-	0,92	-	0,37	-	73	-	-	400*	-
	32,00-32,60	1,57	-	0,86	-	0,33	-	85	-	-	260*	-
	33,00-33,40	1,63	-	0,82	-	0,31	-	79	-	-	190*	-
	35,00-35,65	1,52	-	0,90	-	0,36	-	78	-	-	340*	-
	36,00-36,65	1,63	-	0,91	-	0,35	-	78	-	-	240*	-
	37,00-37,63	1,65	-	0,98	-	0,30	-	83	-	-	145*	-
	38,00-38,50	1,55	-	1,05	-	0,41	-	87	-	-	460*	-
	40,00-40,78	1,74	-	1,19	-	0,43	-	90	-	-	340*	-

TABELA 12. Características relativas à deformação das argilas moles costeiras do Brasil (continuação).

Autor	Características da Argila Mole Costeira (continuação)											
	Prof. (m)	e_0	W_{nat} (%)	C_c	SPT _{médio}	CR	C_v (cm ² /s) x10 ⁻⁴	LL (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR
Marques e Lacerda (2004)	0-7	1,26-2,70	47-100	0,18-0,93	0-5	0,09-0,26	2,4-81	40-98	6-53	14-17	21,3	-
	6-16,5	1,37-2,82	49-103	0,34-0,88	0-8	0,13-0,27	2-49	32-110	11-57	13,8-16,8	90	-
	16,5-38	1,12-2,01	40-75	0,25-0,99	4-35	0,11-0,37	2,7-17	57-84	26-46	14,8-17,7	92	-
Antoniutti Neto, Kormann, Guimarães e Henchen (2006)	5,9	2,976	105,4	1,21	-		1,55 a 2,79	-	-	1,401	9,8	1,7
	8,9	2,818	111,1	0,96	-		1,43 a 2,25	-	-	1,489	22	3
Santos (1997)	5	-	72,2	1,54	-	0,531	-	27	10	14,7	25	-
	3	-	160,3	0,54	-	0,100	-	-	-	12,4	20	-
	2,3	-	70,2	0,78	-	0,276	-	66	39	15,6	31	-
	2,5	-	62,1	1,00	-	0,378	-	98	76	15,9	40	-
	0,50	-	-	-	-	-	-	50	16	-	-	-

*Determinado através do ensaio de CRS

Simbologia adotada na tabela:

$CR=C_c/I+e_0$ – Razão de compressão; e_0 – Índice de vazios inicial; W_{nat} – Teor de umidade natural; C_v – Coeficiente de adensamento; LL – Limite de Liquidez; LP – Limite de Plasticidade; γ_{nat} – Peso específico aparente natural; σ'_p – Pressão de pré-adensamento; OCR – Razão de sobreconsolidação.

A argila de Sarapuí é composta em média de 69% de argila, 18% de silte e 13% de areia. O índice de plasticidade, assim como o índice de vazios inicial, é elevado quando próximo à superfície, decrescendo com a profundidade. O teor de umidade natural é ligeiramente superior ao Limite de Liquidez, que pode representar em um comportamento típico das argilas sensíveis. Apesar desta estimativa, Ortigão e Collet (1986) determinaram a sensibilidade da argila através do ensaio de palheta, resultando em valores da ordem de 4,4, que representam uma sensibilidade mediana.

Quanto às características de compressibilidade, os valores de pressão de pré-adensamento médio (σ'_{vm}) aumentam linearmente com a profundidade e o *OCR* do depósito argiloso varia de 2 a 1,3, alcançando em camadas superficiais pré-adensadas pela variação do lençol freático valores próximos ou iguais a 11.

Os coeficientes de compressão variam da ordem de 1,3 a 3,2 e os resultados obtidos para a razão de compressão ($Cc/1+e_o$) são elevados, apresentando um valor médio de 0,41.

Schnaid (2000) expõe através da tabela 12 as características de compressibilidade de algumas argilas moles brasileiras, onde são apresentadas apenas as que se localizam em regiões costeiras.

Nota-se uma grande variação dos valores apresentados pelos coeficientes de compressão, mas principalmente nos resultados obtidos para o coeficiente de adensamento que assumem valores que variam na faixa de 0,001 a $20 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$.

Diversos autores têm proposto correlações estatísticas visando obter parâmetros que usualmente são obtidos através de ensaios de adensamento com resultados mais simples e de rápida aquisição, tais como o teor de umidade, limites de consistência e índice de vazios. Algumas correlações obtidas para os solos das zonas costeiras podem ser observadas nos trabalhos por Schultze e Sherif (1973), Terzaghi e Peck (1967), Dias (1993), Coutinho (2001) e Kerstner (2001).

Dias e Kerstner (2003) discutem os aspectos geotécnicos das argilas siltosas profundas do Rio Grande-RS. O trabalho dá ênfase à formulação de correlações entre propriedades obtidas em ensaios simples de laboratório, usados para caracterização do solo, e parâmetros obtidos em ensaios sofisticados, como os de adensamento nos solos argilosos da costa brasileira. O perfil analisado pela pesquisa é apresentado na figura 21.

Observa-se que o solo analisado apresenta intercalações de solos argilosos e arenosos como mostrado em Barata e Danziger (1986) e o impenetrável à percussão se dá a grandes profundidades (45 m).

A tabela 13 apresenta os parâmetros de compressibilidade obtidos através de ensaios oedométricos e as correlações comparadas às argilas siltosas do Recife apresentadas por Coutinho (2001).

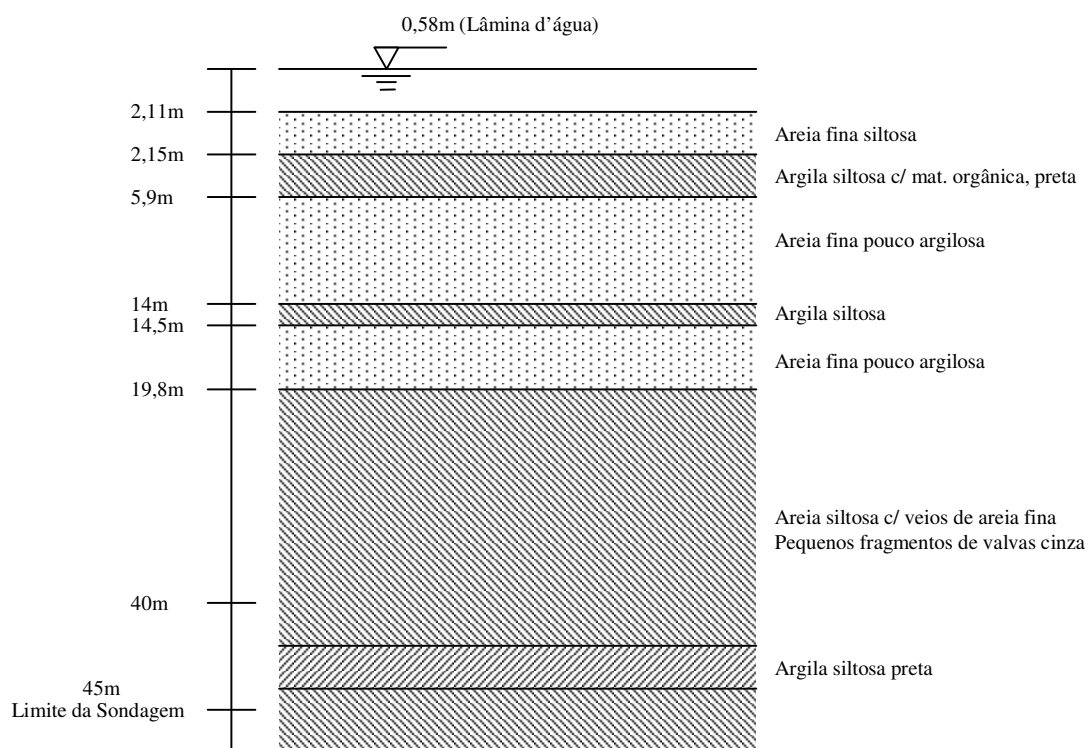


FIGURA 21. Perfil de solo analisado (modificado de DIAS e KERSTNER, 2003).

TABELA 13. Correlações estatísticas entre as argilas siltosas do Recife (COUTINHO, 2001) e do Porto do Rio Grande (DIAS e KERSTNER, 2003).

Correlação	Argila Siltosa de Recife (Coutinho,2001)		Argila Siltosa Orgânica do Porto de Rio Grande	
	Equação	R ²	Equação	R ²
$w_{nat}(\%) \times Cc$	$Cc=0,004w_{nat}(\%)+1,738\pm 0,54$	0,52	$Cc = 0,012w_{nat}(\%)+0,2553$	0,75
$C_c \times e_o$	$Cc=0,586e_o-0,165\pm 0,25$	0,84	$Cc = 0,8539e_o-0,479$	0,89
$e_o \times C_s$	$C_s=0,0084e_o-0,0086\pm 0,04$	0,81	$C_s = 0,3175e_o-0,3516$	0,99
$w_{nat}(\%) \times C_s$	$C_s=0,0019w_{nat}(\%)+0,0043\pm 0,04$	0,80	$C_s = 0,0078w_{nat}(\%)-0,2885$	0,94
$Cc \times W_L$	-	-	$Cc = 0,0093(W_L+20,2)$	0,79

Simbologia adotada na tabela:

C_s – índice de expansão; Cc – coeficiente de compressão; w_{nat} – teor de umidade natural; e_o – índice de vazios inicial.

As correlações apresentadas por Dias e Kerstner (2003) entre Cc e W_L são comparadas com as de Terzaghi e Peck (1967) e Dias (1979) e podem ser visualizadas na Figura 22. Percebe-se que os valores de Cc deste estudo são mais altos do que os apresentados pelos outros autores, porém a sensibilidade ao Limite de Liquidez é praticamente a mesma.

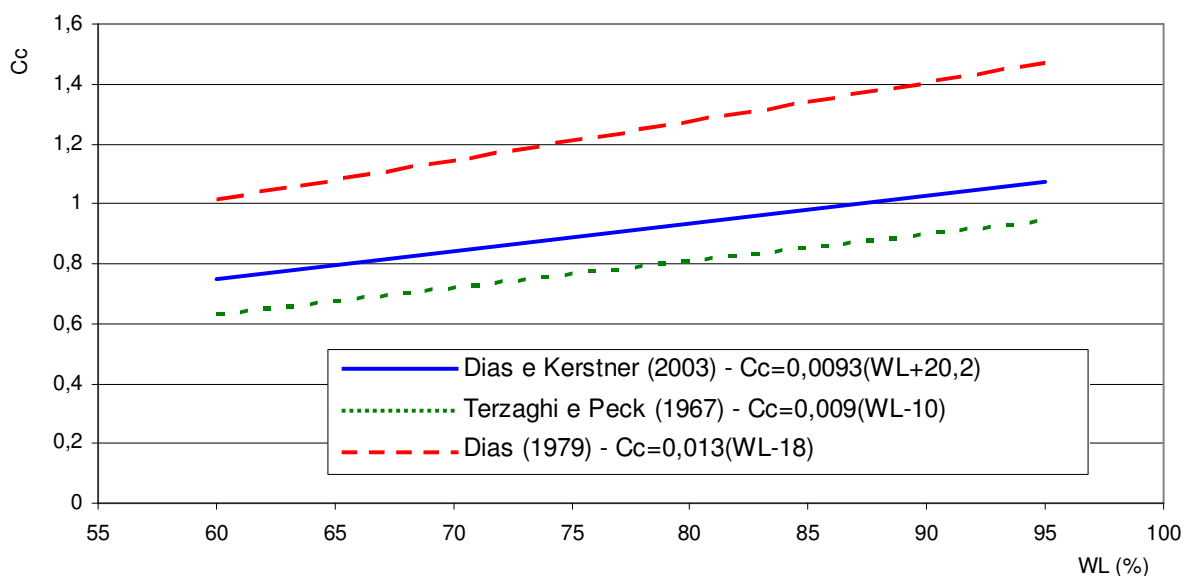


FIGURA 22. Correlação entre Cc e W_L (DIAS e KERSTNER, 2003).

2.5.1.2. Compressibilidade dos Solos Sedimentares de Argila Mole da Região Costeira de Santa Catarina

A porção leste do estado de Santa Catarina apresenta um relevo movimentado com grandes elevações e declividades que geralmente correspondem aos solos residuais de Cambissolos, Podzólicos Vermelho-Amarelos e Litólicos, e áreas mais planas inseridas na região costeira correspondentes aos solos sedimentares do Quaternário.

O traçado da rodovia BR-101 no estado de Santa Catarina foi executado praticamente paralelo e muito próximo ao litoral, inserido completamente na zona costeira do estado. Os resultados dos ensaios realizados para a duplicação da principal via de escoamento do sul do Brasil geraram um grande volume de dados e auxiliaram no entendimento do comportamento dos solos sedimentares de argila mole das regiões costeiras.

Segundo Sayão et al. (2002), a partir das investigações geológico-geotécnicas realizadas para a obra de duplicação da rodovia BR-101, observa-se que a espessura dos sedimentos quaternários da região é maior nas proximidades do litoral, e vai se reduzindo nas áreas mais elevadas onde ocorrem os solos residuais. Este autor realiza um estudo de dois pontos de coletas de argila mole (canal DNOS e Santa Luzia) localizados às margens desta rodovia com os perfis apresentados na figura 23. Observa-se que a estratigrafia dos solos é semelhante, com camadas intercaladas de argilas moles e areias, onde o lençol freático para ambos os pontos de coletas não ultrapassam 1 m de profundidade.

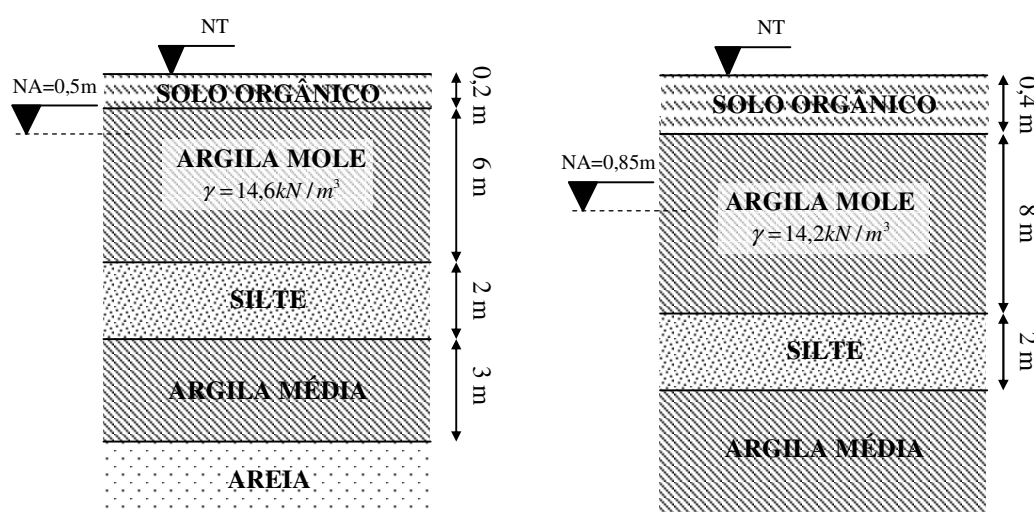


FIGURA 23. Perfis esquemáticos dos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina (SAYÃO et al., 2002).

Durante a coleta de amostras indeformadas para os ensaios laboratoriais de compressão triaxial e adensamento foi notada grande presença de conchas que, por muitas vezes, impediam as coletas, amolgando as amostras. Este fato é agravado em razão dos elevados teores de umidade natural (w_{nat}) das amostras, que sempre se apresentaram superiores aos respectivos valores de Limite de Liquidez (W_L), o que pode sugerir a ocorrência de um solo com sensibilidade média a alta (SKEMPTON e NORTHEY, 1952).

Os resultados dos ensaios da argila mole dos dois pontos são apresentados na tabela 14.

Também em razão da duplicação da BR-101 em Santa Catarina, trecho norte, Maccarini (2002) apresenta um estudo com resultados de compressibilidade determinados através de ensaios de adensamento.

Em seu estudo Macarini (2002) relata a variação acentuada do teor de umidade natural dos solos, o qual oscilou entre 23,3 e 161,9% ao passo que os valores de C_c encontraram-se distribuídos entre 0,09 e 2,57. Apesar de ser observado uma dispersão razoável dos pontos, quando comparados graficamente os valores de C_c e teor de umidade natural (w_{nat}) apresentaram uma tendência bem definida do aumento do coeficiente de compressão com o aumento do w_{nat} .

TABELA 14. Resultados dos ensaios nos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina (modificado de SAYÃO et al., 2002).

Caracterização	Canal DNOS	Santa Luzia
Teor de argila (%)	45	43
Teor de Silte (%)	33	37
Teor de Areia (%)	22	20
Densidade dos Grãos	2,66	2,66
Limite de Liquidez (%)	71	67
Limite de Plasticidade (%)	42	34
Teor de umidade natural (%)	97,7	99,7
Índice de vazios natural	2,59	2,76
Grau de saturação (%)	100	96
Peso específico natural (kN/m^3)	14,64	14,15
Teor de matéria orgânica (%)	5,5	5,4
Salinidade (g/l)	0,1	0,4
pH	7,91	7,76
Parâmetros de resistência e compressão	Canal DNOS	Santa Luzia
OCR (prensa oedométrica)	1,5	1,7
OCR (DMT e CPTU)	Entre 1 e 2	Entre 1 e 2

Simbologia adotada na tabela: DMT–Dilatômetro de Marchetti; CPTU– Piezocone; OCR–*Over Consolidation Ratio*.

Os valores de índice de vazios inicial das amostras apresentaram valores dispersos, variando na faixa entre 0,64 e 4,47. Nem todas as amostras analisadas apresentavam-se saturadas, tendo como valor mínimo de grau de saturação 85% e máximo de 99%.

A densidade real das partículas determinada em laboratório para os solos analisados apresentou uma variação de 2,221 a 2,525, dependendo do grau de matéria orgânica.

Marques e Lacerda (2004) apresentaram o estudo para subsidiar o projeto de um aterro sobre um depósito argiloso flúvio-marinho em área portuária na cidade de Navegantes, no estado de Santa Catarina. O perfil estudado é apresentado na figura 24.

As características geotécnicas analisadas através de ensaios laboratoriais e de campo deste depósito são apresentadas na tabela 12.

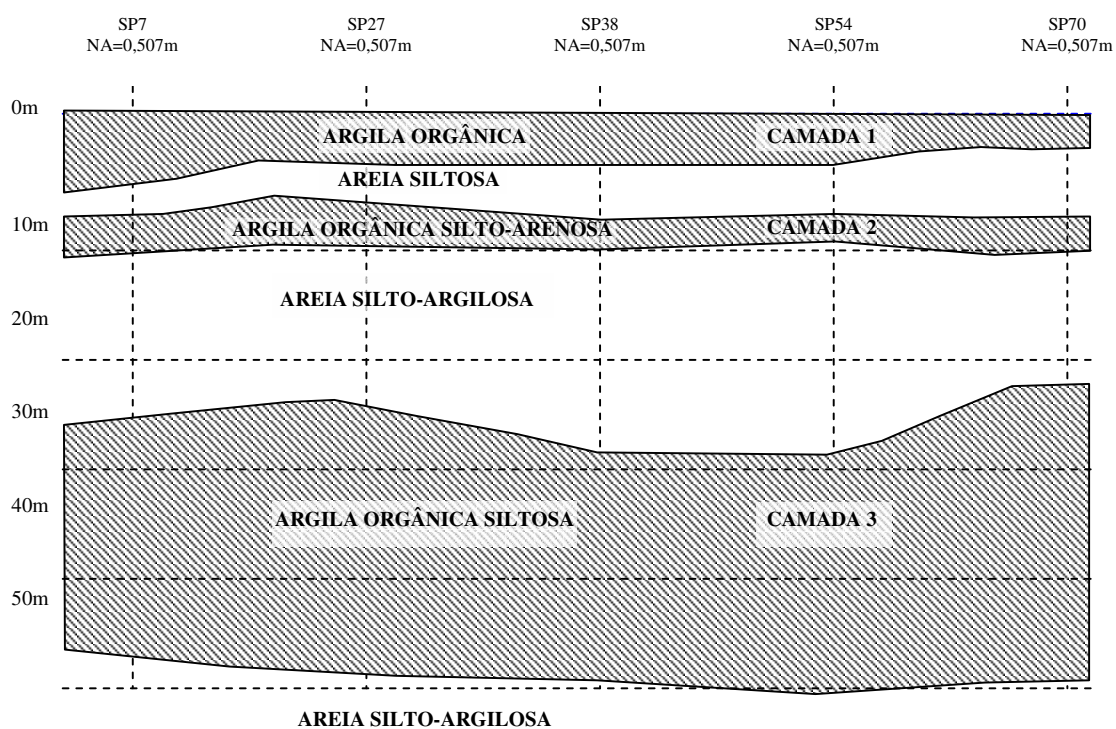


FIGURA 24. Perfil de depósito argiloso flúvio-marinho analisado (modificado de MARQUES e LACERDA, 2004).

Para o depósito de argila mole analisado, os valores de pressão de pré-adensamento normalmente aumentam com a profundidade. Nas cotas de aproximadamente 3, 19 e 28 metros o

valor de σ'_{vm} aumenta de 21,3, para 90 até alcançar 92 kPa respectivamente. Tanto a segunda quanto a terceira camada de argila mole apresentam uma pressão de pré-adensamento média inferior à pressão total inicial (σ'_{vo}). O trabalho relata ainda que provavelmente a terceira camada apresenta este comportamento em virtude do amolgamento das amostras coletadas através de tubos *Shelby*.

O comportamento das duas primeiras camadas quando comparadas ao estudo apresentado por Massad (1994b), apresentaram-se menos compressíveis que as demais, com $Cc/1+e_0$ inferior a 0,27, e abaixo de 0,37 na última camada.

Drössemeyer e Müller (1999) e Drössemeyer et al. (2001) apresentam vários resultados de ensaios geotécnicos que visam a obtenção de parâmetros relativos à compressibilidade referentes à obra de duplicação da rodovia BR-101 no trecho do estado de Santa Catarina.

Em sua pesquisa os autores formulam correlações consideradas válidas, tendo em vista o valor do coeficiente de ajuste da reta, envolvendo os parâmetros de compressibilidade e alguns índices físicos do solo, como pode ser observado através dos gráficos das figuras 25, 26 e 27.

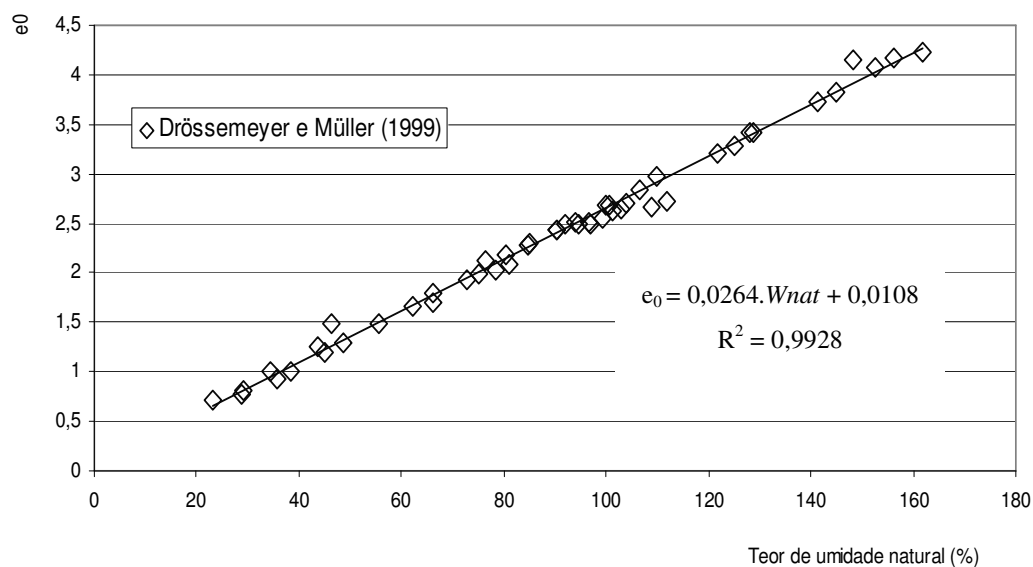


FIGURA 25. Correlação entre índice de vazios inicial (e_0) versus teor de umidade natural (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).

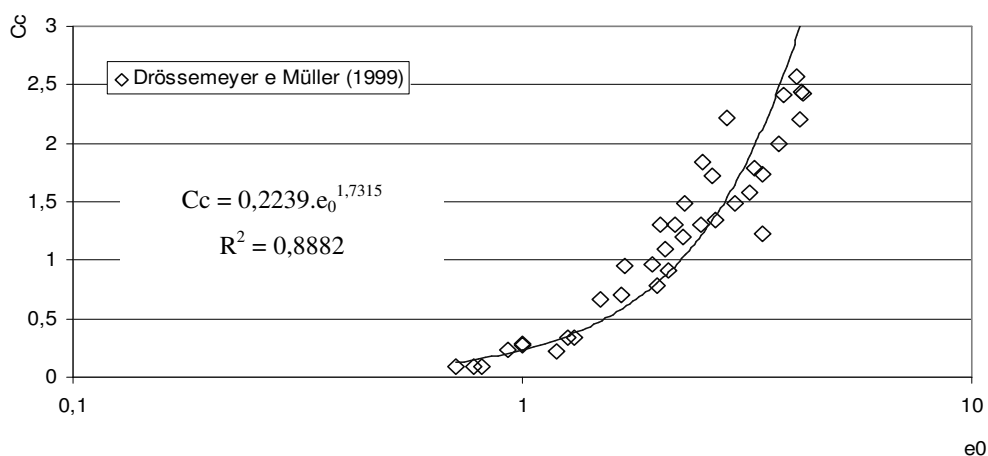


FIGURA 26. Correlação entre C_c versus índice de vazios inicial (e_0) (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).

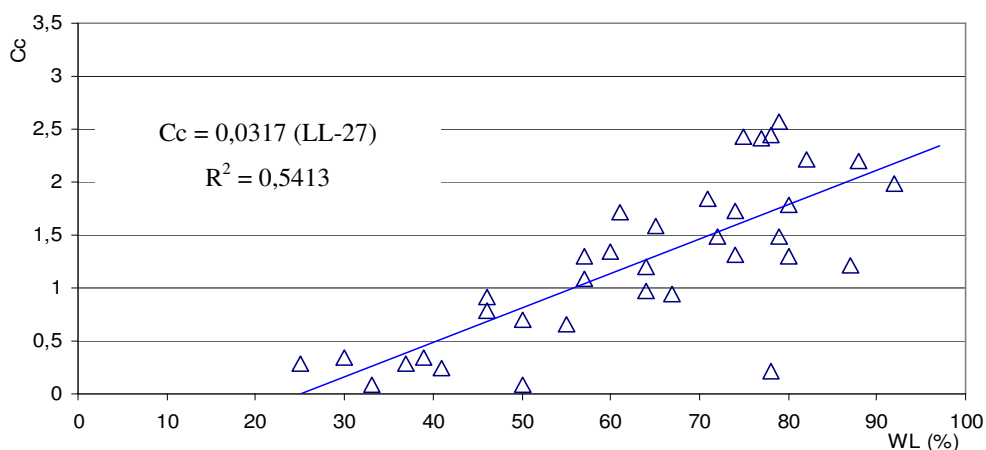


FIGURA 27. C_c versus Limite de Liquidez (W_L) (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).

É importante salientar que os dados analisados de Drössemeyer e Müller (1999) são referentes a diversos pontos de amostragem ao longo da via a ser duplicada e coletados de diferentes empresas.

Santos (1997) determinou o comportamento dos solos da ilha de Santa Catarina através de ensaios laboratoriais. Dentre todos os solos mapeados na cidade de Florianópolis por sua pesquisa, a unidade de solo Gleia de substrato sedimentos quaternários, composto basicamente de camadas de argila mole, foi caracterizada através de ensaios de adensamento em prensa oedométrica de carga constante (Tabela 12).

As pressões de pré-adensamento elevam-se com a profundidade até os 2,5m, alcançando valores da ordem de 40kPa. Na profundidade de 5m o valor decresce para 25kPa.

Os coeficientes de compressão variam da ordem de 0,54 a 1,54 e os valores de razão de compressão ($Cc/1+e_0$) apresentam um valor médio de 0,32. Estima-se que os recalques ocorram rapidamente mesmo em se tratando de uma argila, já que são encontrados elevados teores de areia para este tipo de solo.

Na unidade geotécnica Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários foi realizado apenas ensaios de caracterização, apresentados na tabela 15.

TABELA 15. Caracterização da unidade geotécnica Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários segundo levantamentos pedológicos (modificado de SANTOS, 1997).

Unidade Geotécnica	Profundidade (cm)	W _L (%)	IP (%)	CTC (meq/100g argila)	Argila	Silte	A.Fina	A.Grossa
HOsq	20	-	-	22,7	2,1	58,9	12	9
HOsq	30	-	-	15,2	28,2	42,8	8,5	20,5
HOsq	50	50	16	29,8	23,3	47,6	20,1	10
HOsq	80	-	-	37,9	17,7	45,2	23,6	13,5
HOsq	70	-	-		43,1	42,4	8,4	6,1

Observa-se que este tipo de solo é altamente plástico e contém um elevado teor de matéria orgânica, o que resulta no aumento da capacidade de troca de cátions.

A variação da textura do solo, tendo como base os ensaios de granulometria segundo levantamentos pedológicos é apresentada na figura 28.

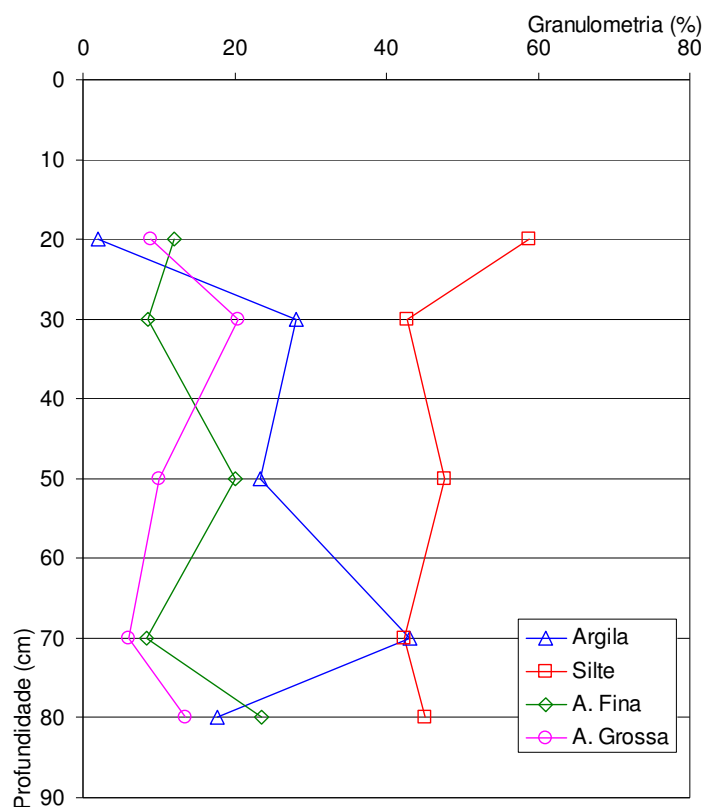


FIGURA 28. Granulometria de um perfil de Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários segundo levantamentos pedológicos (com base nos resultados de SANTOS, 1997).

2.5.2. UTILIZAÇÃO DE ATERROS APOIADOS SOBRE SOLOS DE ARGILA MOLE SEDIMENTARES ORGÂNICOS E SOLOS GLEI

Para a construção dos aterros sobre solos moles é necessário que algumas condicionantes além do projeto geométrico sejam analisadas. O *comportamento do solo de fundação do aterro* é uma delas, e seu conhecimento proporciona, através de parâmetros de resistência e compressibilidade, a determinação de critérios que garantem a funcionalidade do aterro.

Geralmente, os problemas de fundações de aterros sobre argilas moles ou terrenos pantanosos surgem a curto ou longo prazo, e correspondem aos processos detectados referentes à ruptura e à compressibilidade do talude. Desta forma, pode-se resumir que os problemas apresentados na construção de aterros sobre camadas moles são os seguintes:

- *Recalques excessivos*: estes tipos de problemas são percebidos no decorrer do uso da estrutura, geralmente condicionados ao fenômeno do adensamento, causando deformações nas vias, o que muitas vezes dificulta ou até impossibilita o tráfego normal dos veículos;
- *Ruptura do talude*: quando são realizados aterros sobre solos moles a carga aplicada ao solo é, muitas vezes, súbita, o que impossibilita a saída da água dos vazios dos solos e causa a elevação da pressão neutra e conseqüentemente a redução da resistência ao cisalhamento dos solos.

Os cálculos que dimensionam a altura crítica do talude, larguras e alturas de bermas de equilíbrio e ruptura das faces dos aterros levam em consideração parâmetros como a resistência, pressões de pré-adensamento, coeficiente de adensamento, entre outros.

Tendo em vista que esta tese analisa o solo solicitado por cidades na faixa costeira, neste capítulo são apresentados alguns parâmetros da resistência ao cisalhamento não drenado de solos sedimentares de argilas moles das regiões litorâneas do Brasil e Santa Catarina, o que posteriormente possibilitará uma comparação entre os valores dos parâmetros encontrados no subsolo de Tubarão através de ensaios por esta tese.

Apesar da grande importância do adensamento para o dimensionamento dos aterros sobre solos moles, ressalta-se que este fenômeno, relativo à maior parcela de compressibilidade dos solos, já foi apresentado no capítulo anterior que abordou o comportamento de elementos de fundações.

2.5.2.1. Resistência ao Cisalhamento dos Solos Sedimentares de Argila Mole de Regiões Costeiras do Brasil

A resistência ao cisalhamento destes solos nas regiões costeiras do Brasil tem sido estudada por vários pesquisadores no país. É possível citar os trabalhos realizados por Costa Filho et al. (1975), Sayão (1980), Gerscovich (1983), Sandroni (1988), Ribeiro (1992), Baptista e Sayão (1998), Massad (1999), Dias (2001), Alves e Maria (2001), Alencar et al. (2002) e Almeida e Marques (2002) que analisaram diversos depósitos de argila mole através de ensaios que determinam a resistência do solo.

No depósito de argila de Sarapuí, região costeira do estado do Rio de Janeiro, Ortigão (1975) apud Almeida et al. (2005) apresentou resultados de resistência não drenada através de ensaios de campo e laboratório. A pesquisa comparou valores obtidos através de ensaios UU, executados em amostras de 50 mm e 63 mm de diâmetro. Observa-se que os valores obtidos com amostras de maiores diâmetros foram inferiores possivelmente devido aos efeitos do amolgamento.

Da mesma forma como apresentado em Marques e Lacerda (2004), os resultados de resistência não drenada S_u , obtidos a partir de ensaios triaxiais, apresentam valores inferiores aos determinados através do ensaio de palheta para o mesmo depósito de argila mole.

A variação da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade de um depósito de argila mole da cidade de Belém-PA foi apresentada por Alencar et al. (2002). A tabela 16 apresenta os resultados dos ensaios realizados para o perfil do solo argiloso constituído de 3 camadas.

A primeira camada apresenta uma baixa resistência determinada através do N_{spt} , sendo pouco aumentada nas camadas subjacentes. A resistência não drenada, determinada também através de ensaios de palheta e SPT-T, apresentou um significativo aumento com a profundidade.

As tabelas 16 e 17 apresentam um resumo das características de algumas argilas moles brasileiras feito por Schnaid (2000), sendo que neste trabalho apenas os resultados obtidos de depósitos de argilas que se localizam em regiões costeiras foram apresentados. Schnaid (2000) ressalta ainda que para os solos apresentados é freqüente a ocorrência de argilas altamente plásticas, com teores de umidade próximos ou acima do limite de liquidez, presença de matéria orgânica e baixos valores de resistência não drenada.

TABELA 16. Parâmetros de resistência de algumas argilas moles costeiras do Brasil.

Autor		Profundidade (m)	W_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	S_u (kN/m ²)	SPT _{médio}	B
Alencar et al. (2002)		0-11	-	15-16	1,7-2,4	10-30	0-1	-
		11-13	-	17,5-18,7	0,91-1,19	-	4-5	-
		17-21	-	13,2-13,6	0,89-0,94	23-51	4-6	-
Schnaid, 2000	Duarte (1977), Costa Filho et al. (1985) e Sayão (1980)	-	110-160	-	-	5-15	-	-
	Samara et al. (1982), Árabe (1995) e Massad (1985)	-	100-140	-	-	10-60	-	-
	Gusmão Filho (1986), Ferreira et al. (1986) e Coutinho e Ferreira (1993)	-	50-150	-	-	2-40	-	-
	Conceição (1997)	-	35-150	-	-	13-40	-	-
	Coutinho (1988)	-	40-400	-	-	5-37	-	-
	Ribeiro (1992)	-	57-72	-	-	8-20	-	-
	Dias e Bastos (1994)	-	38-64	-	-	-	-	-
Massad (1994b)		≤ 5		13	>4	3	0	-
		≤ 50		13,5-16,3	2-4	10-60	0-4	-
		$20 \leq z \leq 45$		15-16,3	<2	>100	5-25	-
Santos (1997)		1,25	124,9	13,8	3,24	10,8	-	-
		3,00	-	-	-	5,1	-	-
		5,00	72,2	14,7	1,9	9,4	-	-
		2,30	70,2	15,6	1,83	15,8	-	-
		2,50	62,1	15,9	1,64	15,6	-	-

Simbologia adotada na tabela:

B – Coeficiente de pressão neutra (ou coeficiente B de Skempton); S_u – Coesão não drenada (ou resistência não drenada do solo); e_0 – Índice de vazios inicial;

W_{nat} – Teor de umidade natural; γ_{nat} – Peso específico aparente natural;

TABELA 17. Características de depósitos de argilas moles brasileiras (modificado de SCHNAID, 2000).

Local	ϕ (graus)	Referência
Rio Grande, RS	23 a 29	Dias e Bastos (1994)
Santos, SP	23 a 28	Samara et al. (1982) Árabe (1995) Massad (1985)
Sarapuí, RJ	23 a 26	Costa Filho et al. (1985)
Recife, PE	23 a 26	Coutinho et al. (1993)
João Pessoa, PB	18 a 21	Conceição (1997)

Massad (1999) apresenta as características das argilas sedimentares da Baixada Santista através da tabela 16. O autor ressalta que apenas recentemente se descobriu que as oscilações relativas do nível do mar durante o Quaternário, estão na raiz da sedimentação costeira no Brasil.

Através da figura 29, observa-se a baixa resistência à penetração do amostrador padrão do ensaio de SPT para a camada de argila mole superficial, com valores de N_{spt} variando de 0 a 1. Nas camadas mais profundas a resistência aumenta gradualmente até 50m de profundidade, limite da sondagem.

É importante ressaltar que os dados analisados de Drössemeyer e Müller (1999) são referentes a diversos pontos de amostragem ao longo da via a ser duplicada e coletados de diferentes empresas, ou seja, correspondem a variados perfis de argila mole.

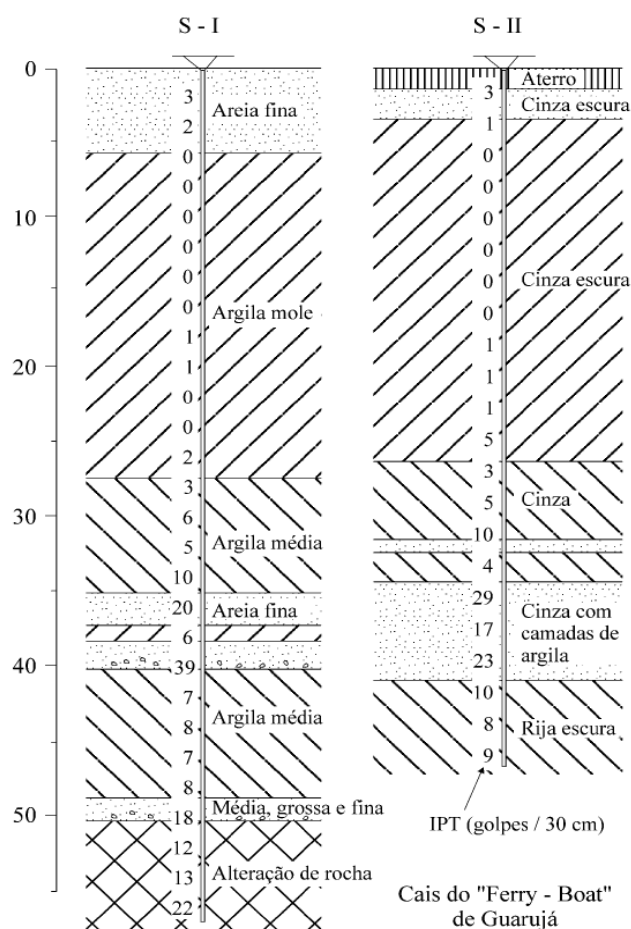


FIGURA 29. Perfis de sondagem na Baixada Santista (MASSAD, 1999).

2.5.2.2. Resistência ao Cisalhamento dos Solos Sedimentares de Argila Mole da Região Costeira de Santa Catarina

Os solos da região costeira de Santa Catarina apresentam profundos perfis de argila mole, geralmente intercalados com camadas de solo arenoso e baixos valores de resistência à penetração do amostrador padrão do ensaio de SPT.

Estas argilas localizam-se na parte plana da costa e foram motivos de estudo de alguns pesquisadores, principalmente estimulados pela duplicação da rodovia BR-101 implantada paralelamente à região costeira.

Podem ser citados os recentes trabalhos desenvolvidos por Ortigão (1997), Santos (1997), Drössemeyer e Müller (1999), Carvalho (2000), Maccarini et al. (2000), Drössemeyer et al. (2001), Oliveira e Maccarini (2001), Sayão et al. (2002), Maccarini (2002) e Marques e Lacerda (2004).

Em um estudo relativo à rodovia BR-101, Sayão et al. (2002) apresentam os resultados dos ensaios de dois pontos de estudo (Canal DNOS e Santa Luzia), como descrito anteriormente na seção 2.5.1.1 (que trata da compressibilidade dos solos sedimentares de argila mole visando à aplicação de elementos de fundações). Os parâmetros de resistência c' (intercepto de resistência) e ϕ' (ângulo de atrito efetivo) resultaram em 3kPa e 23 graus, respectivamente.

Quando realizado o ensaio triaxial CIU, os valores de resistência não drenada variaram na faixa entre 10 e 25kPa, crescentes com a profundidade, e seus valores apresentaram-se concordantes com os resultados obtidos através dos ensaios de Piezocone (CPTU) e Dilatômetro de Marchetti (DMT). O autor ressalta a importância dos ensaios de campo em relação à não perturbação das amostras de solos moles.

Ainda relativo às obras de duplicação da BR-101, Maccarini (2002) apresenta o comportamento dos solos moles encontrados no estado de Santa Catarina. De acordo com o teste de sondagem à percussão (SPT), os valores de N_{spt} para a gama de solos analisados oscilaram na faixa entre 0 e 5. Os depósitos de argila mole analisados variaram de espessura, apresentando camadas em torno de 20m de profundidade.

Marques e Lacerda (2004) analisam um depósito argiloso flúvio-marinho composto por 3 camadas de solos moles na cidade de Navegantes no estado de Santa Catarina. O perfil estudado é apresentado anteriormente na figura 24 da seção 2.5.1.2. Os resultados de resistência não drenada do solo de argila mole (S_u) determinados através de ensaios triaxiais (UU), variam para a primeira camada de argila mole de 3 a 20kPa, para um perfil de solo de no máximo 7 metros de profundidade.

A segunda camada, localizada a aproximadamente 16,5 metros de profundidade, apresenta valores de S_u na faixa de 30 a 60kPa. A terceira e última camada analisada apresenta até 32 metros de espessura, e a coleta de amostras variou em profundidades distribuídas entre 16,5 a 38 metros com S_u atingindo valores acima de 60kPa.

Os valores de S_u determinados através de ensaios laboratoriais triaxiais quando comparados com valores obtidos através de ensaios de campo de Palheta (Vane Test), foram, em geral, muito inferiores.

A resistência do solo traduzida através do Nspt apresenta variação de 0 a 5 golpes para a primeira camada de argila. Para a segunda camada os valores chegam a 8 golpes, enquanto que a terceira e última camada, mesmo se tratando de uma argila orgânica, são alcançados valores variando no intervalo de 4 a 35 golpes.

Drössemeyer e Müller (1999) realizaram um levantamento dos resultados dos ensaios efetuados para a duplicação da BR-101, no trecho de Santa Catarina, e apresentaram-nos em forma de tabelas e correlações, constituindo um importante banco de dados desta obra.

Apesar disso, algumas correlações relativas à resistência não drenada dos solos apresentadas por Drössemeyer e Müller (1999) e Drössemeyer et al. (2001) não são muito satisfatórias para os depósitos de argila mole estudados na duplicação da rodovia BR-101. Ressaltam os autores que a melhor correlação para valores de resistência ao cisalhamento não drenado da argila mole é obtida quando comparada ao teor de umidade natural. No entanto, o valor da reta de ajuste dos pontos não é muito bom, apresentando valor de regressão de 0,3478, como apresentado no gráfico da figura 30.

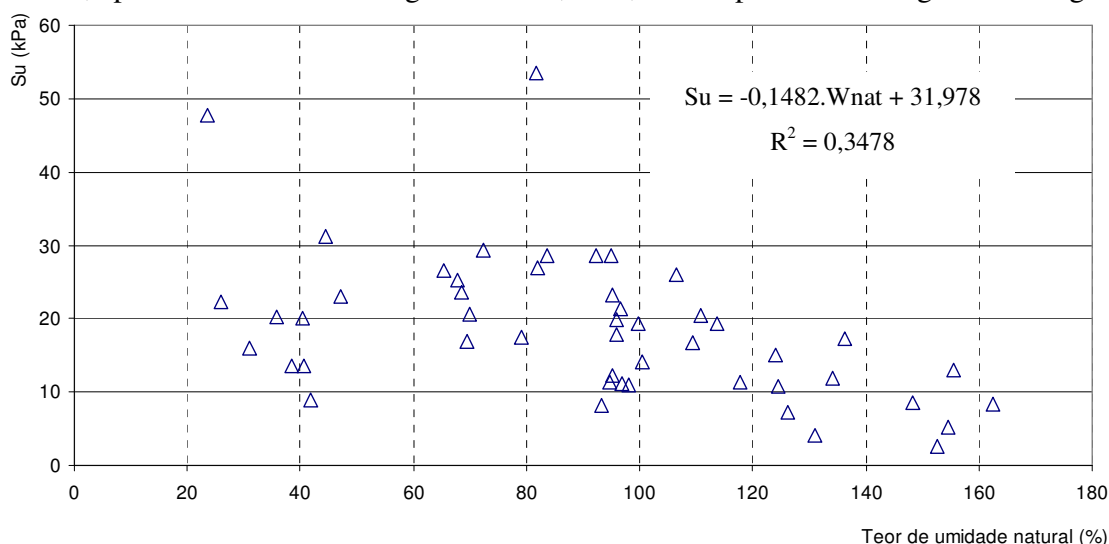
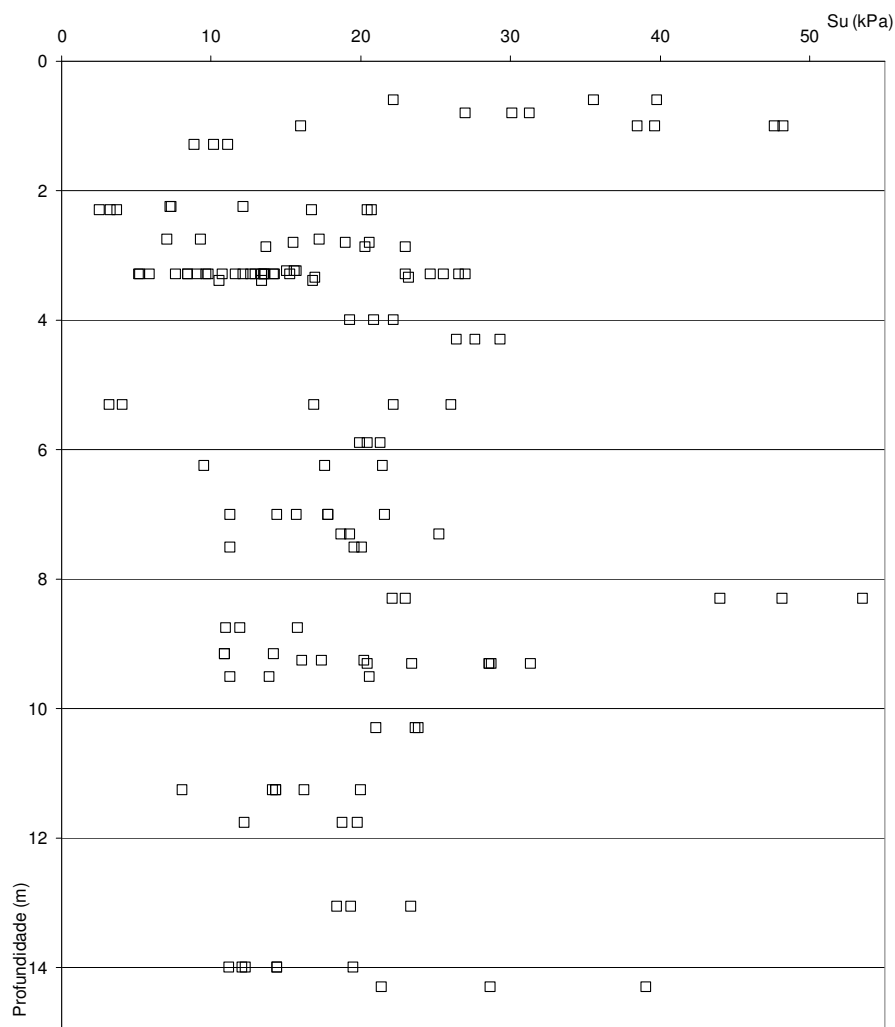


FIGURA 30. Gráfico entre resistência não drenada versus teor de umidade natural (modificado de DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).

Os valores de resistência não drenada determinados através de ensaios triaxiais UU apresentaram valores de S_u oscilando de 2,56 a 53,56kPa para as profundidades de

aproximadamente 2,30m e 8,30m, respectivamente. Apesar do aumento dos valores de S_u máximo e mínimo, a variação com a profundidade não é perceptível através do gráfico da figura 31.



NOTA: Ressalta-se que este gráfico foi construído com base nos dados apresentados através de tabelas por Drössemeyer e Müller (1999). O dado referente à profundidade média de coleta das amostras foi adotado com base nos valores de início e fim das amostragens através de tubos *Shelby*. Desta forma, a profundidade de 3,2m representa os tubos que foram coletados no intervalo de 3 a 3,4m.

FIGURA 31. Gráfico da variação dos valores de resistência não drenada com a profundidade (baseado nos valores apresentados em tabelas em DRÖSSEMEYER e MULLER, 1999).

Observa-se uma pequena tendência dos solos em apresentarem uma elevada resistência na camada superficial até aproximadamente 1,5m, provavelmente resultado da oscilação do lençol

freático que altera as condições de pressão no solo. Um pequeno aumento da resistência é observado também a aproximadamente 4 metros de profundidade voltando a decrescer no metro seguinte.

Santos (1997) determinou o comportamento dos solos da ilha de Santa Catarina através de ensaios laboratoriais. Dentre os solos mapeados por sua pesquisa na cidade de Florianópolis, a unidade de solo Glei de substrato sedimentos quaternários, composto basicamente camadas de argila mole, foi caracterizada através de ensaios de adensamento em prensa oedométrica de carga constante (Tabela 16).

Os resultados dos ensaios que se referem à resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados em unidades geotécnicas do tipo Glei de substrato sedimentos quaternários.

Assim como ocorre nas argilas apresentadas por Marques e Lacerda (2004) e Drössemeyer e Müller (1999), os valores de S_u determinados por Santos (1997) não aumentam com a profundidade, resultando em valores que variam na faixa de 5,1 a 15,8kPa. Em sua pesquisa Santos (1997) ressalta que como os teores de areia encontrados para este tipo de solo são altos, estima-se que os recalques ocorram rapidamente. Esta característica é importante no processo de construção de aterros sobre solos moles, pois permite a rápida mobilização da resistência ao cisalhamento do solo. Assim, as camadas sucessivas de aterro podem ser construídas sem necessidade de um longo tempo de espera, tornando bem mais rápido o método de construção de aterros sobre solos moles.

Todas as amostras de solos apresentaram elevados valores de W_L , o que sugere que estes solos são medianamente sensíveis. A única exceção foi observada para a amostra denominada Gsq₂₇ que apresentou um valor de W_L bastante alto, elevando o valor de IP .

2.5.2.3. Determinação dos Parâmetros de Resistência dos Solos Sedimentares de Argila Mole

Entre os métodos de cisalhamento direto, triaxial, compressão e torcional, Lambe (1951), considera que ensaio de compressão triaxial é o mais utilizado para a determinação dos parâmetros de cisalhamento.

Para o caso de aterros sobre solo moles onde a resistência não drenada é de grande importância, os ensaios triaxiais do tipo UU são de grande valia.

Observa-se que para a execução deste ensaio devem ser tomadas as devidas precauções relativas ao seu procedimento para que os resultados sejam confiáveis:

- A moldagem das amostras deve ser realizada com cuidado, tendo em vista os vários relatos sobre o amolgamento dos solos das argilas da região costeira do Brasil;
- Como se trata de um ensaio de cisalhamento não drenado, a pressão neutra apresenta grande influência no comportamento mecânico da argila mole. Desta forma, a velocidade de ruptura do corpo de prova deve ser lenta o suficiente para que haja uma uniformidade dos acréscimos de pressão neutra no interior da amostra;
- O teste que mensura a saturação dos corpos de prova, determinado através do parâmetro B de Skempton, segundo Head (1985), deve ser analisado atentamente.

Segundo Head (1985), o coeficiente B de Skempton, utilizado para verificar os valores correspondentes à saturação da amostra de solo no ensaio triaxial, devem ser sempre calculados, visto que os valores de pressão aplicada internamente (u) e externamente (σ_3) dificilmente são rigorosamente os mesmos.

Head (1995) comenta que para solos considerados moles o valor de 100% de saturação, representado por B , é próximo de 1, e um valor de B igual a 0,97 resulta em 98% de saturação. Portanto, o parâmetro de saturação mais comumente aceito ($B = 0,97$) é obtido facilmente para solos moles, mas não é suficiente para justificar a saturação total do solo. Para solos considerados mais rígidos, o valor B de saturação pode ser significativamente menor que 1,0. Por mais que se tente alcançar a unidade, dificilmente a saturação completa será atingida.

Segundo Black e Lee (1973), para efeito de estudo das implicações da saturação nos solos tendo como objetivo a determinação do parâmetro B , os solos podem ser divididos em quatro categorias descritas na tabela 18.

TABELA 18. Categorias de solos que influenciam na sua condição de saturação (BLACK e LEE, 1973).

Consistência	Tipos de solos
Solos moles	Argilas moles normalmente adensadas
Solos de rigidez média	Argilas, siltes e argilas compactas levemente pré-consolidadas
Solos rígidos	Argilas rijas pré-adensadas
	Areias de consistência média
Solos muito rígidos	Argilas muito rijas
	Areias muito densas
	Solos consolidados com elevadas tensões efetivas
	Argilas compactas com estrutura rígida
	Solos com agente cimentante, mesmo se este for fraco

3. METODOLOGIA DE USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS DE CIDADES COSTEIRAS BRASILEIRAS ATRAVÉS DE SIG COM BASE NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO E AMBIENTAL

As cidades costeiras do Brasil apresentam certa semelhança quanto aos tipos de solos que ocorrem em sua faixa litorânea. Nas regiões onde o relevo é plano a incidência de solos sedimentares com profundos perfis de argila mole e areias quartzosas é bastante comum, enquanto que no relevo mais movimentado ocorrem solos residuais pouco evoluídos, provenientes de diferentes rochas de origem.

As cidades que se localizam na faixa costeira podem apresentar ambos os solos citados ou apenas os solos sedimentares, dependendo da proximidade das elevações. Em certas regiões do Brasil ocorrem ainda solos de diferentes formações, como por exemplo, a Formação Barreiras no Nordeste.

A ocupação para cada um destes tipos de solos deve ser encarada de forma diferenciada, levando-se em consideração os comportamentos geomecânicos distintos que os mesmos apresentam frente à solicitação por obras civis.

A metodologia apresentada neste trabalho tem especial aplicação na necessidade de identificação e escolha de locais potencialmente ocupáveis sob o ponto de vista geoambiental.

A proposta metodológica apresentada neste capítulo consiste em um planejamento para a expansão de centros urbanos de cidades costeiras, tendo como base dados geotécnicos de mapeamentos, ensaios de campo e laboratório e vetores de crescimento formulados a partir de análises temporais de evolução da mancha urbana.

As metodologias nacionais e mundiais de mapeamento geotécnico utilizam-se de diversas maneiras para a compreensão do comportamento geomecânico dos solos. Estas metodologias são usadas em escalas variadas, através da interpretação de diferentes mapas temáticos e resultados de ensaios. Porém, o que se percebe é que as unidades geotécnicas são geradas sem a preocupação de avaliar as áreas de solos que serão ocupadas a curto prazo pelos centros urbanos.

Normalmente estes estudos são realizados com base em apenas um fator preponderante considerado impeditivo ou permissivo à ocupação dos solos. Para um mapeamento geotécnico ser

considerado completo é necessário que seja realizado um levantamento de todas as condicionantes que podem restringir a ocupação normal dos solos e definir quais as medidas mitigadoras e compensatórias podem permitir a sua ocupação.

Uma metodologia de planejamento geotécnico da expansão urbana que considere tanto as peculiaridades dos solos tropicais e subtropicais, quanto o crescimento urbano à curto prazo, pode fornecer subsídios às entidades responsáveis pelo planejamento municipal, resultando na orientação de uma ocupação mais segura dos solos.

A proposta metodológica descrita neste capítulo foi desenvolvida e aplicada em uma área piloto do sul do estado de Santa Catarina: o município de Tubarão. Desta forma foi possível avaliar a sua validade e identificar as alterações necessárias para a sua aplicação plena ou parcial.

3.1. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA

A metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental baseia-se no diagrama apresentado na figura 32.

As seções seguintes descrevem cada etapa da metodologia proposta apresentada pelo diagrama.

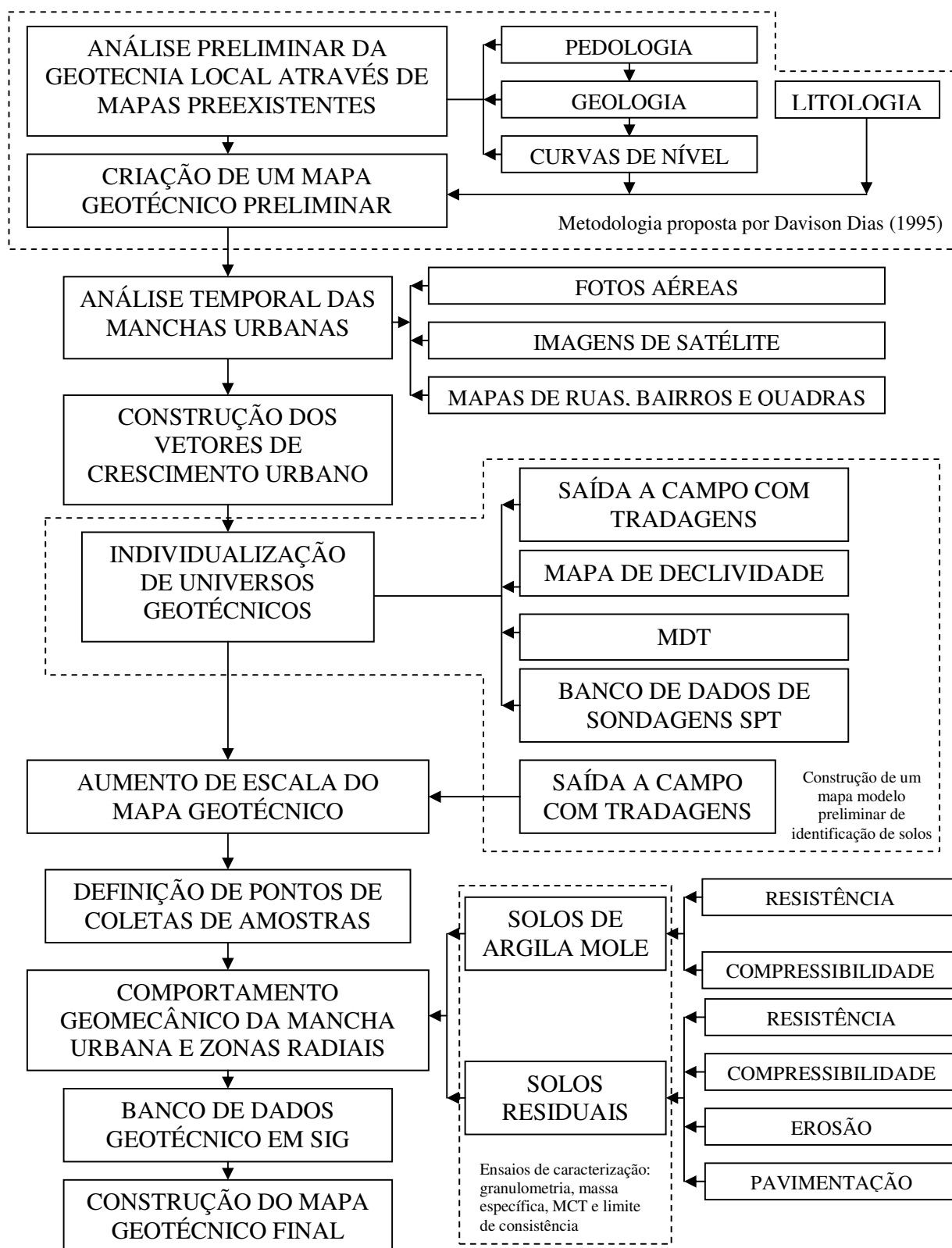


FIGURA 32. Diagrama metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental.

3.1.1. ANÁLISE PRELIMINAR DA GEOTECNIA LOCAL ATRAVÉS DO LEVANTAMENTO E INTERPRETAÇÃO DE MAPAS PREEXISTENTES

A utilização e análise de mapas preexistentes são empregadas pela maioria dos mapeamentos realizados para a avaliação da geotecnia. Porém, apenas aqueles que apresentam informações nas melhores escalas são utilizados em cruzamentos e sobreposições para a geração das unidades geotécnicas.

A utilização de mapas geológicos e pedológicos em escalas menores, ou até mesmo de mapas mais antigos para a análise preliminar da geotecnia, reside no fato de que os mesmos podem gerar informações importantes para a criação de um mapa geotécnico, como por exemplo, o entendimento do comportamento da mancha urbana.

Para mapeamentos de grandes escalas a mancha urbana é apresentada sempre hachurada, onde o detalhamento dos contornos do centro urbano é de grande importância, como nos mapas do Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro (1998).

Os mapas em escalas menores, muitas vezes apresentam o polígono da mancha urbana, porém sem seu preenchimento por cores ou hachura. As unidades de solos e/ou rochas são apresentadas normalmente dentro deste polígono, como se o mesmo não existisse ou como se não atrapalhasse a visualização do substrato, o que possibilita o acesso da informação.

Os mapas do programa de levantamentos geológicos básicos do Brasil, produzidos pela CPRM em escala de 1:250.000 e o projeto cadastro de recursos minerais do estado de Santa Catarina, produzido pelo DNPM em escala de 1:250.000, apresentam tais características e são uma opção de uso para o mapeamento preliminar de qualquer área.

Além destas razões, a utilização de mapas baseados em imagens de satélite ou fotos aéreas mais antigas possibilita a interpretação de uma maior área de solos e rochas em razão da mancha urbana ainda encontrar-se pequena, ou menor do que nos dias atuais.

A análise preliminar da geotecnia deve ser realizada da forma mais abrangente possível, utilizando-se de todas as possibilidades de mapas nas escalas disponíveis, gerando assim um conhecimento prévio do comportamento geomecânico da área a ser mapeada.

3.1.2. CRIAÇÃO DE UM MAPA GEOTÉCNICO PRELIMINAR

Os mapas de pedologia, geologia e curvas de nível são os principais utilizados na geração do mapa geotécnico, uma vez que possibilitam um conhecimento básico para o entendimento inicial do comportamento geomecânico dos solos.

As pesquisas desenvolvidas por Davison Dias (1985, 1986, 1987, 1989 e 1993), permitiram o desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento geotécnico de grandes áreas para os solos tropicais apresentada em 1995 (DAVISON DIAS, 1995).

Com base nesta metodologia, são necessários os mapas de curvas de nível, pedologia e geologia, este último interpretado na litologia predominante, para a elaboração do mapa geotécnico preliminar. A criação deste mapa geotécnico, considerado preliminar, deve ser realizada a partir dos mapas de melhores escalas levantados na etapa anterior.

Para a criação deste mapa, é possível utilizar os mapas do PNGC (1988) em escala de 1:100.000 ou, para algumas poucas localidades, o Plano Municipal do Gerenciamento Costeiro em escalas que variam geralmente em torno de 1:50.000.

Da sobreposição destes mapas é gerado um mapa de estimativas de unidades geotécnicas.

A figura 33 apresenta esquematicamente o processo de criação do mapa geotécnico.

A classificação de estimativas de unidades geotécnicas desta metodologia apresenta-se baseada principalmente de acordo com a geologia e pedologia. Tanto ensaios geotécnicos laboratoriais quanto de campo apresentam resultados pontuais, e são realizados de acordo com a necessidade da utilização específica de uma determinada área para a engenharia. As unidades geotécnicas desta metodologia baseiam-se no conhecimento pedológico, geológico e topográfico, apresentando áreas de solos de comportamento geomecânico semelhante.

A classificação de uma unidade deve ser estimada seguindo a simbologia apresentada na figura 34. Em um determinado perfil de solo as características que conduzem ao comportamento geomecânico são regidas pela pedologia da superfície para a subsuperfície, e pela geologia de forma inversa.

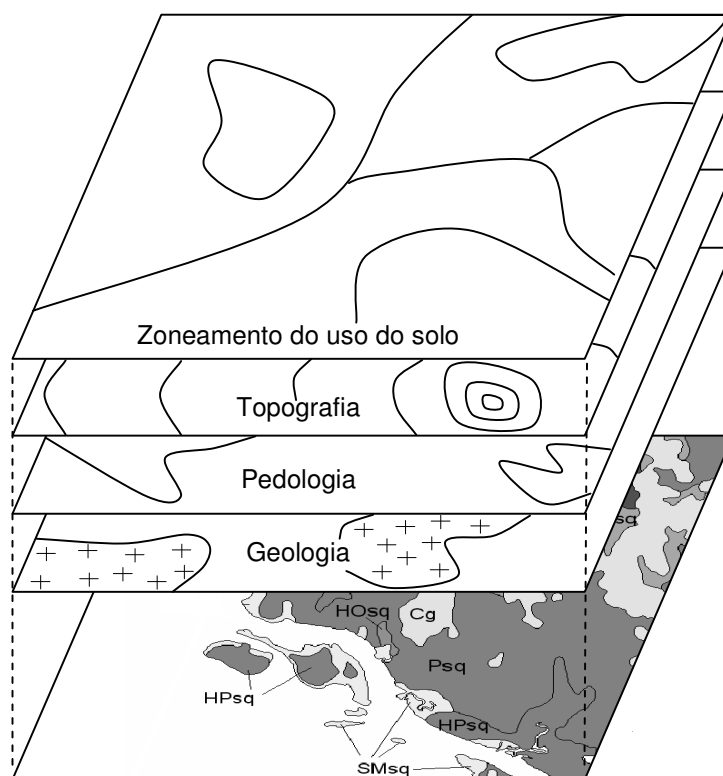


FIGURA 33. Cruzamento entre os principais mapas utilizados pela metodologia de Davison Dias (1995) (HIGASHI, 2002).

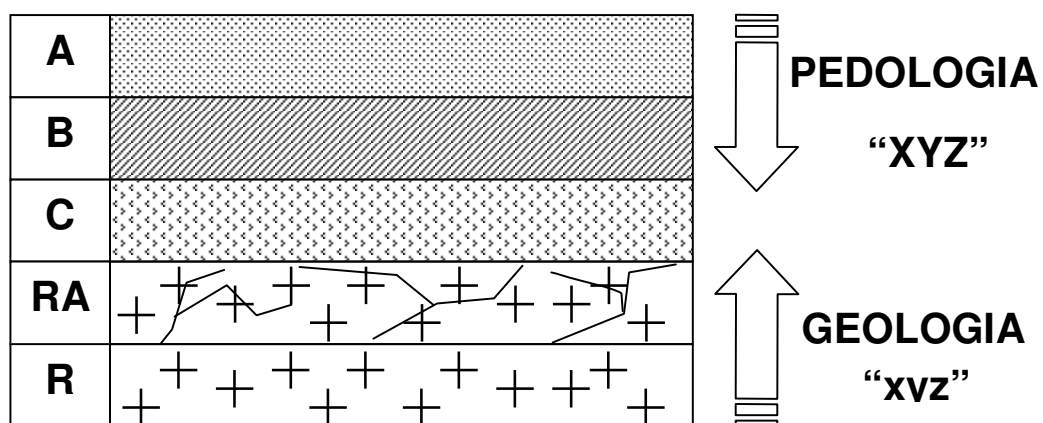


FIGURA 34. Simbologia das unidades geotécnicas segundo Davison Dias et al. (1987).

A figura 35 mostra como exemplo uma pequena área mapeada no norte do município de São Francisco do Sul utilizando a simbologia de unidades geotécnicas citadas (HIGASHI e FIGUEIREDO, 2003).

As letras maiúsculas “XYZ” correspondem à classificação pedológica dos horizontes superficiais (horizonte A e B) e as minúsculas “xyz” são identificadoras da geologia caracterizando os horizontes C, RA e R. Na classificação geológica é utilizada a rocha dominante. No caso de haver mais de uma litologia no material do substrato, adotam-se as siglas destas litologias em letras minúsculas separadas por vírgulas.

As tabelas 19, 20 e 21 representam a simbologia simplificada das classes pedológicas, seus horizontes e a geologia, de acordo com a metodologia usada no sul do Brasil.

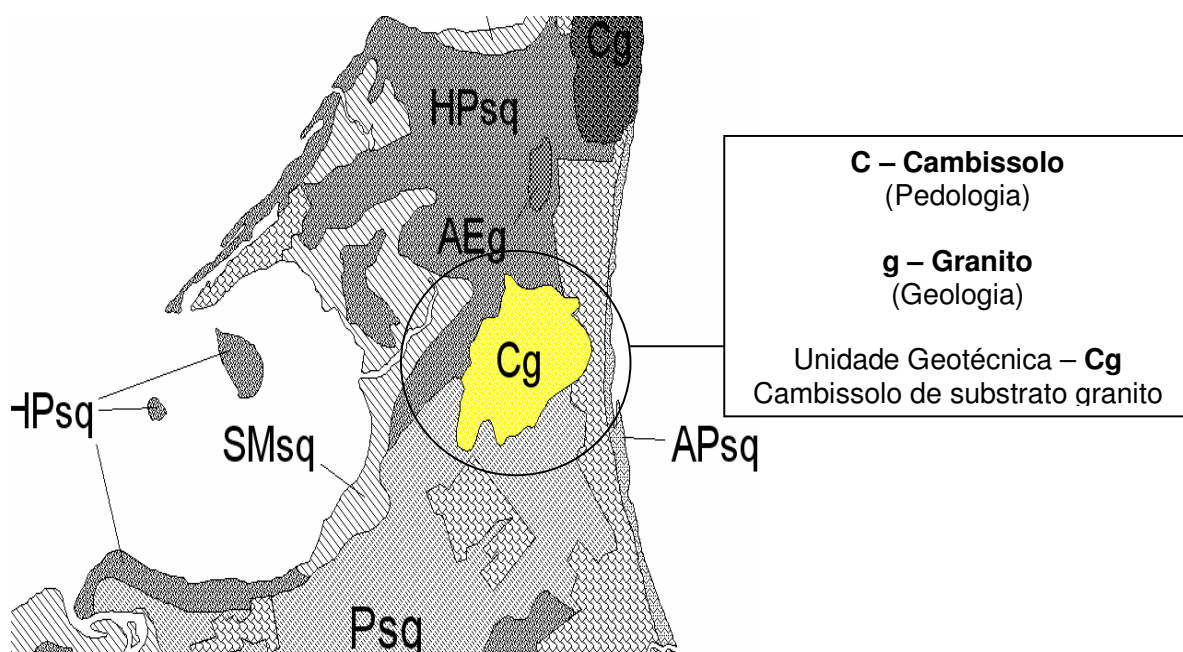


FIGURA 35 – Exemplo do emprego da simbologia de unidades geotécnicas município de São Francisco do Sul (HIGASHI e FIGUEIREDO, 2003).

TABELA 19. Simbologia simplificada das classes pedológicas (DAVISON DIAS, 2001).

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
A	Aluviais	P	Podzóis Indiscriminados
AQ	Areias Quartzosa	PB	Podzólico Bruno-Acinzentado
B	Brunizém	PE	Podzólico Vermelho-Escuro
BV	Brunizém Vértico	PL	Planossolo
C	Cambissolo	PLV	Planossolo Vértico
CB	Cambissolo Bruno	PLP	Planossolo Plíntico
GH	Glei	PT	Plintossolo
HO	Solo Orgânico	PV	Podzólico Vermelho-Amarelo
LA	Latossolo Amarelo	R	Litólico
LB	Latossolo Bruno	TR	Terra Roxa Estruturada
LBC	Latossolo Bruno Câmbico	TB	Terra Bruna-Estruturada
LBR	Latossolo Bruno-Roxo	TBR	Terra Bruna-Roxa
LE	Latossolo Vermelho-Escuro	TBV	Terra Bruna Podzólica
LR	Latossolo Roxo	V	Vertissolo
LV	Latossolo Vermelho-Amarelo		

TABELA 20. Identificação de espessura de horizonte (DAVISON DIAS, 2001).

Espessura de horizonte (m)	Classificação
0 – 0,30	Sem horizonte (se)
0,30 – 2,00	Pouco Espesso (pe)
2,00 – 5,00	Medianamente Espesso (mde)
5,00 – 10,00	Espesso (e)
> 10,00	Muito Espesso (me)

TABELA 21. Geologia simplificada (DAVISON DIAS, 2001).

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
a	Arenito	g	Granito
ag	Argilito	gl	Granulito
an	Andesito	gn	Gnaisse
ar	Ardósia	gd	Granitóide
b	Basalto	ma	Mármore
br	Brecha	p	Pelito
c	Conglomerado	q	Quartzito
ca	Calcáreo	r	Riolito
cm	Complexo metamórfico(*)	si	Sienito
cr	Carvão	s	Siltito
d	Diorito	sq	Sedimentos quaternários
da	Dacito	st	Sedimentos terciários
f	Folhelho	x	Xisto

Nota: (*) - Complexo formado por várias rochas metamórficas de difícil individualização.

Tomando-se como base o mapa geotécnico elaborado, é necessária a realização de ensaios específicos em cada unidade geotécnica para a determinação do comportamento geomecânico dos polígonos gerados. Para tal etapa, deve-se direcionar os ensaios geotécnicos para a área de potencial ocupação, possibilitando a concentração dos resultados, o que gera um maior conhecimento do comportamento geomecânico do solo.

3.1.3. ANÁLISE TEMPORAL DA EVOLUÇÃO DA MANCHA URBANA

Os centros das cidades apresentam uma dinâmica de ocupação interna e externa relativa à sua mancha urbana que pode ser representada através da ocupação de vazios internos e expansão radial para novas unidades de solos.

Para que seja possível observar a tendência do comportamento de crescimento dos municípios, a interpretação de mapas é necessária, culminando em um estudo de diferentes épocas de crescimento do centro urbano. Este procedimento é denominado nesta metodologia de *análise temporal da evolução da mancha urbana*.

Devem ser utilizados inicialmente os mapas disponíveis que são empregados para a construção do mapa geotécnico: o PNGC (1988), o Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil (2000) e o Projeto Cadastro de Recursos Minerais do Estado de Santa Catarina (1989). Apesar da pequena escala em que se encontram, tais mapas apresentam a delimitação da mancha urbana através de formato vetorial.

Estes mapas não mostram de forma clara a tendência de crescimento urbano, havendo a necessidade da aquisição de mais dados. Porém, como esta etapa é considerada uma análise preliminar, estes mapas provêm uma noção válida para o estudo.

Imagens de satélite e fotos aéreas que podem oferecer subsídios para a definição do polígono da mancha, são normalmente escassas, sendo necessária a contratação de vôo, o que oneraria a metodologia. Dependendo da escala desejada, uma solução para esta questão, é a aquisição de imagens de satélite do IBGE, cedidas gratuitamente. Mesmo que sejam levantados estes dados, a escala destas imagens pode ser um fator impeditivo para a realização de algumas etapas futuras.

Uma outra fonte de dados para a simulação da mancha urbana são as fotos aéreas e imagens de satélite. Normalmente este tipo de material é empregado para a elaboração ou atualização do

Plano Diretor do município através do levantamento cadastral e pode ser adquirido igualmente sem custos através das prefeituras.

A análise de crescimento da mancha urbana é realizada tendo como base a comparação entre polígonos de manchas urbanas em diferentes épocas. Caso não existam mapas atuais que apresentem a mancha urbana para ser comparada aos demais dados levantados em datas anteriores aos estudos, é possível a simulação desta mancha em ambiente SIG, tomando-se como base os mapas de ruas, quadras e lotes de qualquer levantamento cadastral da área.

Se necessário, esta interpretação pode ser realizada de acordo com o diagrama apresentado na figura 36.

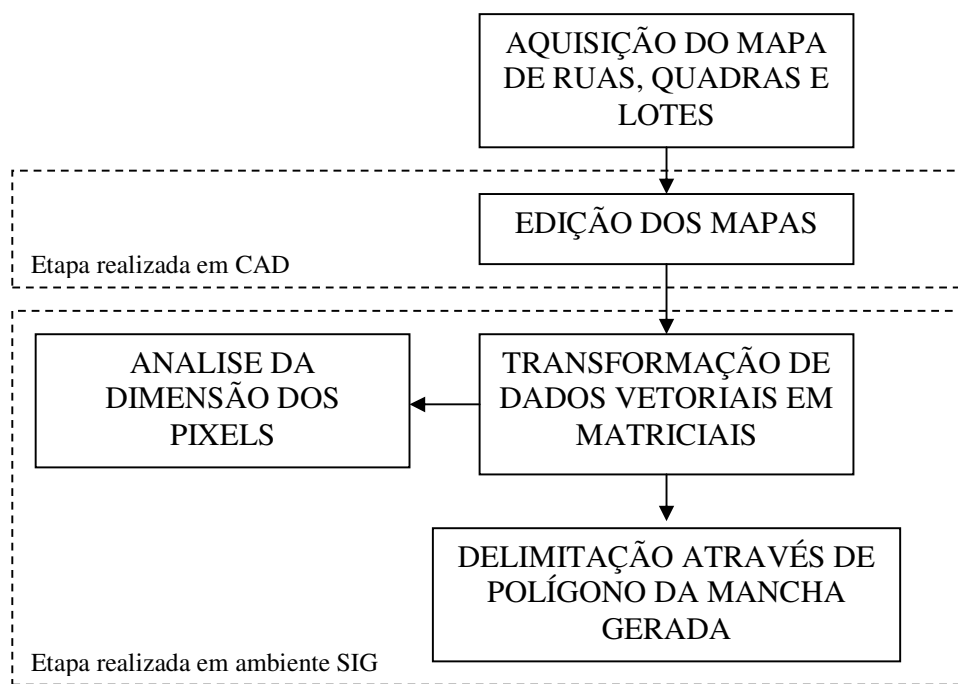


FIGURA 36. Procedimento de transformação dos dados vetoriais em matriciais para a geração da mancha urbana.

Caso os arquivos de quadras, lotes e ruas sejam levantados em dados vetoriais, o que é mais comum nos dias de hoje, estes devem ser transformados em dados matriciais para a criação da mancha urbana.

A transformação dos dados vetoriais em matriciais deve ser realizada em ambiente SIG onde os vetores podem ser transformados em células (*pixels*). É sugerida a variação da resolução das células com dimensões de 20, 50 e 100 metros, como mostra o exemplo da figura 37.

A variação dos tamanhos das células possibilita a visualização de como a mancha urbana poderia ser interpretada caso fosse realizado um mapeamento através de imagens de satélite ou fotos aéreas. As edificações, ruas e calçadas não seriam traduzidas em unidades de solos e/ou rochas, sendo interpretadas apenas por um polígono hachurado, chamado de mancha urbana.

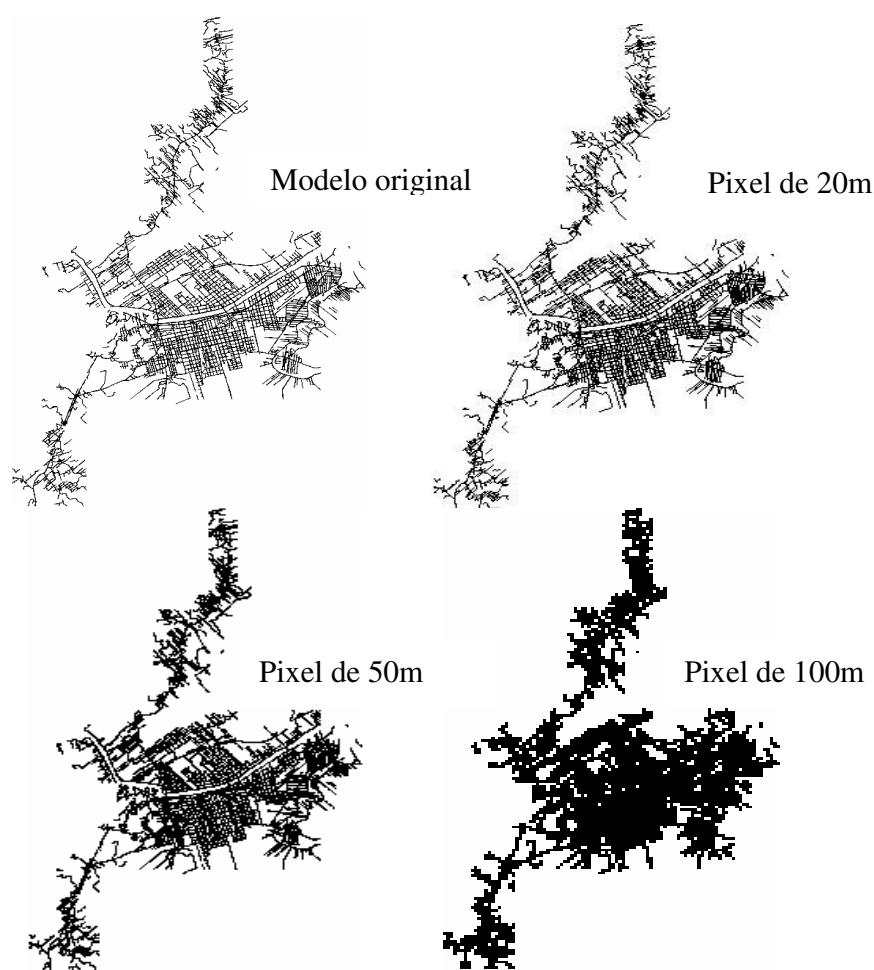


FIGURA 37. Exemplo da conversão de mapas em vetores para meio matricial.

Definida a dimensão da célula, o elemento matricial gerado é delimitado externamente, gerando o polígono que pode ser usado para representar a mancha urbana (figura 38).

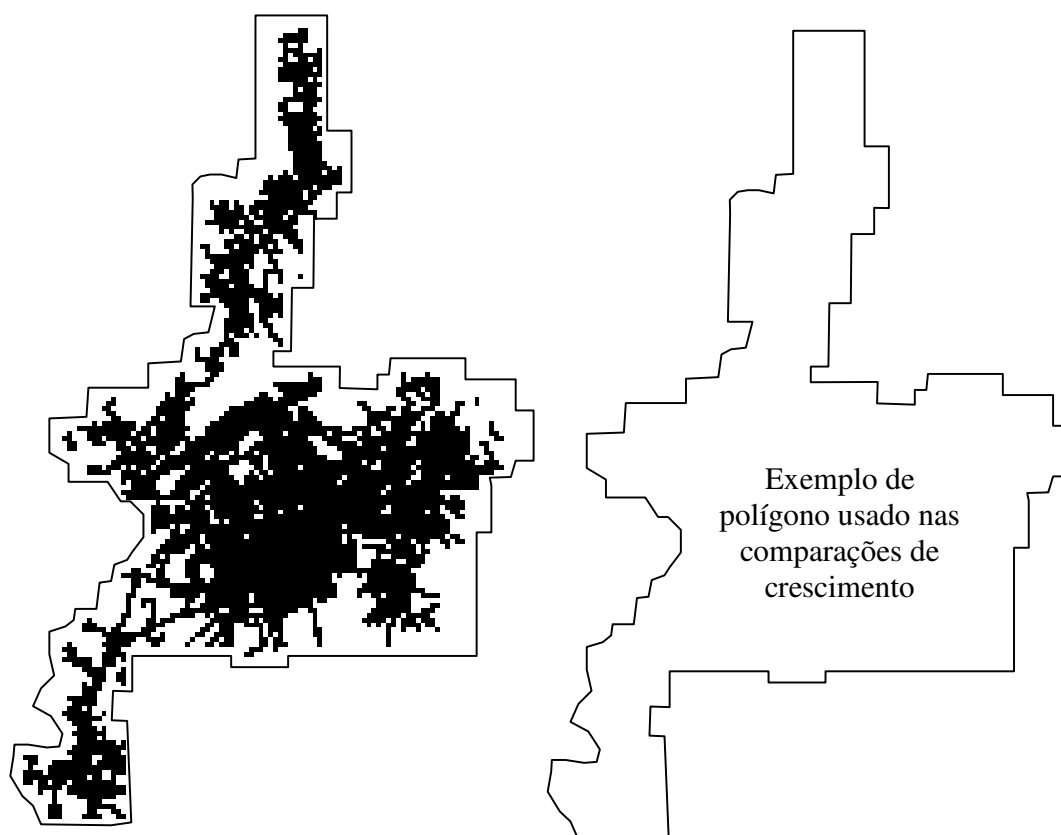


FIGURA 38. Exemplo da vetorização do modelo matricial.

Ressalta-se a necessidade da elaboração de no mínimo 3 manchas urbanas de uma determinada localidade em diferentes e significativos tempos, para a sua interpretação final através dos vetores de crescimento urbano.

3.1.4. CONSTRUÇÃO DOS VETORES DE CRESCIMENTO URBANOS

A análise temporal da evolução da mancha urbana é finalizada através da construção de vetores de crescimento. Estes vetores indicam a tendência do uso e ocupação do solo por estruturas civis, o que possibilita a previsão e estimativa da solicitação das próximas unidades de solos.

A comparação entre o crescimento das manchas urbanas pode assumir diferentes formatos, sendo os mais comuns o modelo estrelar e radial uniforme. A figura 39 apresenta um exemplo destes formatos.

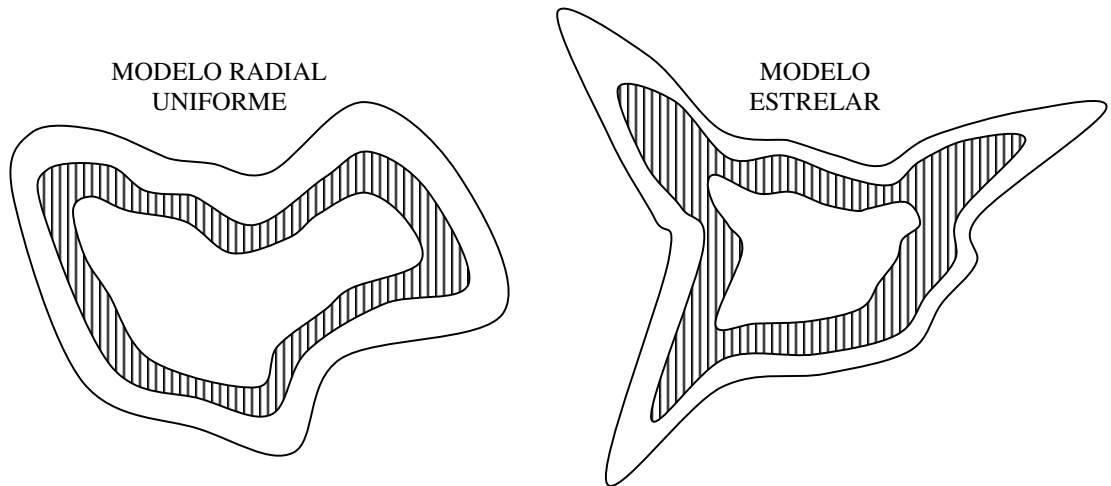


FIGURA 39. Exemplos de tipos de crescimento de manchas urbanas.

Os vetores de crescimento urbano devem ser traçados com base no crescimento livre das manchas urbanas.

A figura 40 apresenta um exemplo de traçado de um vetor de crescimento com base nos modelos matriciais.

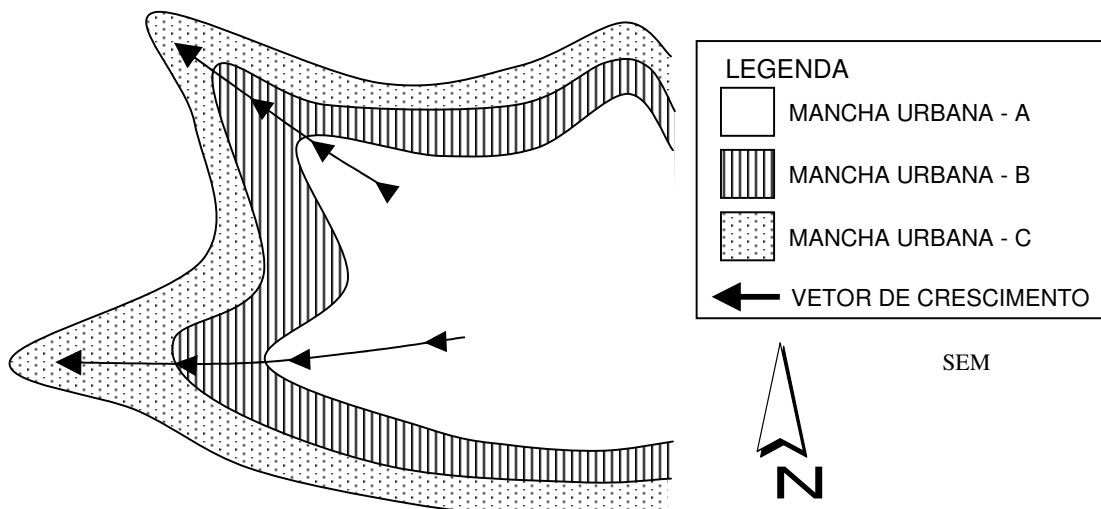


FIGURA 40. Exemplo de traçado de vetores de crescimento.

A grande vantagem da utilização de modelos de previsão de ocupação do solo é a possibilidade da intensificação de ensaios geotécnicos de campo e laboratório nas áreas de potencial ocupação. Isto implica um entendimento mais rápido e eficiente destas áreas de interesse pela

concentração de estudos, deixando as unidades que serão ocupadas posteriormente para análises futuras.

3.1.5. INDIVIDUALIZAÇÃO DE UNIVERSOS GEOTÉCNICOS

A definição de áreas de estudo através da individualização de universos geotécnicos deve ser realizada através da diferenciação dos tipos de solos, tanto para toda a área municipal quanto para a mancha urbana. Este procedimento deve ser executado em três etapas:

- a) construção de modelos de elevação e declividades - utilizando Sistemas de Informações Geográficas;
- b) construção e análise de um banco de dados de sondagens SPT;
- c) trabalhos de campo - utilizando tradagens nos solos e uso de GPS.

Como os solos seguem uma seqüência topográfica típica de desenvolvimento, o Modelo Digital do Terreno (MDT) e o mapa de declividades possibilitam uma diferenciação preliminar entre os solos sedimentares e residuais das regiões costeiras.

Nas cidades costeiras os solos sedimentares ocorrem nas regiões planas, de baixas declividades e cotas de elevação, sendo encontrados normalmente perfis de argila mole provenientes de solos minerais (Solos Gleis) e Orgânico, solos de mangue, Areias Quartzosas (podzolizadas ou não) e Podzóis.

A exceção para este caso é o Cambissolo originado de colúvio que pode ocorrer a grandes declividades, denominado por Santos (1997) de *Cambissolo de substrato depósitos de encostas*. Apesar deste tipo de solo ser classificado como de origem sedimentar, este deve ser analisado através da mesma metodologia apresentada para os solos residuais, em razão da semelhança de comportamento geotécnico entre estes solos.

Com a construção dos modelos de elevação e de declividade, deve-se iniciar o processo de identificação em campo dos universos individualizados nos Sistemas de Informações Geográficas.

As investigações em campo devem ser realizadas com o auxílio de trados de, no mínimo, 2 metros de comprimento para a identificação dos horizontes superficiais de solo e do nível d'água e GPS para o georreferenciamento dos pontos analisados.

A identificação dos tipos de solos através de ensaios de tradagem de até 2 metros tem-se mostrado suficiente. Na maioria das regiões costeiras os solos residuais que apresentam o horizonte B mais profundo são os Podzólicos Vermelho-Amarelos, de no máximo 1 metro de profundidade, o que possibilita a sua classificação.

A identificação dos solos sedimentares é mais simples. Normalmente o horizonte C destes solos ocorre muito próximo à superfície, o que facilita a diferenciação entre os mesmos, como por exemplo uma Areia Quartzosa de um solo Orgânico.

A espessura do horizonte C para ambos os tipos de solos, seja de solo residual ou sedimentar, deve ser determinada através do banco de dados de sondagens SPT, não sendo possível a sua caracterização através de tradagens.

Este horizonte apresenta geralmente grandes profundidades, sendo que nos solos sedimentares de argilas moles pode chegar a 40 metros e para os solos residuais a 20 metros.

a) Construção do Modelo Digital do Terreno e Mapa de Declividades

Tanto o MDT quanto o mapa de declividades devem ser construídos em ambiente SIG. Os dados primários para a construção destes mapas, como curvas de nível e pontos cotados de elevação, podem ser gerados em campo com o auxílio de GPS de precisão, ou, dependendo da escala que se deseja gerar, adquiridos de trabalhos realizados por outras instituições.

Para a utilização do MDT e mapa de declividades levando-se em conta os limites políticos municipais, onde a área mapeada é grande, é sugerida a utilização do mapa de curvas de nível do Exército (CCAuEx – Cartografia Automatizada do Exército) em escala de 1:50.000.

Porém, para o mapeamento em escalas maiores, como é o caso da individualização de universos geotécnicos da mancha urbana, é necessário que sejam realizados trabalhos de campo com auxílio de GPS para a geração de dados de elevação. As informações relativas ao Plano Diretor Municipal podem ser coletadas, uma vez que para a sua elaboração normalmente são necessários dados de elevação de grande definição.

De posse destes dados, são construídos primeiramente os MDT's com a melhor escala possível, em intervalos de elevação com cores variando de metro em metro.

Apesar da obtenção de dados de qualidade, muitas vezes a manipulação destes não é possível, uma vez que para a realização destes modelos é necessário também hardware compatível para o processamento de grande volume de dados.

Sugere-se então um procedimento que faz com que o processamento da informação espacial seja menos complexo através da formulação de modelo de metro em metro até os 20 metros de elevação, para que posteriormente sejam adotados intervalos de 5 em 5 metros.

A figura 41 apresenta um exemplo de MDT construído por Higashi e Figueiredo (2003) de área localizada na Ilha de São Francisco do Sul, norte do estado de Santa Catarina com elevação de 1 em 1 metro.

Os mapas de declividade devem ser gerados com base no MDT podendo ser representado por vetores ou por dados matriciais. De preferência, este mapa deve apresentar a linha de *isodeclividades*, que é a linha que une pontos de mesma declividade.

Os intervalos adotados para a criação do mapa de declividades são semelhantes ao padrão utilizado pelo procedimento para a geração do MDT. Devem ser usados preferencialmente intervalos de 1 a 1% até a declividade correspondente a 8%, sendo adotados posteriormente intervalos de 5 em 5%. O tamanho das células não deve ultrapassar a dimensão de 5 m x 5 m.

Este procedimento é usado para a diferenciação dos solos que são formados em relevos planos a suave ondulado. A linha que separa estes tipos de relevo é muito tênue, o que torna necessário um maior detalhamento.

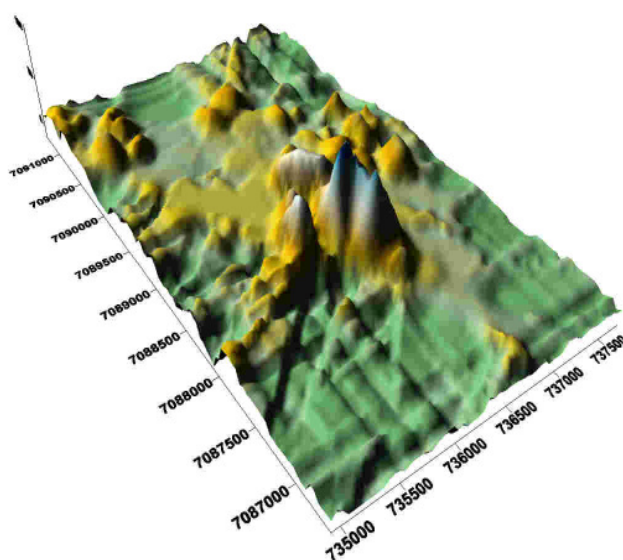


FIGURA 41. MDT de área na Ilha de São Francisco do Sul/SC (HIGASHI e FIGUEIREDO, 2003).

As faixas de declividades para a separação dos solos apresentadas na tabela 22 seguem as informações apresentadas pelas classes gerais de relevo do Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (EMBRAPA, 1999).

TABELA 22. Classes de relevo baseado no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (modificado de EMBRAPA, 1999).

CLASSES DE RELEVO	DECLIVIDADE (%)
Plano	0 a 3
Suave ondulado	3 a 8
Ondulado	8 a 20
Forte ondulado	20 a 45
Montanhoso	45 a 75
Escarpado	Maior que 75

Onde:

Plano – superfície de topografia esbatida ou horizontal, onde os desnivelamentos são muito pequenos;

Suave ondulado – superfície de topografia pouco movimentada constituída por conjunto de colinas ou outeiros (elevações de atitudes relativas até 50 m e de 50 a 100 m), apresentando declives suaves;

Ondulado – superfície de topografia pouco movimentada, constituída por conjunto de colinas ou outeiros, apresentando declives moderados;

Forte Ondulado – superfície de topografia movimentada, formada por outeiros ou morros (elevações de 50 a 100 m e de 100 a 200 m de altitudes relativas) e raramente colinas, com declives fortes;

Montanhoso – superfície de topografia vigorosa, com predomínio de formas acidentadas, usualmente constituídas por morros, montanhas, maciços montanhosos e alinhamentos montanhosos, apresentando desnivelamentos relativamente grandes e declives fortes ou muito fortes;

Escarpado – áreas com predomínio de formas abruptas, compreendendo superfícies muito íngremes, tais como: aparados, itaimbés, frentes de cuestras, falésias e vertentes de declives muito fortes.

Utilizando a interpretação das declividades (isodeclividades) é possível a construção de um mapa modelo de identificação de solos, elaborado a partir da diferenciação preliminar dos universos geotécnicos.

Entende-se que as faixas de individualização dos solos apresentadas por este sistema são referentes ao comportamento geral dos solos, sendo necessária a confirmação destes valores com base no banco de dados de sondagens SPT e em campo através de tradagens.

b) Banco de Dados de Sondagens SPT

O banco de dados de sondagens SPT é criado para a determinação das características geotécnicas dos solos como nível d'água, camadas estratigráficas e resistência do solo à cravação do amostrador padrão.

Este banco de dados deve ser criado em SIG para que seus resultados possam ser utilizados em sua forma georreferenciada. Na figura 42 é apresentado um diagrama para a construção de um banco de dados.

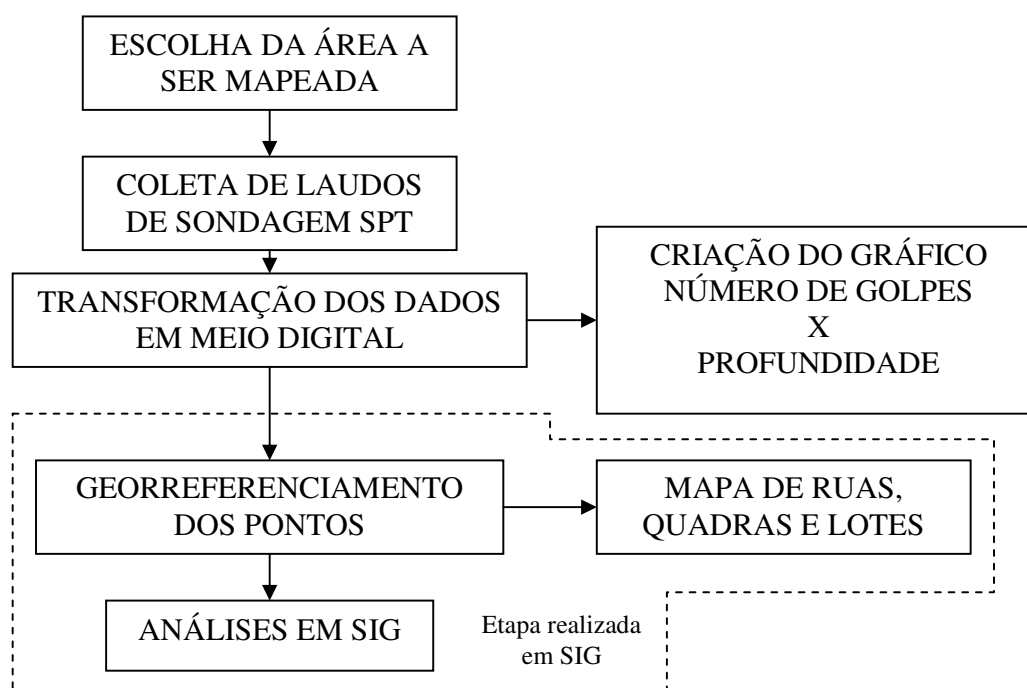


FIGURA 42. Diagrama para a criação do banco de dados de sondagens SPT.

Para a sua formulação devem ser coletados os ensaios realizados por empresas especializadas que, quando solicitados são geralmente disponibilizados para a sua plena utilização

em meio físico (papel). Para serem inseridos posteriormente no SIG em forma de gráficos, é necessária a sua transformação para o meio digital na forma de planilhas eletrônicas.

Normalmente o boletim deste ensaio apresenta a locação do ponto de cravação em relação ao lote. Geralmente o uso de GPS para a determinação das coordenadas UTM dos pontos de sondagem não é prática corrente, sendo necessário para o seu georreferenciamento a utilização do mapa de ruas, quadras e lotes.

Estes dados podem ser manipulados em SIG para a identificação de universos geotécnicos. Dependendo da resolução espacial, sugere-se a utilização de geoestatística para complementar as análises.

c) Trabalhos de Campo

Os trabalhos de campo devem ser realizados para a identificação in loco dos universos de solos através de tradagens e coleta de dados espaciais com auxílio de GPS.

Utiliza-se o primeiro modelo de mapas de identificação preliminar dos solos realizado através dos modelos digitais e mapa de declividades, as linhas de isodeclividades do mapa que definem a transição entre as unidades de solo devem ser visitadas in loco. Prováveis correções devem ser realizadas para cada localidade em razão da forma generalizada com que é construído este mapa. Ressalta-se que as classes de relevo descritas por EMBRAPA (1999) são abrangentes, sendo necessário ainda um ajuste em campo para cada localidade.

Os pontos de estudo que devem ser primeiramente analisados em campo são as faixas de mudança de declividade, que geralmente ocorrem no sopé dos morros. Em seguida, com a diferenciação dos solos de relevo plano (solos sedimentares) e relevo suave ondulado a maiores declividades (solos residuais), as tradagens são intensificadas em cada um destes universos para a diferenciação das unidades de solos pertencentes a cada classe geotécnica.

Toma-se como exemplo os solos encontrados no relevo plano. No momento da realização da tradagem é identificada a granulometria, e feita a análise se o solo caracteriza-se como arenoso ou argiloso (orgânico ou não) e verificada a posição do lençol freático, possibilitando a classificação do perfil pedológico.

Definidos os universos geotécnicos, os mesmos são manipulados em ambiente SIG para sua transformação em polígonos e estudados através de ensaios de campo e laboratório.

Sugere-se que seja adotado o procedimento de Davison Dias (1987) para o aumento da escala dos mapas gerados. Esta metodologia apresenta alguns procedimentos básicos para a identificação de unidades:

- Expedições a campo: este procedimento deve ser realizado com o auxílio de um trado para a verificação das profundidades de horizontes superficiais e um GPS, possibilitando a constatação de mudança de unidades.
- Uso de mapa de curvas de nível: como o desenvolvimento pedológico dos solos é regido pela condição do relevo, em determinadas cotas de elevação um solo começa a apresentar-se diferente do outro. Desta forma, é possível o aumento das escalas utilizando-se mapas de curvas de nível ou pontos cotados em GPS em escalas melhores que o mapeamento original.

Ressalta-se que a análise da geotecnia de algumas cidades costeiras não necessita da individualização de universos geotécnicos, uma vez que estas podem apresentar apenas regiões de solos sedimentares.

3.1.6. DEFINIÇÃO DE PONTOS DE COLETA DE AMOSTRAS

A definição dos pontos de coletas de amostras deve ser realizada de acordo com os vetores de crescimento urbano.

Os vetores de crescimento indicam as prováveis áreas a serem ocupadas pelo centro urbano. Desta forma, são delimitadas as unidades de solos a serem ocupadas e determinados os pontos de estudo para a coleta de amostras e realização de ensaios geotécnicos em campo.

A figura 43 apresenta um exemplo de seleção de unidade geotécnica para a definição de pontos de estudo. Com o crescimento da mancha urbana, são traçados vetores e através da tendência apresentada pela ocupação dos solos, deduz-se que as unidades A_2 e E_1 serão as próximas a serem solicitadas mecanicamente, necessitando, porém, de maiores análises.

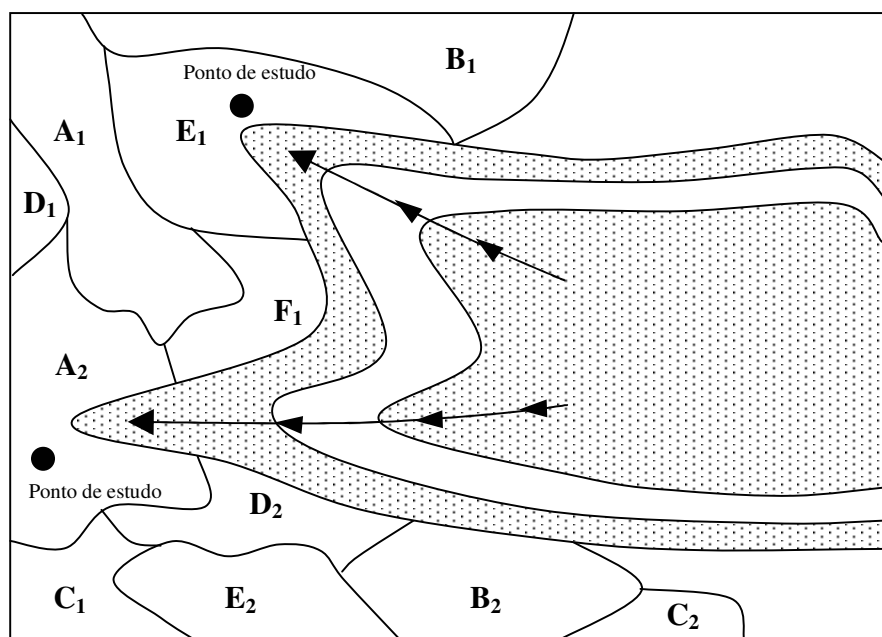


FIGURA 43. Exemplo de seleção de unidades de estudo para a definição ponto de coleta de amostras.

Além da seleção dos pontos de estudo através dos vetores de crescimento, alguns critérios também podem ser adotados quando mais de um tipo de solo for solicitado pelo vetor ou quando os solos necessitarem da investigação de perfis completos:

- Não devem ser coletadas amostras do horizonte A, pois este tipo de horizonte normalmente é removido pelas obras de engenharia. À exceção de quando é realizada análise em campo do ensaio de infiltrabilidade;
- Quando o horizonte B do solo residual é pouco espesso, caso dos Cambissolos e Podzólicos, a coleta de amostras deve ser realizada no horizonte C;
- A representação do ponto de estudo deve abranger espacialmente a maior área possível de potencial expansão urbana;
- Para cada elevação representativa de cada localidade devem ser coletadas amostras de solos residuais;
- Caso ocorra o surgimento de tipos de solos distintos no ponto de amostragem, diferenciados “in loco” através de sua coloração, espessura e granulometria, criar mais pontos de estudo, mesmo que em um mesmo local;

- Quando identificado um ponto de amostragem, o seu local de influência em área e volume deve ser analisado. Caso esta área se mostre significativa, o ponto de estudo é confirmado, e estudos com amostras indeformadas são realizados. Caso o volume de solo seja significativo, resultando em uma provável jazida para a pavimentação de vias, os estudos envolvendo amostras deformadas compactadas devem ser realizados;
- A influência em área de um ponto de amostragem deve ser estimada com base no Modelo Digital do Terreno;
- Devem ser realizados ensaios em amostras indeformadas em todos os solos onde é possível coletar tais tipos de amostras;
- Pontos de estudo em solos de argila mole devem ser fixados, de preferência, nos vazios urbanos, que são grandes áreas não ocupadas do centro urbano. Devido ao elevado custo para a obtenção de amostras a grandes profundidades, estes possíveis pontos devem se concentrar em um único perfil, sendo o mesmo analisado em diferentes profundidades.

Após a definição dos pontos de estudo é necessária a determinação de seus parâmetros de comportamento geomecânicos através de ensaios geotécnicos de campo e laboratório.

3.1.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS DA MANCHA URBANA E ZONAS RADIAIS

A realização dos ensaios laboratoriais está condicionada aos tipos de solos ensaiados. A discretização das unidades de solos através da individualização dos universos geotécnicos possibilita a definição de 2 grandes grupos de solos: os solos residuais e os sedimentares.

3.1.7.1. Ensaios em Perfis de Solos Sedimentares Formados por Argilas Moles (Solo Orgânico, Solos Gleis e Planossolos)

Os ensaios destinados à compreensão dos solos de argila mole, como descrito anteriormente, devem ser realizados para a caracterização de um perfil com a variação da profundidade.

Apesar de, muitas vezes, não representar nem mesmo o depósito de argila mole de onde foram retiradas as amostras de solos, os ensaios para a caracterização das argilas moles devem ser realizados para que se tenha pelo menos uma noção do comportamento deste solo.

A análise dos solos nos pontos de estudo de argila mole inicia-se com a realização de um ensaio de SPT para a determinação da resistência à cravação do amostrador padrão, da posição do nível d'água e para a verificação da variação das camadas de solos em relação à profundidade.

De posse das amostras deformadas coletadas através do amostrador padrão do ensaio de SPT, sugere-se a realização dos ensaios de caracterização, como granulometria, teor de umidade natural, massa específica dos grãos e limites de consistência.

Para os solos de argila mole ressalta-se a necessidade da realização dos ensaios de Limite de Liquidez com o teor de umidade natural, sem secagem em estufa. Este procedimento é indicado em razão de que diversos pesquisadores já reportaram que a secagem prévia do solo contendo matéria orgânica causa uma redução significativa do LL (BOGOSSIAN e LIMA, 1974; ORTIGÃO e LACERDA, 1979 e SAYÃO, 1980).

Após a caracterização do depósito de solo mole e preliminar avaliação de sua resistência, é necessária a coleta de amostras indeformadas para a realização de ensaios de resistência ao cisalhamento e compressibilidade através de tubos *Shelby*.

Os tubos *Shelby* devem ser coletados de forma que caracterizem o solo de argila mole o mais profundo possível e a diferentes profundidades.

Sugere-se que, na medida do possível, o tubo apresente 4" (quatro polegadas) de diâmetro e que o avanço do pré-furo para a coleta das amostras seja realizado sem a circulação de água. Estes procedimentos visam evitar a possível perturbação do solo causada pela coleta e moldagem dos corpos de prova no laboratório e amolgamento proveniente da pressão causada pelo jato de água.

a) Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos sedimentares de argila mole inicialmente é estimada através do ensaio de SPT. O comportamento mecânico deste tipo de solo, que apresenta baixa permeabilidade gerando excessos de pressões neutras quando carregado, é regido pela resistência ao cisalhamento não drenada do solo (S_u).

Desta forma, devem ser realizados ensaios de compressão triaxial para todas as amostras coletadas, possibilitando assim a definição da variação da resistência não drenada do solo com a profundidade.

b) Compressibilidade

Devido à elevada deformação típica dos solos sedimentares de argila mole, representados pelos solos de Mangue, Solos Gleis, Solos Orgânicos e Podzol, a compressibilidade pode ser determinada através de ensaios de adensamento (oedométrico) ou semelhante como o CRS (*Constant Rate of Strain*).

Ambos os ensaios possibilitam a determinação dos coeficientes de adensamento, compressão e recompressão, onde o dado mais importante é a pressão de pré-adensamento.

De maneira análoga à determinação da resistência, a compressibilidade deve ser determinada em um mesmo ponto a várias profundidades, sendo verificada a variação do OCR (*Over Consolidation Ratio*) no perfil.

3.1.7.2. Ensaios em Horizonte C de Solos Residuais

Os ensaios para a caracterização dos solos residuais devem ser realizados no maior número de pontos de estudo possível, gerando um conhecimento mais abrangente dos solos. Caso estes solos apresentem o horizonte B pequeno, os ensaios geotécnicos devem ser realizados no horizonte C. Se os solos apresentarem um horizonte B profundo, os ensaios devem ser realizados neste horizonte, uma vez que as obras de engenharia irão solicitá-lo mecanicamente.

Na medida do possível, a coleta dos solos residuais deve ser feita através de anéis metálicos, próprios para a realização dos ensaios. Este procedimento visa a redução da expansão lateral do solo que ocorre após o alívio de tensões.

Embora este procedimento tenha certas vantagens, a perda do teor de umidade natural em amostras coletadas em anéis metálicos em campo é maior do que em blocos indeformados. Sendo assim, é imperativo que os ensaios sejam realizados tão logo após as amostras sejam retiradas de campo.

A caracterização dos solos residuais pode ser realizada através de ensaios de determinação do teor de umidade natural, de granulometria, de determinação da massa específica real, de limites de Atterberg e da Metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) pelo método expedito.

Apesar da Metodologia MCT estar relacionada à área rodoviária, o ensaio expedito caracteriza os solos preliminarmente, fornecendo importantes noções iniciais de comportamento, como a expansão, além de separar em classes de solos Laterítico e Não Laterítico.

a) Resistência ao Cisalhamento

Como os solos residuais tropicais e subtropicais são geralmente bem drenados, o ensaio de cisalhamento direto traduz de forma confiável o comportamento de campo quando a resistência é analisada. Segundo Davison Dias (1988), os ensaios de cisalhamento direto por serem mais repetitivos e de fácil execução possibilitam um maior número de amostragens e ensaios, o que favorece o estudo de solos residuais lateríticos e saprolíticos heterogêneos.

Este tipo de ensaio determina valores de coesão e ângulo de atrito, possibilitando a estimativa do comportamento dos solos para o dimensionamento de fundações e estruturas de arrimo.

Os solos residuais apresentam-se parcialmente saturados e por isso possuem uma pressão negativa denominada sucção. As condições ambientais podem fazer com que esta parcela de resistência seja reduzida e até mesmo eliminada em campo. Por esta razão, os ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência devem ser conduzidos com amostras ensaiadas na umidade natural e inundadas, o que visa a simulação deste efeito.

Alguns resultados de sondagem à percussão presentes no banco de dados SPT realizadas em solos residuais, como descrito anteriormente, também podem ser utilizados como auxílio à estimativa da resistência ao cisalhamento. A utilização destes resultados está condicionada à seqüência topográfica e à proximidade do ponto de realização deste ensaio, devendo ser considerada sempre como uma estimativa de comportamento.

b) Compressibilidade

Os ensaios de compressibilidade devem ser realizados de maneira análoga ao critério de seleção dos pontos de estudo para a realização de ensaios relativos à resistência ao cisalhamento dos solos.

O estudo da compressibilidade dos solos residuais deve ser dividido em duas partes: o fenômeno de *compressão* e de *colapso* do solo.

Para os solos residuais é utilizado o termo *compressão confinada* ao invés de adensamento, uma vez que nestes solos, a deformação ao longo do tempo é pequena. Os recalques totais ocorrem nos primeiros minutos devido à rápida saída de água relativa à grande porosidade que os solos tropicais e subtropicais apresentam.

Os ensaios de compressão confinada devem ser realizados na condição de umidade natural e inundada, semelhante ao descrito anteriormente para o ensaio de cisalhamento direto.

Este procedimento tem como objetivo a determinação do quanto a estrutura do solo é dependente das atrações entre as partículas proveniente da sucção. Através da condição de umidade do solo ocorre a mudança em sua estrutura e conseqüente redução dos valores da pressão de pré-adensamento.

Tendo em vista a dificuldade da visualização gráfica da pressão de pré-adensamento que normalmente os solos residuais saprolíticos apresentam, sugere-se que esta seja determinada através dos métodos clássicos de Pacheco Silva e Casagrande.

c) Erosão

Não é comum a utilização de ensaios para a determinação do potencial de erosão dos solos com vistas ao mapeamento. Para esta finalidade o diagnóstico dos solos é geralmente realizado tendo como único elemento os métodos qualitativos de análise, que segundo Almorox et al. (1994) são as fotografias aéreas, imagens de satélite e de radar.

Muitas vezes estas análises são complementadas através de modelos digitais do terreno e mapas de declividades, porém sem a investigação de campo e laboratório necessária para a determinação de parâmetros, como o fator solo.

Desta forma, é sugerido que sejam realizados ensaios relativos à erodibilidade dos solos no mínimo através de dois métodos, podendo um deles apresentar uma avaliação direta e o outra indireta.

Dentre as possibilidades para a determinação do potencial erosivo do solo é recomendado o uso de alguns ensaios como o Critério de Erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979) que é determinado através dos ensaios de infiltrabilidade e de perda de massa por imersão modificado, Inderbitzen (INDERBITZEN, 1961), Inderbitzen Modificado (FREIRE 2001), do furo de agulha e

do torrão (SHERARD et al., 1976a e 1976b) e de desagregação (BRASIL, 1979; FONSECA e FERREIRA, 1981).

d) Pavimentação

O estudo relativo à pavimentação com a finalidade do emprego de seus resultados no mapeamento geotécnico se concentra na localização de jazidas de solos.

Além dos ensaios básicos de caracterização, devem ser executados ensaios de compactação e CBR de todas as jazidas potenciais de solos.

3.1.8. BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO EM SIG

Segundo Abitante (1997) “os dados, ou informações, que não estiverem criteriosamente organizados e acessíveis são praticamente inúteis”. Com base neste princípio, a presente metodologia permite a criação de um banco de dados espacial organizado em um Sistema de Informações Geográficas. A chave principal de indexação do banco de dados corresponde aos pontos de estudo localizados a partir dos vetores de crescimento urbano, possibilitando o agrupamento do conhecimento geotécnico local de forma lógica.

A base de dados deve estar organizada de tal forma que não permita a redundância de dados, garanta o acesso rápido das informações, possibilite a sua atualização contínua e permita que o sistema possa ser utilizado por um grande número de usuários, atendendo às características atuais da terceira geração de SIG, como apresentado anteriormente no capítulo 2.

A metodologia proposta para a criação de um banco de dados espacial através de um SIG baseia-se em Guaresi (2004) com algumas modificações, como apresentado na figura 44. Esta figura apresenta um modelo básico para a estruturação de um banco de dados visando a aplicação em SIG.

Para a organização dos dados, estes devem ser estruturados através de pastas, principalmente no que diz respeito aos temas, que constituem nas classes que correspondem a polígonos e objetos geográficos, como pontos, linhas ou polígonos.

A pasta principal, denominada de “Projeto” deve ser inserida com o nome da localidade a ser mapeada, como por exemplo: Tubarão, Joinville ou Bacia do Rio Cubatão.

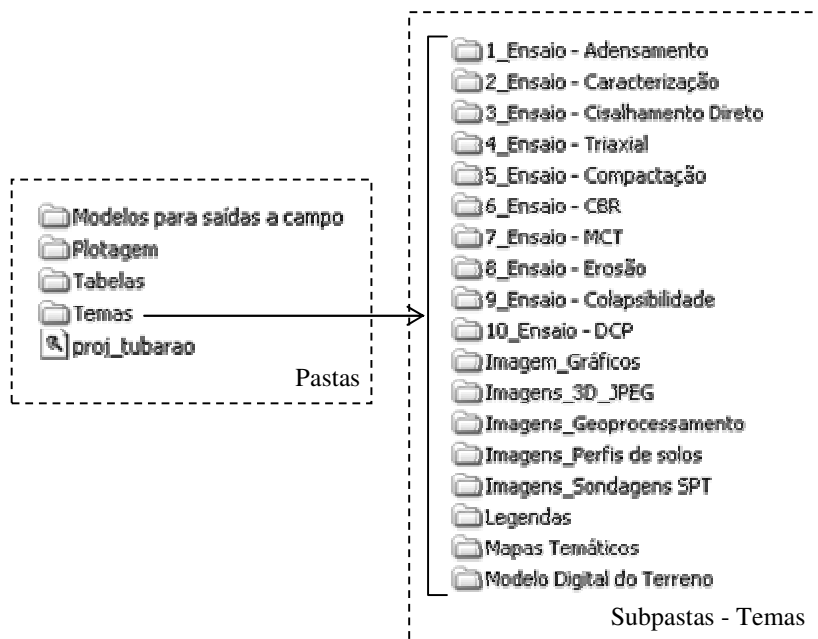


FIGURA 44. Exemplo de estrutura do banco de dados divididos por pastas.

As seguintes subpastas devem estar inseridas neste projeto:

- Modelos para saídas a campo: esta pasta deve conter os arquivos para impressão de mapas com referência geográfica para a localização em campo. Estes mapas são necessários para a coleta de amostras determinadas através dos pontos de estudo;
- Plotagem: nesta pasta são inseridos arquivos para plotagem dos mapas temáticos;
- Tabelas: pasta onde devem ser inseridas as tabelas referentes às classificações de cores dos mapas e coordenadas UTM ou geográficas;
- Temas.

Os Temas são organizados em subpastas, onde cada topologia, dividida por funções, é apresentada. Estas subpastas devem apresentar os seguintes conteúdos:

- a) Ensaio: são as pastas que no exemplo da figura 45 variam a numeração de 1 a 10. Devem conter os resultados numéricos da realização dos ensaios;
- b) Imagem_Gráficos: esta pasta deve apresentar as imagens dos gráficos dos ensaios para serem acessados em forma de figuras;
- c) Imagens_3D_JPEG: quando é gerado um modelo digital do terreno, no processo de formulação é exigido um grande desempenho do hardware. Existe a possibilidade após a

geração do modelo o arquivamento deste MDT criado com dimensões menores no que diz respeito ao tamanho do arquivo;

d) *Imagens_Geoprocessamento*: esta pasta deve conter arquivos referentes a imagens de satélite e fotos aéreas;

e) *Imagens_Perfis de solos*: as fotos de perfis típicos de solos podem ser inseridas nesta pasta;

f) *Imagens_Sondagens SPT*: as imagens do boletim de sondagem SPT, contendo o gráfico de número de golpes *versus* profundidade, posição do lençol freático e descrição das camadas de solos devem ser inseridas nesta pasta;

g) *Legendas*: as legendas alfanuméricas que constam nos mapas temáticos devem estar inseridas nesta pasta. O SIG possibilita também o uso e arquivamento de legendas através de cores;

h) *Mapas Temáticos*: esta pasta deve conter os mapas temáticos como geologia, pedologia, litologia, declividades, vegetação, entre outros, possibilitando o cruzamento através da sobreposição dos mapas (operação de *overlay*);

i) *Modelo Digital do Terreno*: esta pasta deve apresentar os modelos digitais gerados. Normalmente quando é criado um MDT, é sugerido o seu arquivamento nesta subpasta.

3.1.9. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO FINAL

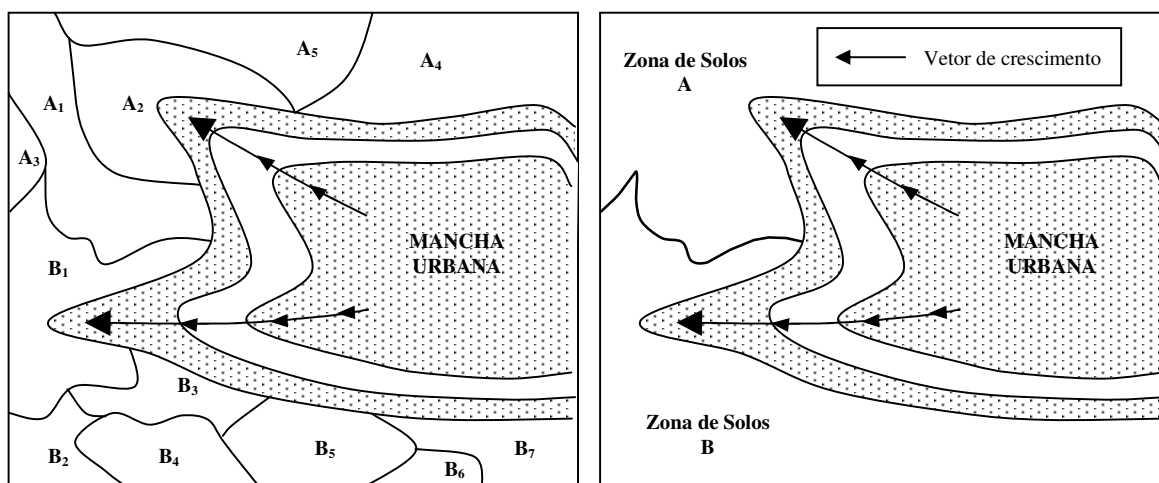
O mapa geotécnico final é construído com base no mapa geotécnico de escala ampliada e nos resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados nos pontos de estudo.

Como descrito por Zuquette e Nakazawa (1998), o documento gráfico produzido nessa fase deve permitir aos profissionais a seleção de locais ou posições mais favoráveis à implantação de obras civis. As escalas mais adequadas variam de 1:100.000 a 1:20.000, e devem conter informações preliminares que reflitam o comportamento dos componentes geotécnicos que afetam a implementação de obras em diferentes fases.

Tendo em vista que a ocupação dos solos é orientada por órgãos públicos, o mapa final deve ser apresentado da forma mais simplificada possível, através de unidades denominadas *zonas de solos*.

A delimitação das *zonas de solos* tem como base os vetores de crescimento da mancha urbana que definem os solos que serão solicitados. O comportamento geomecânico destes solos é obtido por meio de ensaios laboratoriais e de campo, e a sua área de abrangência é delimitada através de tradagens e observações de cortes ao longo das unidades geotécnicas apresentadas pelo mapa geotécnico na melhor escala. Os solos que possuem comportamento geomecânico semelhante são agrupados com a finalidade de simplificar as análises de crescimento da mancha urbana pelos órgãos públicos.

A figura 45 apresenta um exemplo do procedimento de interpretação do mapa de *zonas de solos*.



NOTA: As unidades A1,..., A5 e B1,..., B7 apresentam comportamento semelhante.

FIGURA 45. Interpretação de unidades geotécnicas em zonas de solos.

Cada zona de solo deve apresentar as características e/ou tendências de comportamento geoambiental que restrinjam ou permitam a ocupação. Desta forma, através deste mapa devem ser relacionados os vetores de crescimento com as zonas de solos e verificado qual vetor deverá ser incentivado ou coibido de expandir-se. Esta análise deve ter como base as conclusões relativas ao comportamento geomecânico dos solos envolvidos, que é obtida através dos ensaios e observações de campo.

Em ambiente SIG devem ser realizadas análises de proximidade, para solucionar questões relativas à localização de jazidas de pavimentação e (sobreposição) *overlay* para uma melhor compreensão de áreas específicas às *zonas de solos*.

Caso seja determinado que exista uma permissão parcial do uso do solo, devem ser apresentadas as respectivas medidas mitigadoras e compensatórias que possam ser realizadas a fim de que o melhor uso do solo sob o ponto de vista geoambiental seja alcançado.

4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA NO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

Este capítulo apresenta a metodologia proposta neste trabalho aplicada ao mapeamento geotécnico do município de Tubarão.

Este município foi escolhido em razão de apresentar características geotécnicas e ambientais semelhantes às demais cidades da região costeira do Estado de Santa Catarina, possibilitando a extrapolação de seus resultados.

A pesquisa baseia-se, inicialmente, na Metodologia de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas empregada no sul do Brasil de Davison Dias (1995) que utiliza a Pedologia como ciência indicadora de comportamento dos solos e a Geologia. Um mapa geotécnico foi construído na tentativa de prever comportamentos e estimar, em conjunto com um Sistema de Informações Geográficas, universos característicos de solos do município de Tubarão.

O mapa geotécnico foi criado preliminarmente, com o objetivo de caracterizar as diferentes unidades de solos presentes na área de estudo e seu comportamento quando submetidas a diferentes solicitações e usos. Este procedimento auxilia na tomada de decisões, e na escolha de quais tipos de solos devem ser caracterizados de maneira mais discretizada possível, visando aplicações geotécnicas e ambientais.

Um Sistema de Informações Geográficas também é utilizado para a integração do mapa geotécnico do município a ensaios geotécnicos pontuais, definindo o comportamento dos principais universos geotécnicos de Tubarão.

4.1. PLANEJAMENTO

A pesquisa iniciou-se através de um minucioso planejamento relacionado à área de estudo. Verificou-se que a cidade de Tubarão, assim como quase todas as cidades brasileiras, não possui um plano de crescimento municipal que tem como enfoque a geotecnia e o meio ambiente, e por esta razão apresenta alguns sintomas relativos à degradação do seu meio físico.

Observou-se de uma maneira abrangente quais as informações que poderiam ser obtidas e suas respectivas importâncias na pesquisa. Procurou-se definir ainda áreas de atuação e a viabilidade do emprego de uma metodologia de mapeamento na região onde fosse possível a visualização dos resultados a longo prazo.

A etapa do planejamento caracterizou-se como uma das fases mais importantes do estudo, uma vez que, tornando possível a aquisição e tratamento de dados, viabiliza-se a pesquisa.

Nesta etapa, a Secretaria de Planejamento da Prefeitura Municipal de Tubarão (PMT) foi contactada para que fosse possível um levantamento mais detalhado dos dados preexistentes, fazendo com que as informações geradas não fossem duplicadas.

4.2. ANÁLISE PRELIMINAR DA GEOTECNIA LOCAL ATRAVÉS DE MAPAS PREEXISTENTES

O conhecimento do meio físico do município de Tubarão foi obtido a partir do levantamento de dados preexistentes.

Esta etapa do estudo permitiu que os solos do município de Tubarão fossem avaliados de maneira superficial, possibilitando as primeiras análises do comportamento geomecânico das unidades de solos locais.

4.2.1. AQUISIÇÃO DE INFORMAÇÕES PREEXISTENTES

Nesta etapa, foram levantadas todas as informações possíveis para a realização desta pesquisa.

Antes de se iniciar qualquer caracterização de localidades de forma macro, é importante que seja realizado um levantamento minucioso de dados geotécnicos preexistentes, para que, através deles, seja possível uma visualização abrangente do subsolo da área de estudo.

O conhecimento do meio físico de Tubarão iniciou-se com a caracterização da área de estudos, onde vários levantamentos geológicos e pedológicos são pesquisados:

- Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro – Mapas Pedológico e Geológico – escala de 1:100.000;
- Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil (CPRM) – Mapa Geológico - escala de 1:250.000;
- Projeto Cadastro de Recursos Minerais do Estado de Santa Catarina (DNPM) – Mapa Geológico - escala de 1:250.000;

- Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina – Mapa Pedológico – escala de 1:500.000;

4.2.2. EDIÇÃO E MANIPULAÇÃO DE DADOS PRELIMINARES

A edição dos mapas foi realizada para a criação de um mapa geotécnico preliminar do município de Tubarão. Para tal, seguiu-se a metodologia apresentada no diagrama da figura 46.

Inicialmente foram usados os mapas pedológico e geológico do IBGE (Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, 1988), na escala de 1:100.000. Os mapas foram cedidos digitalizados e vetorizados na forma de um arquivo CAD (.*dwg*). Visto que um dos objetivos desta pesquisa é também a inserção destes mapas em ambiente SIG, os mesmos tiveram que ser editados e superpostos ao limite político do estado para que apenas a área de interesse fosse ressaltada.

A fase de edição da imagem vetorizada caracterizou-se por ser uma etapa bastante trabalhosa, uma vez que quase todos os mapas digitalizados até este período, não visualizam aplicações em Sistemas de Informações Geográficas. Desta forma, foi necessário unir polígonos, criar linhas e pontos, visando gerar as topologias referentes a cada mapa.

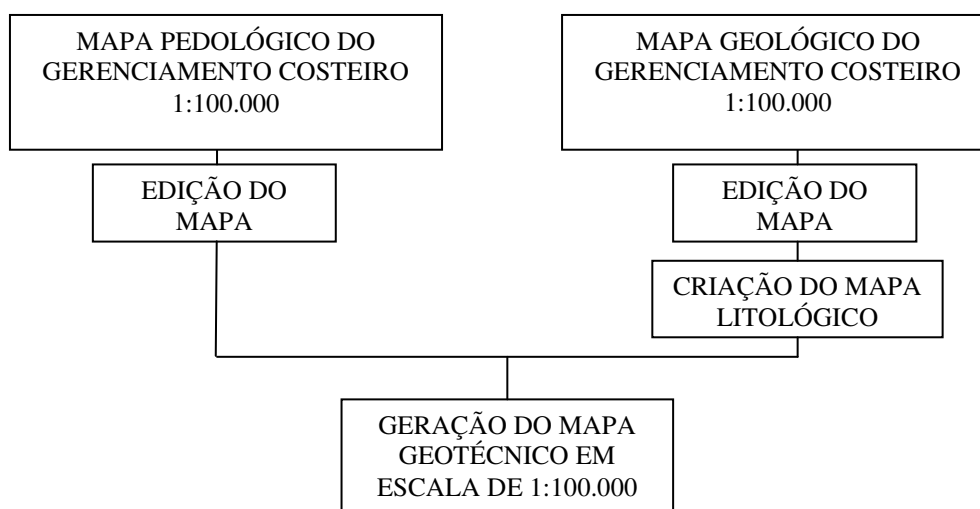


FIGURA 46. Diagrama para a geração do mapa geotécnico.

4.2.3. CRIAÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO

O mapa geotécnico possui grande importância nesta metodologia, uma vez que as informações interpretadas através de seus dados possibilitam a identificação de áreas mais

apropriadas à ocupação e características geotécnicas mais favoráveis à implantação de estruturas de engenharia.

Seguindo a metodologia deste trabalho, após a correção das topologias dos mapas, o mapa geológico foi interpretado em um mapa de estimativas litológicas, onde as Formações, Complexos, Grupos, etc., foram transformados em unidades litológicas predominantes. No caso de haver mais de uma litologia predominante em cada formação, as mesmas são discriminadas no mapa, para que o mapeamento não resulte em erros significativos, o que comprometeria assim a precisão necessária para atingir os objetivos específicos.

A litologia predominante resultante da geologia foi interpretada de acordo com a tabela 23.

TABELA 23. Unidades litológicas baseadas nas unidades geológicas do município de Tubarão.

Unidades geológicas	Siglas	Unidades litológicas
Formação Serra Geral	JKsg	basalto/diabásio
Suíte Intrusiva Pedras Grandes	PSpg	granito
Formação Rio do Sul	Prs	arenito
Suíte Intrusiva Tabuleiro	PSt	granito
Sedimentos aluvionares, siltico-argilosos, areias e calheiras	QHa	sedimento quaternário
Sedimentos colúvio-eluviais indiferentes	QHca	sedimento quaternário
Sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar	QHfl	sedimento quaternário
Sedimentos siltico-arenosos de lagunas e baias	QHI	sedimento quaternário

Após a edição de todos os mapas, foi realizado o cruzamento entre o mapa pedológico e o litológico para que fosse gerado o mapa de estimativa de unidades geotécnicas.

O cruzamento de polígonos entre os mapas foi realizado completamente em meio digital (ambiente CAD), o que aumenta a precisão das informações e diminui os erros eventualmente gerados pelos cruzamentos manuais.

Ressalta-se que este procedimento foi possível porque os mapas possuem a mesma base, ou seja, as equipes que realizaram os estudos pedológicos e geológicos utilizaram-se das mesmas bases cartográficas.

A figura 47 apresenta um exemplo esquemático de cruzamento entre a pedologia e a litologia.

As unidades geotécnicas foram geradas sem que as informações pedológicas relativas ao horizonte A, relevo, associações com outros tipos de solos e atividade catiônica da argila fossem

desprezadas. Estas informações estão expressas geralmente através de um número e uma letra ao lado da sigla da unidade pedológica correspondente.

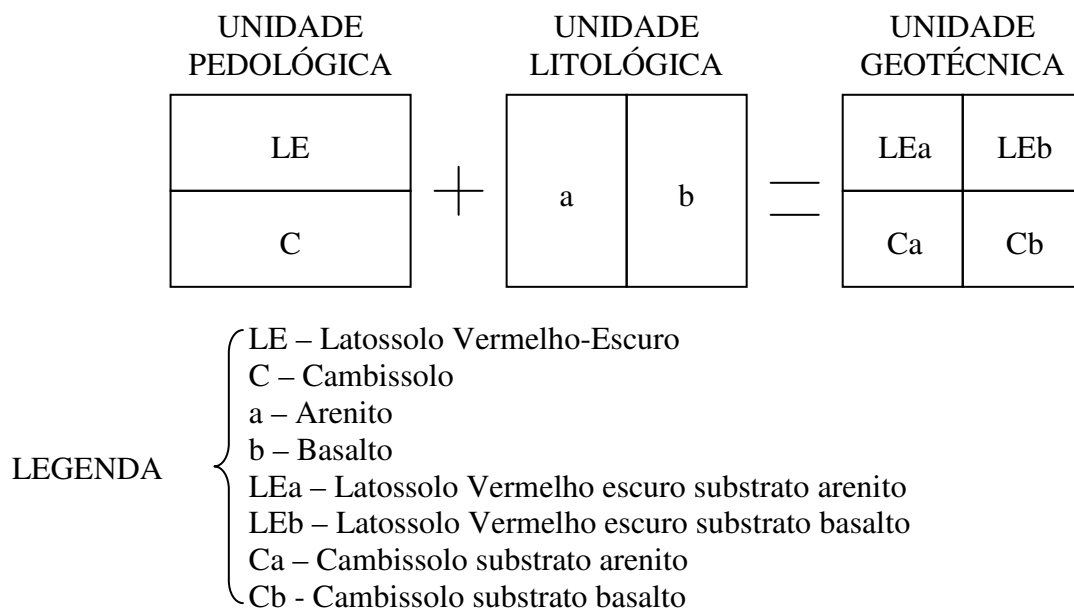
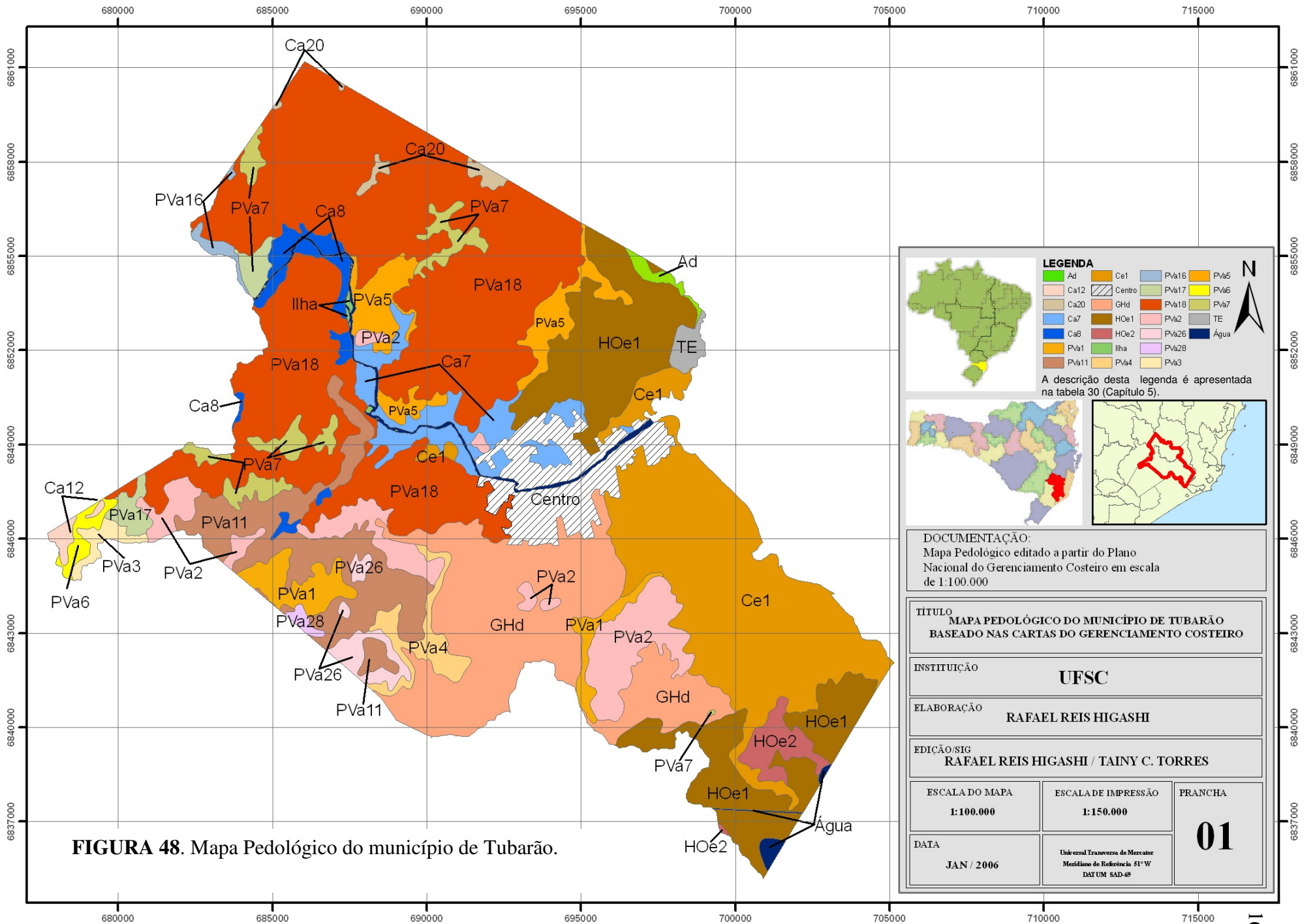


FIGURA 47. Exemplo da criação de unidades geotécnicas a partir de unidades pedológicas e litológicas.

Após a respectiva edição dos mapas pedológico, geológico e litológico, e construção do mapa geotécnico, estes mapas foram inseridos a um Sistema de Informações Geográficas. Esta integração foi realizada para que fosse possível a indexação de um banco de dados geotécnico georreferenciado aos mapas.

As figuras 48, 49 e 50 mostram o mapa pedológico, geológico e litológico.



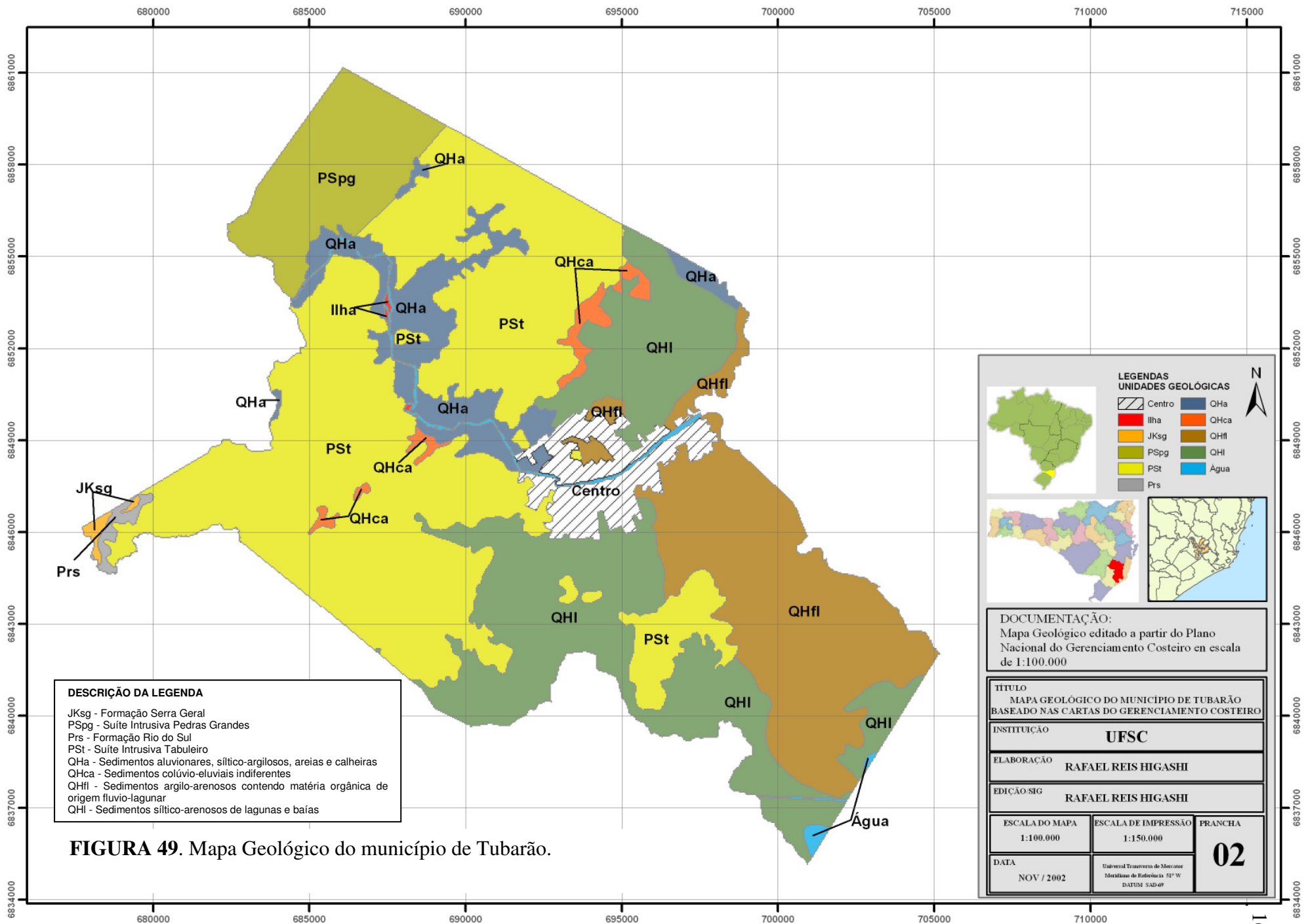


FIGURA 49. Mapa Geológico do município de Tubarão.

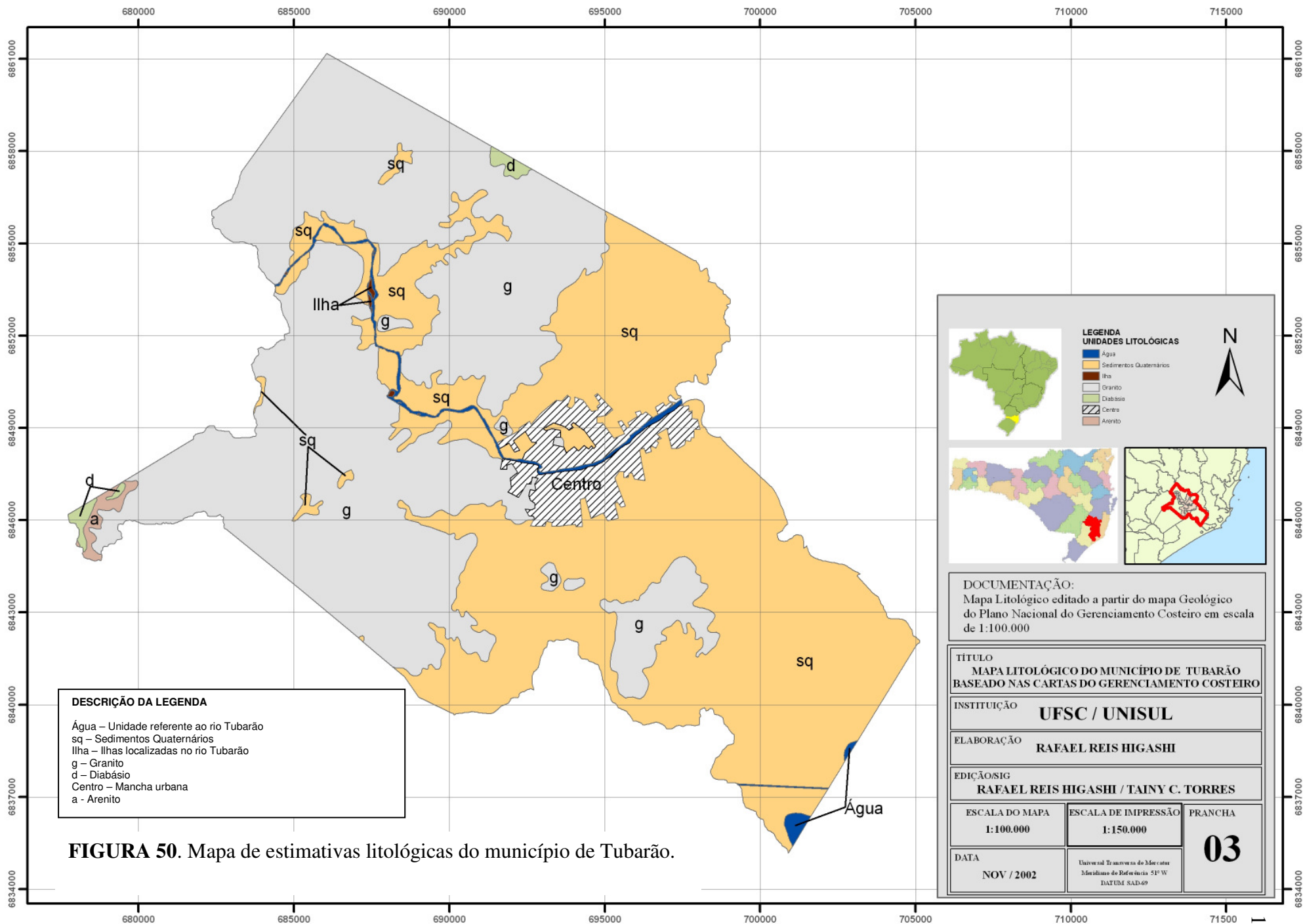


FIGURA 50. Mapa de estimativas litológicas do município de Tubarão.

4.3. ANÁLISE TEMPORAL DAS MANCHAS URBANAS

A análise do crescimento da mancha urbana do município de Tubarão é de grande importância para a elaboração dos vetores de crescimento, que determinam o sentido preferencial de ocupação de novas áreas.

A análise temporal das manchas urbanas foi baseada através da construção de 4 manchas urbanas, com base nos seguintes dados:

- **1ª mancha** (formato matricial) – Fotos aéreas do ano de 1978. A mancha gerada a partir das fotos aéreas coincide com a apresentada pelo PNGC (1988), não havendo a necessidade de vetorização;
- **2ª mancha** (formato vetorial) - Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro – PNGC – Esta mancha urbana foi adquirida em formato vetorial, não necessitando de ajustes (1988);
- **3ª mancha** (formato matricial) – Prefeitura Municipal de Tubarão – Mancha urbana criada com base no mapa de ruas da cidade (aproximadamente 1999);
- **4ª mancha** (formato matricial) – Prefeitura Municipal de Tubarão – Mancha urbana criada a partir do mapa de ruas e bairros da cidade (2002) e foto aérea do Programa de recuperação ambiental da Bacia Carbonífera de Santa Catarina, do Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), escala de 1:40.000

Tomando-se como base a sobreposição dos 3 polígonos principais apresentados na figura 51 é possível a verificação de um grande crescimento radial.

As três manchas urbanas¹ utilizadas nesta pesquisa podem ser observadas na figura 52.

Sob o ponto de vista geotécnico, estima-se que seja mais importante a análise do crescimento radial da mancha urbana do que a ocupação dos vazios internos, pois a ocupação radial solicita novas unidades geotécnicas, diferentemente do que ocorre com a ocupação interna.

¹ NOTA: Cabe aqui ressaltar que as manchas urbanas consideradas nesta tese são: Mancha 01 – Referente ao PNGC (1988); Mancha 02 – Mapa de ruas da cidade (aproximadamente 1999); Mancha 03 – Mapa de ruas, lotes e bairros (2002).

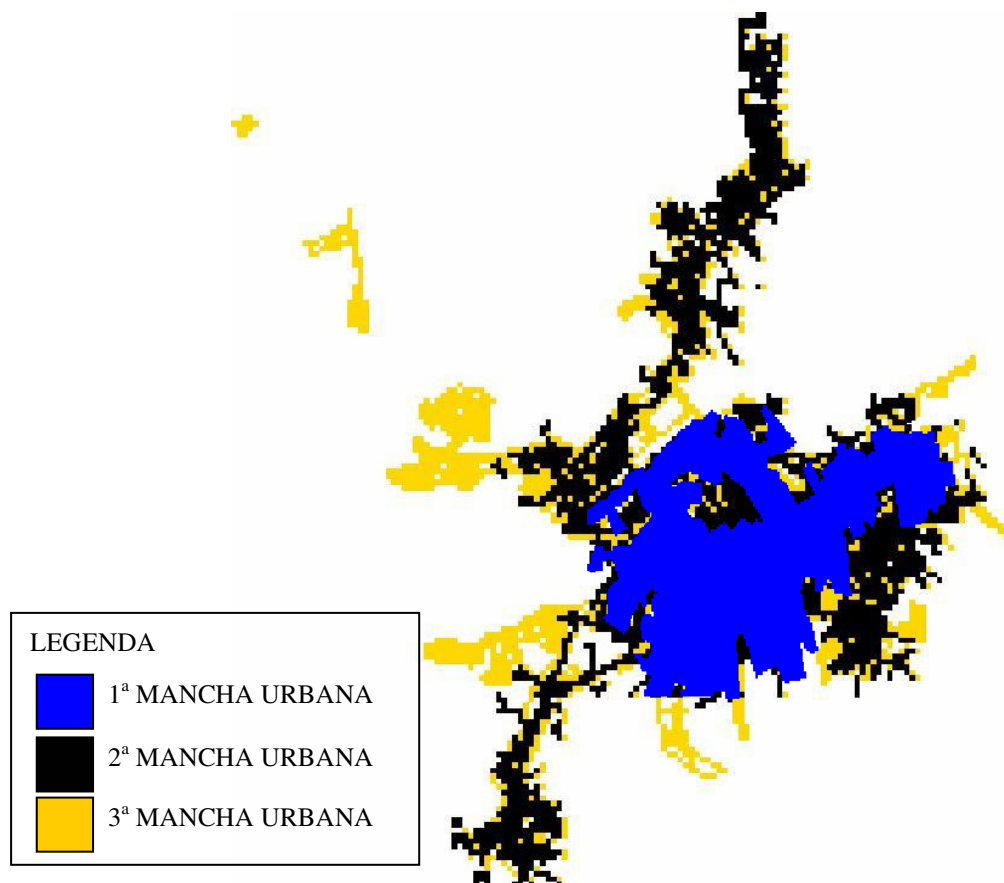
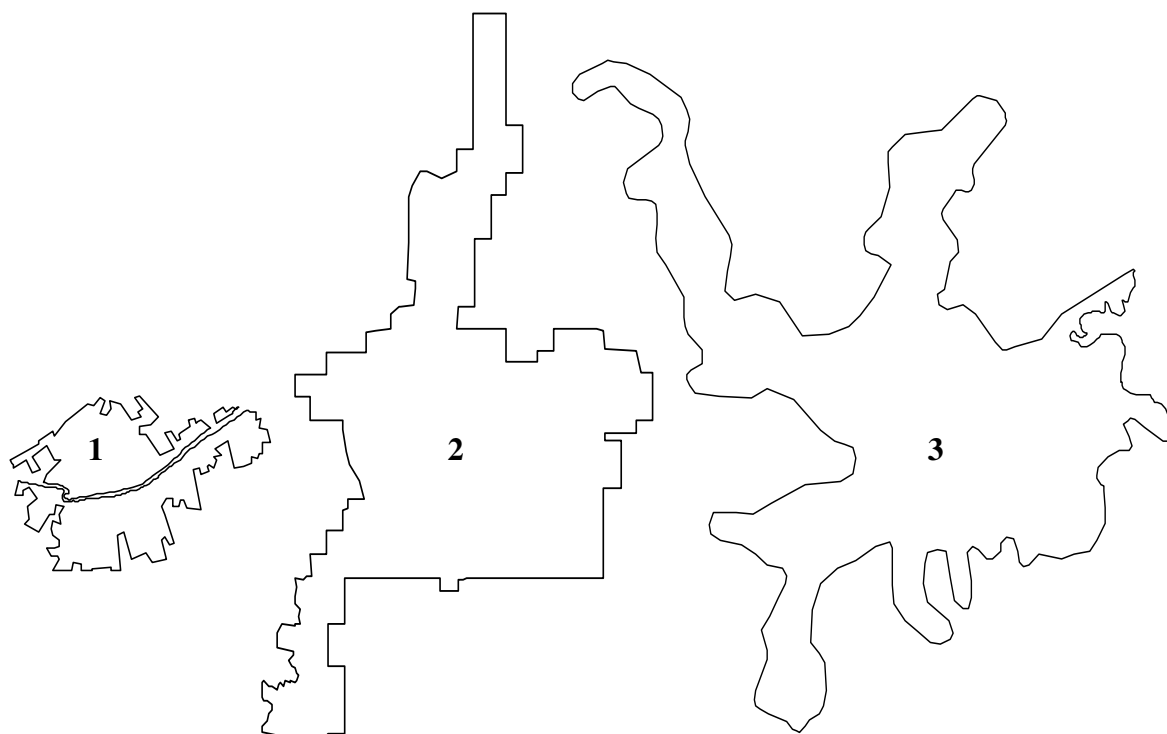


FIGURA 51. Fases da evolução da mancha urbana do município de Tubarão.



1ª mancha (formato vetorial) – ano de 1988

2ª mancha (formato vetorial) – aproximadamente ano de 1999

3ª mancha (formato vetorial) – ano de 2002

FIGURA 52. Manchas urbanas utilizadas na pesquisa.

4.4. CONSTRUÇÃO DE VETORES DE CRESCIMENTO URBANO

Como citado anteriormente, o município de Tubarão apresentou três manchas urbanas principais, classificadas em três momentos de expansão. Utilizou-se a diferença entre estas manchas para que fosse possível a determinação de vetores de crescimento, possibilitando o estudo das razões que levaram este polígono a seguir os sentidos observados.

O mapa resultante desta integração entre as manchas urbanas utilizadas para a comparação entre os vetores selecionados é apresentado posteriormente nos resultados.

No que diz respeito à ocupação interna da mancha urbana, apenas os vazios urbanos foram localizados, uma vez que não é possível o traçado de vetores para a previsão da densificação do uso do solo por estruturas civis.

4.5. INDIVIDUALIZAÇÃO DE UNIVERSOS GEOTÉCNICOS

A individualização dos universos geotécnicos foi realizada nesta pesquisa com base as seguintes etapas:

- a) construção de modelos de elevação e declividades - em ambiente SIG;
- b) construção e análise de um banco de dados de sondagens SPT;
- c) trabalhos de campo - utilizando tradagens nos solos e uso de GPS.

a) Construção de Modelos de Elevação e Declividades

Como os solos seguem uma seqüência topográfica típica de desenvolvimento, o Modelo Digital do Terreno (MDT) e um mapa de declividades, referente ao centro urbano e à área que compreende os limites políticos do município, tiveram de ser elaborados para a individualização dos universos geotécnicos.

O MDT referente à área urbana do município foi construído para que em conjunto ao banco de dados de sondagens SPT possibilitasse a identificação dos tipos de solos que os mapeamentos baseados em imagens e fotos não caracterizam.

O processo de criação do MDT vetorial iniciou-se a partir de uma rede irregular de pontos de altitude conhecida, os quais interpolados produzem um TIN – (*Triangulated Irregular Network* – rede irregular triangulada). As estruturas TIN baseiam-se em elementos triangulares

com vértices em pontos de elevação conhecidos, onde se assume que a superfície formada pelos três pontos é um plano (CALIPER, 1996).

Os mapeamentos utilizados normalmente para a caracterização de determinadas áreas são baseados em fotos aéreas ou imagens de satélites. O Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro (PNGC), documento principal para a elaboração do mapa geotécnico final, foi realizado desta forma. Através de seus contornos não existe a possibilidade da identificação dos tipos de solos presentes na área urbana, em razão desta encontrar-se coberta por uma densa ocupação urbana.

Desta forma, foi necessária a construção de um modelo digital do terreno utilizando pontos de elevação cotados por GPS, para que, através de um banco de dados de sondagens SPT e saídas a campo com auxílio de tradagens, fosse possível a individualização de universos geotécnicos do município de Tubarão.

As cotas de elevação do centro urbano foram adquiridas através da Prefeitura Municipal de Tubarão (PMT) com uma resolução espacial muito grande, e estão apresentadas na figuras 53. Estas cotas foram levantadas no ano de 2002 em levantamento realizado com auxílio de GPS geodésico.

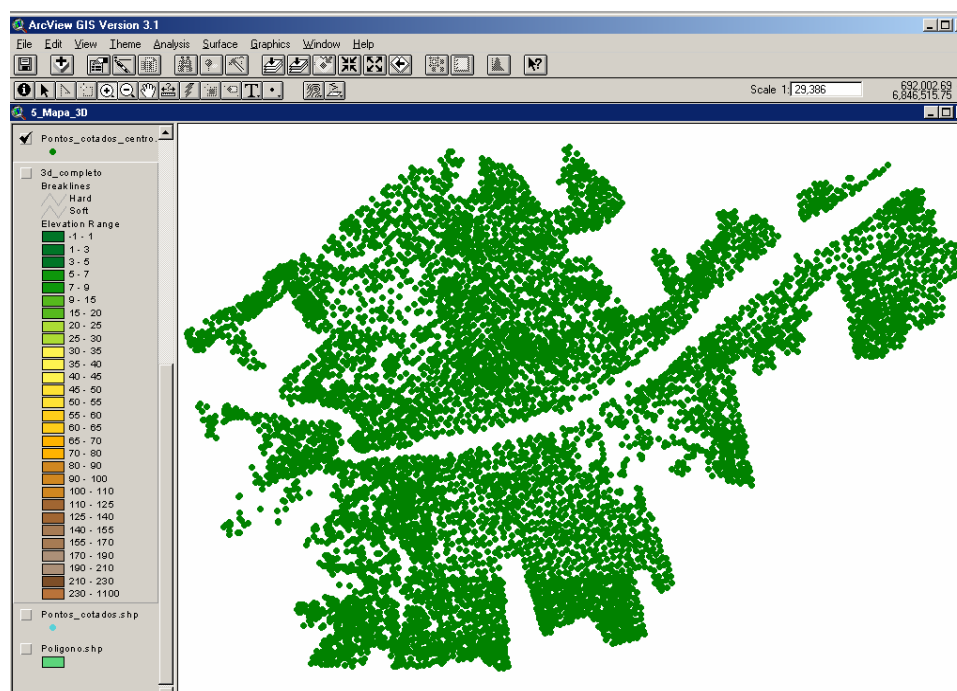


FIGURA 53. Pontos cotados de elevação do município de Tubarão.

Muitas vezes, como é o caso do município de Tubarão, a mudança de relevo é muito suave, o que dificulta a visualização das elevações utilizando escalas normais. Por esta razão, foi utilizado um fator multiplicativo da escala de elevação facilitando a identificação visual. Desta

forma, utilizou-se fatores multiplicativos de 2, 3, e 4 vezes a escala de elevação normal, apresentada na figura 54.

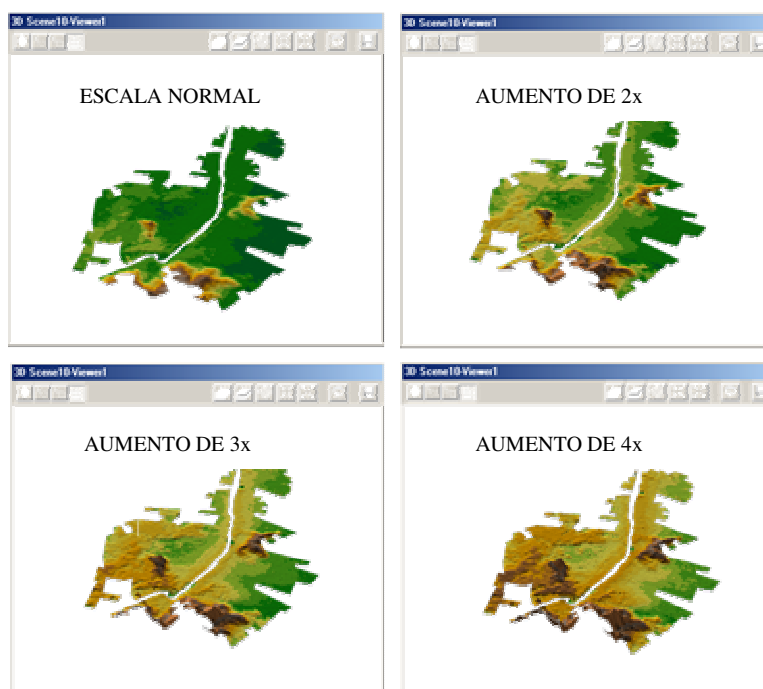


FIGURA 54. Modelo tridimensional da mancha urbana de Tubarão e sua respectiva variação de escala.

O MDT da segunda mancha urbana, apresentado na figura 55, possui cotas de elevação do levantamento realizado pela PMT. O MDT gerado a partir destes pontos cotados é apresentado na figura 56, considerando as variações de fatores de ampliação da elevação da escala normal.

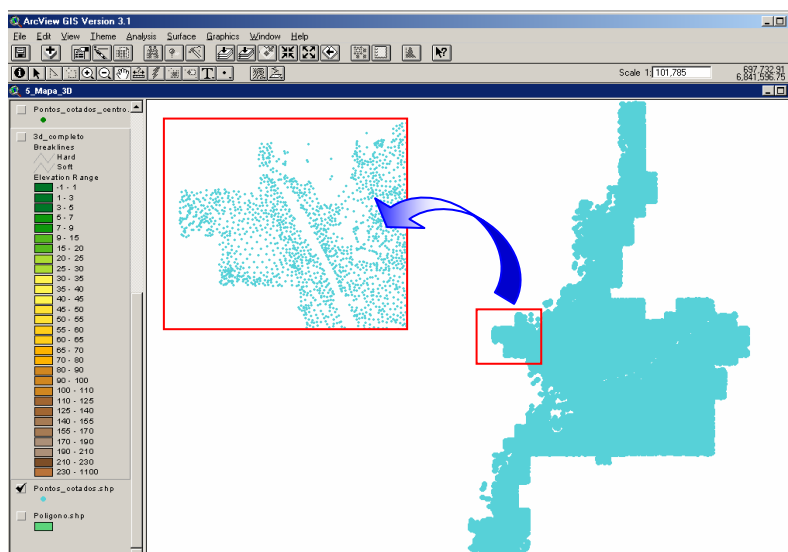


FIGURA 55. Pontos cotados de elevação do município de Tubarão tendo como delimitação a mancha urbana 02.

Um terceiro modelo de elevação foi criado para o município inteiro de Tubarão, delimitado através dos contornos municipais. Este MDT foi criado de forma diferente dos demais, utilizando dados da Cartografia Automatizada do Exército (CCAuEx) com curvas de nível de 20 em 20 metros, apresentado na figura 57.

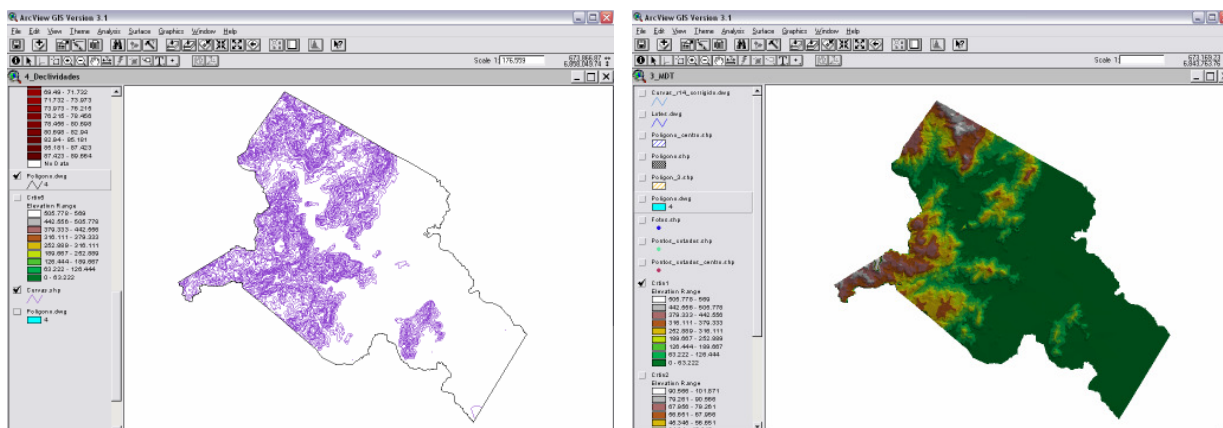


FIGURA 56. Cotas de elevação e MDT correspondente aos contornos municipais de Tubarão.

A partir destes modelos digitais pôde-se perceber que a ocupação do centro urbano iniciou-se pela região mais plana da localidade, encontrando-se raras elevações de cotas mais baixas ao centro e no sentido norte-sul da mancha.

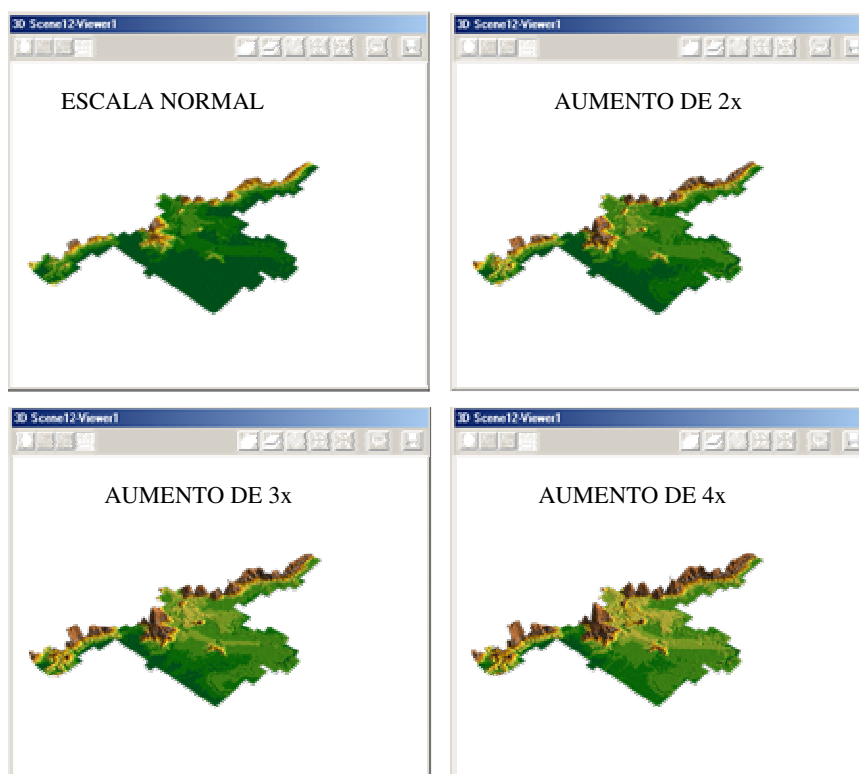


FIGURA 57. Modelo Digital do Terreno da 2ª mancha baseado nos pontos cotados nas interseções das vias urbanas e sua respectiva variação de escala.

Para a construção dos modelos digitais e mapa de declividade da terceira mancha urbana do município foi utilizada a mesma técnica empregada nos demais modelos, porém utilizando os dados de elevação das curvas de nível elaborados pelo Exército. O resultado é apresentado na figura 58.

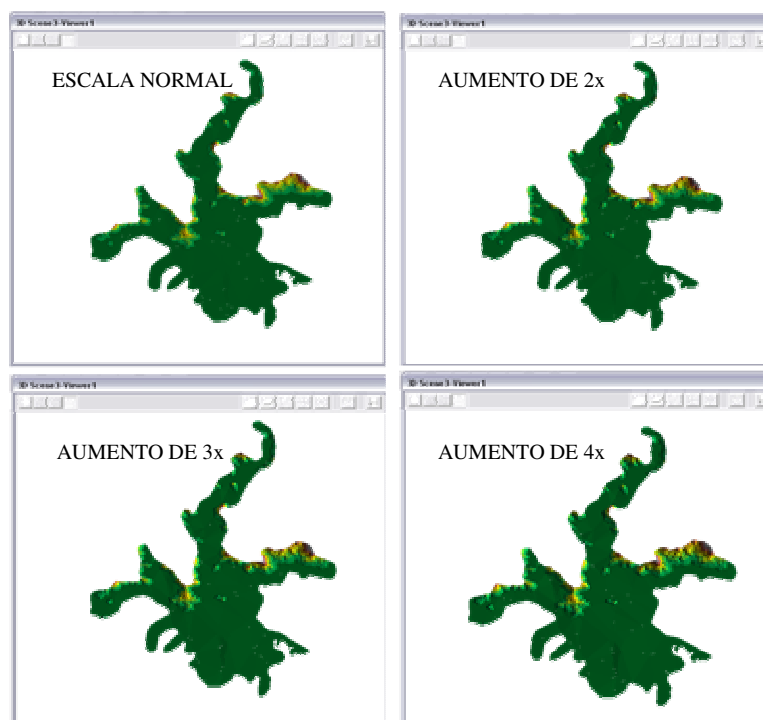


FIGURA 58. Modelo Digital do Terreno delimitado pela terceira mancha urbana e baseado no mapa de curvas de nível elaborado pelo Exército.

De posse dos MDT's desenvolvidos, foram modelados em ambiente SIG os mapas de declividades das manchas urbanas do município.

Estes mapas de declividade foram criados com intervalos entre 1% até a declividade correspondente a 8%. Após esta declividade, foram adotados intervalos de 5% e o tamanho das células foi de 5 m x 5 m.

A partir destes modelos de declividade e MDT foi criado um modelo de identificação dos solos preliminar, utilizando as classes de solos apresentadas pela EMBRAPA (1999).

As considerações relativas ao mapeamento geotécnico foram realizadas sobre o mapa de todo o município e das manchas urbanas 01 e 03. A mancha urbana 02 não foi analisada de forma específica, pois foi considerada como apenas um modelo de transição entre a mancha 01 e 03.

b) Construção e Análise de Um Banco de Dados de Sondagens SPT

A partir da estruturação do SIG para a inserção de dados em formato de gráficos, iniciou-se a coleta de dados para a formulação de um banco de dados de sondagens de Tubarão. A atualização do banco de dados de sondagens SPT caracterizou-se como uma etapa contínua nesta pesquisa, sendo os laudos inseridos ao sistema à medida que fossem adquiridos.

A estruturação do banco de dados do município iniciou-se com a coleta de laudos SPT realizados na área urbana. Os dados foram dispostos de maneira a facilitar seu acesso no SIG pelo usuário. O banco de dados criado foi estruturado para que posteriormente mais dados possam ser inseridos no sistema na medida em que os mesmos sejam coletados.

Nesta etapa contou-se principalmente com a colaboração das empresas Sondasolo de Tubarão e Sondasul de Criciúma, que cederam seus arquivos para a elaboração deste trabalho.

Os boletins de sondagens SPT realizados na área urbana da cidade, não possuem coordenadas geográficas ou UTM (*Universal Transversal de Mercator*) para sua localização, como citado anteriormente. A localização dos furos de sondagem é descrita no laudo apenas através de uma pequena planta do terreno e o respectivo número da propriedade, o que tornou necessária a aquisição e edição dos mapas de ruas e quadras.

Os mapas de ruas, lotes e quadras da zona urbana do município de Tubarão foram adquiridos georreferenciados junto à Secretaria de Planejamento do Município de Tubarão.

Os laudos adquiridos próximos às esquinas, foram localizados com maior facilidade. Os demais laudos de sondagens que se situavam no meio de uma quadra extensa foram localizados através de um GPS para que os resultados espaciais da pesquisa não fossem comprometidos.

Em razão dos laudos SPT terem sido cedidos pelas empresas de sondagem em meio físico (laudos em papel), houve a necessidade de transformá-los em figuras em meio digital, para serem posteriormente inseridos ao banco de dados geotécnico.

Todas as sondagens foram inseridas em planilhas eletrônicas, tendo como principais informações a resistência do solo à cravação do amostrador padrão, o nível d'água, a estratigrafia do solo e o impenetrável à percussão. Posteriormente, estes campos de informações nortearam alguns parâmetros para o uso e ocupação do solo.

Apesar de serem totalizadas 200 sondagens SPT, a resolução espacial não foi plenamente satisfatória em razão destas sondagens estarem aglomeradas em determinados pontos, impossibilitando até o emprego de ferramentas geoestatísticas.

A figura 59 apresenta em ambiente SIG os agrupamentos de sondagens SPT encontrados ao longo do rio Tubarão e a forma como são apresentados os gráficos da resistência à penetração do amostrador padrão.

A figura 60 apresenta do mapa de ruas e pontos de sondagens SPT

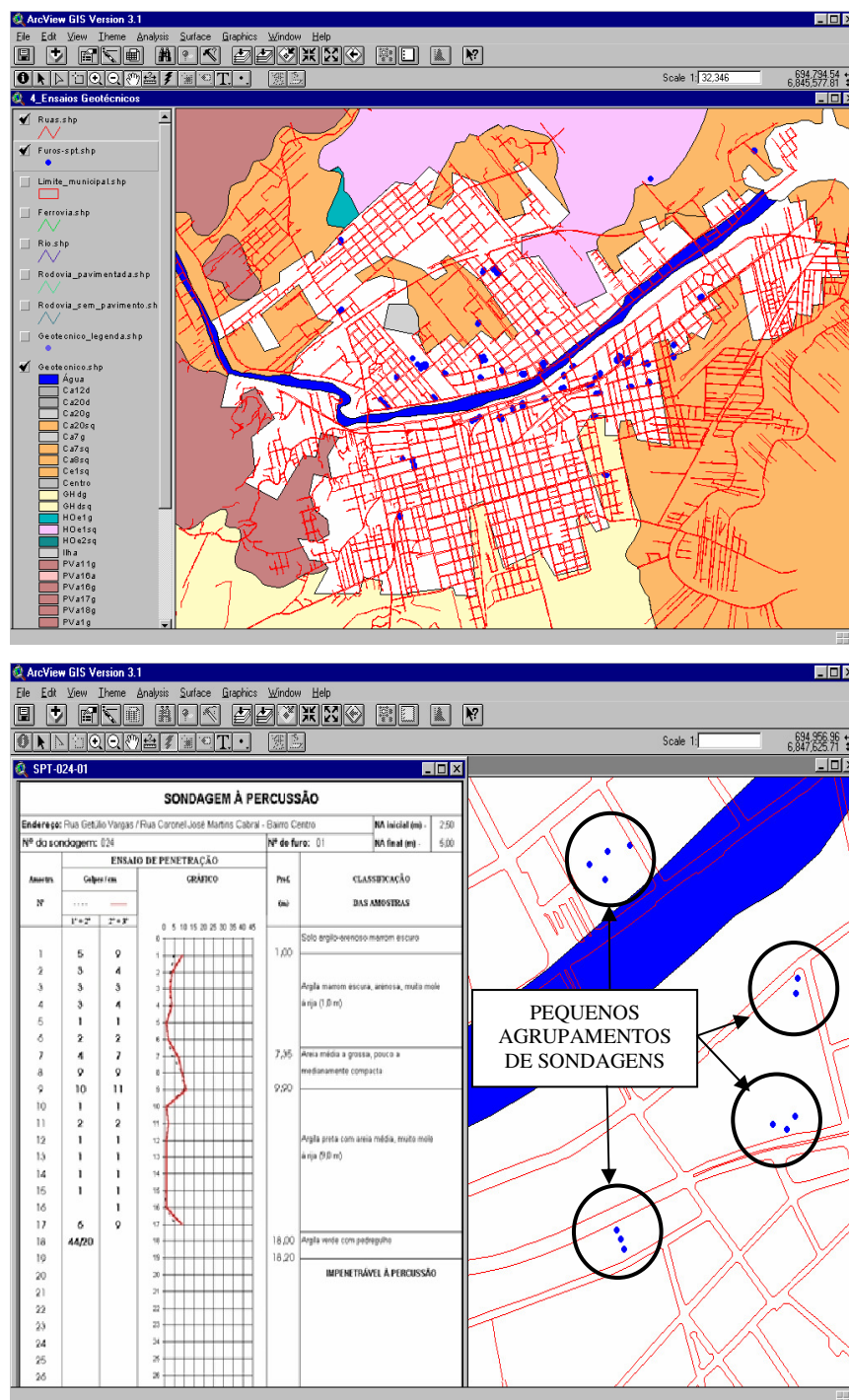


FIGURA 59. Agrupamentos de sondagens SPT.

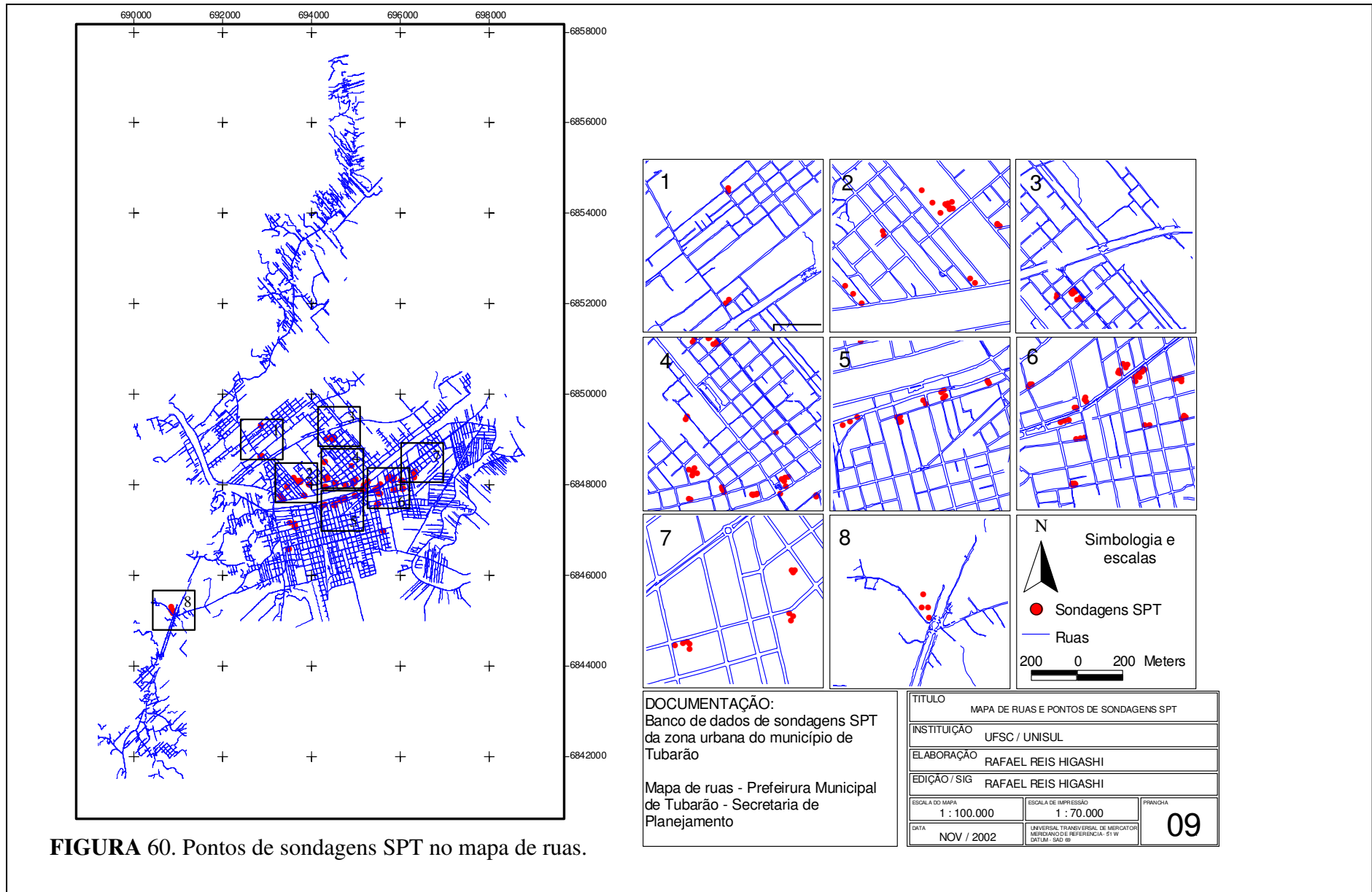


FIGURA 60. Pontos de sondagens SPT no mapa de ruas.

c) Trabalhos de Campo - Utilizando Tradagens nos Solos e Uso de GPS

Os trabalhos de campo foram iniciados utilizando o mapa de classes de solos construído a partir dos modelos digitais e corrigido de maneira superficial pelo banco de dados de sondagens SPT.

De posse deste mapa, foram delimitados polígonos de solos que necessitavam de visita *in loco* para a constatação do tipo de solo, sendo utilizado para a caracterização dos solos um trado de 2 metros de comprimento.

As tradagens foram realizadas nas mudanças de relevo que, apesar de pequenas, apresentam significativa influência na ocorrência dos solos. Utilizando o GPS, os pontos de tradagem foram georreferenciados em campo, o que possibilitou a exportação dos dados espaciais para o SIG.

As mudanças de tipos de solos são poucas no que diz respeito às áreas internas ao centro urbano. Foram constatados muitos solos de argila mole com o nível d'água superficial, camadas de cinza pesada (*bottom ash*), provenientes da Termelétrica Jorge Lacerda e que são usadas como aterro, e poucas elevações graníticas.

Após a construção do mapa de classes de solos e de uma intensa caracterização espacial dos solos em campo, os universos geotécnicos foram definidos em dois grandes grupos:

- Solos Sedimentares: Solos Orgânicos e Glei de substrato sedimentos quaternários;
- Solos Residuais: Cambissolos e Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito

4.6. AUMENTO DE ESCALA DO MAPA GEOTÉCNICO

Levando-se em consideração que os mapas inicialmente editados encontravam-se todos em pequenas escalas, variando de 1:500.000 a 1:100.000, foi importante o aumento da escala para que se tornem aplicáveis à finalidade do estudo.

De posse dos mapas litológico, geológico, pedológico e geotécnico, do banco de dados de sondagens SPT, do mapa de ruas e as curvas de nível inseridos no SIG, iniciou-se a etapa de melhoria da informação espacial.

Esta ampliação da escala dos mapas, foi baseada na metodologia proposta por Davison Dias (1987) descrita no capítulo 2 e 3.

Apenas o mapa geotécnico gerado através dos mapas do PNGC em escala de 1:100.000 e delimitado pelos limites políticos do município teve a sua escala ampliada.

Para a ampliação da escala do mapa citado, foi utilizado o MDT construído com base no mapa de curvas de nível da Cartografia Automatizada do Exército (CCAuEx). Este mapa apresenta escala de 1:50.000 referente à área delimitada pelos contornos políticos do município de Tubarão.

Visto que os solos se apresentam de acordo com uma seqüência topográfica, foram intensificadas as saídas a campo com auxílio de trado, possibilitando a reprodução da toposequência típica da localidade, e extrapolada as suas características geotécnicas principais. Por este motivo, foram construídos também modelos digitais do terreno com curvas de nível em escala de 1:50.000 da área delimitada pelos contornos políticos do município de Tubarão.

4.7. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO DA MANCHA URBANA

O mapa geotécnico da mancha urbana foi criado com o objetivo de identificar as unidades geotécnicas correspondentes a este polígono e ampliar o nível de detalhamento nesta área.

Como os mapas do PNGC (1988) apresentam esta área como uma hachura, foram utilizados os seguintes mapeamentos, mesmo que em escalas menores, para a interpretação inicial da geotecnia:

- Programa de Levantamentos Geológicos do Brasil - a CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, 2000) em escala de 1:250.000.
- Projeto Cadastro de Recursos Minerais do Estado de Santa Catarina - o DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral (1989) em escala de 1:250.000.
- Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina – UFSM - Universidade Federal de Santa Maria (1973) em escala de 1:500.000

Após a noção inicial alcançada através dos mapeamentos citados, foram realizados também modelos digitais do terreno, mapas de declividade e saídas a campo com o auxílio de tradagens no polígono correspondente à mancha urbana para identificar a ocorrência dos solos.

A elaboração deste mapa teve como base o mapa de classes de solos construído a partir do MDT e mapa de declividades.

Este mapa apresenta a escala de 1:1.000, tendo em vista a grande resolução espacial dos pontos de elevação cotados no centro urbano.

4.7.1. DEFINIÇÃO DO PONTO DE COLETA DE AMOSTRAS

A definição dos pontos de coleta de amostras foi realizada como já descrito pelo capítulo anterior.

Através do mapa geotécnico, modelos digitais e saídas a campo foram identificados universos de solos, possibilitando a seleção de pontos de estudo. Dependendo do tipo de solo a ser analisado, foram realizados ensaios específicos.

Foram estipulados no total 11 pontos de coletas de amostras de solos residuais coincidentes com os vetores de crescimento urbano e 4 pontos de coletas de amostras de solos sedimentares de argila mole, como apresentado na tabela 24.

TABELA 24. Pontos de amostragem e ensaios realizados.

Pontos de Amostragem (solos residuais de granito)	Tipos de amostras
Ponto 01	Deformadas e Indeformadas
Ponto 02	Deformadas
Ponto 03	Deformadas e Indeformadas
Ponto 04	Deformadas e Indeformadas
Ponto 05	Deformadas e Indeformadas
Ponto 06	Deformadas e Indeformadas
Ponto 07	Deformadas e Indeformadas
Ponto 08	Deformadas e Indeformadas
Ponto 09	Deformadas e Indeformadas
Ponto 10	Deformadas
Ponto 11	Deformadas e Indeformadas
Pontos de Amostragem (solos sedimentares de argila mole)	Tipos de amostras
Área 01	Deformadas
Área 02	Deformadas e Indeformadas
Área 03 - A	Deformadas e Indeformadas
Área 03 - B	Deformadas e Indeformadas
Área 04 - A	Deformadas e Indeformadas
Área 04 - B	Deformadas e Indeformadas

4.8. COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS DA MANCHA URBANA E DAS ZONAS RADIAIS

Este trabalho realizou um estudo relativo à dinâmica urbana na tentativa de prever a direção do crescimento da mancha urbana do município, traduzida através da ocupação de novas áreas por estruturas civis e a densificação dos vazios urbanos.

Nos polígonos de solo de potencial ocupação foram concentrados ensaios geotécnicos objetivando a previsão do seu comportamento geomecânico.

As áreas de expansão urbana foram analisadas inicialmente através da discretização de dois grandes universos geotécnicos: os solos residuais de granito e os solos sedimentares de argila mole.

A individualização dos universos geotécnicos possibilita a adequada análise de seu comportamento através ensaios geotécnicos específicos, resultando em redução de tempo e aumento de qualidade das informações.

O comportamento geotécnico dos solos foi abordado da forma apresentada pelo diagrama da figura 61.

A caracterização geotécnica dos solos foi dividida em três grandes objetivos com base nos seguintes objetivos específicos:

- Estabilidade e Ocupação: Os ensaios realizados devem analisar os parâmetros para a estabilidade das superestruturas apoiadas sobre solos moles e residuais, apresentar o comportamento geotécnico do solo relativo à capacidade de carga e compressibilidade.
- Pavimentação: Os ensaios realizados neste grupo são utilizados para prever o comportamento geomecânico dos solos em seu estado compactado. Devem determinar unidades de solos propícias à utilização em corpos de aterros.
- Erosão do Solo: Estes ensaios devem estimar o comportamento erosivo dos solos residuais frente retirada do horizonte A.

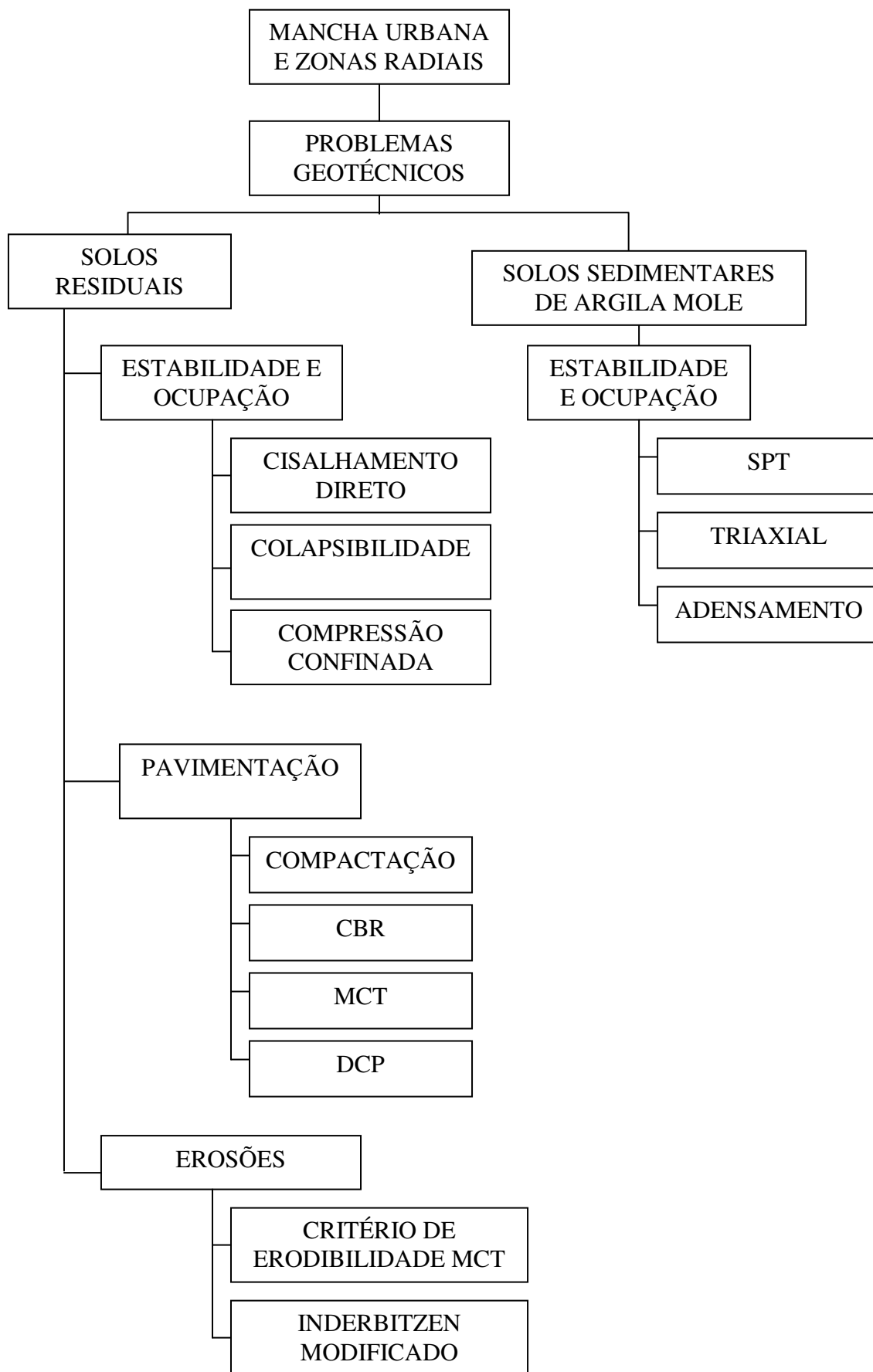


FIGURA 61. Diagrama para a realização de ensaios geotécnicos.

4.9. ENSAIOS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS

Os ensaios geotécnicos utilizados para a determinação das características geotécnicas dos solos do município de Tubarão são apresentados a seguir.

4.9.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Os ensaios de caracterização dos solos foram realizados com base nas seguintes normas:

- Granulometria – NBR 7181/84 (os ensaios de granulometria por sedimentação foram todos realizados com o uso do hexametáfosfato de sódio - defloculante).
- Limites de Atterberg
 - a) Limite de Liquidez - NBR 6459/84
 - b) Limite de Plasticidade NBR 7180/84 (para os solos de origem sedimentar de argila mole, os ensaios de Limite de Plasticidade foram realizados iniciando-se com o teor de umidade natural).
- Massa Específica Real dos Grãos – NBR – 6508/84

4.9.1.1. Determinação da Cor pela Tabela de Munsell

A estimativa de cores através da Tabela de Munsell (1954) foi considerada nesta pesquisa como parte da caracterização dos solos.

A cor do solo é um importante aspecto na caracterização morfológica dos solos in loco, sendo usualmente descrita pelos pedólogos. Resultante de todos os seus componentes (minerais, matéria orgânica, umidade), constitui uma das maneiras mais simples de caracterizá-los. Para um fim específico de descrever as cores dos solos, a tabela de Munsell (Munsell Color, Company Inc., 1954), é baseada em três variáveis: matiz (“*hue*”), valor (“*value*”) e o croma (“*chroma*”).

A determinação da cor do solo por meio da Tabela de Munsell foi realizada para este trabalho a partir das recomendações da Comissão de Solos (1960). As cores dos solos foram determinadas tomando uma amostra de solo com o teor de umidade natural, partindo-a para expor a superfície interna e comparando sua coloração com os padrões da carta.

Cardoso (2002) sugere que primeiramente procure-se verificar se a amostra de solo tem colorações avermelhadas, alaranjadas ou amareladas, para situá-la entre as folhas com matizes R,

YR ou Y. Os fabricantes da carta recomendam primeiramente selecionar qual das cartas tem uma matiz que mais se aproxima da amostra, em seguida, verificar os padrões, observando a amostra pelos orifícios das páginas, qual o que tem a cor mais parecida com a do solo. Uma vez encontrada a cor padrão, faz-se a leitura e anota-se. Raramente a coloração da amostra será perfeitamente igual a de um dos padrões.

A anotação, em letras e números, envolve a matiz, o valor e o croma. O valor da matriz encontra-se no alto e à direita de cada folha. O valor é lido à esquerda da linha em que se encontra o padrão e é representado pelo numerador de uma fração ordinária, por exemplo: 6/, 4/, 3/, etc. O croma é lido na parte inferior de cada carta e na direção da coluna em que se encontra o padrão, sendo representada pelo denominador de uma fração ordinária, por exemplo, /0, /6, /8, etc. A notação completa será, por exemplo: 2,5 YR 4/6.

4.9.2. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em prensa *Wykeham Farrance* com amostras indeformadas de 10,16x10,16x2cm, na situação de teor de umidade natural e sob inundação.

Nesta pesquisa, estes ensaios foram executados de acordo com a metodologia ASTM, com modificações referentes à inundação da amostra, adotando-se uma velocidade de 0,005cm/s de cisalhamento para todos os ensaios.

As tensões normais empregadas foram de 50, 100, 150 e 200kN/m², sendo, portanto, realizados quatro ensaios para cada condição (umidade natural e sob inundação) por ponto amostrado.

As amostras indeformadas foram coletadas em campo com o auxílio de anel biselado, à exceção do ponto de estudo 03 que foi coletado em forma de bloco indeformado. Esse procedimento foi adotado para impedir a expansão lateral do solo que normalmente ocorre após o alívio de tensões.

No estado natural, cada carregamento permanecia atuando por 4 horas (fase de consolidação) antes de ser efetuado o cisalhamento. Verificou-se que 4 horas de carregamento eram suficientes para que as deformações cessassem. No ensaio inundado, logo após a aplicação da carga normal, inundava-se a amostra, permanecendo também neste estado por 4 horas antes do cisalhamento.

Para os ensaios, adotou-se a expressão “inundação” dos corpos de prova ao invés de “saturação”, por ser mais representativa da realidade no caso de solos tropicais e subtropicais, devido à saturação dos corpos de provas ser muito difícil sem uma contrapressão de água.

As amostras foram cisalhadas com auxílio de placas com garras metálicas. Estas placas garantem que a caixa de cisalhamento rompa a massa de solo em duas partes iguais, onde a superfície de ruptura é a divisão entre as caixas de cisalhamento. Contudo, para alguns tipos de solos com maior cimentação, foi verificado que a ruptura não acompanhava a superfície de ruptura imposta pela caixa de cisalhamento, formando um ângulo com a horizontal (figura 62).

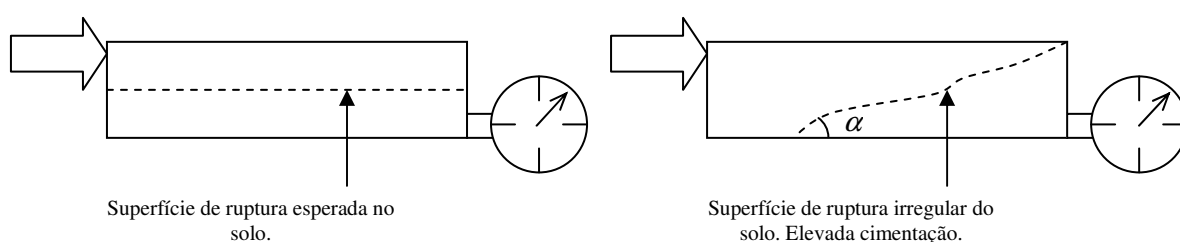


FIGURA 62. Ruptura irregular das amostras de maior cimentação na caixa de cisalhamento direto.

Desta forma, foram utilizadas diferentes placas metálicas, com garras mais finas e dispostas de maneira diferente, como é mostrado na figura 63. Este tipo de placa garantiu a ruptura do solo de forma regular, através de uma cravação mais eficiente na amostra.

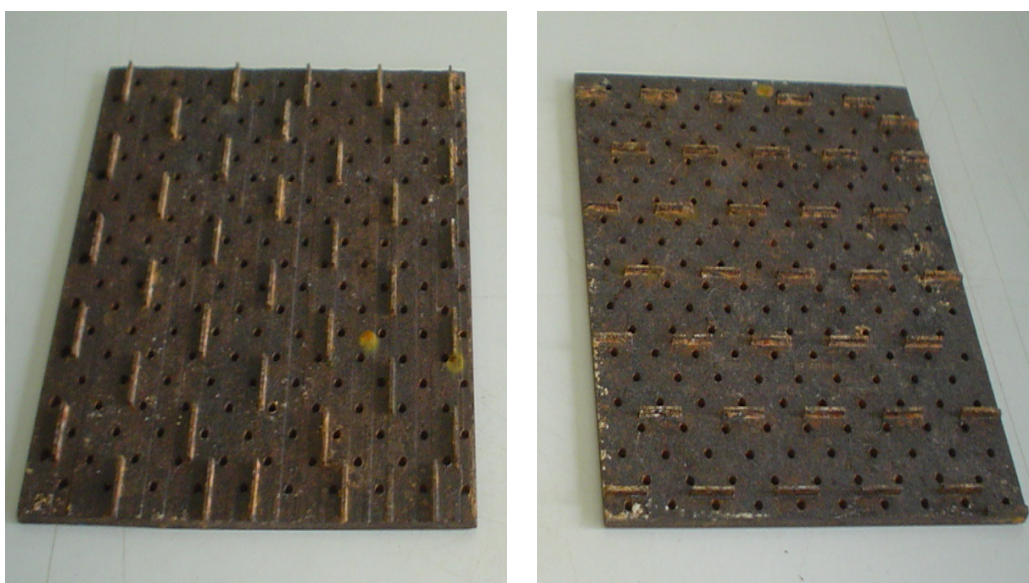


FIGURA 63. Placas metálicas utilizadas.

4.9.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA

Utilizou-se o termo compressão confinada ao invés de adensamento, uma vez que nos solos residuais, a deformação ao longo do tempo é pequena. Os recalques totais ocorrem nos primeiros minutos devido à rápida saída de água, relativa a grande porosidade que os solos tropicais e subtropicais apresentam.

Os ensaios de compressão confinada foram realizados segundo a metodologia descrita pela norma MB 3336, dez/90 (ABNT).

Neste ensaio, amostras indeformadas ($d = 4''$ e $h = 3$ cm), sujeitas a uma tensão normal, foram ensaiadas na condição de teor de umidade natural e inundadas.

As tensões normais de compressão utilizadas no ensaio são as seguintes: 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280kPa.

Alguns corpos de prova para ensaios de compressão confinada foram moldados em campo, durante a retirada de amostras indeformadas. Esse procedimento foi adotado para impedir a expansão lateral do solo que ocorre normalmente após o alívio de tensões.

As tensões normais aplicadas ao solo permaneciam durante um mínimo de 4 horas, antes de ser adicionado outro incremento de pressão.

Para todas as tensões, verificou-se que 5 horas de carregamento eram suficientes para que as deformações se mantivessem constantes.

4.9.4. ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo a metodologia MB 3336, dez/90 (ABNT).

Para a realização do ensaio de adensamento nos solos sedimentares de argila mole, as amostras de solo foram coletadas em tubos *Shelby* de 10,16cm de diâmetro e 70 cm de comprimento, construído de acordo com a norma NBR-9820.

Para evitar uma maior perturbação dos solos, uma vez que o transporte e a coleta caracterizam-se por serem prováveis fontes de perturbação, a moldagem das amostras de solos foi realizada em anéis de menor diâmetro em relação ao diâmetro interno do tubo *Shelby*.

Houve a necessidade da redução do diâmetro dos anéis de adensamento utilizados normalmente no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, que passou de 10,16 para 8,5 cm de diâmetro, com pequena alteração em sua altura.

Este procedimento possibilitou a moldagem de amostras mais íntegras e menos perturbadas do centro do tubo.

4.9.5. COLAPSIBILIDADE

Os ensaios para a determinação do comportamento do solo frente ao colapso foram realizados em prensa oedométrica de baixas tensões, construída especificamente para esta finalidade (Figura 64).

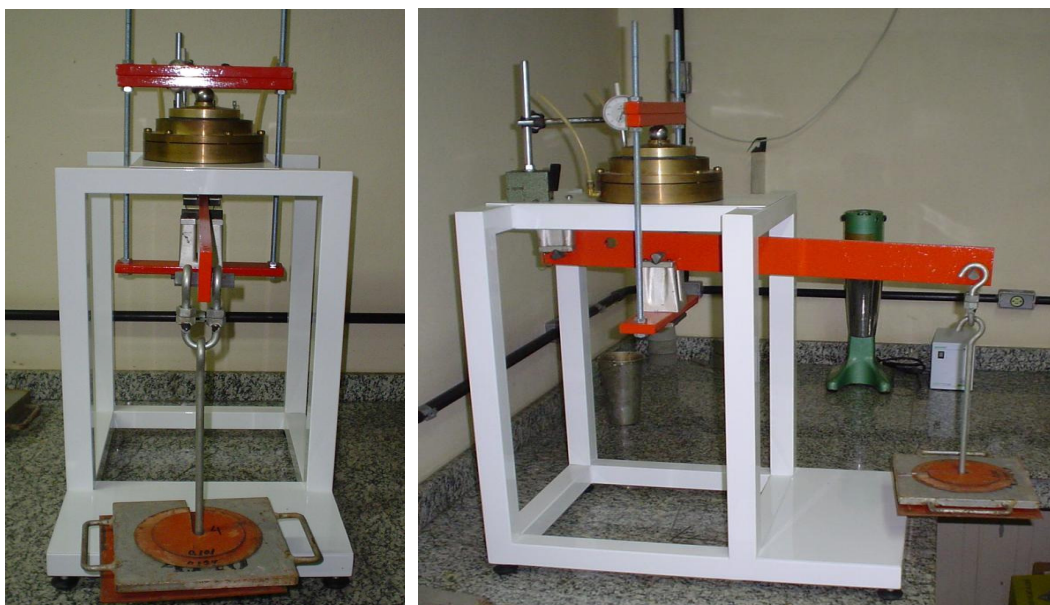


FIGURA 64. Prensa oedométrica de baixas tensões.

Como a metodologia de mapeamento geotécnico necessita do maior número de pontos de estudo possível para melhor compreender o comportamento geomecânico dos solos, esta prensa foi construída.

Nos pontos de estudo analisados por esta pesquisa, foram coletadas quatro amostras de solos em anéis metálicos biselados de 7,6 cm de diâmetro.

Cada amostra foi carregada com tensões que variaram entre 100 e 250kPa com posterior inundação. O tempo em que as amostras permaneciam sob carregamento variou entre 3 e 4 horas, sendo as mesmas inundadas apenas posteriormente a este intervalo de tempo.

A análise do coeficiente de colapso foi realizada de diferentes formas, porém, o método que Vargas (1978) propõe foi a utilizado como orientação principal.

4.9.6. COMPRESSÃO TRIAXIAL

A resistência ao cisalhamento dos solos sedimentares de argila mole foi testada através de ensaios triaxiais não consolidados não drenados, onde o parâmetro a ser determinado é o S_u (resistência não drenada do solo).

a) Coleta e Moldagem

No momento da coleta do solo foi percebida grande quantidade de conchas, restos vegetais e pequenas concreções de solo (partículas de solo endurecidas de diâmetro de aproximadamente 1cm).

Algumas das amostras coletadas através dos tubos foram descartadas por apresentaram excesso destes materiais, sendo realizados ensaios apenas nas amostras que aparentaram um mínimo de perturbação e pouco material que dificultasse a moldagem dos corpos de prova.

Mesmo com todos os cuidados possíveis para a coleta de amostras, a moldagem dos corpos de prova coletados através dos tubos *Shelby* apresentou grandes dificuldades. Ainda assim, foram encontrados ainda pedaços de madeira, partículas de rochas e principalmente fragmentos de conchas, no conteúdo dos tubos *Shelby* como mostra a figura 65.

Para a coleta das amostras indeformadas nas áreas de estudo foram utilizados tubos *Shelby* de 3" e 4" de diâmetros com comprimento de 70cm. O procedimento para a coleta das amostras seguiu a seguinte seqüência: abertura a trado do furo, introdução do amostrador até a profundidade estabelecida, cravação estática do tubo no solo, aplicação de torque no tubo para cisalhar a argila mole na ponta, retirada do tubo.

Mesmo com o cuidado relacionado à coleta e moldagem, alguns corpos de prova tiveram que ser cisalhados na prensa triaxial com a sua altura reduzida. Isto ocorreu, pois surgiram fragmentos de conchas e madeiras no momento do corte final das superfícies, havendo a necessidade de mais cortes sucessivos, até eliminá-los por completo.

Normalmente, quando se mostra necessário, são coletadas até 3 amostras para cada seção extraída do tubo. Porém, para esta tese, quando havia o menor sinal de perturbação das amostras, apenas um único corpo de prova era moldado no centro da seção circular.



FIGURA 65. Partículas de solos, conchas, e madeiras encontradas dentro do tubo *Shelby* no momento da amostragem.

Foi estipulado, desde o início da realização da moldagem dos corpos de prova, que o número de amostras por tubo *Shelby* teria que ser reduzido para que a perturbação nas amostras fosse mínima.

b) Execução do Ensaio

As amostras de solos para ensaio de compressão triaxial foram ensaiadas com velocidade de rompimento constante em prensa GEONOR A/S.

Estando a amostra devidamente inserida na prensa triaxial, inicia-se o ensaio aplicando uma pressão externa (σ_3) de $100 \leq \sigma_3 \leq 200 \text{ kN/m}^2$ e pressão neutra (u) de igual grandeza. Esta carga permanece aplicada na amostra, durante 24 horas, no mínimo. Este procedimento tem o objetivo de saturar a amostra de solo mole.

Determina-se o coeficiente B , segundo Head (1985), para verificar os valores correspondentes de saturação da amostra de solo no ensaio de compressão triaxial.

Para a determinação do parâmetro B , fecha-se a drenagem, aplica-se um incremento de pressão ($\Delta\sigma_3$) de aproximadamente 20kPa na amostra de solo e verifica-se o quanto deste incremento é transferido para a pressão interna (pressão neutra), possibilitando o emprego da seguinte equação 12.

$$\frac{\Delta\sigma_u}{\Delta\sigma_3} = B \quad [12]$$

Head (1995) comenta que o parâmetro de saturação mais comumente aceito ($B = 0,97$) é obtido facilmente para solos moles, mas não é suficiente para justificar a saturação total do solo.

O valor ideal de B seria a unidade, porém, dependendo do material este valor é bastante variável, sendo aceitos para esta pesquisa, valores no intervalo $0,95 < B < 1$.

Para o cisalhamento da amostra, retira-se o incremento de pressão de 20kPa e eleva-se a pressão σ_1 até a ruptura do solo com a drenagem fechada.

Quando existe uma segunda amostra a ser ensaiada, segue-se o mesmo procedimento, sendo modificado apenas o incremento de pressão externa (σ_3) e pressão neutra (u), passando a serem adotados valores maiores.

4.9.7. COMPACTAÇÃO

Os ensaios geotécnicos de compactação foram realizados de acordo com a norma NBR 7182/86.

Utilizou-se a energia Proctor Intermediário para a construção de corpos de prova, com 5 camadas de solo, onde em cada camada são aplicados 26 golpes do soquete padrão.

Para a determinação da umidade ótima, foram construídos, no mínimo, 5 corpos de prova para a construção do gráfico peso específico aparente seco (γ_d) versus teor de umidade do solo (w).

4.9.8. CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO)

Os ensaios de CBR e expansão (DNER – ME 49-74 e NBR 9895/87) foram realizados em 11 pontos de estudo analisados por esta pesquisa, sem o reuso do material utilizado para a construção da curva de compactação (amostra não trabalhada).

Pouco diferente do que estipula a norma, o ensaio de CBR foi realizado nos solos nos seus estados natural, indeformado e com e sem a inundação de 4 dias.

Para a realização deste ensaio no estado natural, foi necessária a coleta de solos indeformados com o auxílio de cilindros biselados que possuíam as mesmas dimensões do equipamento usado no ensaio de laboratório.

Pelo procedimento do ensaio, dois cilindros são cravados dinamicamente com o auxílio de peso de 8 kg, guiados por uma haste de metal para a orientação da queda do peso e cabeçote para a distribuição da energia causada pelo impacto.

Após o cilindro ser cravado, é necessária a escavação lateral para a recuperação do equipamento com a amostra. A figura 66 apresenta a recuperação das amostras.

Concomitantemente à cravação dos cilindros biselados para a realização dos ensaios de CBR, foi coletado também um cilindro de maior comprimento para a execução do ensaio de DCP “in situ” (indeformado) com imersão de 4 dias.

Este procedimento auxiliou na construção das correlações entre estes ensaios, como será descrito no capítulo seguinte.



FIGURA 66. Recuperação dos cilindros metálicos.

4.9.9. DCP (PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE)

O DCP foi utilizado nesta pesquisa para caracterizar os solos da localidade quanto ao uso em obras que necessitem de solo em seu estado compactado.

Este aparelho foi usado em todos os pontos de estudo que apresentaram volume considerável de solo. Para aqueles solos cuja ocorrência é localizada, os ensaios se restringiram apenas à caracterização através de ensaios de compactação e CBR.

Inicialmente, como descrito em capítulos anteriores, foi necessária a determinação da curva de calibração do solo.

Além de determinar as correlações através dos métodos tradicionais pela curva de calibração do solo, comparando-se corpos de prova ensaiados na mesma condição de teor umidade, nesta pesquisa foi utilizada também a metodologia proposta por Alves (2002), que sugere os seguintes passos:

PASSO 1: Para cada amostra analisada durante o estudo da jazida, ao se realizar o ensaio de compactação, em cada ponto (da curva de compactação) ensaiado, devem ser moldados dois corpos de prova, com as mesmas características de umidade e compactação. Considerando-se cinco pontos ensaiados, tem-se um total de 10 corpos de prova.

PASSO 2: Nos corpos de provas ímpares (CP1, CP3, CP5, CP7, e CP9) realiza-se o ensaio de CBR sem imersão de 4 dias, como prescreve a norma. Após a realização deste ensaio, os corpos de prova são invertidos, posicionado o penetrômetro (perpendicular à superfície do corpo de prova) no centro do círculo vazado da sobrecarga do ensaio CBR, o ensaio de DCP é realizado. Ressalta-se que durante a cravação do penetrômetro, faz-se uma leitura para cada golpe. Para cada corpo de prova é determinado o DN, que é a relação entre a profundidade de penetração pelo número de golpes aplicados para alcançar a profundidade.

PASSO 3: Nos corpos de prova pares (CP2, CP4, CP6, CP8 e CP10), realiza-se os mesmos ensaios do PASSO 2, com a diferença de que estes corpos de prova são imersos em água por 4 dias (como indica a norma) antes da realização dos ensaios de CBR e DCP. Nestes corpos de provas são obtidos os valores de DN para as condições próximas à saturação.

PASSO 4: No Brasil, nos projetos de dimensionamento de pavimentos, utiliza-se o valor do CBR obtido com o corpo de prova depois de imerso em água por 4 dias. No caso do controle da camada final de terraplenagem, o valor do DN é obtido em campo, considerando-se a camada nas condições de umidade ótima. Faz-se então o cruzamento entre os valores de CBR com imersão (corpos de provas pares) e os seus respectivos valores de DN sem imersão (corpos de

provas ímpares). O resultado desse cruzamento é registrado conforme a tabela 31. Assim, para cada amostra ensaiada de jazida, serão obtidos pelo menos 5 pares de pontos DN *versus* CBR.

PASSO 5: De posse dos valores da tabela 25 correspondentes a todas as amostras ensaiadas da jazida, é plotado um gráfico com os valores de DN no eixo das abscissas (x) e os valores de CBR no eixo das ordenadas (y). A correlação DN *versus* CBR é obtida através de análise de regressão, e de acordo com a literatura, o modelo logarítmico é o que melhor se ajusta para representar esta correlação.

TABELA 25. Resultados dos ensaios de CBR com imersão e DCP sem imersão para construção da curva de calibração do solo (ALVES, 2002).

Valor do CBR imerso (%)	Valor do DN sem imersão (mm/golpe)
CBR2	DN1
CBR4	DN3
CBR6	DN5
CBR8	DN7
CBR10	DN9

A figura 67 apresenta o gráfico correspondente a correlação entre o DN e o CBR.

Cabe uma observação importante relativa ao procedimento da cravação descrita no passo 03. Nota-se que em muitos corpos de prova ensaiados no local da coleta, os baixos valores de resistência do solo com a inundação fazem com que a lança de penetração do DCP perfure a amostra dos solos compactados com poucos golpes, entre 1 e 4. Desta forma, não há grande representatividade dos valores de DN para comparação com os valores de CBR.

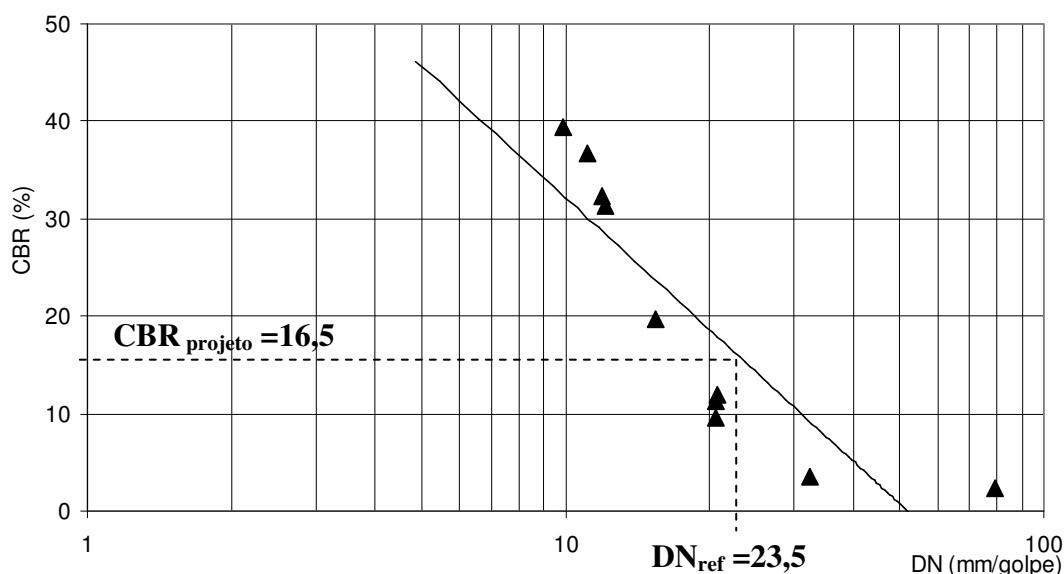


FIGURA 67. Exemplo de curva de calibração (modificado de ALVES, 2002).

Com o objetivo de melhorar os valores das correlações, houve a necessidade da utilização de cilindros de CBR modificados para muitos dos solos ensaiados. Estes cilindros foram confeccionados para aumentar em três vezes o volume de solo.

Ressalta-se que para a determinação do DN de referência, a curva de calibração, como o próprio nome diz, nem sempre é representada por uma reta, sendo adotada a forma que apresentar o melhor ajuste baseado na regressão dos pontos obtidos.

Para cada par de valores entre DCP e CBR foram obtidas condições físicas idênticas, ou seja, mesma umidade, massa específica, energia de compactação e demais condições de ensaios.

Completando a metodologia descrita por Alves (2002), foram realizados também DCP e CBR “in situ” na condição natural e inundada.

Estes ensaios, à exceção do DCP “in situ” na condição natural, demandaram a coleta de amostras indeformadas de solos através de tubos biselados.

Não foi possível realizar a coleta em alguns pontos de estudo, pois os cilindros metálicos, inseridos no solo através de cravação dinâmica, foram muitas vezes avariados em razão da presença de minerais pouco intemperizados no horizonte C dos solos em questão.

O diagrama para a realização das correlações entre os ensaios de DCP e CBR é apresentado na figura 68.

Outras correlações também foram criadas entre os ensaios de DCP e o CBR. As amostras de solos foram separadas por grupos, conforme a classificação HRB (*Highway Research Board*), que reúne os solos em grupos e subgrupos, em função da granulometria e plasticidade.

4.9.10. ENSAIO EXPEDITO PARA CLASSIFICAÇÃO – MCT – MINIATURA COMPACTADO TROPICAL (MÉTODO DAS PASTILHAS)

Os ensaios relativos à metodologia MCT foram utilizados nesta pesquisa da mesma forma que Godoy (1997), através do diagrama da figura 69. Apenas o procedimento de expansão sem anel e penetração sem anel não foram utilizados.

Os valores obtidos através da contração das amostras e da penetração do mini-penetrômetro nas pastilhas foram inseridos no gráfico apresentado por Nogami e Villibor (1994 e 1996).

Os valores possibilitaram a classificação das amostras em solos de comportamento laterítico e não laterítico. Porém, o emprego desta metodologia ficou restrito apenas à

classificação preliminar dos pontos de estudo desta pesquisa, não sendo exploradas a fundo suas potencialidades.

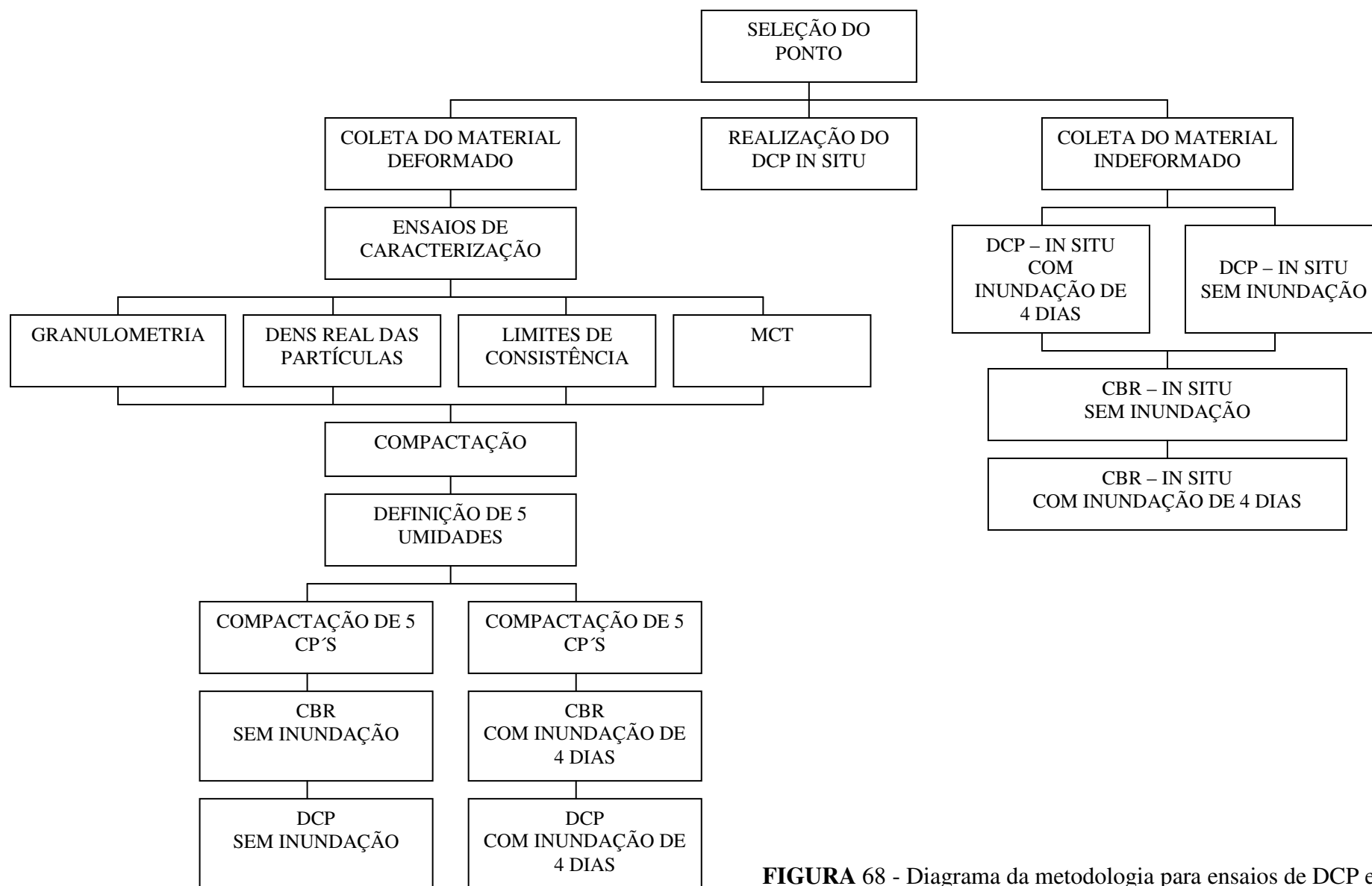


FIGURA 68 - Diagrama da metodologia para ensaios de DCP e CBR.

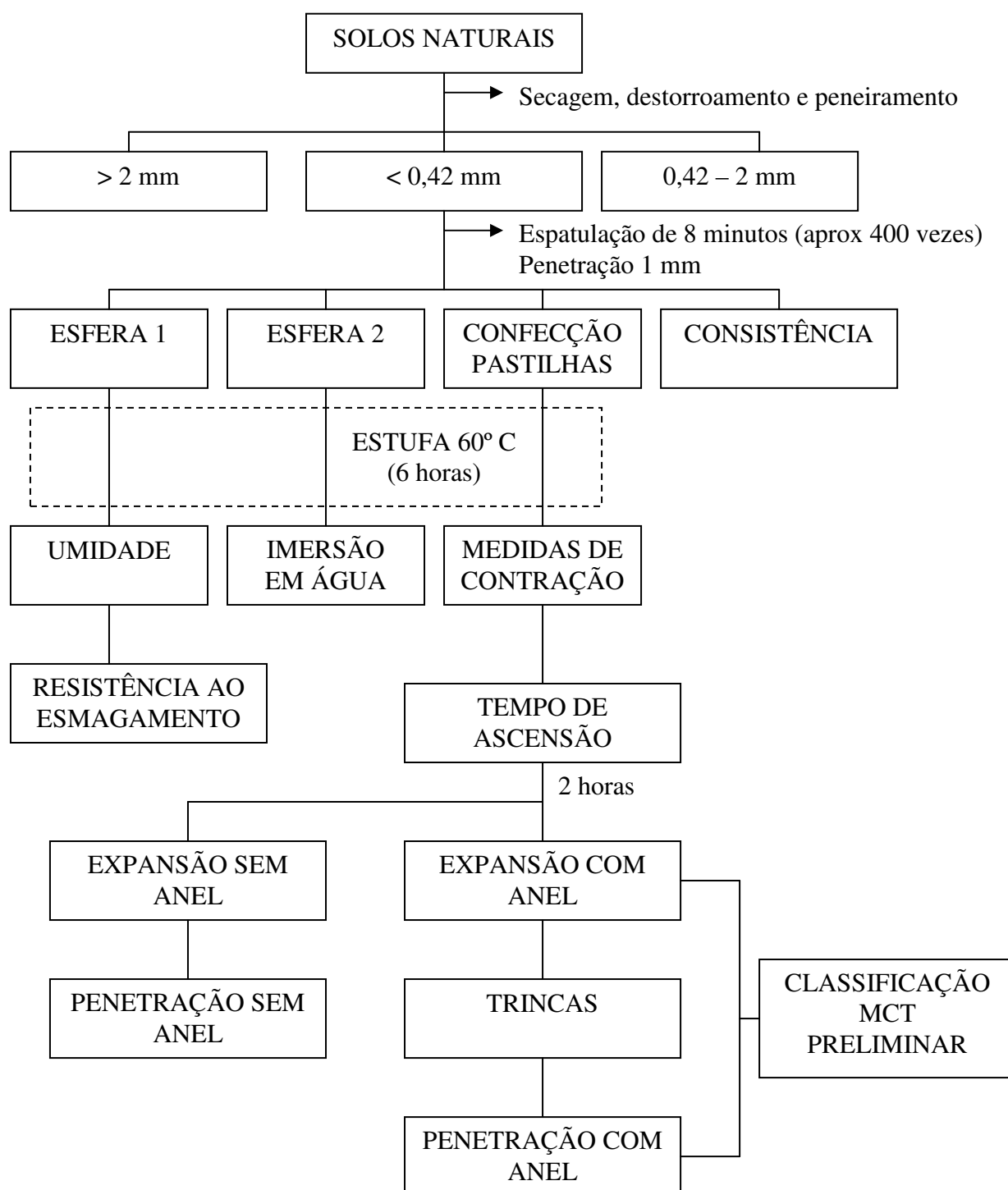


FIGURA 69. Diagrama dos ensaios expeditos das pastilhas (extraído de GODOY, 1997).

4.9.11. CRITÉRIO DE ERODIBILIDADE MCT

Os ensaios para a estimativa do processo erosivo dos solos do Município de Tubarão foram norteados pela Metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) proposta por Nogami e Villibor (1979) que utiliza dois ensaios para a construção deste critério: ensaio de infiltrabilidade e perda de massa por imersão modificado.

Bastos (1999) analisou solos residuais não saturados da Região Metropolitana de Porto Alegre, no Estado do Rio Grande do Sul. A metodologia empregada em seu estudo foi utilizada por esta pesquisa para a determinação da relação pi/s .

a) Infiltrabilidade

As amostras coletadas em anéis de PVC biselados foram ensaiadas em apenas duas condições de umidade: secas ao ar e na umidade natural.

A secagem ao ar foi realizada por um período mínimo de 72 horas.

Foram coletadas 4 amostras (a, b, c e d). Segundo o procedimento adotado, realizava-se o ensaio na amostra “a” imediatamente, correspondendo à amostra com o teor de umidade natural. As amostras “b”, “c” e “d” eram moldadas nos tubos de PVC e dispostas para a secagem à sombra, sendo ensaiadas sucessivamente, com intervalos de um dia para cada amostra. Este procedimento corresponde a amostras secas ao ar por 24h, 48h e 72h.

b) Perda de Massa por Imersão Modificado

As amostras do ensaio de perda de massa por imersão foram preparadas da mesma forma como apresentado para o ensaio de infiltrabilidade, no que diz respeito à secagem dos corpos de prova.

4.9.12. INDERBITZEN MODIFICADO

O equipamento do ensaio de Inderbitzen modificado foi realizado de acordo com Freire (2001). Este ensaio foi executado com uma vazão mínima, suficiente para produzir um gotejamento no solo e um escoamento laminar superficial sobre a amostra.

As modificações impostas na metodologia proposta foram relativas à secagem das amostras de solos, que semelhante ao que foi adotado para os ensaios do critério de erodibilidade MCT, os corpos de prova foram ensaiados na umidade natural e seco ao ar por 72h.

Para a análise dos resultados, em alguns corpos de prova o ensaio de granulometria por sedimentação não foi realizado, pois a quantidade de material erodido apresenta-se inferior à estipulada pela norma NBR 7181/84.

4.9.13. ENSAIOS DE SPT – STANDARD PENETRATION TEST

Os ensaios SPT foram realizados por esta pesquisa de acordo com a norma NBR-6484/80 em poucos pontos da zona urbana em função de seu elevado custo, totalizando apenas 6 furos.

Como mencionado anteriormente, outros laudos de ensaios SPT, foram coletados em empresas especializadas. Normalmente, estes ensaios encontram-se inseridos, ou bastante próximos à área urbana, o que dificulta o conhecimento de unidades de solos mais afastadas e não ocupadas.

4.9.14. RESUMO TOTAL DOS ENSAIOS

A tabela 26 apresenta a quantidade e quais ensaios foram realizados em cada ponto de estudo.

TABELA 26. Número de ensaios realizados por ponto de estudo.

	Granulometria	Massa específica	Limites de Atterberg	MCT	Compactação (curva)	CBR	DCP	Infiltrabilidade	Perda de massa por imersão	Inderbitzen modificado	Compressão Confinada	Adensamento	Colapsibilidade	SPT	Comp. Triaxial (amostra)	Cisalhamento direto (amostra)	Coletas de Tubos <i>Shelby</i>
PONTO	SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO – HORIZONTE C DE CAMBISSOLOS																
1	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
2	1	1	1	1	1	12	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	6	-
4	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
5	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
6	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
7	3	1	1	1	1	2	2	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
8	3	1	1	1	1	2	2	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
9	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
10	1	1	1	1	1	12	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	3	1	1	1	1	12	12	4	4	2	2	-	4	-	-	8	-
PONTO	SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE – SOLOS ORGÂNICOS E SOLOS GLEIS																
Área 01	15	16	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-
Área 02	12	12	12	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	1	6	-	4
Área 03–A1	6	6	6	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	1	-	-	3
Área 03–A2	6	6	6	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	4
Área 03–A3	6	6	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	5	-	3
Área 04–A	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	1	-	-	2
Área 04–B	-	-	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-
TOTAL	76	59	78	11	11	112	112	36	36	18	18	9	36	6	11	70	16

4.10. BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO EM SIG

O banco de dados geotécnico foi construído através da estruturação dos mapas em um Sistema de Informações Geográficas (SIG) *ArcView* da ESRI.

Esta estrutura objetiva a integração das informações espaciais com os resultados dos ensaios geotécnicos de campo e laboratório.

Os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) integram mapas a bancos de dados referenciados espacialmente.

A estrutura do SIG foi dividida em quatro partes: *views*, *tables*, *layouts* e *3D scenes*. A figura 70 ilustra a forma de apresentação dos dados.

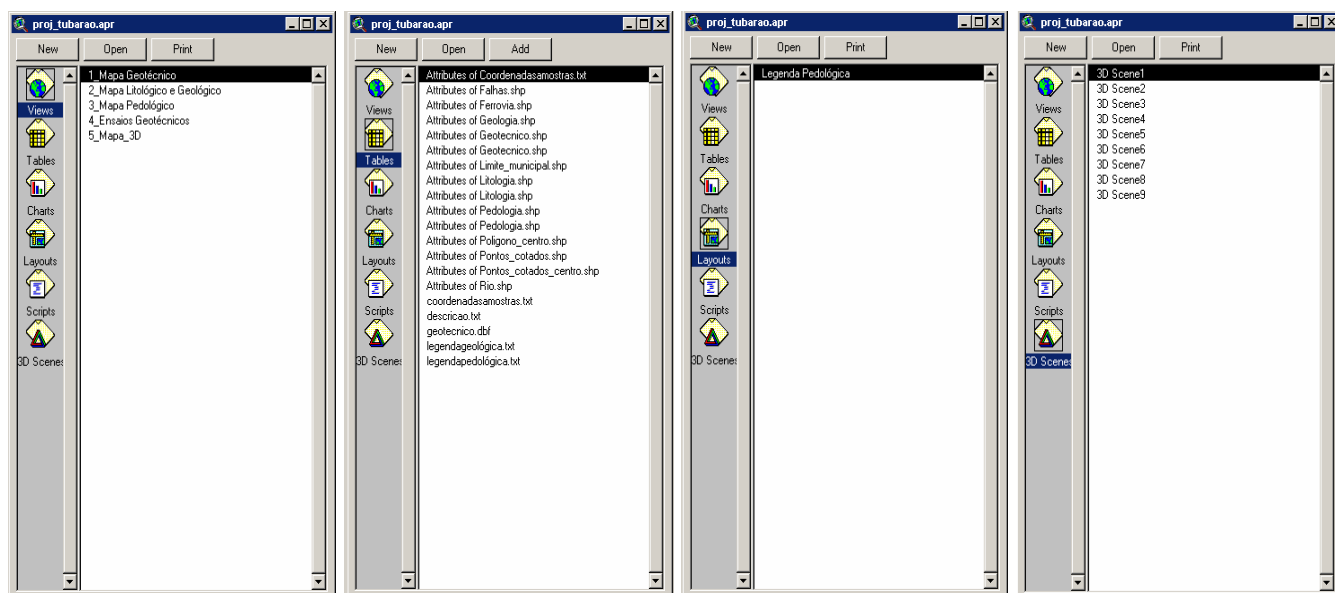


FIGURA 70. Apresentação dos dados no Sistema de Informações Geográficas.

A estrutura do SIG foi arquitetada objetivando a inserção contínua de dados, o que possibilita a integração de outros mapas temáticos a diferentes áreas do planejamento.

4.11. CONSTRUÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO FINAL - INTEGRAÇÃO DA INFORMAÇÃO

A estrutura gerada no Sistema de Informações Geográficas, o conhecimento adquirido do meio físico e os dados obtidos da realização de ensaios geotécnicos e ambientais foram integrados para a criação de um mapa temático da área política do município e da área denominada mancha urbana.

Este mapa geoambiental foi gerado inicialmente em escala de 1:50.000, onde cada unidade geotécnica apresenta características restritivas ou não quanto ao uso e ocupação do solo.

A partir dos resultados dos ensaios gerados em laboratório e em campo, foi construído um mapa geotécnico único, capaz de apresentar o comportamento geomecânico do solo através de unidades denominadas *zonas de solos*.

O mapa foi inserido a um Sistema de Informações Geográficas, o que possibilita a realização de análises de proximidade e sobreposição (*overlay*), com os demais mapas temáticos. A figura 71 apresenta a estrutura do SIG elaborada para o município de Tubarão.

O mapa de zona de solos para a área de aplicação da metodologia proposta foi construído através do seguinte processo:

- determinação dos vetores de crescimento;
- delimitação da mancha urbana 03, correspondente à área de solos a ser ocupada pelo crescimento do município;
- agrupamento das unidades geotécnicas de comportamento semelhante;
- verificação da área de abrangência de cada unidade geotécnica através de tradagens e cortes em taludes;
- realização da relação entre os pontos de estudo e o agrupamento das unidades;
- delimitação das zonas de solos.

Desta forma, para os dados analisados do município de Tubarão, foram definidas 7 Zonas de Solos principais que são apresentadas na tabela 27 e relacionadas com os vetores de crescimento.

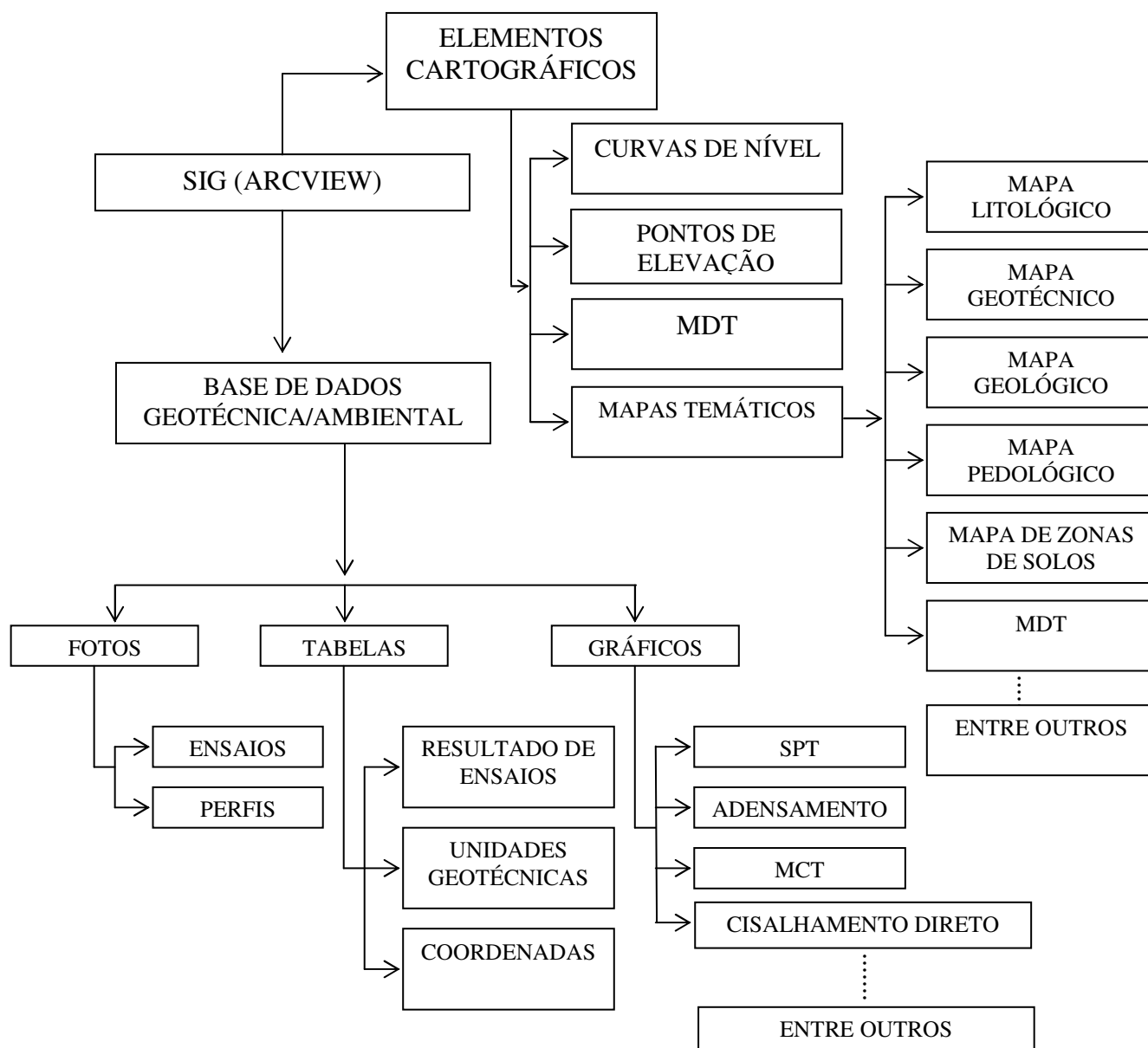


FIGURA 71. Estrutura do SIG de Tubarão.

TABELA 27. Zonas de solos e vetores de crescimento.

Zonas de Solos	Vetores de crescimento
01	01
02	01
03	01
04	02
05	03 e 04
06	05
07	Ocupação dos vazios urbanos

5. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

O município de Tubarão situa-se na região sul do estado de Santa Catarina, na latitude de 28°28'00"S e na longitude de 49°00'25"W de Greenwich. Dados apresentados pela Prefeitura Municipal de Tubarão no ano de 2001, indicam como área urbana um total de 36km² e rural de 277km², resultando em 313km² de área total do município, que se caracteriza, principalmente, por uma planície sedimentar de formação recente, sendo que as elevações existentes correspondem a rochedos ilhados.

A altitude média na sede do município é de 9m acima do nível do mar, tendo seu ponto culminante o morro do Martinelli, com 540m.

Possui como limites políticos ao norte os municípios de Gravatal e Capivari de Baixo, ao sul, Treze de Maio e Jaguaruna, a leste, Laguna, a oeste, Pedras Grandes e São Ludgero. A localização do município é apresentada na figura 72.

A rodovia BR-101 corta a malha viária do município longitudinalmente nos quilômetros 346,6 e 330,1, sendo esta a principal via de acesso da cidade. Além desta, existem outras rodovias, sendo essas a SC-438, que liga Tubarão ao Planalto Serrano, e a SC-440, que liga Tubarão a Pedras Grandes e Orleães.

O rio Tubarão é o principal curso d'água do município. Sua trajetória de escoamento intercepta a cidade com uma largura média de 115m, uma profundidade média variando de 2 a 10m e uma vazão de 5,2 m³/s.

5.1. CLIMA

A temperatura média máxima do município é de 23,6°C e a média mínima de 15,5°C, com média anual de 19,5°C, e umidade relativa do ar anual de 80% a 85%. A precipitação média anual é de 1.493mm³, sendo abril e maio os meses de menor precipitação, e novembro e dezembro os de maior precipitação.

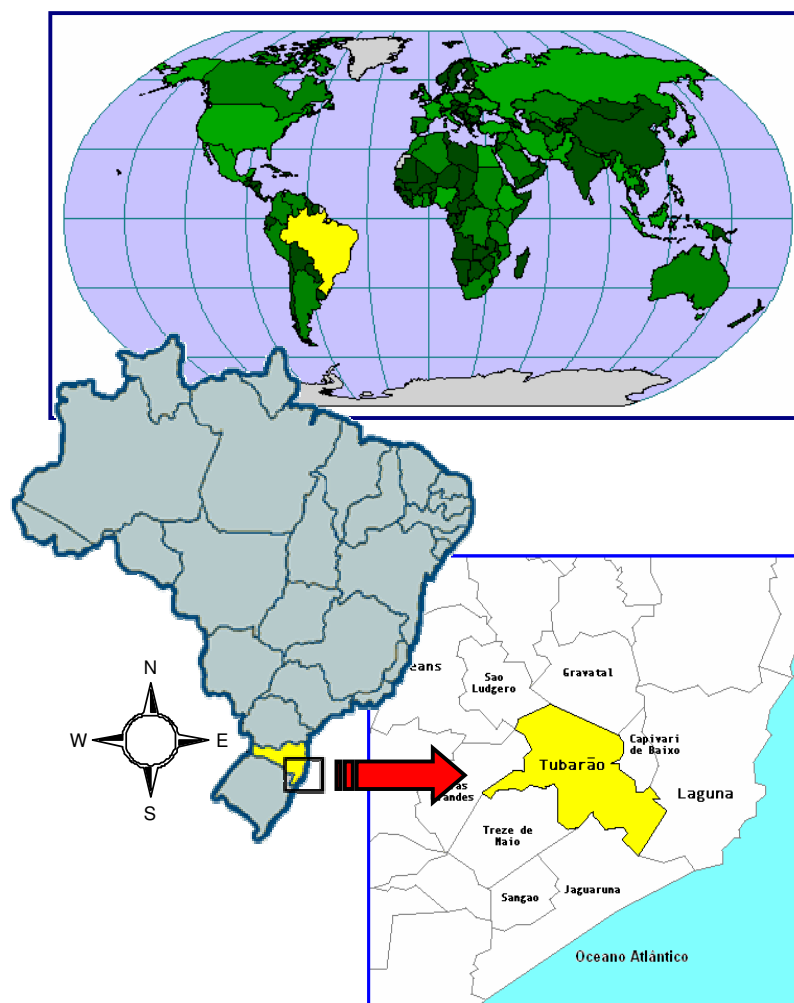


FIGURA 72. Localização do município de Tubarão.

5.2. GEOLOGIA E PEDOLOGIA DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

A Geologia e a Pedologia são ciências de grande importância no estudo do comportamento geomecânico dos solos. São descritos posteriormente os resultados de vários mapeamentos, pedológicos e geológicos, que foram realizados na área de estudo.

Nesta seção, tanto a caracterização geológica quanto a pedológica são analisadas de forma abrangente, uma vez que as considerações realizadas neste capítulo são baseadas nos mapeamentos em pequenas escalas realizados pelo Programa de Gerenciamento Costeiro, Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil, Mapeamento de Depósitos Minerais do Estado de Santa Catarina e Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina.

O mapa geotécnico preliminar desenvolvido por esta pesquisa baseia-se no mapa elaborado pelo Programa de Gerenciamento Costeiro (1:100.000). No entanto, para o mapeamento do centro urbano percebeu-se a necessidade de se buscar alternativas de mapeamentos. Isto se deve em razão da área urbana apresentar-se encoberta pela ocupação, inviabilizando a distinção dos solos que são encontrados nesta área, como pode ser observado na imagem de satélite da figura 73.



FIGURA 73. Imagem de satélite ilustrando a mancha urbana do município de Tubarão (IBGE, 1997).

Os demais mapeamentos utilizados para subsidiar o conhecimento da mancha urbana (DNPM (1989) e CPRM (2000)) foram realizados em escalas menores (1:250.000), resultando assim em menos precisas, porém importantes, informações sobre a área urbana.

5.2.1. GEOLOGIA DO ESTADO SEGUNDO O PLANO NACIONAL DO GERENCIAMENTO COSTEIRO

A geologia de todo o estado de Santa Catarina, segundo o mapeamento realizado pelo Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, apresenta-se bastante diversificada.

Os grupos geológicos que estão mais presentes no município são a Suíte Intrusiva Tabuleiro, Sedimentos síltico-arenosos de lagunas e baías e os sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar. Apesar da grande influência destas geologias, outras unidades podem ser detectadas.

A tabela 28 apresenta as unidades geológicas do município.

TABELA 28. Unidades geológicas do município de Tubarão.

Unidade Geológica	Descrição
JKsg	Formação Serra Geral
PSpg	Suíte Intrusiva Pedras Grandes
Prs	Formação Rio do Sul
PSt	Suíte Intrusiva Tabuleiro
QHa	Sedimentos aluvionares, síltico-argilosos, areias e calheiras
QHca	Sedimentos colúvio-eluviais indiferentes
QHfl	Sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar
QHl	Sedimentos síltico-arenosos de lagunas e baías

a) Suíte Intrusiva Pedras Grandes (PSpg)

Unidade geológica constituída de granitóides alcalinos do embasamento cristalino. Trata-se de uma rocha de granulação média a grossa, de cor cinza a rósea.

Esta unidade geológica encontra-se a noroeste do município, bastante distante do centro urbano, área de pesquisa deste trabalho, caracterizando-se, desta forma, como de pouca influência neste estudo.

b) Formação Serra Geral (JKsg)

Sob essa designação são descritas as rochas vulcânicas efusivas (ou extrusivas) da bacia do Paraná, representadas por uma sucessão de derrames que cobrem quase cinquenta por cento da superfície do estado de Santa Catarina.

Duas seqüências são destacadas: a *Seqüência Básica*, predominante nos níveis mais inferiores, é representada por basaltos e fenobasaltos, com diques e corpos tabulares de diabásio, com ocorrências ocasionais de lentes de arenitos interderrames, brechas vulcânicas e vulcano-sedimentares, além de andesitos e vidros vulcânicos; e a *Seqüência Ácida*, predominando em direção ao topo do pacote vulcânico, está representada por riolitos, riocacitos e dacitos. Destaca-se sua estrutura horizontalizada, proveniente do rápido resfriamento da lava.

Na área estudada, esta formação surge, até mesmo pela distância da formação de origem, em forma de diques de diabásio. É notada apenas uma pequena ocorrência a oeste do município tornando-se uma formação de pouca expressão para a área.

c) Formação Rio do Sul (Prs)

São rochas sedimentares que possuem ampla distribuição em área e contêm espessos pacotes de camadas predominantemente arenosas. Apresentam estruturas sigmoidais com marcas de ondas no topo das camadas e, subordinadamente, "*climbing ripples*".

Assim como a Formação Serra Geral, esta formação possui pouca expressão na área de estudo. Está localizada apenas a oeste do município.

d) Suíte Intrusiva Tabuleiro (PSt)

Associações granito-gnaissicas de médio grau metamórfico, polideformadas, cujos principais domínios apresentam forte foliação de alto ângulo devido ao cisalhamento dúctil em zonas de transcorrência.

Esta unidade geológica é encontrada de forma bastante acentuada na área de estudo. Localiza-se na porção oeste do município, ocorrendo até mesmo, na mancha urbana da cidade.

e) Sedimentos aluvionares, siltico-argilosos, areias e calheiras (QHa)

São sedimentos fluviais que formam, por vezes, extensas planícies. Apresentam depósitos destacados, possuindo morfologia plana e vegetação característica. São constituídos por argilas, areias, cascalho e materiais siltico-argilosos, sendo que os sedimentos mais grosseiros localizam-se preferencialmente nas regiões próximas às nascentes, e os mais finos nas planícies de inundação.

f) Sedimentos colúvio-eluviais indiferentes (QHca)

São acumulações na base de encostas. Caracterizam-se por apresentarem-se inconsolidados e mal classificados, sendo constituídos por cascalhos, seixos, areias e argilas.

Estes sedimentos são encontrados em pequenas manchas no centro do município, caracterizando-se em pouca expressão para os estudos de caracterização dos limites da zona urbana.

g) Sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar (QHfl)

São constituídos de depósitos de material detrítico, inconsolidado, constituído de areias, silte e argilas que geram lamas e lodo com alta porcentagem de matéria orgânica em decomposição. Tais sedimentos ocorrem ao longo da costa de Santa Catarina cobrindo uma vasta área.

São encontrados, de forma bastante expressiva, a sudeste do município. Estão diretamente em contato com a mancha urbana, tornando-se bastante importante o conhecimento deste substrato.

h) Sedimentos síltico-arenosos de lagunas e baías (QHI)

São sedimentos semelhantes aos de origem fluvio-lagunar, compostos de materiais que sofreram sedimentação em razão do baixo fluxo a que foram submetidos. São caracterizados pela grande porcentagem de matéria fina, podendo apresentar material síltico arenoso.

Apresentam-se ao sul e ao norte do município de forma bastante expressiva. Pela sua forma de sua ocorrência, estima-se que esta unidade geológica atravesse a mancha urbana, caracterizando-se como a unidade de maior importância no estudo.

Tomando-se como base as unidades geológicas descritas pelo Programa de Gerenciamento Costeiro, a litologia do município de Tubarão, também em escala de 1:100.000, é apresentada na tabela 29 e figura 74.

TABELA 29. Unidades litológicas.

Substrato	Área (km ²)	Porcentagem
Basalto	1,4294	0,49
Granito	148,5036	50,68
Sedimentos Quaternários	142,001	48,45
Arenito	1,1325	0,38
Total	293,0665	100 %

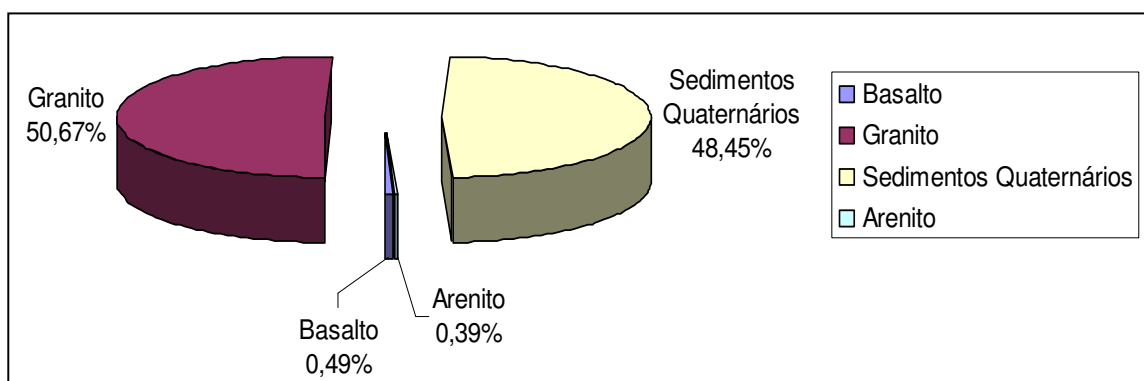


FIGURA 74. Gráfico da porcentagem das unidades litológicas do Município de Tubarão.

5.2.2. GEOLOGIA DA ÁREA URBANA SEGUNDO O PROGRAMA DE LEVANTAMENTOS GEOLÓGICOS DO BRASIL

A CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, 2000) através do programa de levantamentos geológicos básicos do Brasil, produziu um mapa temático de parte da geologia do Estado de Santa Catarina, presente na *Folha de Criciúma* na escala de 1:250.000, como mostrado na figura 75. O detalhe mais importante desta carta, está no fato de que este mapeamento apresenta as formações geológicas, mesmo nas áreas em que os demais mapeamentos classificam como mancha urbana.

A partir desta carta é possível perceber a presença da unidade Granito Imaruí-Capivarí (*Ni*), e a influência de áreas de conchas calcárias (*Cc*) no Depósito do Sistema Laguna-Barreira Pleistocênica (Praias Marinhas e Eólicas - *QPb*) e nos Depósitos Fluviodeltaico-Marinhas (*QHfd*).

a) Depósitos Fluviodeltaico-Marinhas (*QHfd*)

São lamas, areias biodetríticas, areias arcólicas e cascalhos que se apresentam sobrepostos em função de episódios distintos de variações do nível relativo do mar. Apresentam espessos pacotes de conchas calcárias subsuperficiais, amplamente exploradas por mineradores locais, demonstrando assim, o ambiente marinho raso nessa região, por ocasião do nível do mar mais alto do que o atual.

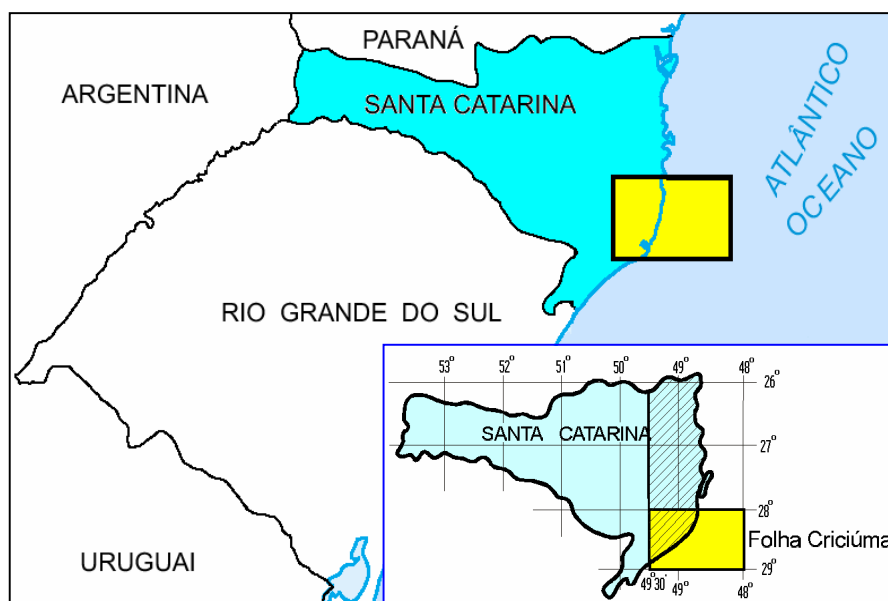


FIGURA 75. Localização da Folha de Criciúma (CPRM, 2000).

b) Granito Imaruí-Capivarí (Ni)

Compõe a unidade de maior expressão da *Folha de Criciúma*. É constituída, predominantemente, por sieno e monzogranito, cor cinza a rosa, de textura porfírica, granulação grossa a média, com abundantes fenocristais de feldspato alcalino, com dimensões de 5cm a 1cm, que ocupam, em volume, de 30% a 80% do total da rocha. Podem ocorrer também fenocristais de plagioclásio e quartzo em quantidades e tamanhos reduzidos. A matriz quartzo-feldspática, de granulação média a grossa, tem a biotita como principal varietal, em proporções entre <5% até 10%.

c) Depósito do Sistema Laguna Barreira Pleistocênica

Contitui em unidades Praiais Marinhos e Eólicos (*QPb*) que são originadas em ambiente praial e marinho raso, recobertas por sedimentação eólica. Os sedimentos praias marinhos são constituídos por areias marinhas quartzosas, finas a médias, de coloração amarelo-claro a acastanhado. Os sedimentos eólicos que os recobrem compõem-se de areias quartzosas, de coloração amarelo-acastanhado a avermelhado, muitas vezes enriquecidos em matriz secundária, composta por argilas e óxidos de ferro.

A figura 76 apresenta o mapa geológico (CPRM, 2000) da área urbana do município e suas respectivas unidades geológicas.

Este mapa geológico, no entanto, possui um detalhamento pouco satisfatório, uma vez que sua escala, de 1:250:000, apresenta-se bastante inferior à escala do mapa produzido pelo Gerenciamento Costeiro, que é de 1:100.000. Em função desta disparidade, a maior escala foi utilizada para a construção do mapa geotécnico, utilizando a escala menos adequada apenas para estimar comportamentos dentro da mancha urbana.

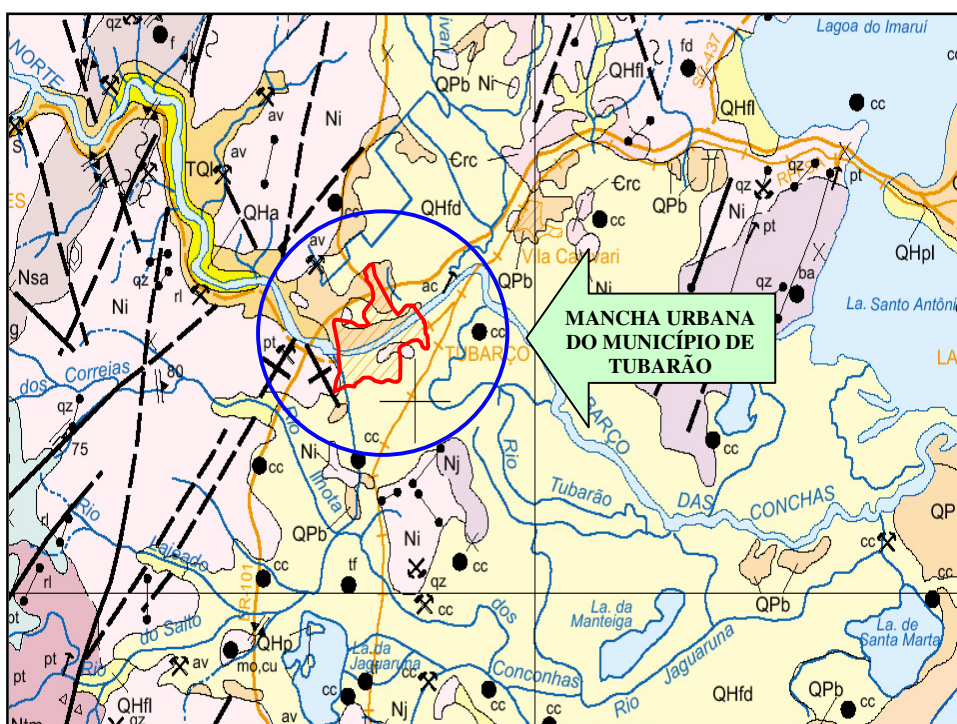


FIGURA 76. Mapa geológico da CPRM na escala de 1:250.000 (CPRM, 2000).

5.2.3. GEOLOGIA DA ÁREA URBANA SEGUNDO O PROJETO CADASTRO DE RECURSOS MINERAIS DO ESTADO DE SANTA CATARINA

O DNPM – *Departamento Nacional de Produção Mineral* (1989) realizou outro mapeamento, delimitado pelas coordenadas da *Folha de Criciúma*, na escala de 1:250.000. Este mapeamento cadastra e indica os recursos minerais do estado de Santa Catarina no mapa de depósitos minerais. A ampliação do quadrante, onde a cidade de Tubarão está inserida, é apresentada na figura 77.

A partir desta figura é possível perceber que a cidade possui duas unidades que influenciam o comportamento dos solos nesta localidade.

A unidade Suíte Intrusiva Pedras Grandes (*PPZγpg*) é classificada, neste levantamento, como granitóides não deformados, de composição granítica a granodiorítica, com domínios alcalinos e subalcalinos, em geral biotíticos raramente a hornblenda, com diversas fácies composicionais e texturais. Exibe contatos intrusivos com os terrenos granito-gnaissicos.

A unidade denominada Sedimentos Continentais (*Q*) é a de maior influência no município, representando os depósitos aluvionares atuais.

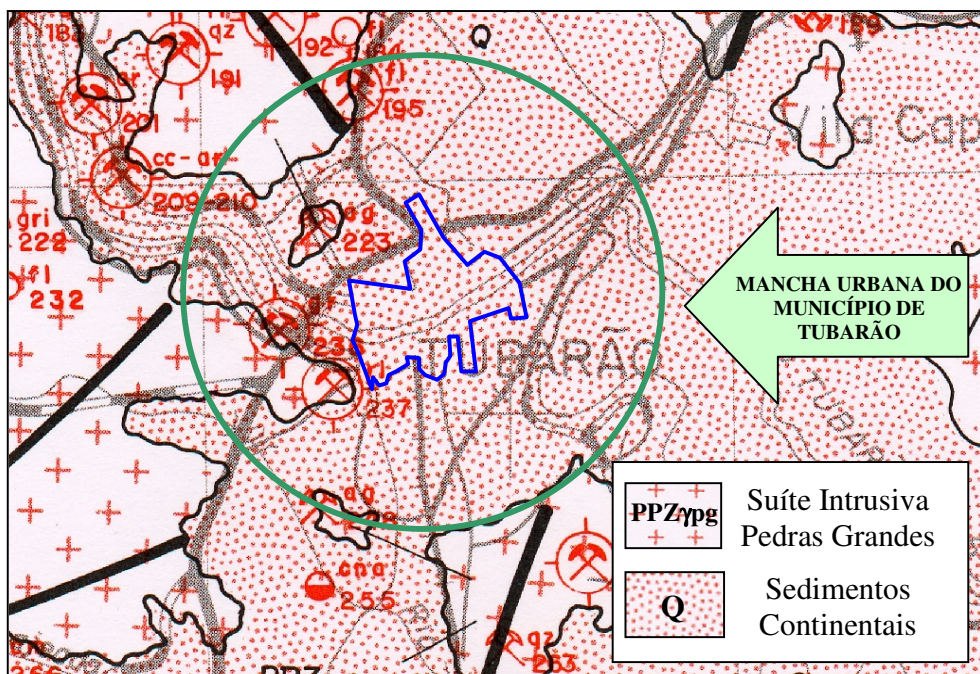


FIGURA 77. Mancha urbana da Cidade de Tubarão no mapa de depósitos minerais (DNPM, 1989).

5.2.4. PEDOLOGIA SEGUNDO O PLANO NACIONAL DO GERENCIAMENTO COSTEIRO

A classificação pedológica apresentada nesta etapa, baseia-se no Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro, que realizou o mapeamento do município na escala de 1:100.000.

Analisando de forma macro a pedologia do Município de Tubarão, e levando-se em consideração os limites políticos da localidade, observa-se que o solo Podzólico Vermelho-Amarelo é predominante na região.

A tabela 30 apresenta todos os tipos de solos do município de Tubarão, suas respectivas texturas, atividades da argila e relevos de ocorrência.

Ao longo do rio Tubarão existe a ocorrência de solos do tipo Cambissolo, o qual apresenta perfil pouco profundo, devido seu grau de evolução pouco acentuado.

Os solos do Tipo Glei e os Solos Orgânicos são os que aparentam maior ocorrência na mancha urbana do município. Porém, maiores comprovações devem ser efetuadas em razão do Gerenciamento Costeiro não apresentar a pedologia da mancha urbana.

Vale ressaltar que a área mapeada refere-se ao município inteiro, e não à área urbana apenas. Porém, apesar do Podzólico Vermelho-Amarelo ser a unidade pedológica mais presente na região (cerca de 55%), as unidades mais próximas ao centro urbano da cidade são os Cambissolos e solos hidromórficos, como os Gleis e solos Orgânicos.

A tabela 31 apresenta a área total das unidades pedológicas generalizadas e suas respectivas porcentagens em relação à área municipal.

TABELA 30. Unidades pedológicas segundo o Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro.

Unidade Pedológica	Descrição
PVa1	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado, textura média/argilosa relevo ondulado e forte ondulado
PVa2	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado textura média/argilosa cascalhenta relevo forte ondulado e ondulado
PVa3	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado textura média/argilosa cascalhento relevo ondulado
PVa4	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta e Tb A moderado textura média e média/argilosa relevo ondulado
PVa5	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado textura média/argilosa relevo suave ondulado
PVa6	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado textura média/argilosa relevo forte ondulado
PVa7	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado textura média/argilosa pouco cascalhento relevo ondulado
PVa11	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado textura média/argilosa cascalhenta fase pedregosa + Cambissolo álico Ta A moderado textura argilosa cascalhenta fase pedregosa relevo montanhoso

Unidade Pedológica	Descrição (continuação)
PVa16	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado textura média/argilosa relevo ondulado e suave ondulado + Cambissolo álico Tb A moderado textura média e argilosa relevo suave ondulado
PVa17	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente textura média/argilosa pouco cascalhenta + Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa pouco cascalhenta relevo forte ondulado
PVa18	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A pouco cascalhento moderado e proeminente textura média/argilosa e média fase não pedregosa e pedregosa + Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa e média pouco cascalhento fase não pedregosa e pedregosa relevo forte ondulado e montanhoso
PVa26	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado textura média/argilosa cascalhenta relevo forte ondulado
PVa28	Podzólico Vermelho-Amarelo álico Ta A moderado textura média/argilosa cascalhenta relevo forte ondulado e ondulado
GHd	Glei Húmico distrófico Ta textura média e argilosa relevo plano
GHe	Glei Húmico eutrófico Tb textura média e argilosa + Solos Orgânicos eutróficos textura média e argilosa relevo plano
HAQHa	Areias Quartzosas Hidromórficas Húmicas álicas + Solos Orgânicos álicos textura siltosa e média relevo plano
HOe1	Solos Orgânicos eutróficos textura argilosa e média relevo plano
HOe2	Solos Orgânicos eutróficos textura argilosa e média + Gleissolo eutrófico Tb chernozêmico textura argilosa e média relevo plano
Ad	Solos Aluviais distróficos A moderado textura indiscriminada relevo plano
TE	Terrenos de Escavações
Ce1	Cambissolo eutrófico Ta A moderado textura siltosa e média relevo plano
Ca7	Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa e média relevo plano e suave
Ca8	Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa e média relevo suave ondulado e plano
Ca12	Cambissolo álico Ta A moderado textura muito argilosa fase pedregosa e não pedregosa + Terra Roxa Estruturada distrófica A proeminente textura argilosa fase pedregosa e não pedregosa relevo forte ondulado
Ca20	Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa relevo suave ondulado + Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente textura/argilosa relevo ondulado e suave ondulado
Ca21	Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa + Terra Vermelha-Brunada Estruturada álica A proeminente textura argilosa relevo forte ondulado e ondulado

TABELA 31. Unidades pedológicas generalizadas e porcentagem de ocorrência no município.

Unidade Pedológica	Descrição	Área km ²	%
A	Solos Aluviais	0,3535	0,12
C	Cambissolos	58,2827	19,88
GH	Solos Gleis	37,2778	12,72
HO	Solos Orgânicos	35,1366	11,99
PV	Podzólicos Vermelho-Amarelos	160,8727	54,90
TE	Terreno de Escavação	1,1432	0,39
Total		293,0665	100 %

5.2.5. PEDOLOGIA SEGUNDO O LEVANTAMENTO DE RECONHECIMENTO DOS SOLOS DO ESTADO DE SANTA CATARINA (1973)

A descrição da pedologia, nesta parte da pesquisa, baseia-se no Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina (1973). Da mesma forma que a geologia foi apresentada através de outro mapeamento, fez-se necessária a aplicação deste mesmo método com a finalidade de estimar os solos predominantes abaixo da mancha urbana do município de Tubarão.

O levantamento, apesar de possuir escala de pouca definição, 1:500.000, é dividido em dois, Mapa de Aptidão Agrícola e Mapa de Reconhecimento dos Solos a Nível de Grandes Grupos. Estes definem o comportamento pedológico de determinados solos, dividindo-os em Unidades de Mapeamento.

O mapa de aptidão agrícola aponta a região que compreende o município como área de riscos de inundação.

Neste mesmo levantamento, no *Mapa de Reconhecimento dos Solos a Nível de Grandes Grupos*, o município encontra-se localizado em contato com três unidades de identificação dos solos. O trecho do mapa da figura 78 apresenta a localização de Tubarão e influência sofrida pelos tipos de solos.

As unidades de identificação encontradas são as associações de solos Gravatal-Jundiaí-Blumenau, Unidade de Mapeamento Tubarão e Unidade de Mapeamento Morro da Fumaça.

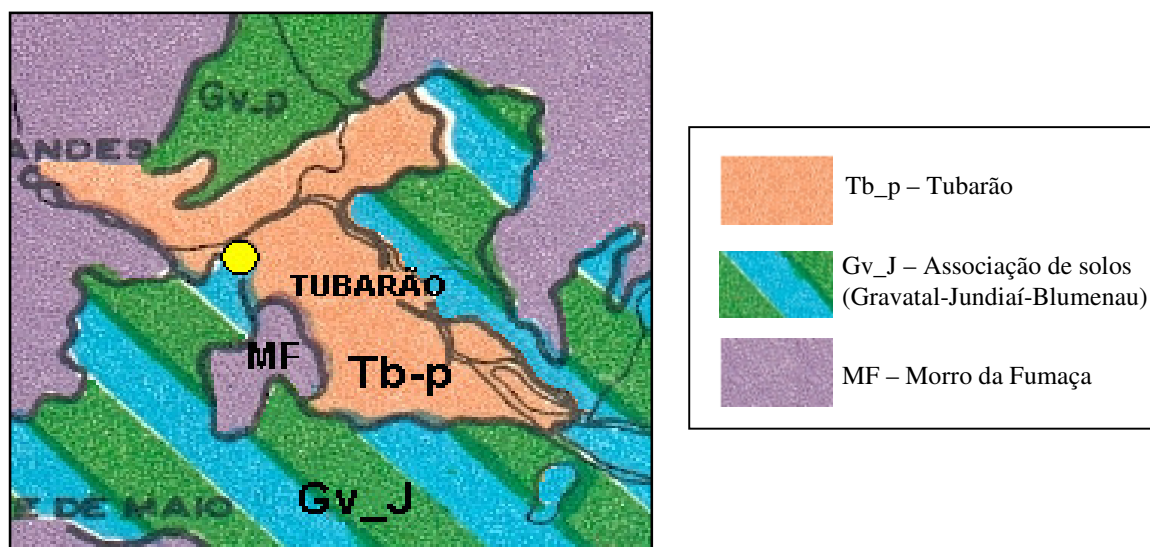


FIGURA 78. Mapa de Reconhecimento dos Solos a Nível de Grandes Grupos (Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado de Santa Catarina, 1973).

5.2.6. DESCRIÇÃO DA PEDOLOGIA DE TUBARÃO

a) Podzólico Vermelho-Amarelo

Os podzólicos são de regiões de clima úmido, com perfis bem desenvolvidos, profundidade mediana (1,5 a 2 metros), moderadamente ou bem intemperizados.

Este tipo de solo apresenta um horizonte “B” vermelho-amarelado, que mostra claramente a acumulação de argila. É o solo é o mais encontrado no município, principalmente na porção oeste e sudoeste e exerce grande influência na parte leste da zona urbana.

b) Cambissolo

São solos não hidromórficos, com drenagem variando de acentuada a imperfeita, horizonte A seguido de B incipiente, não plântico, de textura franco-arenosa ou mais fina. Possuem variação de horizontes A-B-C usualmente modesta, mas diferenciável. São solos derivados dos mais diversos materiais de origem e encontrados sob condições climáticas variadas. Quando derivados de rochas como gnaisses e granitos, é usual a presença (> 4%) de fragmentos de rochas e/ou minerais primários facilmente intemperizáveis, pelo menos areia fina.

Apresentam-se distribuídos em diferentes proporções no município inteiro, possuindo maior concentração na porção leste. Estes solos acompanham o trajeto do rio Tubarão, localizando-se em suas margens.

c) Solos Aluviais

Segundo Oliveira (1992) são solos minerais rudimentares, pouco evoluídos, não hidromórficos, formados por depósitos aluviais recentes. Desenvolvem-se apenas nas planícies aluvionares, em depósitos recentes de origem fluvial, marinha ou lacustre. No município de Tubarão, são localizados em uma pequena faixa ao norte do município, ficando o centro urbano relativamente distante deste tipo de solo.

d) Solos Glei

O termo Glei indica intensa redução de ferro durante o desenvolvimento do solo, sob condições de má drenagem ou alagamento. As cores destes solos são próximas das neutras, cinza-azuladas, correspondendo à ausência de ferro. Podem apresentar-se com mosqueados ou não.

Consiste em uma classe de solos que compreende solos minerais hidromórficos. São solos mal ou muito mal drenados, com forte gleização. São desenvolvidos em várzeas, áreas deprimidas, planícies aluvionais, locais de terras baixas, vinculadas a excesso d'água, ou mesmo em bordas de chapadas em áreas de surgência de água subterrânea (BRASIL, 1969).

São encontrados, principalmente, na porção sul/sudeste do município. Uma considerável concentração pode ser notada próxima à área urbana da cidade. Estima-se que este tipo de solo predomine na área de estudo, uma vez que o município efetivamente encontra-se em uma zona de solos moles. Uma maior atenção é dada a este tipo de solo.

Caracterizam-se por apresentarem baixa capacidade de carga e grandes deformações. Na engenharia geotécnica são definidos como argilas moles.

e) Solos Orgânicos

Como o nome sugere, são solos constituídos predominantemente de matéria orgânica. Caracterizam-se pelo hidromorfismo, apresentam cores escuras ou pretas e são mal drenados. A matéria orgânica confere a este solo a grande capacidade de troca de cátions, apresentando

características expansivas. São encontrados em cotas de relevo mais baixas e, segundo Oliveira (1992), geralmente encontram-se associados ao Glei Húmico e Glei Pouco Húmico.

Este tipo de solo é encontrado apenas em dois locais, um ao sudeste, sem muita importância, uma vez que está bastante distante da área urbana, o outro ao norte, muito próximo da zona de ocupação. Estima-se que este, assim como o Glei, seja o outro tipo de solo de maior influência na zona urbana do município, merecendo uma mais detalhada caracterização geotécnica, que será apresentada posteriormente.

- Solos Hidromórficos

São os que se desenvolveram sob a influência do lençol freático alto, estando, na maior parte do tempo saturado com água. Esta condição ocorre comumente em regiões de clima úmido, em áreas de topografia plana, nas encostas imediatamente adjacentes aos rios e lagos ou nas depressões fechadas. Existem dois tipos principais de solos hidromórficos: os orgânicos e os minerais.

5.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E AMBIENTAIS DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

A falta de adequada previsão para a ocupação dos solos do município de Tubarão acarretou alguns problemas de ordem geotécnica. A cidade foi implantada em uma planície, sobre solos predominantemente moles, caracterizados pela pedologia como Solos Orgânicos e Solos Gleis e sua ocupação está atualmente direcionando-se para solos residuais de granito do tipo Cambissolo e Podzólico Vermelho-Amarelo.

A foto da figura 79 mostra parte do centro do município de Tubarão, onde é possível observar que há uma tendência da ocupação pela população nos solos planos.

Um estudo realizado pela Prefeitura Municipal de Tubarão (PMT) a partir do ano de 1940 mostra que o município apresenta um desenvolvimento urbano bastante significativo, traduzido pelo elevado crescimento populacional notado até o ano de 1991, como pode ser observado na figura 80.

A partir deste gráfico pode ser constatado que no ano de 1991 houve um decréscimo acentuado da população urbana da cidade. Isto se deveu ao parcelamento dos limites políticos do

município, resultante da criação do município de Capivari de Baixo em função da Termelétrica Jorge Lacerda II.

Mesmo com este parcelamento municipal, o crescimento da população do núcleo urbano é bastante acelerado, o que não é observado para a população rural, que apresenta, até mesmo um decréscimo em determinados períodos.

Durante o processo de expansão do município, várias condicionantes de ordem geotécnica e ambiental dos solos vão sendo modificadas. Tubarão apresenta características peculiares no que diz respeito aos tipos de solos solicitados pela ocupação urbana.



FIGURA 79. Área urbana do município de Tubarão.

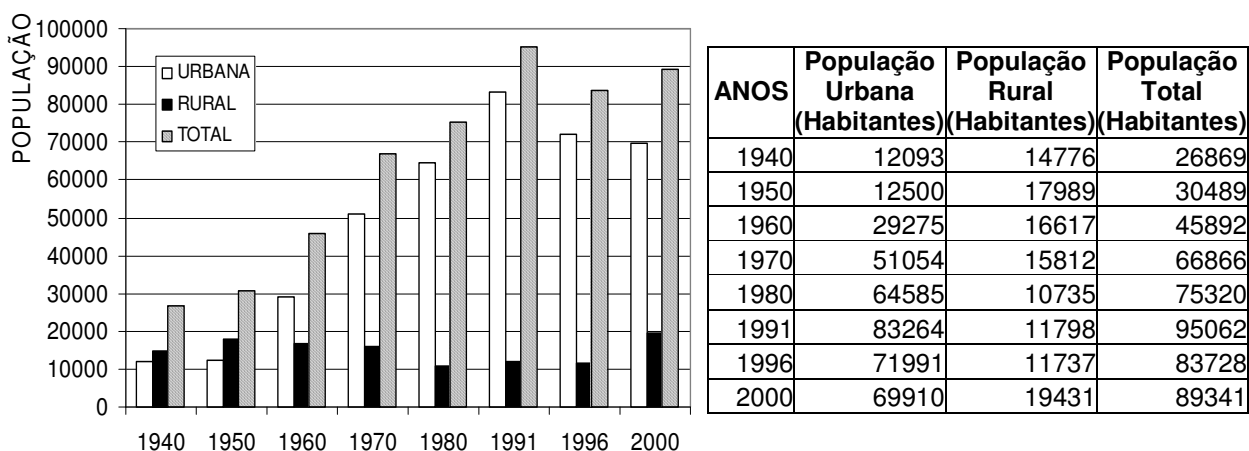


FIGURA 80. Crescimento populacional de Tubarão (PMT, 2001).

a) Contaminação do Lençol Freático

A contaminação de aquíferos no município de Tubarão é resultante dos seguintes motivos:

a.1) Sistema de Esgoto Sanitário

Algumas deficiências são observadas na rede de coleta de esgotos do centro da cidade, o que obriga a população a utilizar os sistemas de fossa e sumidouro ou somente fossa, ligando este sistema na rede de coleta de águas pluviais.

Por parte da CASAN (Companhia Catarinense de Águas e Saneamento) não existe um sistema de esgotamento sanitário em Tubarão. O esgoto, depois de filtrado, é jogado na rede pública de drenagem pluvial e lançado nos rios da região sem tratamento. Este sistema individual de tratamento não é eficaz devido ao elevado nível do lençol freático.

a.2) Geração de Energia Elétrica

O processo de geração energia elétrica pela Termelétrica Jorge Lacerda II, localizada no município vizinho Capivari de Baixo, provoca dois tipos de poluentes que contaminam o lençol freático, oriundos da extração do carvão e da queima do mesmo.

- Extração do Carvão

O carvão mineral é extraído nos municípios vizinhos pertencentes à bacia do rio Tubarão, que corta o centro urbano da cidade ao meio. O carvão é usado na produção de energia elétrica, gerando resíduos poluentes como a pirita.

A pirita, quando exposta às intempéries, sofre oxidação em consequência do contato com o ar e a água, liberando gases sulfurosos ao meio ambiente, compostos de ferro e ácido sulfúrico.

Além do impacto causado ao meio físico e biótico, as emissões destes gases tóxicos e de material particulado causam graves danos à saúde humana. Os municípios de Imbituba, Tubarão, Criciúma e Urussanga apresentam os maiores índices de poluição atmosférica do Estado de Santa Catarina.

A água de lavagem deste material para que o carvão fique o mais puro possível escoar de cotas mais altas para mais baixas, fazendo com que a pirita contamine vários rios próximos à sua lavagem.

Com relação aos padrões de qualidade da água, as concentrações de poluentes ultrapassam, em muito, os parâmetros estabelecidos na legislação ambiental vigente. Além disso, o constante assoreamento dos rios resultante também da contribuição do rejeito piritoso eleva acentuadamente a turbidez e aumenta os efeitos dos transbordamentos, causando prejuízos incalculáveis.

- Queima do Carvão

A geração de energia através de termelétricas produz dois tipos de resíduos poluentes pela queima do carvão mineral que são as cinzas leves (*fly ash*) e pesadas (*bottom ash*).

As cinzas leves possuem emprego na fabricação do cimento, sendo quase que totalmente aproveitadas para este fim. A cinza pesada não é largamente utilizada, dependendo ainda de maiores estudos para seu emprego. Este rejeito fica armazenado geralmente em bacias de sedimentação, que são dimensionadas para conter toda a cinza pesada gerada na usina por um determinado período de tempo, muitas vezes para sempre.

Um dos grandes problemas das termelétricas é a aplicabilidade deste tipo de rejeito que é depositado nas bacias de sedimentação. Além da poluição visual, os metais pesados que compõem as cinzas podem contaminar o solo através de forças de percolação, atingindo o lençol freático nas regiões próximas às bacias.

Os locais onde se encontram os diques para contenção de cinzas estão situados no município de Capivari de Baixo, e possuem áreas aproximadas de 155.000m². Um dos depósitos deste tipo de rejeito pode ser observado na figura 81.

A topografia do terreno das bacias de sedimentação das cinzas apresenta-se completamente plana, em uma região de baixada, cercada por elevações distantes, onde os terrenos vizinhos são geralmente utilizados para o cultivo de arroz.

Os rios Tubarão e Capivari ficam nas proximidades do local dos diques, o que agrava ainda mais o risco de contaminação. No local de execução das fundações das bacias de sedimentação, o nível d'água encontra-se a uma profundidade média de 0,45m, sendo que na maior parte de sua área a água aflora cobrindo grande parte da superfície do terreno, caracterizando os solos locais como hidromórficos.



FIGURA 81. Cinza depositada em bacia de sedimentação.

A figura 82 apresenta o local atual e da ampliação dos diques de sedimentação e a proximidade destes com o principal rio da localidade.



FIGURA 82. Localização das bacias de sedimentação.

Há alguns anos, as cinzas pesadas geradas pela queima do carvão eram também utilizadas pela população do centro urbano de Tubarão como aterro de solos hidromórficos. Esta cinza ainda é encontrada no município em vários locais formando espessas camadas.

Um estudo das cinzas pesadas provenientes da queima do carvão mineral na Termelétrica Jorge Lacerda realizado por Higashi et al. (2003), detectou alguns tipos de elementos nocivos à saúde como o arsênio, ferro e manganês em excesso presentes em sua composição, ressaltando os cuidados que devem ser tomados com este tipo de rejeito. Estes metais foram detectados após percolação de água através de um corpo de prova de solo compactado com 50% de cinza pesada em ensaio de permeabilidade de carga variável.

O quadro da tabela 32 apresenta o resultado de ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga variável referente a amostras de água percolada através de corpos de prova de solo/cinza pesada compactados no teor de umidade ótimo.

Observa-se ainda que a adição de cal ao solo fez com que os teores de arsênio e ferro fossem reduzidos a valores aceitáveis.

TABELA 32. Resultado das análises químicas da água percolada através de corpos de prova compactados de solo/cinza pesada (HIGASHI et al., 2003).

ANÁLISES	RESULTADOS			Limites Máximos Permitidos – Ministério da Saúde (mg/l)
	100% Solo	65%Solo/ 35%Cinza	65%Solo/ 35%Cinza/5%Cal	
Arsênio total em As	ND	7,30	ND	0,01
Bário total em Ba	ND	ND	ND	0,70
pH	6,75	6,79	7,63	6,0 à 9,5
Dureza (CaCO ₃)	56,6	60,60	-	500,00
Ferro	0,36	0,46	0,19	0,30
Manganês	0,01	0,17	0,17	0,10
Cádmio total em Ca	0,04	ND	ND	0,005
Chumbo total em Pb	ND	ND	0,01	0,01
Cromo total Cr + 6+ 3	ND	ND	ND	0,05
Zinco total em Zn	0,005	0,066	0,091	5,00
Alumínio total em Al	ND	0,10	0,10	0,20
Mercúrio total em Hg	ND	ND	ND	0,001
Cobre total em Cu	0,010	0,009	0,006	2,00
Prata total em Ag	ND	ND	ND	-
Selênio total em Se	ND	ND	-	0,01
Cianetos total em Cn	ND	ND	-	0,07
Fenóis em fenol	ND	ND	-	0,001
Sulfatos em SO ₄ ⁺⁺	76,60	45,60	-	250,00
Fluoretos em F ⁻	0,10	0,03	-	1,50
Nitratos em NO ₃	1,30	1,60	-	10,00
Sódio em Na	20,20	15,30	38,70	200,00
Cloretos em (Cl)	19,20	12,60	-	250,00

Nota: ND – Não detectado.

b) Erosão, Assoreamento e Enchentes

O rio Tubarão, rio principal que dá nome à sua bacia, é a principal via de escoamento das águas pluviais do município.

Em março de 1974 ocorreram fortes chuvas que geraram o extravasamento deste rio, resultando em uma grande enchente, como mostra a figura 83. O transbordamento do rio resultou em um total de 199 mortos e 60.000 dos 70.000 habitantes ficaram desabrigados.

Um estudo da Bacia Hidrográfica do rio Tubarão realizado por Bastos et al. (2003) concluiu que esta bacia está sujeita à ocorrência de processos erosivos, em geral, acelerados pela ação antrópica. Através de análises de imagens de satélite e trabalhos de campo, os autores apontaram que ocorrem grandes extensões de unidades de solos com susceptibilidade alta a muito alta à erosão laminar. Ressaltam ainda que a potencialidade que os solos da bacia têm de apresentar processos erosivos está associada ao uso e ocupação atual e que existe uma grande preocupação relativa à produção dos sedimentos que têm gerado o assoreamento em diversos rios que compõem a bacia.



FIGURA 83. Enchente no município de Tubarão em 1974 (PMT, 1999).

c) Fundações

Os solos que se localizam na planície urbana do município de Tubarão são caracterizados como solos moles pela geotecnia. São solos que apresentam características restritivas para a ocupação no que diz respeito à capacidade de carga e deformação.

O dimensionamento de estruturas de fundações deve ser realizado com base na ruptura e compressibilidade dos solos quando solicitados mecanicamente. Entretanto, geralmente este dimensionamento para as estruturas da localidade é realizado apenas tendo como fator principal a resistência ao cisalhamento, sem considerar a deformação que os solos podem apresentar.

Desta forma, a maioria das edificações do município apresenta os sintomas relativos aos recalques excessivos, caracterizando-se assim, como um dos maiores problemas geotécnicos referente às argilas moles levantadas neste estudo.

Como exemplo do fato relatado, apresenta-se na figura 84 a nova igreja de São Judas Tadeu no bairro do Dehon, ainda em reconstrução. As estruturas de fundações foram assentes sobre solos moles que sofreram de recalques por adensamento, causando grandes rachaduras na igreja que teve de ser demolida recentemente.



FIGURA 84. Igreja de São Judas Tadeu.

Outro relato de deformação excessiva em estruturas que necessitou de estudos mais profundos é observado em Maccarini (1998) que analisou o solo de fundação do Terminal Rodoviário de Passageiros de Tubarão (TRPT).

O TRPT está localizado no bairro Dehon entre a BR-101 e o rio Tubarão, nas coordenadas UTM 694524/ 6848609, em relevo plano e sobre Solos Orgânicos e Solos Glei.

A estrutura principal do TRPT foi construída sobre fundações profundas, em estacas cravadas até a resistência necessária, o que garantiu a sua estabilidade até os dias de hoje. Porém, a

construção do piso fez com que o solo logo abaixo fosse solicitado mecanicamente, provocando grandes deformações, e resultando na danificação das instalações hidráulicas e elétricas, bem como o desconforto visual causado pelos recalques.

Desta forma, Maccarini (1998) realizou um estudo do TRPT a fim de verificar os recalques e a resistência dos solos envolvidos neste processo. Para a realização da pesquisa, foi necessária a coleta de amostras para a realização de ensaios nos solos do TRPT. Estas foram coletadas a partir de três tubos *Shelby*, de 3” (três polegadas) de diâmetro, coletados à profundidade de 2,20 a 2,80m; 3,30 a 3,90m; e 4,30 a 4,90m, não sendo possível a coleta de mais amostras a maiores profundidades devido ao caráter arenoso das camadas de solos encontradas.

Foram realizadas nove sondagens à percussão na área edificada, embarque e desembarque de passageiros, onde apenas 1 (um) dos furos foi conduzido até a condição de impenetrável à percussão, indicando a presença de 4 camadas de solos de características distintas e uma espessura de material de aproximadamente 40 m, dos quais cerca de 35m de solo compressível.

A figura 85 mostra o local de coleta de amostras através de tubos *Shelby*.

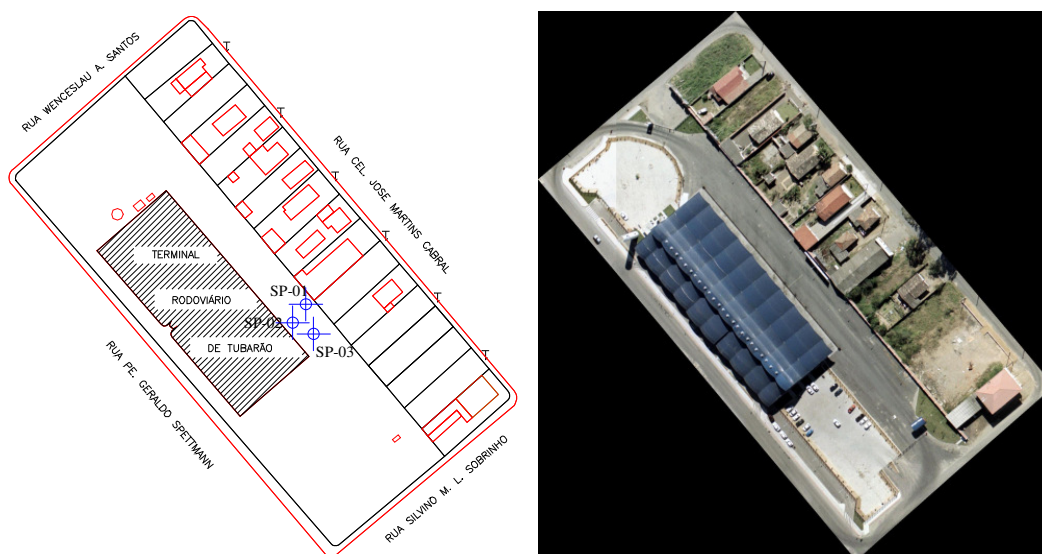


FIGURA 85. Localização dos furos de amostragem através de tubos *Shelby*.

c.1) Camada - 01

Nota-se uma camada superficial formada de solo orgânico (turfo), de consistência muito mole, tendo aproximadamente 5 metros de espessura. O número de golpes para a cravação do amostrador padrão é zero nesta camada.

c.2) Camada - 02

Esta camada é formada por um solo orgânico, bastante espesso, de aproximadamente 10m. Maccarini (1998) dividiu esta camada em outras três, em função do número de golpes para a cravação do amostrador padrão (N_{SPT}). Esta camada é classificada como uma argila bastante arenosa (areia fina a grossa), contendo matéria orgânica e cuja consistência varia de mole à rija.

c.3) Camada – 03

A terceira camada apresenta 8 metros de espessura aproximadamente. É composta por uma argila bastante arenosa, com matéria orgânica, e resistência à penetração (N_{SPT}) variando entre 3 e 5 golpes. Sua consistência varia na faixa de mole a média.

c.4) Camada – 04

Os últimos 12 metros de solo mole apresentam uma consistência variando na faixa de média a rija. Esta camada é formada de argila com bastante areia variando de fina a grossa e contém matéria orgânica.

A figura 86 apresenta a visualização do perfil estratigráfico do TRPT, com base nos dados transmitidos das sondagens à percussão.

Através do perfil estratigráfico e das coletas de tubos *Shelby*, foi possível retratar as camadas de solos em um perfil longitudinal único, que foi usado para as análises relativas a compressibilidade e resistência ao cisalhamento (Figura 87).

A divisão do perfil em 5 camadas ao invés de 4 como havia sido mostrado anteriormente, deve-se ao fato de que os resultados dos ensaios de laboratório indicaram que os primeiros 2,70m da camada superficial são formados de um solo bem mais poroso que os outros 2,30m da mesma camada. O índice de vazios dos 2,70m iniciais é de 6,97, ao passo que o valor do mesmo índice para os 2,30m finais da camada é bem inferior, da ordem de 2,83 (média entre 2,92 e 2,75).

Os ensaios para a avaliação da resistência ao cisalhamento do solo foram os ensaios de compressão triaxial, com o procedimento não consolidado não drenado. Para as coletas de tubo *Shelby* 02 e 03 foram moldadas apenas um corpo de prova, enquanto que para a coleta 01 foi possível moldar duas amostras.

Os ensaios de adensamento foram realizados em prensa oedométrica, sob tensão constante de até 105kPa.

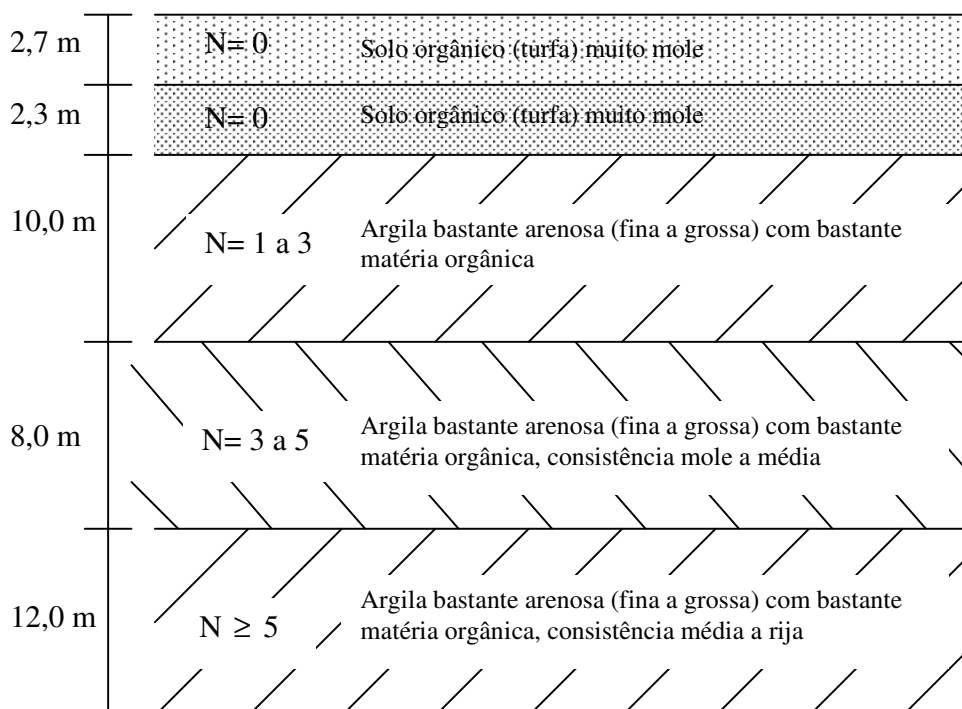


FIGURA 86. Perfil esquemático médio para as camadas do solo de fundação do TRPT (modificado de MACCARINI, 1998).

Um resumo dos resultados dos ensaios do solo do TRPT e algumas características geotécnicas principais dos solos podem ser observados na tabela 33.

TABELA 33. Resumo das principais propriedades geotécnicas das diversas camadas do subsolo do TRPT (modificado de Maccarini, 1998).

Camada	γ_{nat} (kN/m ³)	Pa' (kPa)	$\frac{Cc}{1 + e_0}$	S _u (kPa)	w _{nat} (%)	N _{SPT}
1	11,8	18	0,28	8	285	0
2	14,1	30	0,2	10	105	0
3	14,8*	80*	0,15*	20*	-	2
4	15,3*	130*	0,12*	40*	-	4
5	15,8*	200*	0,09*	> 60*	-	> 5

NOTA:

* valores determinados indiretamente com base nos resultados do ensaio de SPT.

Simbologia adotada na tabela:

γ_{nat} - peso específico aparente natural; Pa' - pressão de pré-adensamento; Cc - coeficiente de recompressão; e_0 - índice de vazios inicial; w_{nat} - teor de umidade natural; N_{SPT} - número de golpes para a cravação dos últimos trinta centímetros do amostrador padrão do ensaio de SPT.

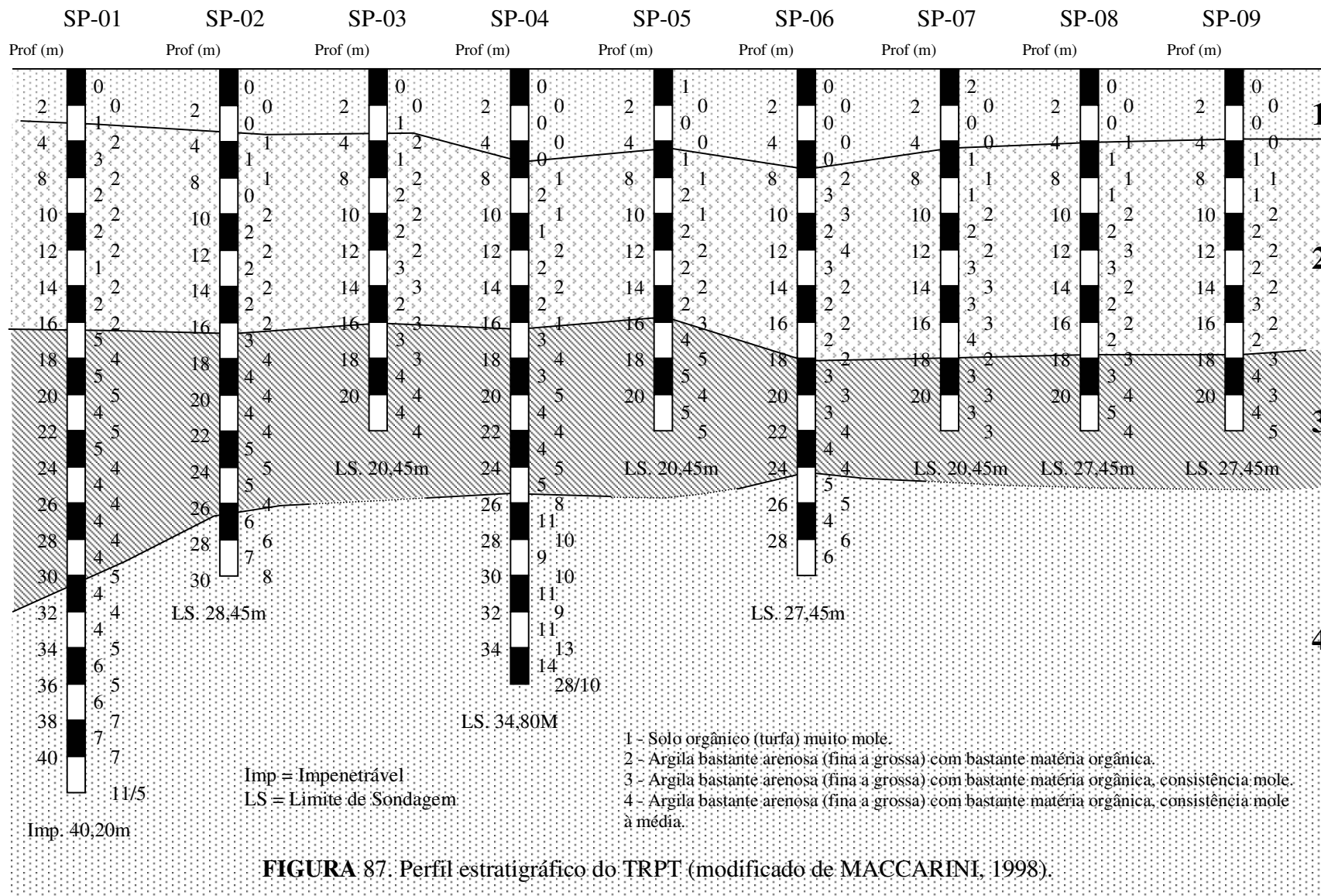


FIGURA 87. Perfil estratigráfico do TRPT (modificado de MACCARINI, 1998).

d) Aterro Sobre Solos Moles

O município de Tubarão possui em torno de 450km de estradas, sendo que uma grande parte ainda é constituída de ruas não pavimentadas, o que gera para a prefeitura um trabalho permanente de conservação e melhoria destas vias.

O aspecto geotécnico do município relacionado ao estado em que se encontram as vias de circulação de automóveis pode ser classificado como ruim. O solo de fundação das ruas do centro da cidade está em processo de adensamento, e são raras as vias em perfeito estado de conservação. A deformação do pavimento é percebida através do desconforto ao se circular de automóvel pelas ruas.

A figura 88 apresenta a Rua Padre Geraldo Spettmann, que serve de acesso ao Terminal Rodoviário de Passageiros da cidade de Tubarão. Esta via foi recentemente reconstruída, uma vez que as grandes deformações tornaram-na praticamente intrafegável.



FIGURA 88. Deformação do pavimento das vias.

Apesar de ser reconstruída (sobre a antiga), esta pista, apesar de recente, já apresenta vários aspectos peculiares referentes ao processo de adensamento da argila mole que está sendo solicitada pelas estruturas das vias. Várias trincas podem ser observadas a partir da figura, e, apesar de não evidenciado pela foto, sente-se o desconforto das ondulações causadas pelo processo de adensamento.

Os casos de ruptura dos taludes das vias quando em processo de implantação não são registrados, mas apenas relatados em visitas em empresas que descreveram o acontecimento de algumas ocorrências.

e) Estabilidade de Encostas

As encostas da cidade de Tubarão são formadas por solos residuais oriundos das elevações graníticas. Estes granitos alterados apresentam-se intensamente fraturados, caracterizando superfícies de fraqueza. Dependendo da composição mineralógica dos granitos, o seu intemperismo dá origem a solos muitas vezes argilosos e expansivos, com baixa permeabilidade, resultando na instabilidade de suas encostas.

As fortes chuvas e altas temperaturas, características da cidade, provocam um acelerado processo de hidrólise que transforma os minerais presentes na rocha em solos de profundos horizontes C.

As encostas do centro urbano apresentam certa fragilidade, pois são formadas por um material com a estrutura residual da rocha granítica, porém sem a mesma resistência do material rochoso.

Uma das características deste tipo de solo é a de que por intermédio das chuvas supõe-se uma redução ou até o desaparecimento da sucção, o que faz diminuir a sua resistência. Caso ocorra a saturação de um determinado solo, como nos casos em que a drenagem é impedida ou dificultada, a pressão neutra é elevada, diminuindo as forças resistentes do solo.

Ainda não foram detectadas ocorrências graves no que diz respeito a catástrofes naturais decorrentes da instabilidade de encostas na região do centro urbano do município de Tubarão. Estima-se que, como se trata de uma cidade relativamente pequena, as áreas de maior suscetibilidade ao processo de instabilidade de taludes não estão sendo ocupadas. De fato, observou-se que as áreas mais íngremes não apresentam uma grande densificação da ocupação. Apesar disso, através de saídas a campo foram detectadas unidades na zona de expansão urbana do município de Tubarão de grande potencial à instabilização de encostas.

Em alguns locais de expansão observou-se que haviam taludes rompidos mesmo sem intervenção antrópica, confirmando o potencial destes solos a se instabilizarem.

As figuras 89 e 90 apresentam um talude rompido no bairro denominado Quilômetro Sessenta, em área de expansão urbana.



FIGURA 89. Instabilização de taludes no bairro Quilômetro Sessenta.



FIGURA 90. Detalhe da instabilização de taludes no bairro Quilômetro Sessenta.

Com a construção do trecho sul da BR-101, houve a necessidade da retirada de materiais para a composição do corpo do aterro da rodovia. Devido à carência de material próximo a determinados trechos, optou-se pela retirada de solo arenoso do fundo do rio Tubarão.

Em razão da modificação na geometria do canal, resultante do aprofundamento do leito do rio através de dragagens, ocorreram algumas instabilizações nos taludes das margens, sendo necessário um estudo pela Prefeitura Municipal de Tubarão.

Os dados de localização das instabilidades dos taludes das margens do rio Tubarão e o ponto atual de extração de solo arenoso são apresentados por Higashi e Gelosa (2006) na tabela 34 e figura 91.

TABELA 34. Localização geográfica das instabilizações e extração de areia do rio Tubarão.

Pontos de Análise	Coordenadas UTM	
Extração de areia	692833	6847719
Instabilidade da barranca	693038	6847402
Instabilidade da barranca	692671	6847918
Instabilidade da barranca	691946	6847998
Instabilidade da barranca	691609	6848413
Instabilidade da barranca	690960	6849633
Instabilidade da barranca	695203	6848145

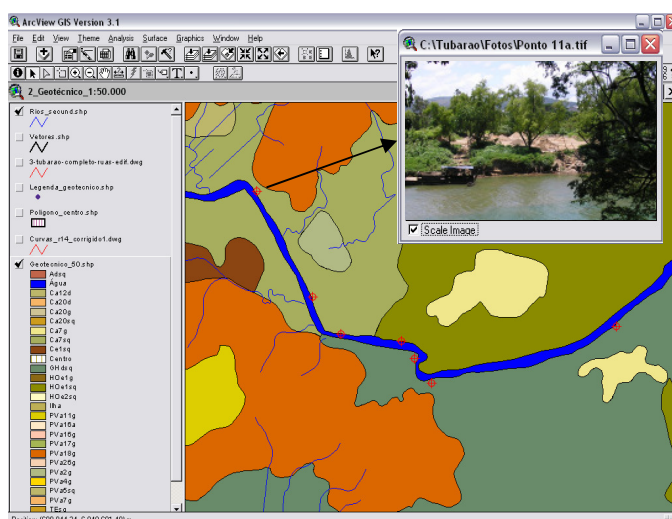


FIGURA 91. Pontos de extração de areia e instabilização das encostas das margens do rio Tubarão (HIGASHI e GELOSA, 2006).

A tabela 35 apresenta vários ensaios de cisalhamento direto que foram realizados ao longo do rio para a determinação dos parâmetros de resistência do solo na tentativa de determinar a estabilidade de taludes através de simulações computacionais.

TABELA 35. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos taludes das margens do rio Tubarão (Fonte: ARQUIVOS DA PREFEITURA MUNICIPAL DE TUBARÃO).

Seções	Margem	Camada	Peso esp. nat (kN/m ³)	Peso esp. sat (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (graus)
S1	D	Af	14,05	18,28	5,0	34,0
		Af Arg.	13,40	18,01	20,0	35,0
		Ag	14,76	19,00	10,0	40,0
		Af. Arg	14,36	18,69	15,0	35,0
	E	Af	13,55	17,84	5,0	35,0
		Ag	14,68	19,05	10,0	40,0
Af		13,25	17,51	15,0	35,0	
S2	D	Af	14,04	18,34	3,0	32,0
		Af. Arg	13,90	18,22	20,0	35,0
		Arg	16,81	20,48	10,0	40,0
	E	Af	12,34	16,80	3,5	23,5
		Ag	16,80	20,23	10,0	40,0
		Af	13,13	17,03	10,0	35,0
S3	D	Sa	13,57	18,04	15,0	30,0
		Arg	12,99	17,38	20,0	25,0
		Ag	15,71	19,62	0,0	33,5
		Arg	15,34	19,40	20,0	25,0
	E	Arg	14,16	18,40	1,0	34,0
		Am	15,06	19,21	1,0	40,0
S4	D	Arg	15,34	19,40	1,0	25,0
		Af	14,31	18,66	0,0	33,0
		Ag	15,90	19,52	10,0	40,0
	E	Arg	11,76	17,09	20,0	25,0
		Arg	14,16	18,40	7,0	31,0
		Am	14,38	18,62	0,0	31,0
		Arg	11,76	17,09	20,0	30,0

Simbologia adotada na tabela:

Arg – argila; Af – areia fina; Am – areia média; Ag – areia grossa; Sa – silte arenoso; E – esquerda; D – direita; S - seção.

f) Materiais Para a Pavimentação

Existe uma grande diversidade de solos originados de variados substratos no município de Tubarão. Os solos que se localizam mais próximos ao centro urbano são oriundos predominantemente de rochas graníticas.

Apesar do centro urbano apresentar apenas elevações compostas por granitos, existem vários tipos de solos oriundos da decomposição e intemperismo diferenciado desta rocha. A distinta

evolução pedogenética destes solos reflete no comportamento geotécnico diferenciado através de ensaios de compactação e CBR.

Machado et al. (2004) relatam a diversidade do comportamento geotécnico de alguns solos residuais de granito do município de Tubarão quando testados através de ensaios voltados à área de pavimentação. No trabalho foram selecionados três pontos em uma mesma jazida, localizada no bairro de São Bernardo, para a realização dos ensaios de sua pesquisa. Todos os solos testados apresentaram baixos valores de CBR que variaram em torno de 8%, elevados valores de expansão, acima de 2% e a classificação MCT para os solos da jazida estudada foi o NG', ou seja, argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não lateríticas.

Ensaio realizado em outra jazida do município de Tubarão por Higashi et al. (2004) confirmam o comportamento de baixos valores de CBR e elevada expansão dos solos supracitados. A classificação dos solos através da metodologia MCT resultou em solos de comportamento NS' e NG'. A tabela 36 apresenta estes valores.

TABELA 36. Resultado de ensaios voltados à identificação de materiais para pavimentação dos solos do município de Tubarão (HIGASHI et al., 2004).

SOLO	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)	δ	CBR	Exp.	W _{ótima} (energia normal)	PEAS _{max}
01	50	20	30	2,49	7 %	0,82%	19,63 %	16,5kN/m ³
02	45	38	7	2,52	8%	1,91%	16,28 %	17,2kN/m ³

Na literatura científica não são encontradas muitas informações sobre o comportamento dos solos de Tubarão no estado compactado, o que torna necessário um estudo mais profundo da área.

6. UNIVERSOS GEOTÉCNICOS DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

Os agrupamentos de solos que apresentam características geotécnicas semelhantes foram denominados nesta pesquisa de *universos geotécnicos*.

Os universos geotécnicos do município de Tubarão foram definidos através de modelos digitais do terreno, banco de dados de sondagens SPT, mapa de declividades, mapa geotécnico preliminar e saídas de campo para a constatação das unidades de solos *in situ*.

Os universos geotécnicos foram classificados em dois grandes grupos:

- Solos sedimentares de argila mole (Solos Gleis e Solos Orgânicos hidromórficos de substrato sedimentos quaternários);
- Solos residuais de granito (Podzólico Vermelho-Amarelo e Cambissolo).

A ocorrência destes solos pode ser estimada em função da declividade ou cota de elevação. O centro urbano do município de Tubarão pode ser representado pelo esquema da figura 92 complementado pela figura 93.

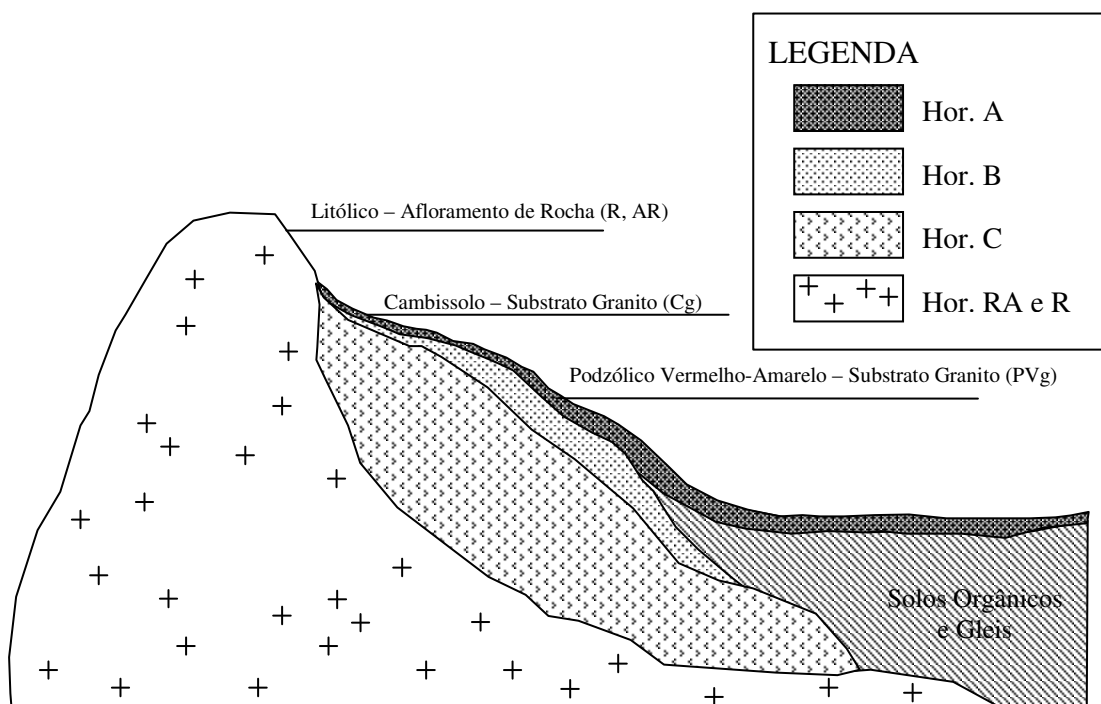


FIGURA 92. Toposequência típica dos solos do município de Tubarão.

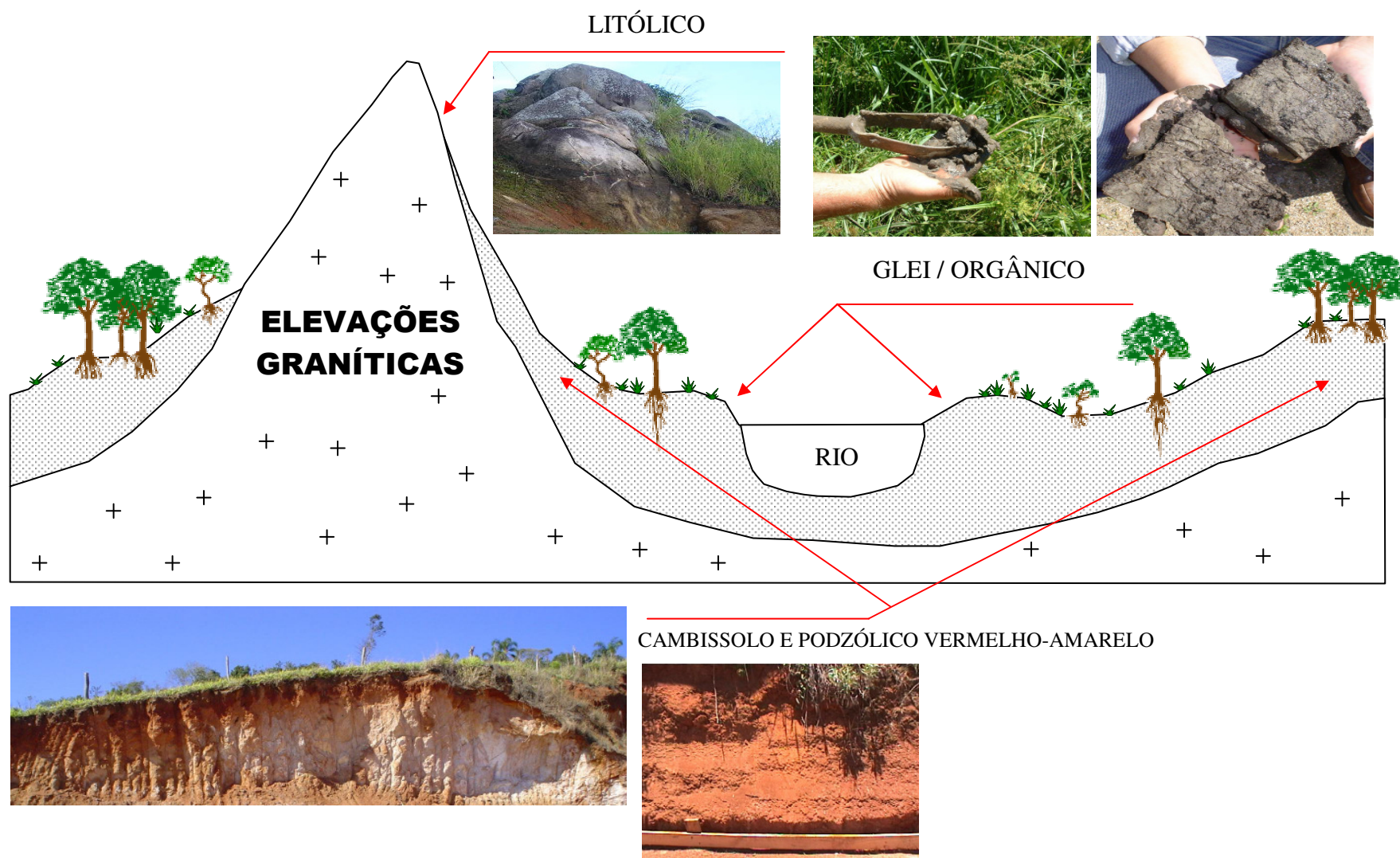


FIGURA 93. Toposequência e localização dos universos geotécnicos da zona urbana de Tubarão.

De uma forma geral os perfis de Solos Orgânicos e Solos Gleis apresentam espessas camadas de argilas moles, além da presença de lentes de areia e lençol freático próximo à superfície. A presença de argila mole representa característica pouco favorável à construção de obras de engenharia, provocando na maioria das vezes a ruptura ou deformação excessiva das camadas de solos subjacentes.

Os solos Podzólicos Vermelho-Amarelos e Cambissolos encontrados são oriundos de rochas graníticas presentes no centro e regiões periféricas à mancha urbana.

Os solos Litólicos da área são pouco significativos, ocorrem de forma muito localizada e são encontrados apenas em uma elevação do centro urbano.

A localização dos universos de solos é realizada com base em Davison Dias (1987), que afirma que os mapeamentos desenvolvidos em grandes áreas têm que adotar inicialmente pequenas escalas, sendo estas gradativamente aumentadas. Desta forma, tanto os solos sedimentares de argila mole quanto os residuais foram localizados inicialmente em mapas de escala 1:100.000 do Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, mais detalhado posteriormente.

6.1. PERFIS DE SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE – SOLOS ORGÂNICOS E SOLOS GLEI

Grande parte dos solos do centro urbano de Tubarão é composta de solos moles. A proximidade com o mar e o relevo plano onde se encontra grande parte do município favoreceram o surgimento deste tipo de solo.

A resistência destes solos é baixa quando traduzida pelos número de golpes para a cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador padrão do SPT. Geralmente os valores apresentados nos laudos coletados para o banco de dados mostram uma faixa variando entre zero e três golpes se estendendo até o impenetrável, como pode ser visto no perfil da figura 94.

Através dos mapas em escala de 1:100.000 foi observado que existe uma considerável ocorrência deste tipo de solo em uma mancha que segue o sentido norte-sul, cortando o centro urbano em duas partes e se estendendo a sudeste dos limites municipais. Se somados, estes solos apresentam uma área de aproximadamente 73 km², correspondendo a quase 25% de todo o território mapeado do município. A área de abrangência dos solos sedimentares de argila mole é significativa, considerando-se a proximidade com a mancha urbana. O mapa da figura 95 apresenta a ocorrência dos solos sedimentares de argila mole em escala de 1:100.000.

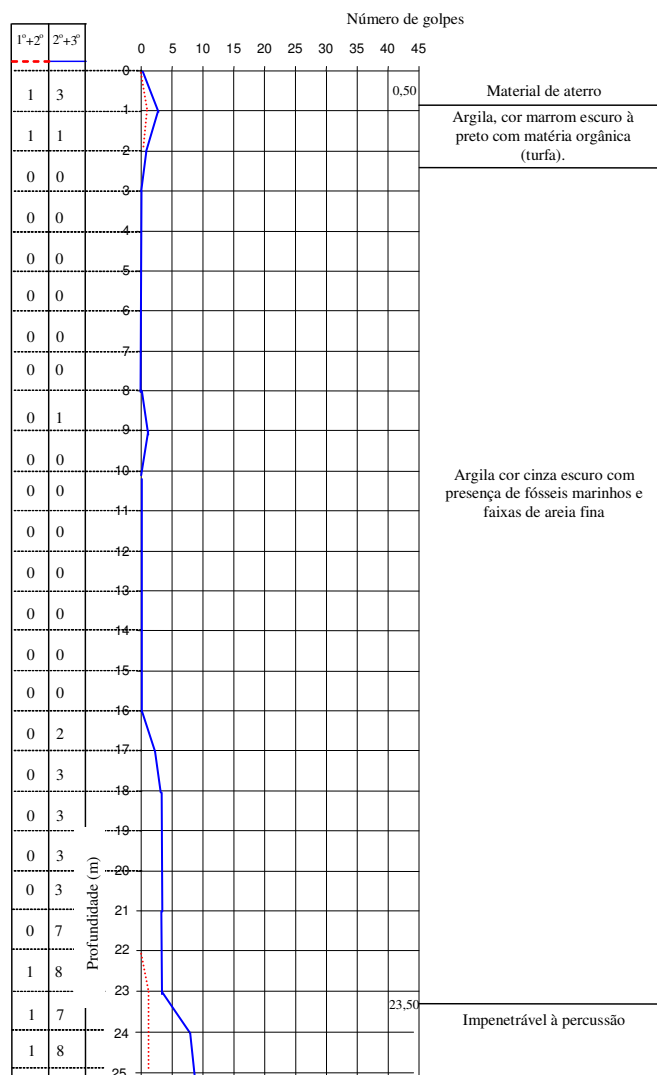


FIGURA 94. Perfil típico de argila mole encontrado no município de Tubarão.

A abrangência dos solos sedimentares de argila mole na mancha foi determinada através da integração entre os MDT's e os mapas de declividades gerados a partir de dados da prefeitura e do Exército em escala de 1:1.000 e 1:50.000 respectivamente. A análise destes dados foi complementada através do banco de dados SPT e saídas a campo, possibilitando a construção dos mapas apresentados nas figuras 95, 96, 97, 98, 99 e 100.

As cotas de 8 metros de elevação determinadas em campo através de GPS e as declividades teóricas de 3% estimadas com base em EMBRAPA (1999), demarcam a transição dos solos sedimentares de argila mole para os residuais de granito.

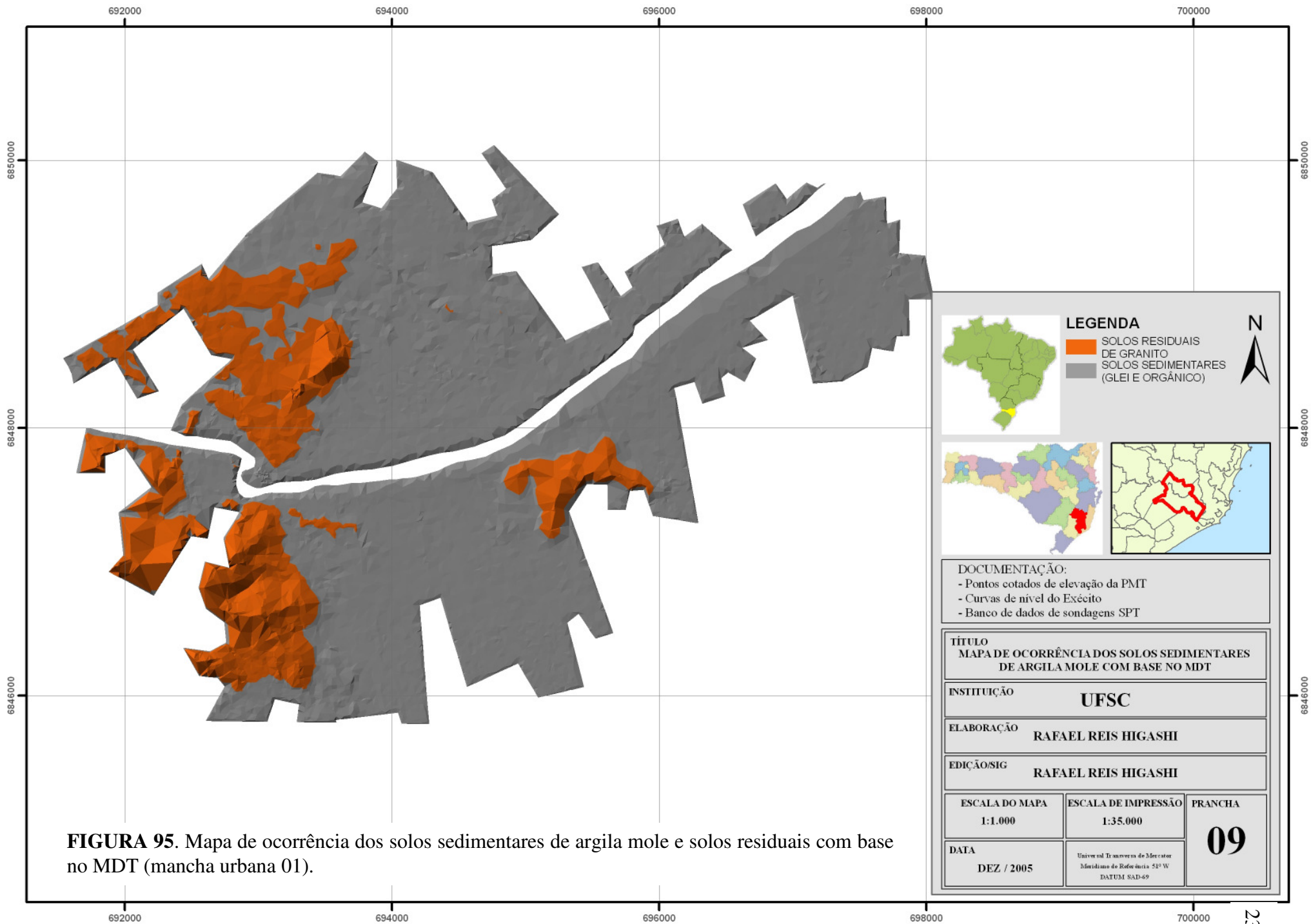


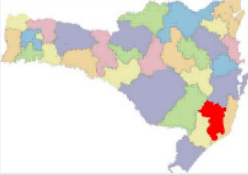



FIGURA 95. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base no MDT (mancha urbana 01).

		<p>LEGENDA</p> <ul style="list-style-type: none"> SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO SOLOS SEDIMENTARES (GLEI E ORGÂNICO) 	
 			
<p>DOCUMENTAÇÃO:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pontos cotados de elevação da PMT - Curvas de nível do Exército - Banco de dados de sondagens SPT 			
<p>TÍTULO MAPA DE OCORRÊNCIA DOS SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE COM BASE NO MDT</p>			
<p>INSTITUIÇÃO UFSC</p>			
<p>ELABORAÇÃO RAFAEL REIS HIGASHI</p>			
<p>EDIÇÃO/SIG RAFAEL REIS HIGASHI</p>			
<p>ESCALA DO MAPA 1:1.000</p>	<p>ESCALA DE IMPRESSÃO 1:35.000</p>	<p>PRANCHA 09</p>	
<p>DATA DEZ / 2005</p>	<p>Universidade Federal de Santa Catarina Mediana de Referência 51° W DATUM SAD-69</p>		

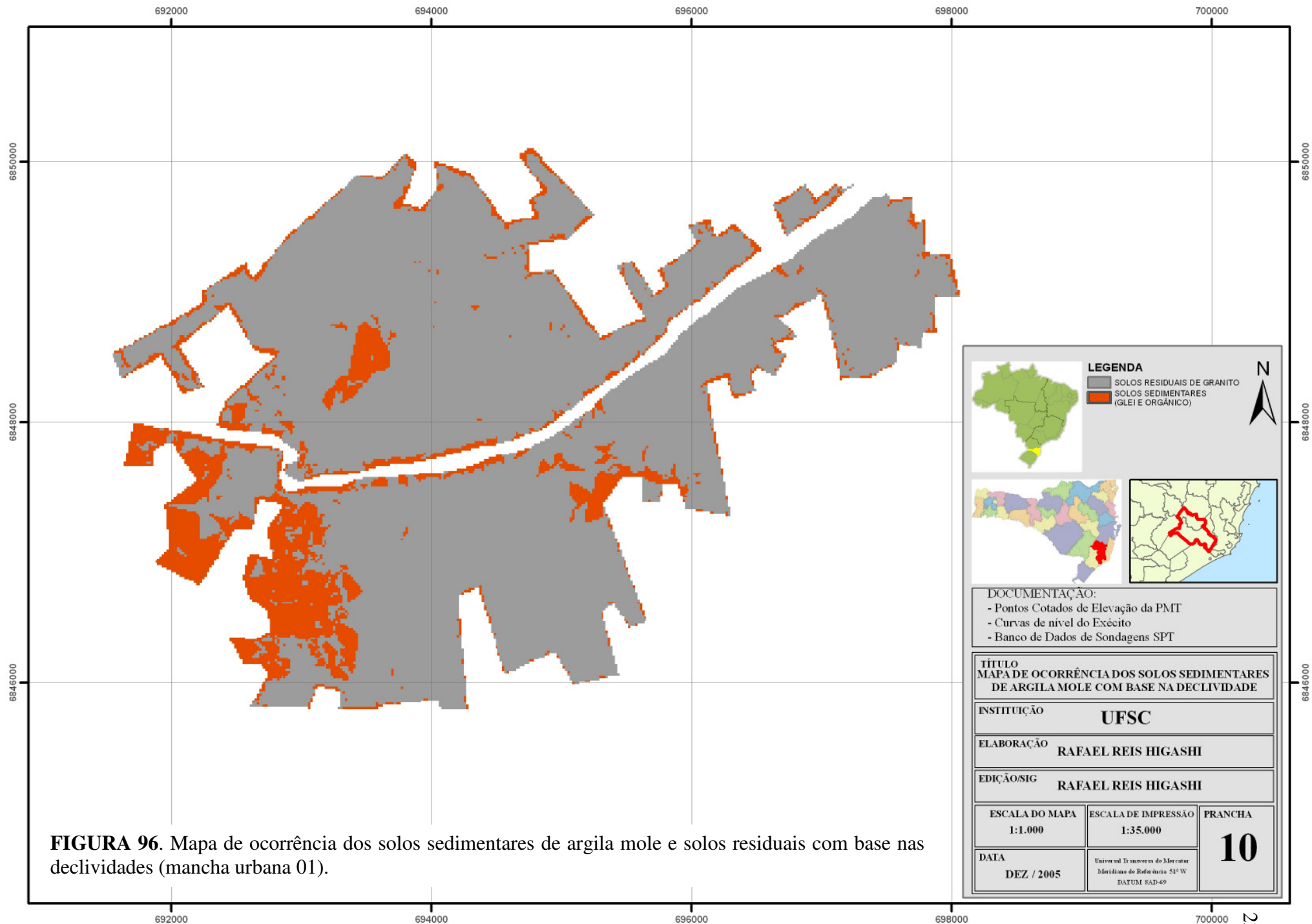
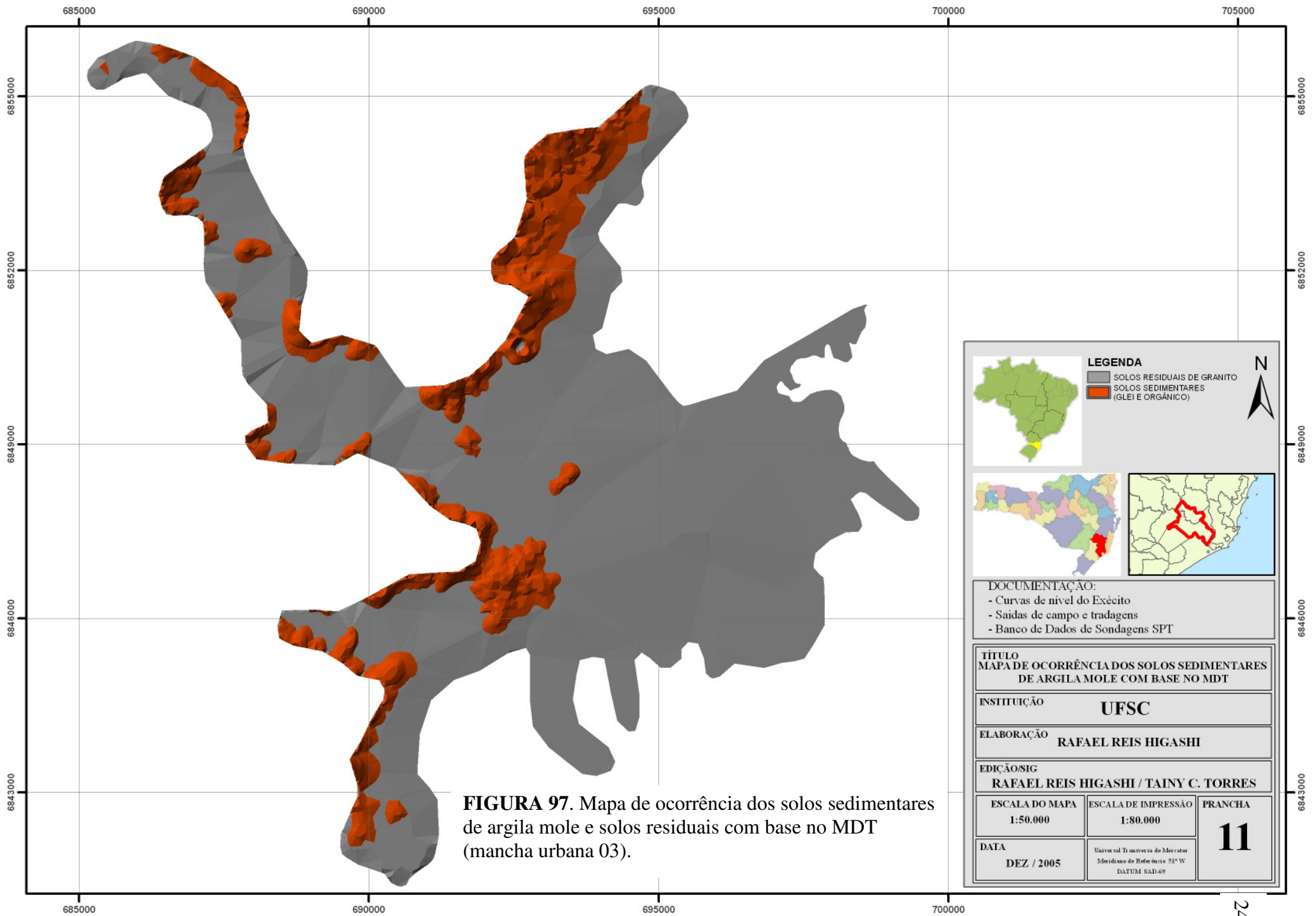


FIGURA 96. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (mancha urbana 01).



LEGENDA

- SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO
- SOLOS SEDIMENTARES (GLEI E ORGÂNICO)

DOCUMENTAÇÃO:

- Curvas de nível do Exécito
- Saídas de campo e tradagens
- Banco de Dados de Sondagens SPT

TÍTULO
MAPA DE OCORRÊNCIA DOS SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE COM BASE NO MDT

INSTITUIÇÃO
UFSC

ELABORAÇÃO
RAFAEL REIS HIGASHI

EDIÇÃO/SIG
RAFAEL REIS HIGASHI / TAINY C. TORRES

ESCALA DO MAPA 1:50.000	ESCALA DE IMPRESSÃO 1:80.000	PRANCHA 11
DATA DEZ / 2005	Universal Transversa de Mercator Meridiano de Referência 51° W DATUM SAD-69	

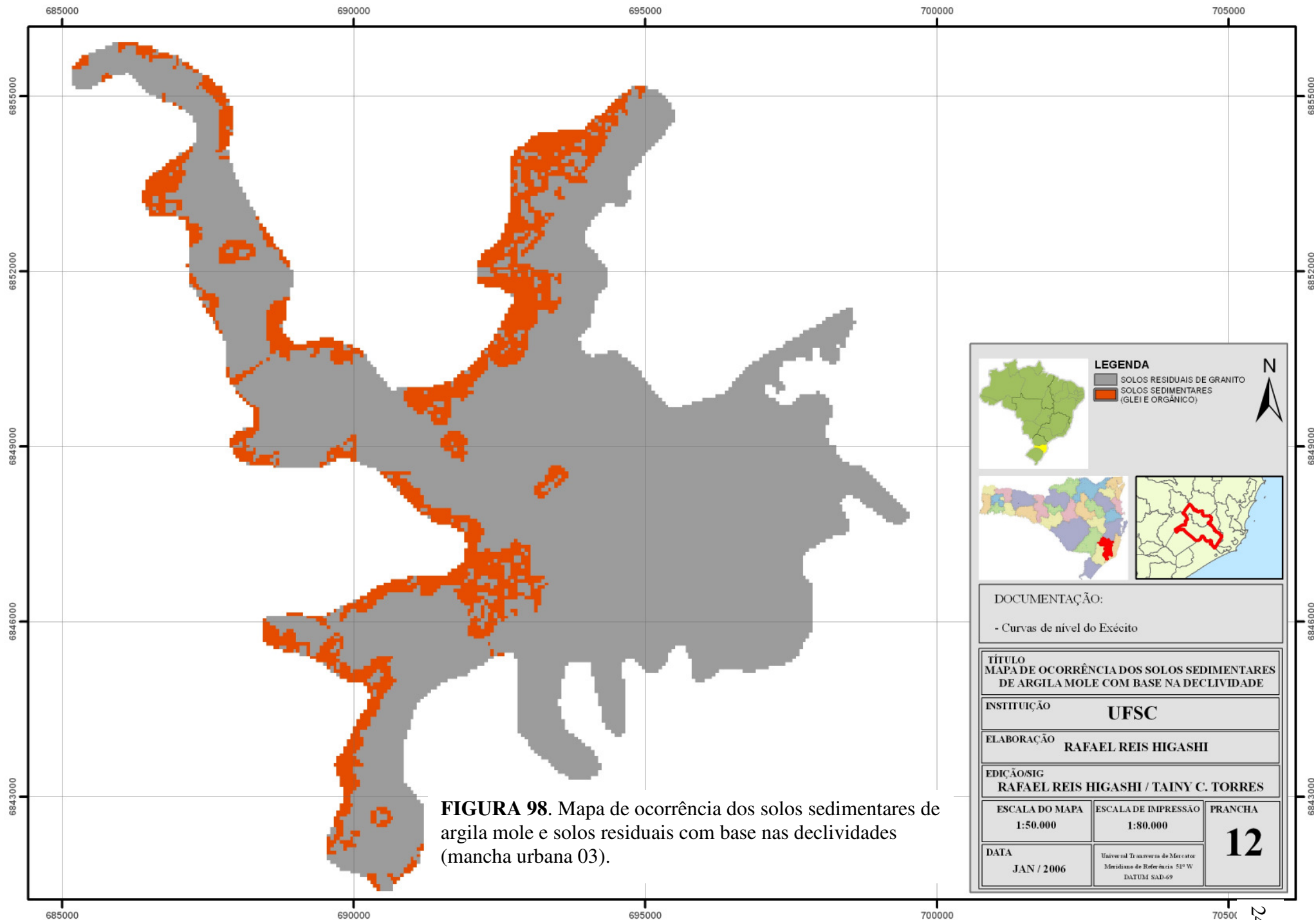


FIGURA 98. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (mancha urbana 03).

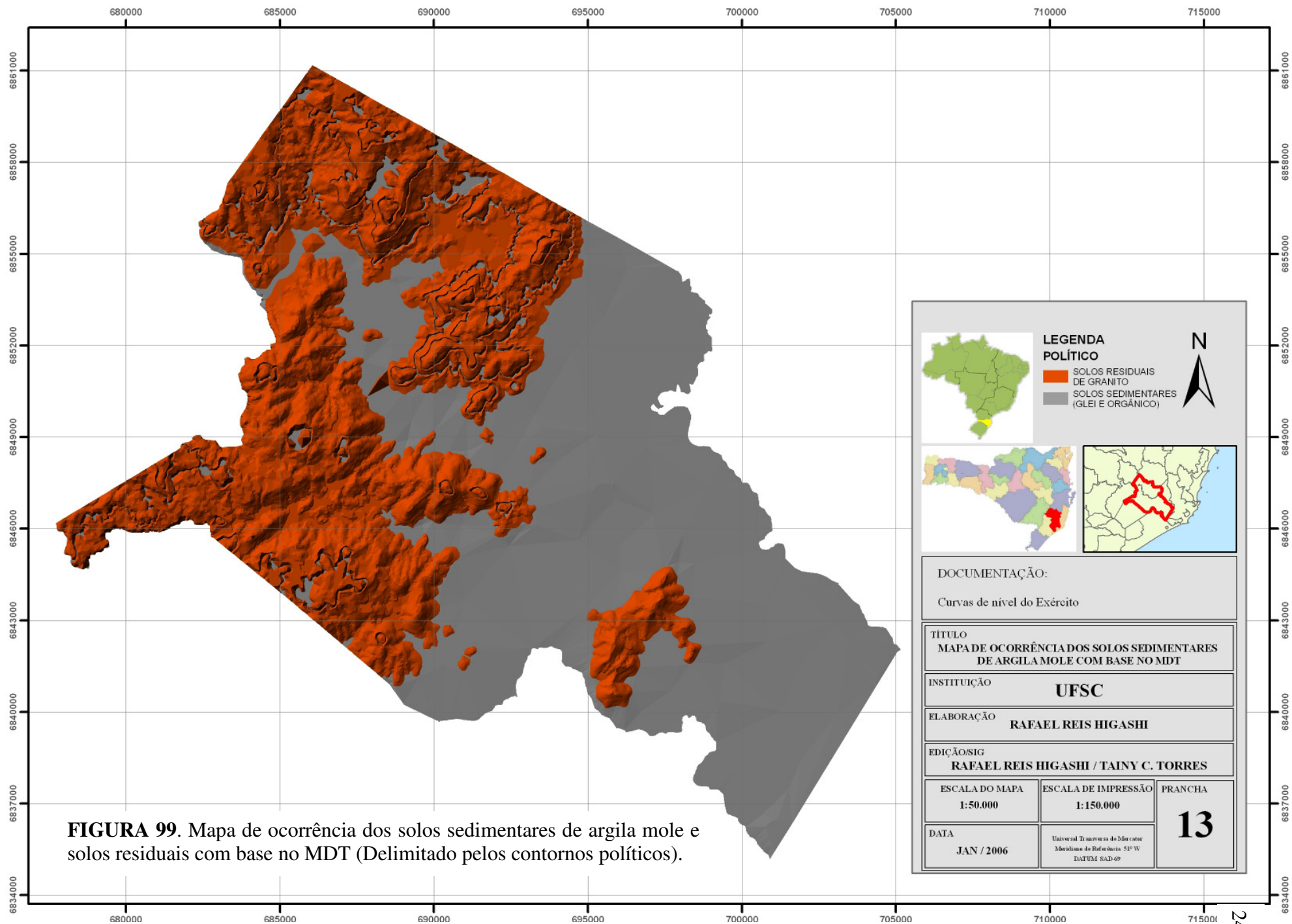


FIGURA 99. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base no MDT (Delimitado pelos contornos políticos).

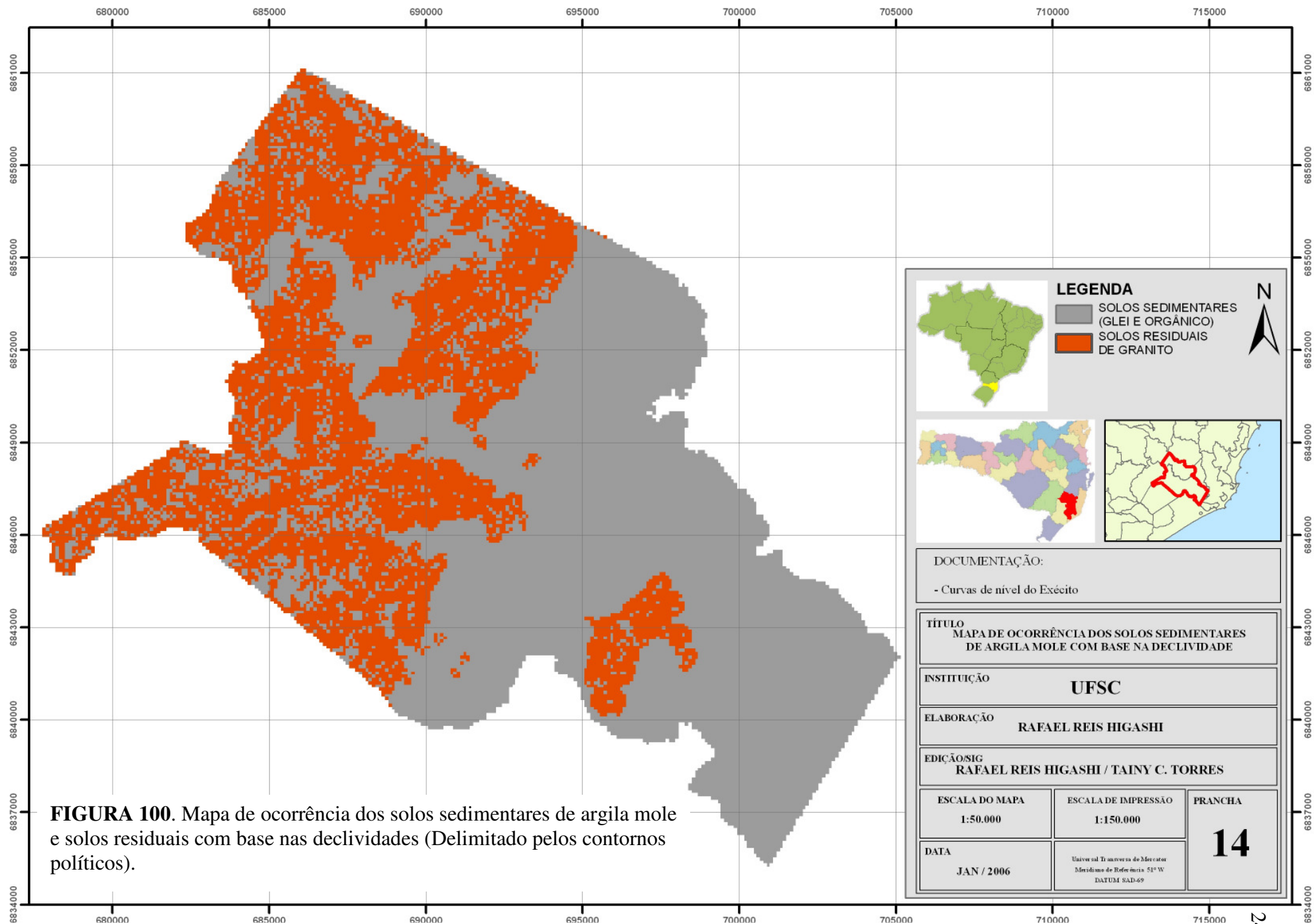


FIGURA 100. Mapa de ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais com base nas declividades (Delimitado pelos contornos políticos).

Apesar dos valores teóricos apresentados por EMBRAPA (1999), para a localidade em estudo, observou-se que até a declividade de 9% ainda ocorrem solos sedimentares de argila mole. Desta forma, este foi o valor adotado para a construção dos mapas de declividade que auxiliam na individualização dos universos geotécnicos.

Uma característica bastante incomum foi observada nos solos do tipo Glei e Solos Orgânicos da mancha urbana. Em quase todos os pontos de sondagens realizadas através de ensaios SPT, coletas de tubos *Shelby* e tradagens, foi encontrada uma espessa camada de cinza proveniente da Termelétrica Jorge Lacerda, localizada no município vizinho a Tubarão.

Através de algumas pesquisas verificou-se que há algum tempo a população do município utilizava-se deste rejeito como aterro de solos que possuem o lençol freático mais elevado, o que em alguns pontos resultou em camadas de até 2 metros de espessura.

A figura 101 apresenta as cinzas encontradas no perfil no momento da perfuração realizada para a coleta de tubos *Shelby* no centro urbano, próximo a BR-101.



FIGURA 101. Cinzas do subsolo de Tubarão.

6.2. SOLOS RESIDUAIS – PODZÓLICOS VERMELHO-AMARELOS E CAMBISSOLOS

Os solos considerados residuais são encontrados de forma muito expressiva no município de Tubarão levando-se em consideração os limites municipais. Porém, se estimado apenas a mancha urbana 01 como delimitação, poucas unidades destes solos são encontradas.

A zona de expansão do município, que consiste em uma das áreas de estudo mais importantes desta pesquisa, apresenta grandes extensões de Podzólicos Vermelho-Amarelos e Cambissolos, o que justificou os estudos realizados nestes solos.

Os solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo não foram encontrados com muita frequência próximos à zona urbana do município, e não foram localizados também através dos laudos de sondagens SPT.

Apenas em áreas mais afastadas pertencentes às zonas radiais de expansão este tipo de solo foi descoberto.

Em uma das zonas de expansão, mais precisamente no bairro Congonhas, foi identificado um perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo que é apresentado na figura 102.

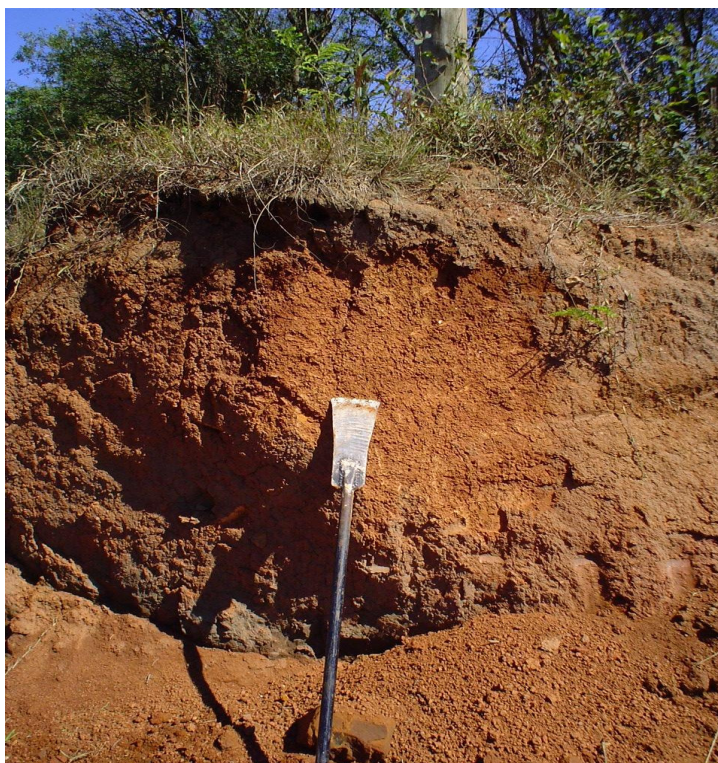


FIGURA 102. Podzólico Vermelho-Amarelo

A ocorrência de Cambissolos oriundos de rochas de granito é mais freqüente no centro urbano. As poucas elevações encontradas no polígono referente à mancha urbana apresentam um Cambissolo originado de rochas graníticas, com um horizonte C bastante profundo e contendo grande presença de minerais de quartzo.

Através do perfil de sondagem SPT coletado do centro urbano, apresentado na figura 103, nota-se a presença do incipiente horizonte B. Logo após, inicia-se o horizonte B/C e em

seguida o C, variando os valores de golpes do amostrador padrão de 11 a seqüência de 28 a 44 golpes, para posteriormente a 7,6 metros resultar no impenetrável a percussão.

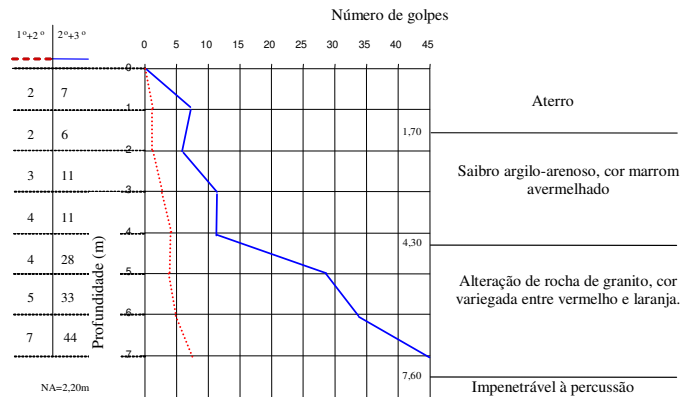


FIGURA 103. Laudo de sondagem SPT típico de um Cambissolo.

Algumas dificuldades para a distinção entre Cambissolos e Podzólicos foram percebidas. A caracterização geotécnica destes solos é realizada geralmente pelo seu horizonte C em razão das pequenas espessuras do horizonte B encontradas. Por este motivo, estes solos apresentaram características geotécnicas semelhantes, impossibilitando uma diferenciação clara entre estas unidades de solos neste universo geotécnico.

Em razão de serem originados de rochas graníticas que são muito heterogêneas, é comum que em um mesmo talude sejam encontrados perfis de solos com grandes variações de coloração e granulometria. Isto dificulta a inclusão destes solos em um mesmo grupo, dificultando melhores análises.

A figura 104 apresenta os diferentes solos originados de rochas graníticas encontrados em um mesmo talude. Os registros das fotos foram realizados com um espaçamento de aproximadamente dois metros.

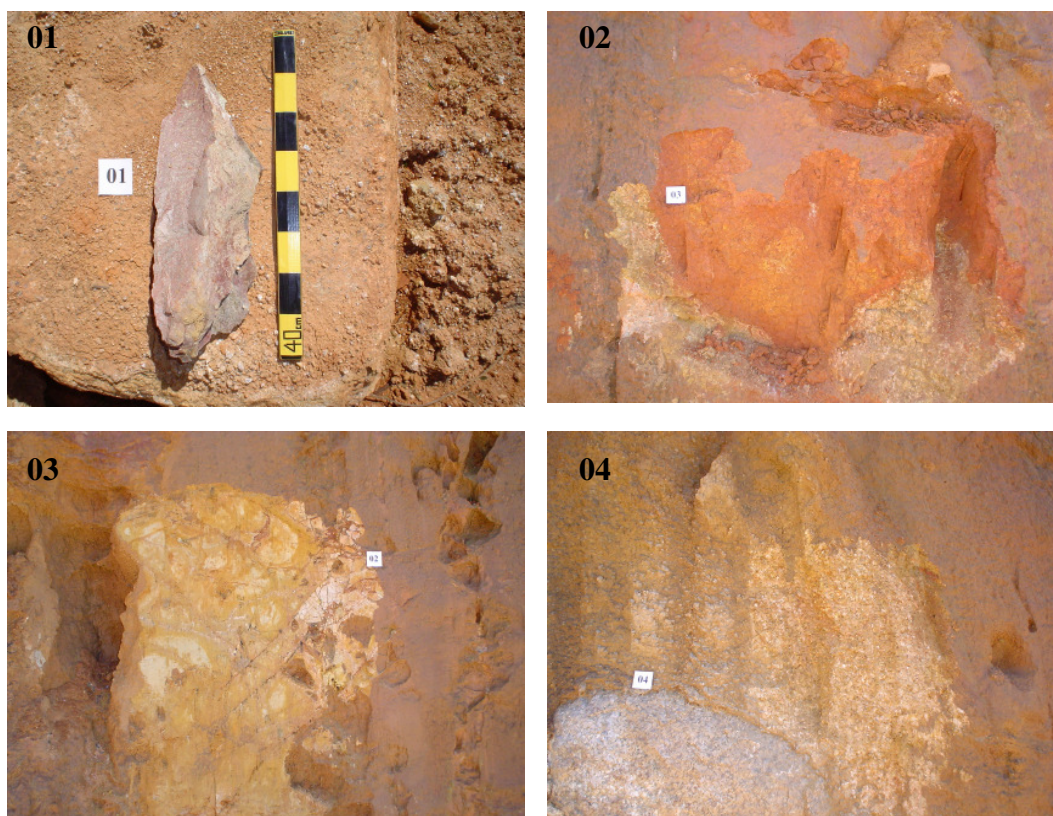


FIGURA: 01 – Granito muito argiloso de coloração avermelhada, tendendo ao roxo (6,94R); 02 - granito argiloso de coloração avermelhada, tendendo ao alaranjado escuro (2,2YR); 03 – Granito arenoso de coloração amarelo claro (10YR); 04 – Granito de granulometria grosseira de coloração amarelo claro (8,9YR) (Munsell Color Co. 1946).

FIGURA 104. Cambissolos com diferentes horizontes C.

6.3. PERFIS DE SOLOS IDENTIFICADOS ATRAVÉS DO BANCO DE DADOS DE SONDAGENS SPT

Visando uma melhor compreensão dos universos geotécnicos presentes na localidade, foi construído um banco de dados de sondagens SPT com base nos laudos coletados junto a empresas de engenharia e localizados através dos mapas de lotes, ruas e quadras como descrito anteriormente.

Através deste banco de dados foi possível a construção de perfis de solos, alinhando-se os pontos das sondagens e inserindo em uma escala gráfica o índice de penetração, posição do nível d'água e a estratigrafia.

As figuras 105, 106, 107, 108, 109 e 110 apresentam os perfis gerados.

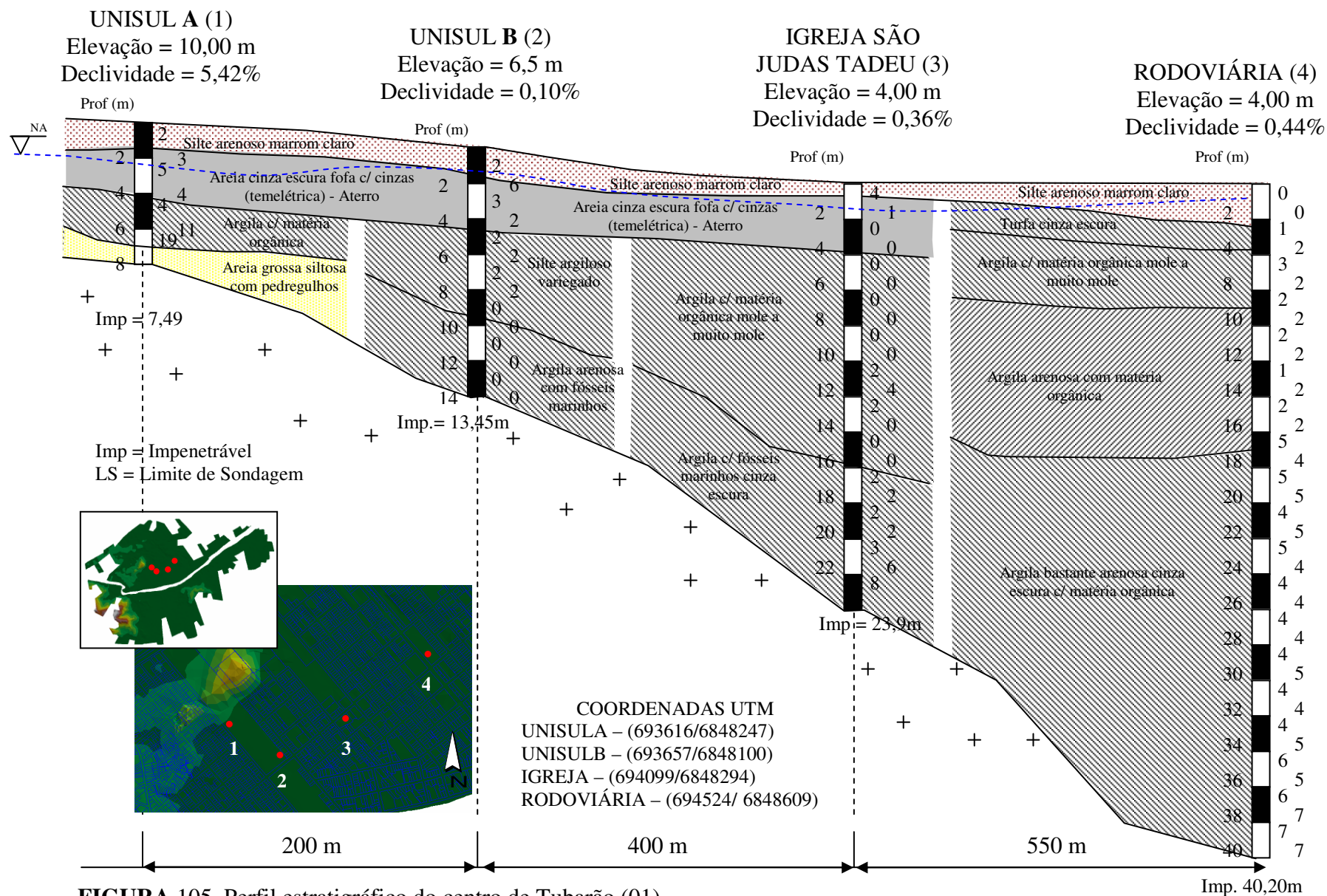


FIGURA 105. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (01).

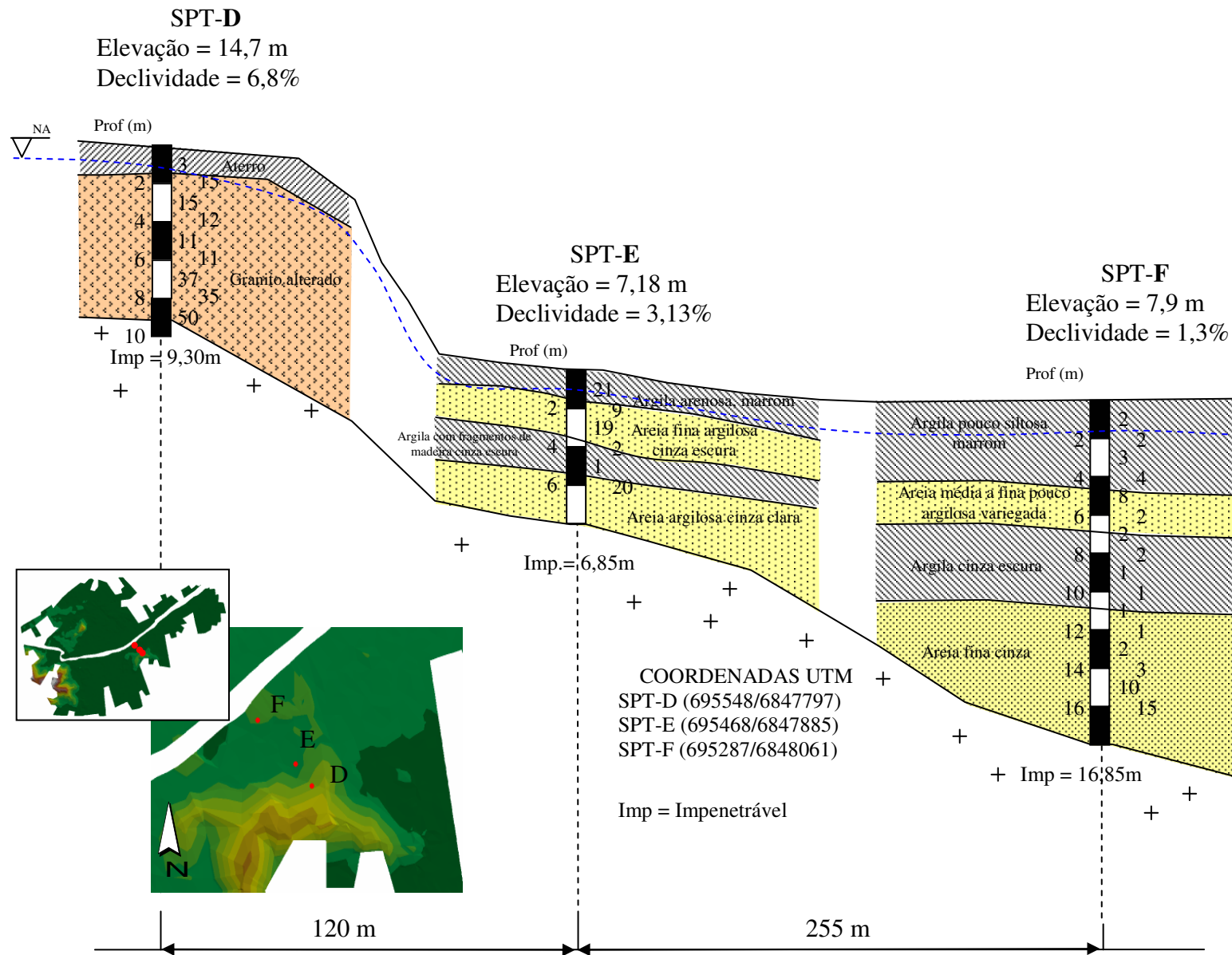


FIGURA 106. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (02).

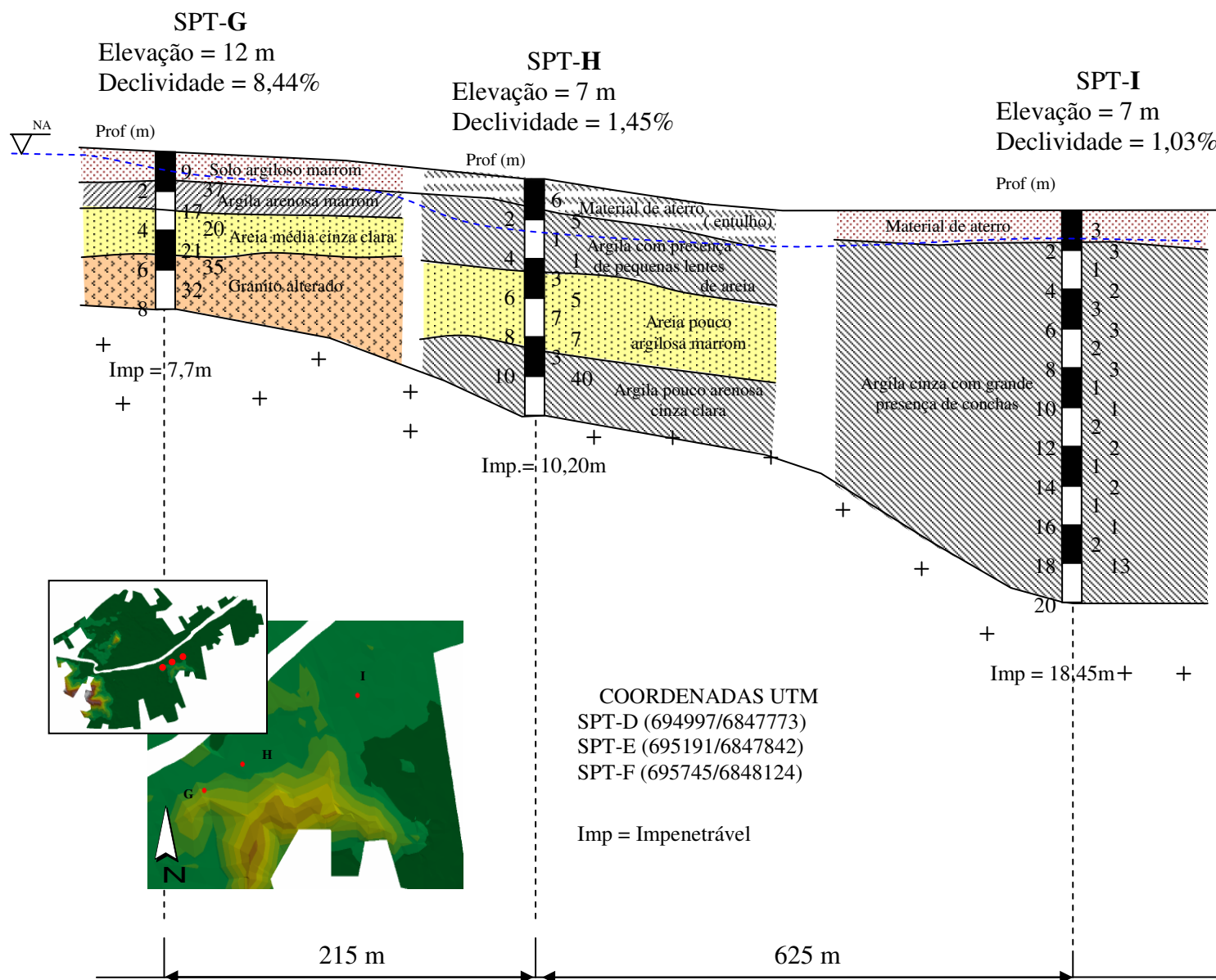


FIGURA 107. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (03).

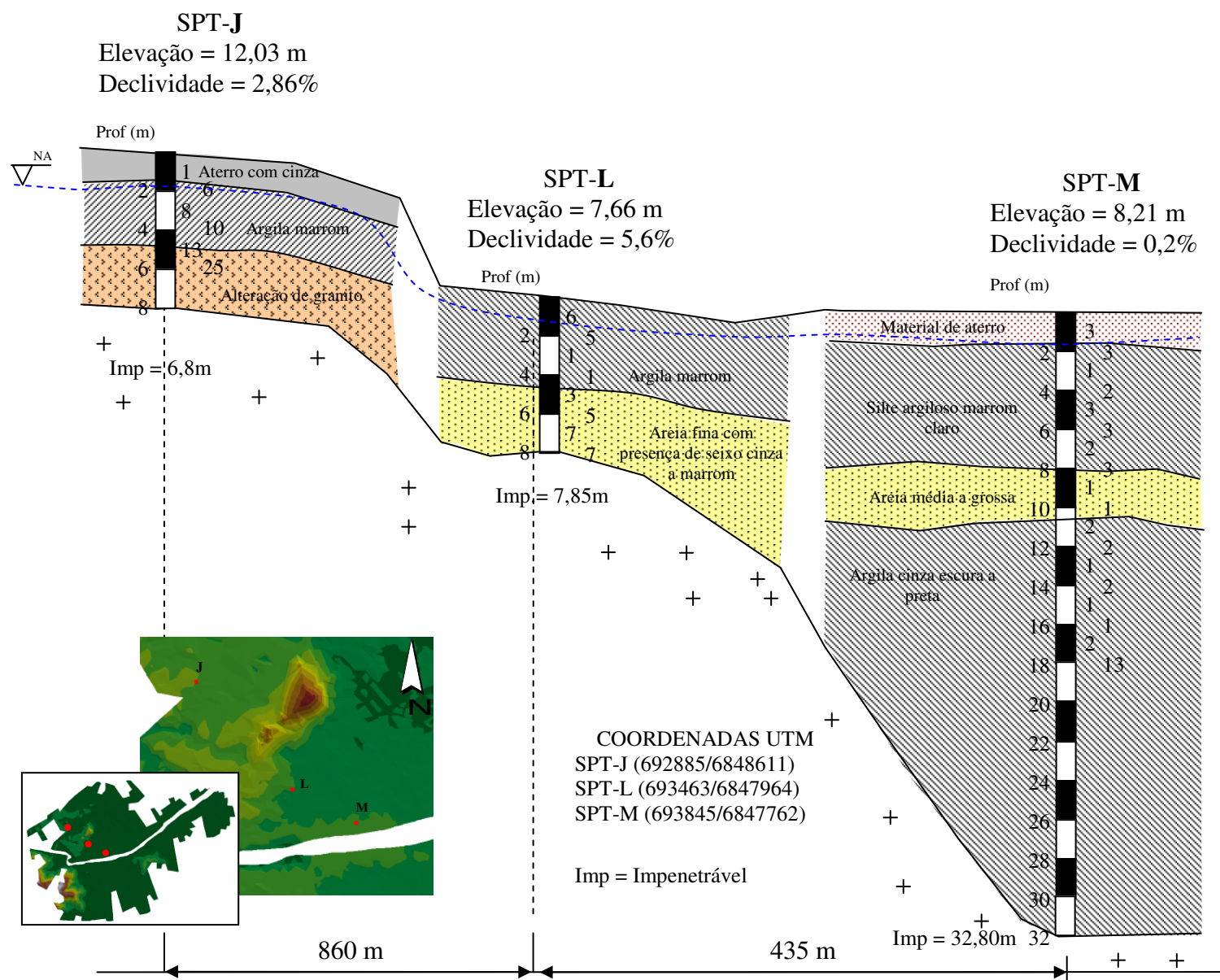


FIGURA 108. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (04).

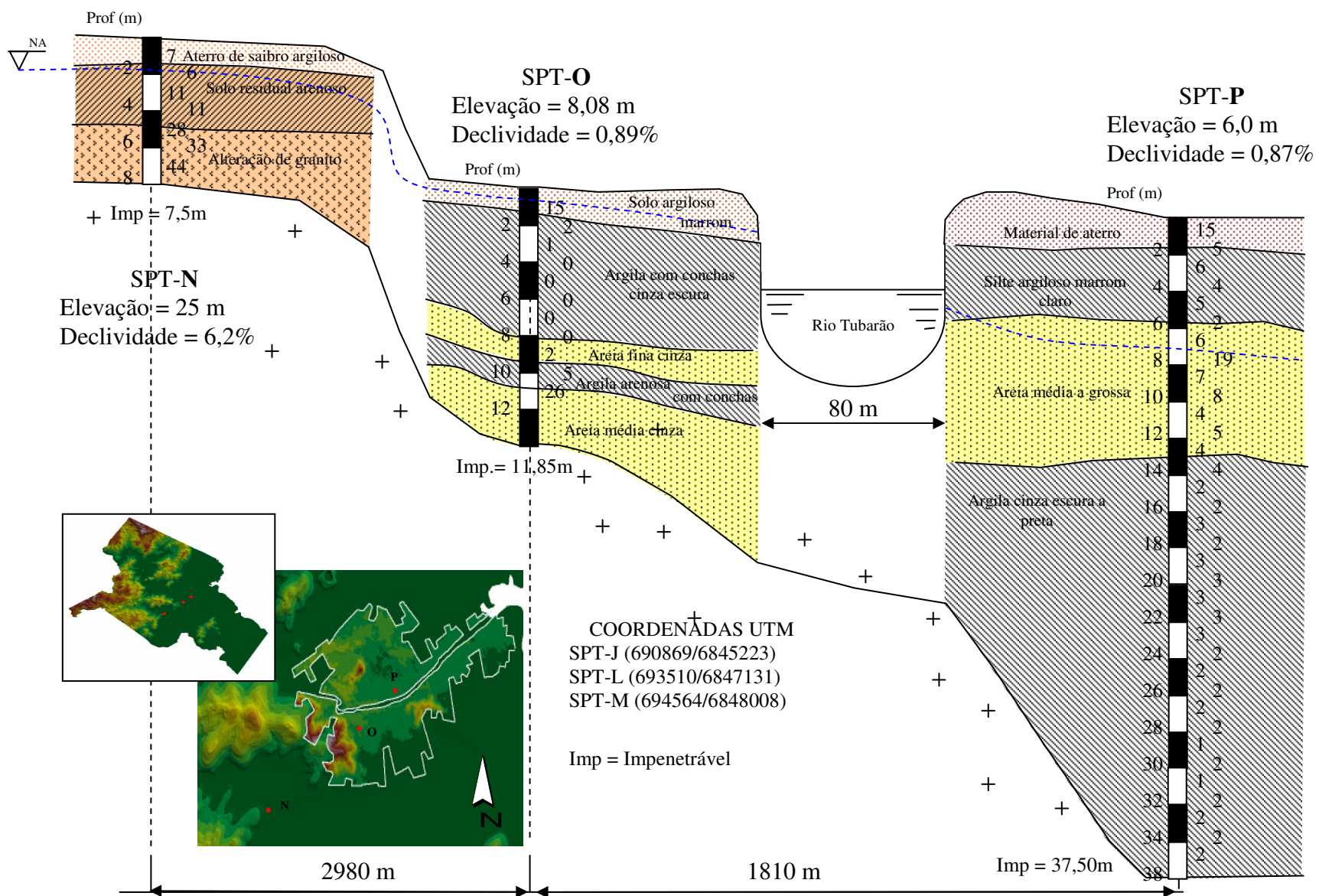


FIGURA 109. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (05).

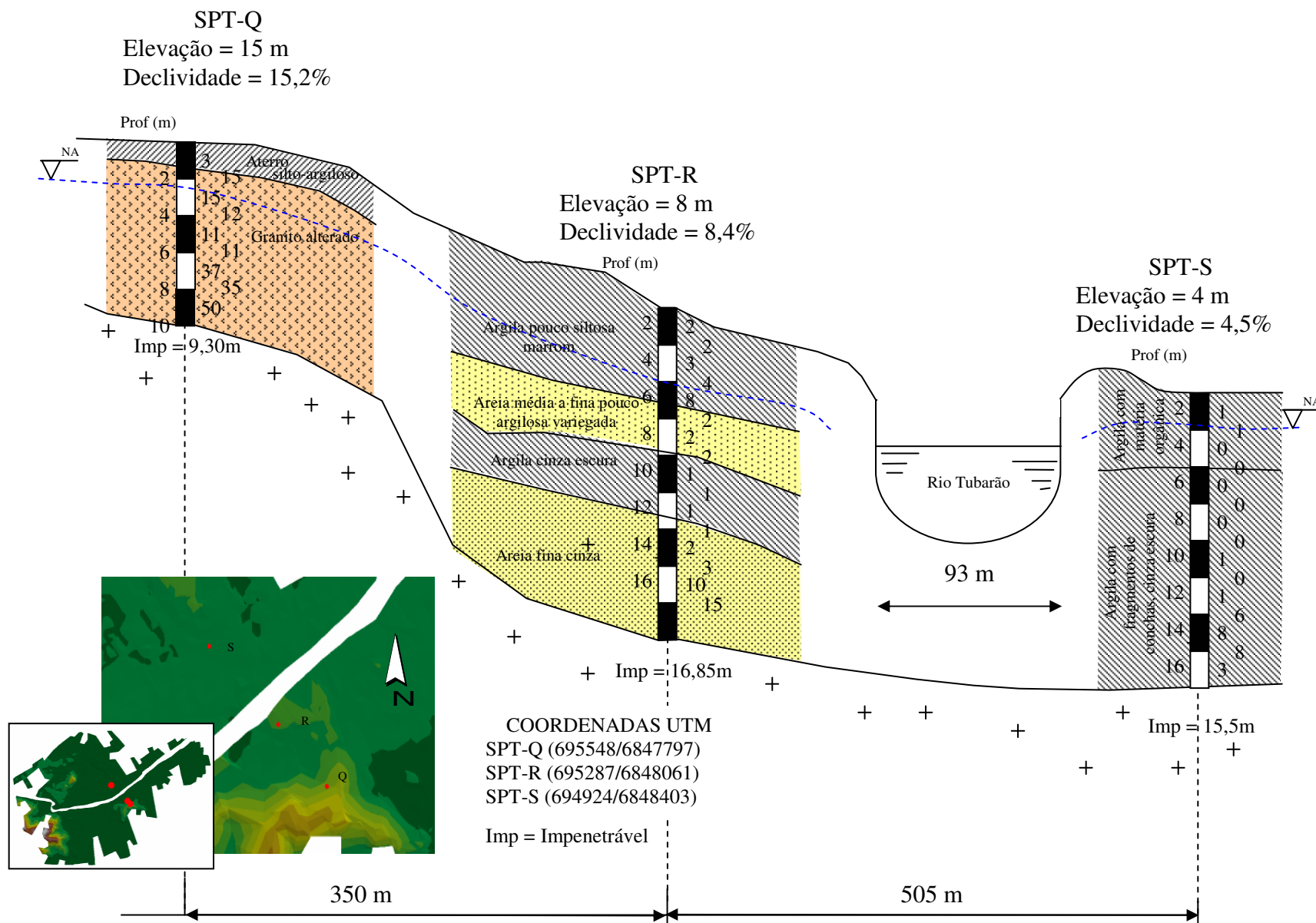


FIGURA 110. Perfil estratigráfico do centro de Tubarão (06).

Apesar da descrição empírica realizada pelo ensaio de SPT, é possível obter dados e transformá-los em informações importantes para o conhecimento dos universos geotécnicos que constituem os solos de Tubarão.

Além dos dados relativos às características dos solos, em cada um dos furos de sondagem para a composição dos cortes, através do uso do SIG, são especificadas as elevações em relação ao nível do mar, declividade, distância entre pontos e coordenadas UTM.

Os perfis de sondagem foram todos elaborados no centro urbano do município, à exceção do perfil estratigráfico 06, onde um dos pontos da extremidade (Q) localiza-se fora da área urbana. Apesar disso, este ponto encontra-se em uma área de potencial expansão, sendo considerado importante para este estudo.

O perfil estratigráfico 01 foi realizado com base em sondagens executadas por esta pesquisa. Apenas os dados referentes ao Terminal Rodoviário de Passageiros de Tubarão (TRPT) foram adquiridos em Maccarini (1998).

A partir deste corte observa-se o mergulho das elevações graníticas, iniciando no ponto 1 (UNISUL A) e terminando no ponto 4 (TRPT). Os valores da profundidade para atingir o impenetrável à percussão, ponto onde se estima que a rocha de granito se encontre, variam de 7,49 m a 40,20 m em uma curta distância de 1,15 km. Isto se deve em razão de que o ensaio realizado no ponto 1 encontra-se no início de uma elevação, como pode ser observado no detalhe do MDT do perfil estratigráfico 01. Apesar da pequena variação de elevação entre os pontos extremos do perfil construído, de apenas 6 metros, as declividades começam a se acentuar após o ponto 1, caracterizando a elevação chamada de morro do Cettal (ou do Dehon, bairro onde se localiza).

Entre o ponto 01, 02 e 03 é observada uma camada de cinza pesada da Termelétrica com espessuras consideráveis, variando de 2 a 2,5 metros de profundidade. Esta característica foi ratificada em muitos pontos da mancha urbana quando realizadas saídas a campo com sondagens a trado.

Os solos deste perfil são hidromórficos com o nível d'água variando entre 0,80 a 2 metros de profundidade e apresentam intercalações de argilas minerais e orgânicas. Uma grande quantidade de restos de plantas pouco decompostas e fragmentos de conchas é encontrada através da coleta de amostras deformadas pelo amostrador padrão do ensaio de SPT. Este tipo de característica dos solos de argila mole dificulta a aquisição de amostras mais íntegras através da coleta de tubos *Shelby* e moldagem de corpos de prova em laboratório.

A resistência que o solo apresenta à penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão do ensaio SPT (N_{spt}) pouco varia na camada de argila mole, entre 0 e 2, apresentando pequena elevação quando são encontradas camadas de areia, chegando até 4 golpes.

O perfil *estratigráfico 02* do centro urbano inicia com um solo residual de granito com valores de N_{spt} elevados. Em seu horizonte C de aproximadamente 9 m o número de golpes varia em um intervalo de 11 a 50. O ponto (D) é mais elevado da toposequência e apresenta cota de 14,7 m, sendo reduzida a menos da metade em 120m de distância aproximadamente. A declividade em que a sondagem foi realizada neste ponto é de 6,8%, suficiente para o surgimento deste solo.

O perfil *03* é elaborado através de 3 pontos paralelos ao rio Tubarão. O solo residual de granito representado pelo ponto G é o mais elevado da toposequência, com 12 m de elevação e 8,44% de declividade. Observa-se que as características deste corte são muito semelhantes ao perfil 02 e ao perfil 04.

Os perfis *estratigráficos 05 e 06* foram elaborados através de cortes atravessando o rio Tubarão. Observa-se que quanto maior a proximidade do rio, mais profunda é a espessura da camada de argila mole.

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS UNIVERSOS GEOTÉCNICOS

De uma forma geral, no universo dos solos sedimentares de argila mole compostos por Solos Orgânicos e Solos Gleis que estão inseridos no centro urbano do município de Tubarão são observadas intercalações entre argilas moles e lentes de areias finas a grossas que, por muitas vezes, impedem as coletas de amostras indeformadas através de tubos *Shelby*.

O nível d'água destes solos é sempre próximo à superfície quando o relevo é plano, com uma variação máxima de 2 metros de profundidade, dependendo das condições climáticas. Através das análises de todos os laudos constituintes do banco de dados SPT, os solos residuais apresentaram o nível d'água após 24 horas da sondagem pouco abaixo do início do horizonte C, com profundidades variando entre 2,5 a 3 metros.

Com a proximidade das elevações o valor da profundidade do impenetrável à percussão é reduzido. O valor máximo encontrado para a zona urbana foi no TRPT com 40,20m de espessura.

Os valores de N_{spt} são sempre muito baixos para o universo de solos sedimentares de argila mole, muitas vezes apenas o peso próprio do conjunto amostrador padrão e hastes é suficiente para a própria cravação.

Os solos residuais do centro urbano são pouco evoluídos, pois apresentam elevada resistência à penetração do amostrador padrão quase que superficialmente, caracterizando o horizonte C.

O horizonte B é incipiente, não sendo notado através dos laudos na grande maioria das sondagens realizadas. Isto se dá em razão da realização do avanço a trado até o primeiro metro de profundidade, espessura suficiente para ultrapassar o horizonte A e B dos solos encontrados no local de estudo.

Observou-se ainda que a diferenciação dos universos geotécnicos que definem a ocorrência dos solos sedimentares de argila mole e solos residuais de granito, para os solos do centro urbano de Tubarão, como citado anteriormente, é somente em função da elevação e não da declividade.

Os modelos de elevação integrados ao banco de dados de sondagens SPT e dados espaciais das tradagens mostraram que o intervalo de elevação situado entre 8 e 9 metros é a faixa que separa estes dois universos de solos.

A declividade em que os solos são formados é bastante variável para a área de estudo. Um fato pouco comum foi observado para o centro urbano do município: foram encontrados solos sedimentares minerais, do tipo Gleis, em declividades superiores a 8%, contradizendo alguns preceitos adotados preliminarmente.

Normalmente a mudança de universos de solos é gradual, os solos sedimentares surgem após os residuais com a variação do relevo, em geral suavemente. Nos solos do centro urbano do município esta mudança é muitas vezes abrupta, principalmente nas proximidades do rio Tubarão à montante da mancha urbana 01.

Análises realizadas através dos modelos digitais, perfis de sondagens e tradagens permitiram visualizar que há uma pequena elevação nas margens do rio Tubarão composta de camadas intercaladas de solo arenoso e argiloso. O fundo do rio apresenta uma camada de areia em quase toda a sua extensão, sendo extraída muitas vezes por empresas envolvidas com a duplicação da rodovia BR-101.

7. VETORES DE CRESCIMENTO URBANO

Os vetores de crescimento representam a tendência do crescimento da mancha urbana, traduzida pela ocupação dos solos por estruturas civis.

Neste estudo, os vetores foram identificados através de análises temporais em manchas urbanas e, como resultado, apresentaram 13 sentidos preferenciais ao todo, sendo selecionados para os estudos desta tese apenas os principais.

Os vetores de crescimento do centro urbano de Tubarão apresentam comportamento estrelar concentrado em diversas direções como mostrado na figura 111.

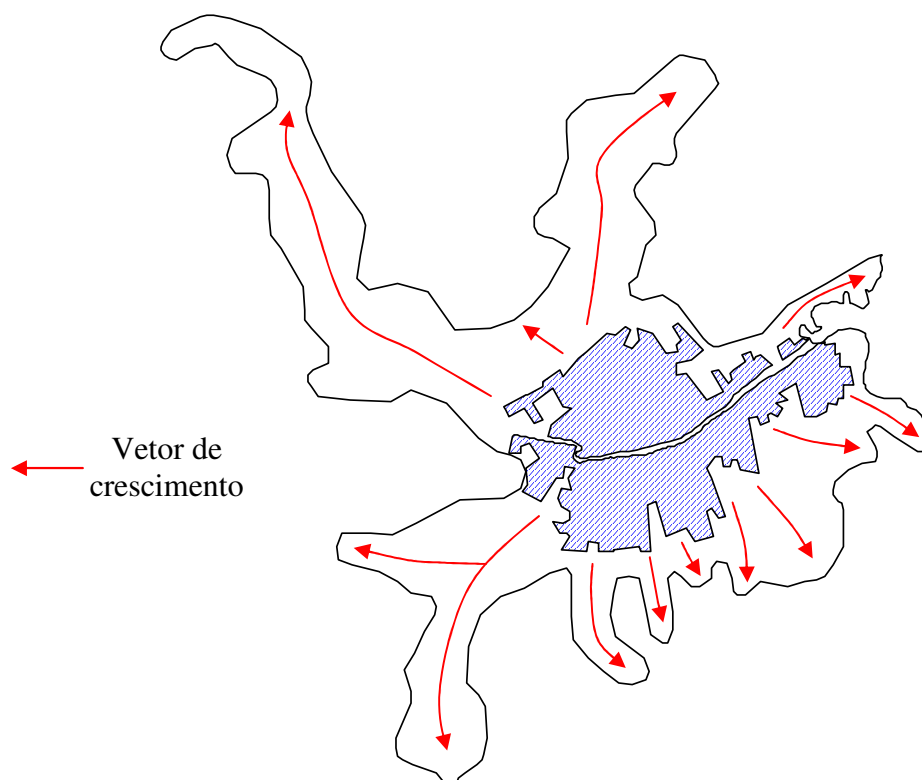


FIGURA 111. Vetores de crescimento da mancha urbana de Tubarão.

Os 5 vetores principais utilizados para as análises dos resultados desta tese são apresentados no mapa da figura 112.

Tendo como suporte estes 5 vetores de crescimento, foi possível estimar as razões que levariam o aumento da mancha urbana a seguir estes sentidos.

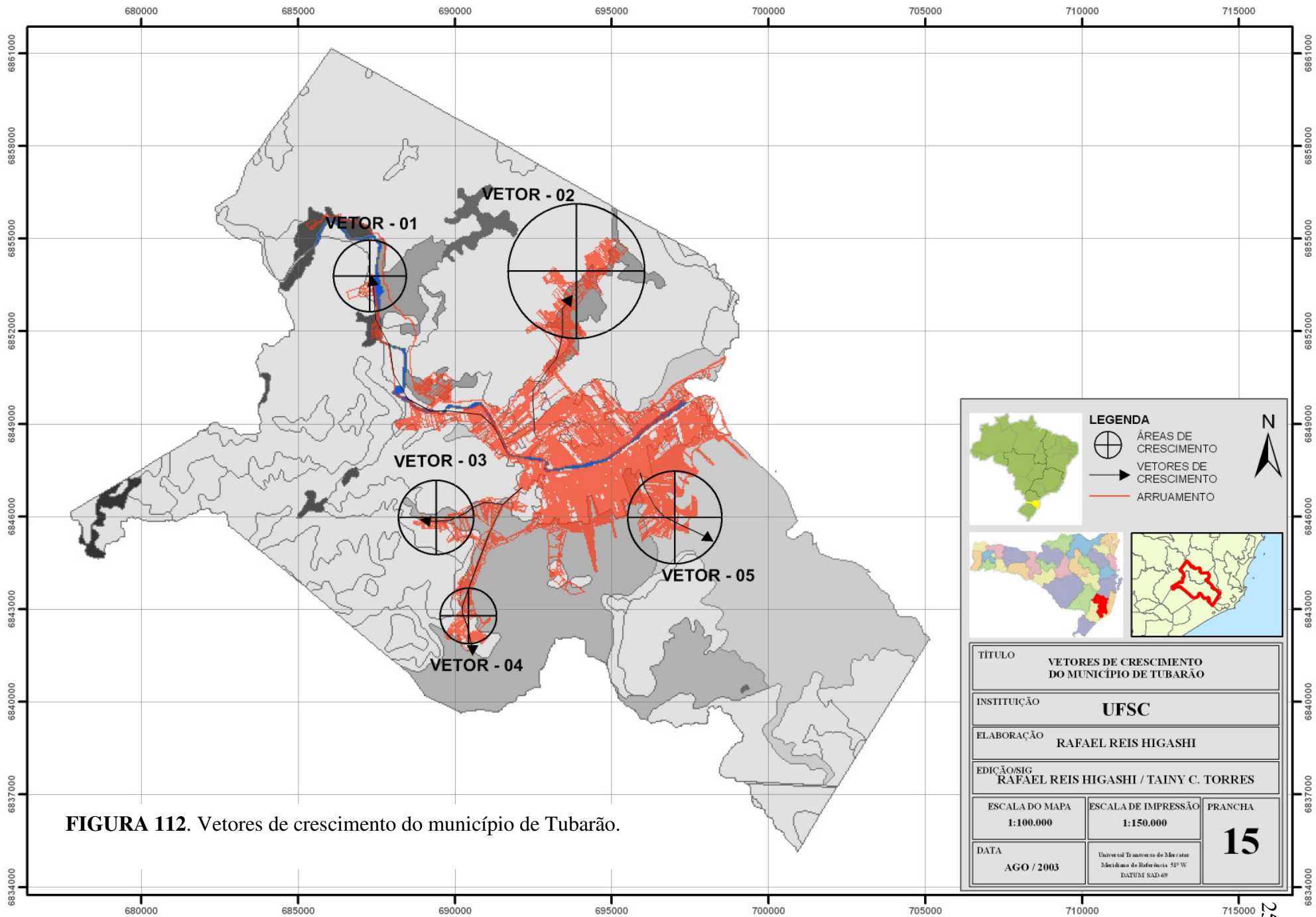


FIGURA 112. Vetores de crescimento do município de Tubarão.

7.1. VETOR DE CRESCIMENTO – 01

O vetor de crescimento 01 compreende o crescimento apresentado pela mancha urbana no sentido centro para noroeste, paralelo ao rio Tubarão, em direção aos municípios de Orleans, Pedras Grandes e São Ludgero.

Estima-se que o vetor de crescimento 01 tenha fatores turísticos como influência de crescimento, indo em direção a uma área onde estão presentes hotéis de médio porte que exploram águas termais e banhos de lama. Neste mesmo local há ainda uma grande empresa de água mineral e observa-se o crescimento de estabelecimentos comerciais, o que caracteriza uma outra justificativa de crescimento.

A suposta mancha urbana é direcionada para este pólo de atração de maneira pouco intensa, apresentando apenas poucas quadras de ocupação.

7.2. VETOR DE CRESCIMENTO – 02

Este vetor de crescimento da mancha urbana segue o sentido do centro para o norte, na direção do município de Capivari de Baixo e Gravatal. Estima-se que o vetor tenha fatores de ordem geoambiental.

Teve como principal momento de ocupação, após a grande enchente que ocorreu no município no ano de 1974, como citado anteriormente.

Após esta enchente, verificou-se que a zona urbana do município adotou este vetor (02) em razão de sua maior cota de elevação, onde a população buscou um tipo de terreno mais seguro no que diz respeito à possibilidade de novas enchentes como a ocorrida.

A figura 113 apresenta o MDT em relação à ocupação deste vetor, evidenciando a ocupação de maiores elevações.

Ainda em relação a esta figura, pode-se observar que apenas os solos de baixa declividade foram ocupados. Os solos de elevada declividade ainda estão sem a ocupação desordenada verificadas em outras grandes cidades, possibilitando ao setor público medidas proibitivas quanto à ocupação destes locais.

7.3. VETOR DE CRESCIMENTO - 03

O vetor de crescimento 03 compreende o aumento apresentado pela mancha urbana no sentido centro sudoeste.

Estima-se que o crescimento da mancha representada por este vetor esteja fortemente ligado ao crescimento do vetor 04.

Este vetor caracteriza-se por apresentar-se como uma área exclusivamente residencial, solicitando principalmente os Solos Orgânicos das regiões mais planas.

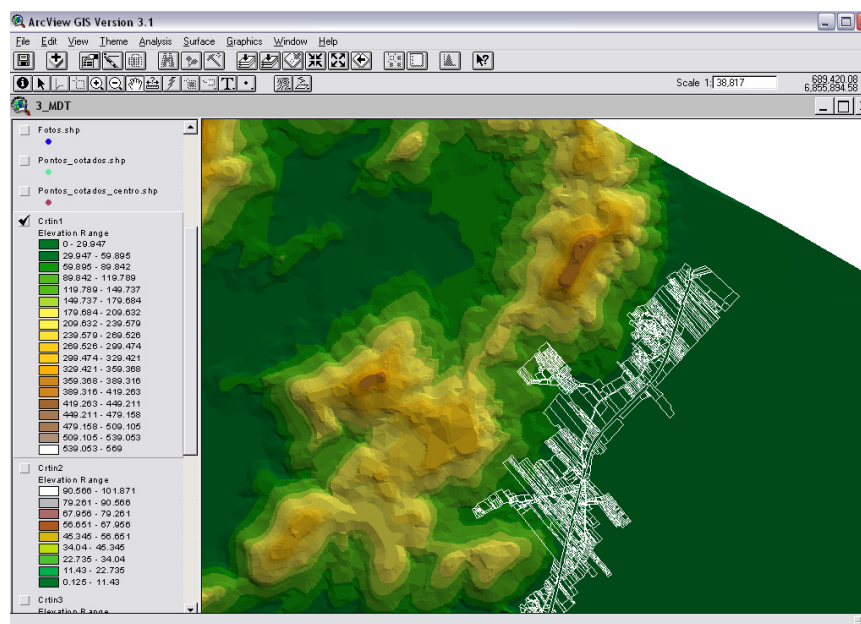


FIGURA 113. Ocupação das elevações pelo vetor de crescimento 02 em relação ao MDT.

7.4. VETOR DE CRESCIMENTO – 04

O vetor de crescimento 04 adota o sentido que vai do centro para o sul. Estima-se que este vetor adote fatores econômicos, tendo em vista o potencial de empregos que geram as grandes indústrias que compõem a área. Avalia-se que o vetor 03 esteja subsidiando o setor 04.

O solo solicitado por este vetor é predominantemente constituído pelo Podzólico Vermelho-Amarelo, desenvolvido a baixas declividades.

Neste vetor encontram-se os seguintes pólos atrativos da mancha urbana:

- Fábrica de cerâmica;
- Indústria de alumínio;
- Feira de confecções locais.

7.5. VETOR DE CRESCIMENTO - 05

O vetor de crescimento 05 desenvolve-se em um sentido que vai do centro a sudeste da mancha urbana. A ocupação do solo é dada por famílias de baixa renda, sendo muitas das edificações irregulares.

Observa-se através do mapa pedológico que este vetor solicita os Cambissolos. Porém, percebe-se através do mapa geológico que são ocupados os solos sedimentares de regiões planas (sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar).

Através do mapa de curvas de nível observa-se que não existem elevações nesta parte do município, o que impossibilita a formação de Cambissolos. Esta constatação é abordada em capítulos posteriores, sendo analisada através de verificações de campo para a constatação dos reais tipos de solos que este vetor solicita.

A figura 114 apresenta a ocupação no local em questão.

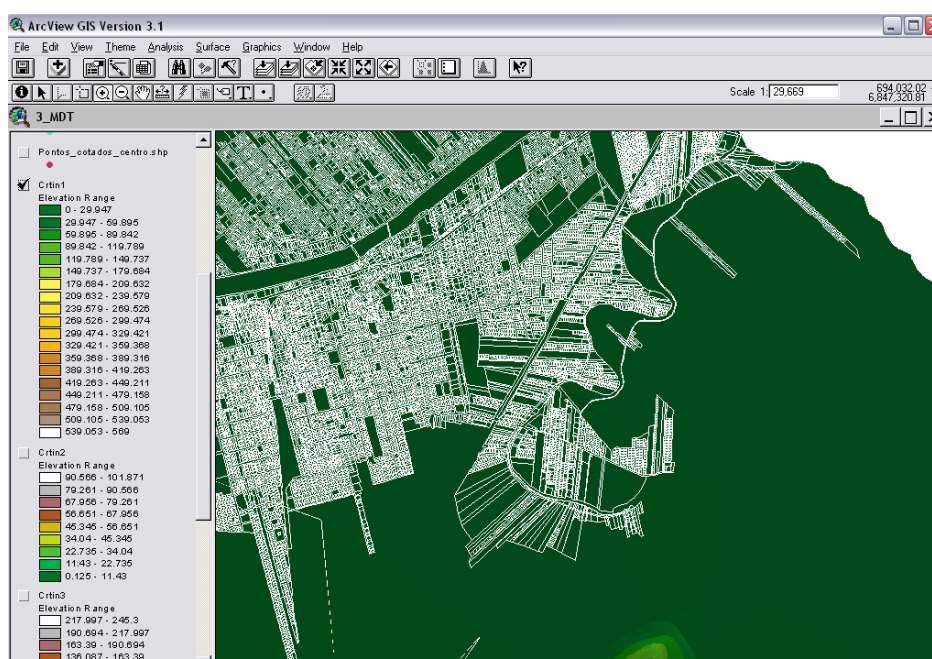


FIGURA 114. Ocupação do solo plano pelo vetor de crescimento 05.

7.6. OCUPAÇÃO INTERNA DA MANCHA URBANA

O uso de solo internamente à mancha urbana do município de Tubarão está em acelerado processo de ocupação, o que resulta na sua densificação. Através de fotos aéreas são observadas poucas áreas sem ocupação, denominados nesta pesquisa de *vazios urbanos*.

Na zona urbana de Tubarão foram localizados poucos vazios urbanos, confirmando a quase que total ocupação do centro. O mapa da figura 115 apresenta as áreas de ocupação rarefeita.

Percebeu-se através de trabalhos de campo que estes vazios são grandes terrenos pertencentes a apenas um proprietário, áreas de acentuado aclave ou vazios urbanos ainda não ocupados por outros motivos.

Foi verificado que um dos maiores fatores impeditivos à ocupação interna da mancha urbana é o aumento das cotas de elevação. Os solos de altas declividades estão sendo raramente ocupados no presente momento, mas através das fotos aéreas analisadas percebe-se que com o passar do tempo houve um avanço da ocupação nestas áreas que justifica os estudos relacionados aos parâmetros de resistência dos solos usados nas análises de estabilidade de encostas.

A partir destes vetores apresentados e dos vazios urbanos do município de Tubarão, foram determinados os pontos de coletas de amostras para ensaios laboratoriais e de campo, denominados *pontos de estudo* como apresentado no capítulo 4.7.1.

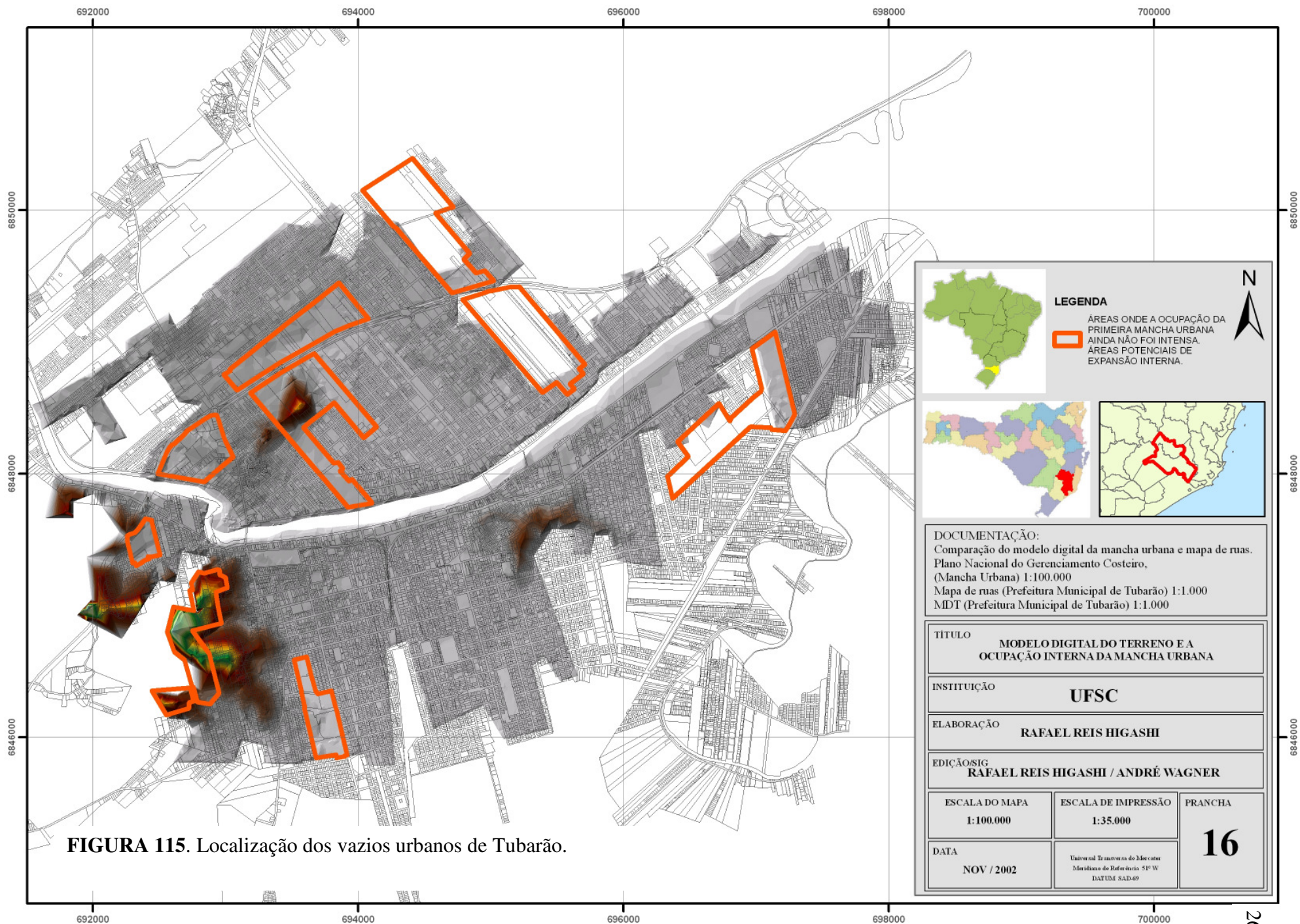


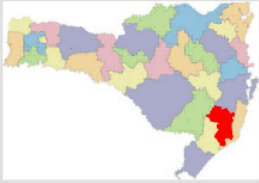



FIGURA 115. Localização dos vazios urbanos de Tubarão.

			<p>LEGENDA</p> <p>ÁREAS ONDE A OCUPAÇÃO DA PRIMEIRA MANCHA URBANA AINDA NÃO FOI INTENSA.</p> <p>ÁREAS POTENCIAIS DE EXPANSÃO INTERNA.</p>	
				
<p>DOCUMENTAÇÃO: Comparação do modelo digital da mancha urbana e mapa de ruas. Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, (Mancha Urbana) 1:100.000 Mapa de ruas (Prefeitura Municipal de Tubarão) 1:1.000 MDT (Prefeitura Municipal de Tubarão) 1:1.000</p>				
<p>TÍTULO MODELO DIGITAL DO TERRENO E A OCUPAÇÃO INTERNA DA MANCHA URBANA</p>				
<p>INSTITUIÇÃO UFSC</p>				
<p>ELABORAÇÃO RAFAEL REIS HIGASHI</p>				
<p>EDIÇÃO/SIG RAFAEL REIS HIGASHI / ANDRÉ WAGNER</p>				
<p>ESCALA DO MAPA 1:100.000</p>		<p>ESCALA DE IMPRESSÃO 1:35.000</p>		<p>PRANCHA 16</p>
<p>DATA NOV / 2002</p>		<p>Universidade Federal de Santa Catarina Movimento de Referência SIP W DATUM SAD-69</p>		

Esta tese realiza análises e comparações do solo no estado compactado tendo como base o trabalho de Alves (2002). O autor utiliza os solos residuais da região costeira do estado de Santa Catarina, sendo estes os solos mais próximos da área de estudo desta pesquisa encontrados na bibliografia.

8.4.4. CORRELAÇÕES ENTRE CBR E DN

Apesar de ser comum a análise dos solos individualmente através de pontos de estudo, as correlações apresentadas inicialmente nesta seção empregam todos os dados gerados a partir dos ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR) e DCP, e Índice de Penetração (DN) individualizados em apenas duas grandes condições de ensaios de solos coletados das unidades geotécnicas de Tubarão: com e sem a inundação dos corpos de prova.

Os resultados da curva entre os valores de CBR *versus* DN não se apresentaram muito satisfatórios para os corpos de prova ensaiados após período de 4 dias de inundação, como mostrado no gráfico da figura 194. A equação correspondente aos gráficos gerados é apresentada na tabela 53.

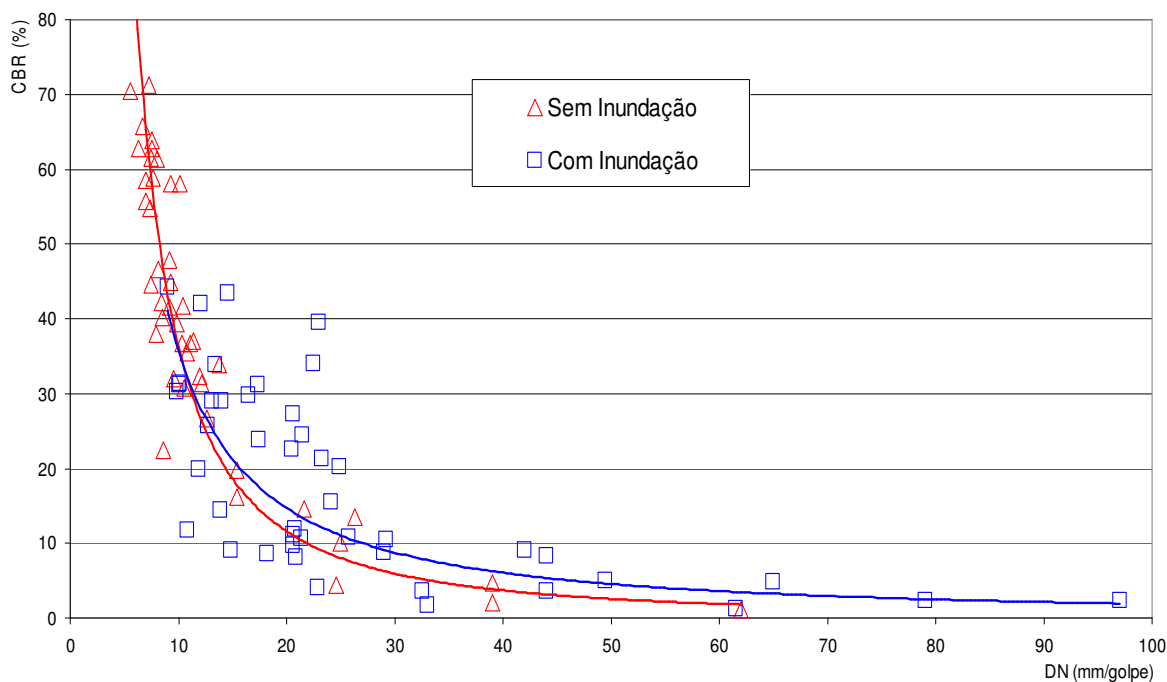


FIGURA 194. Correlação obtida entre os valores de CBR e DN com inundação e sem a inundação do corpo de prova.

TABELA 53. Equações relativas às correlações entre valores de CBR e DN dos pontos de estudo com e sem inundação dos corpos de prova.

Condição de Ensaio	Equação	R ²
Sem Inundação	$CBR = 1623 DN^{-1,6493}$	0,9045
Com Inundação	$CBR = 680,49 DN^{-1,2801}$	0,6156

Ainda que Karunaprema e Edirisingh (2005) aceitem valores da reta de ajuste de até 0,5 para sua pesquisa, observa-se que para esta tese o valor dos corpos de prova inundados foi pouco acima do citado pelos autores, resultando em 0,616, considerado muito baixo, enquanto que para os solos sem a inundação este valor é de 0,9045.

De posse destes resultados, foi necessário que as análises fossem efetuadas através de agrupamentos de solos distintos, reunidos em áreas de estudo. Nesta tese optou-se por este método, visto que os estudos que visam a utilização dos resultados no mapeamento geotécnico necessitam de uma interpretação espacial dos dados através da integração dos vetores de crescimento com a localização das potenciais jazidas.

As tabelas 54 e 55 e as figuras 195 e 196 apresentam as equações e os gráficos resultantes da relação entre CBR e DN para os solos do município de Tubarão, analisados através de pontos de estudo.

TABELA 54. Correlações obtidas através do gráfico CBR *versus* DN para os pontos de estudo sem inundação dos corpos de prova de solos compactados.

Ponto de Estudo	Correlação	R ²
01	$CBR = 1744.DN^{-1,623}$	0,96
02	$CBR = 361,36.DN^{-1,013}$	0,89
03	$CBR = 3704,3.DN^{-2,0359}$	0,97
04	$CBR = 968,71.DN^{-1,4504}$	0,99
05	$CBR = 2236.DN^{-1,8212}$	0,99
06	$CBR = 852,99.DN^{-1,3215}$	0,94
09	$CBR = 523,24.DN^{-1,0919}$	0,85
10	$CBR = 3069,7.DN^{-2,0648}$	0,94
11	$CBR = 1080,7.DN^{-1,4252}$	0,91

Para a construção da curva de calibração do solo, foi utilizada a metodologia proposta por Alves (2002), descrita anteriormente no capítulo 4.9.9.

TABELA 55. Correlações obtidas através do gráfico CBR *versus* DN para os pontos de estudo com inundação dos corpos de prova de solos compactados.

Ponto de Estudo	Correlação	R ²
01	$CBR = 332,73.DN^{-1,1647}$	0,86
02	$CBR = 152,26.DN^{-0,979}$	0,61
03	$CBR = 499,3.DN^{-1,0777}$	0,62
04	$CBR = 920,67.DN^{-1,3987}$	0,71
05	$CBR = 10805.DN^{-2,4874}$	0,98
06	$CBR = 33396.DN^{-2,4016}$	0,99
09	$CBR = 5659,3.DN^{-1,6927}$	0,90
10	$CBR = 9445,7.DN^{-2,3738}$	0,85
11	$CBR = 533,74.DN^{-1,0131}$	0,84

Apesar deste processo ter apresentado correlações satisfatórias para o estudo de Alves (2002), para os valores obtidos por esta tese os valores de regressão linear apresentaram-se relativamente baixos para quase todos os tipos de solos, à exceção dos pontos de estudo 05 e 10.

Para a maioria dos resultados os valores de R² reduziram-se consideravelmente, resultando para os pontos de estudo 02 e 03 os decréscimos mais acentuados, de 32 e 36% quando comparados aos seus valores iniciais.

Apesar dos elevados valores da reta de ajuste obtidos para os corpos de prova de solos compactados sem a imersão em água por 96 horas, são observados alguns valores considerados baixos por esta tese para os pontos de estudo 02 e 03 quando inundados.

Embora os valores obtidos para estes dois pontos sejam considerados baixos, alguns autores os consideraram razoáveis tendo em vista as condições que são realizados os ensaios.

O efeito da água nos solos através da redução da resistência e, em alguns casos, o aumento da expansão, reflete nas retas de ajustes, modificando seus valores.

Apenas para os pontos de estudos 06 e 09 houve pequena elevação do coeficiente de ajustes de aproximadamente 5% para ambos os solos.

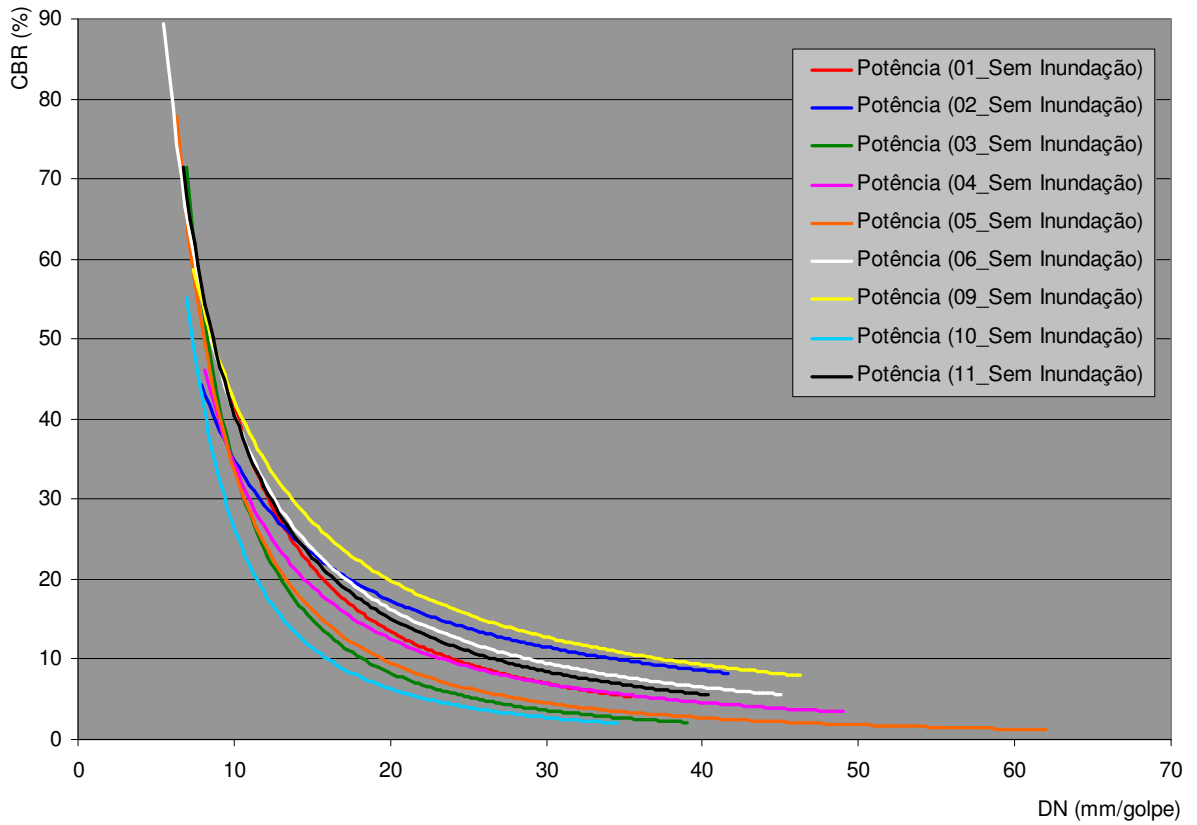


FIGURA 195. Gráficos adotados para termos de comparação entre os valores de CBR e DN na situação sem imersão.

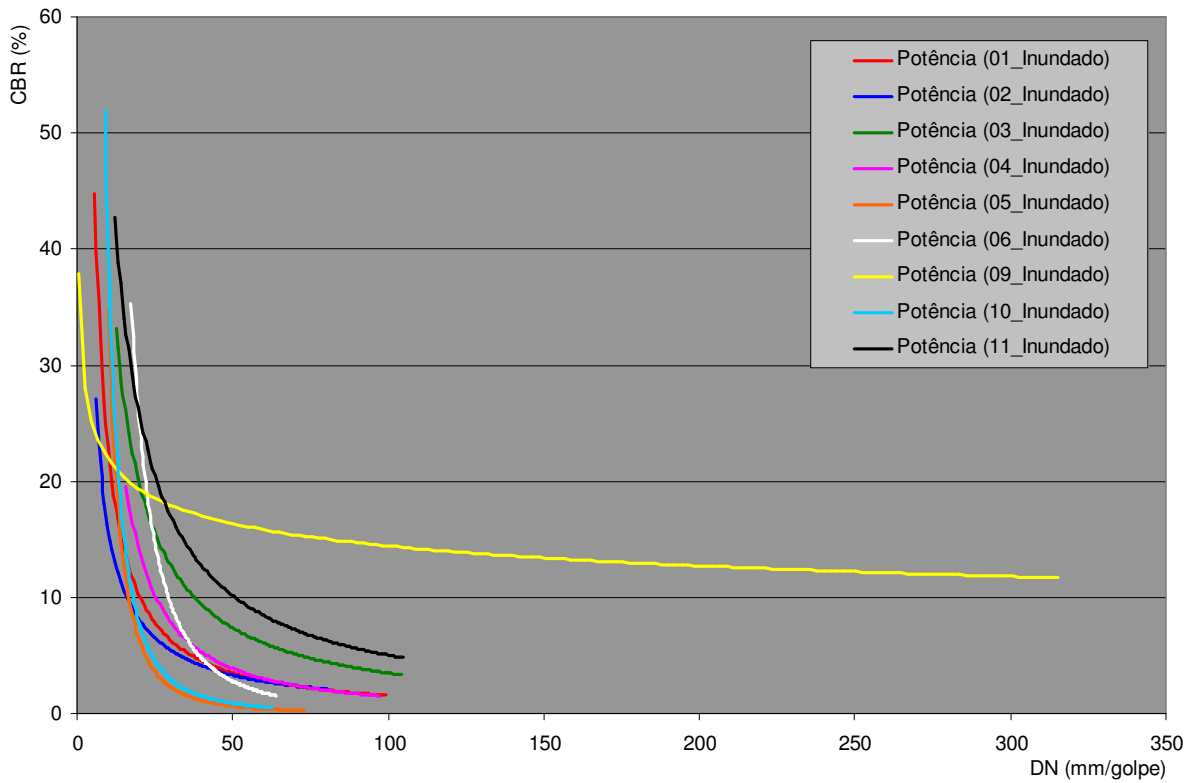


FIGURA 196. Gráficos adotados para termos de comparação entre os valores de CBR e DN na situação com imersão.

A tabela 56 apresenta os valores das equações e coeficiente de ajuste linear (R^2) e a figura 197 mostra os gráficos empregados.

TABELA 56. Resultados das correlações lineares para os pontos de estudo a partir do proposto por Alves (2002)

Ponto de Estudo	CBR inundado x DCP sem inundação	R^2
1	$CBR = 1,9641 DCP - 1,3086$	0,190
2	$CBR = 1,1574 - 0,116 DCP$	0,015
3	$CBR = 1,0124 + 0,1717 DCP$	0,062
4	$CBR = 0,7299 DCP - 0,1802$	0,268
5	$CBR = 2,6505 - 1,3229 DCP$	0,983
6	$CBR = 0,2644 + 0,8584 DCP$	0,342
9	$CBR = 1,7654 - 0,3953 DCP$	0,460
10	$CBR = 3,0704 - 1,7672 DCP$	0,974
11	$CBR = 0,8154 + 0,777 DCP$	0,164

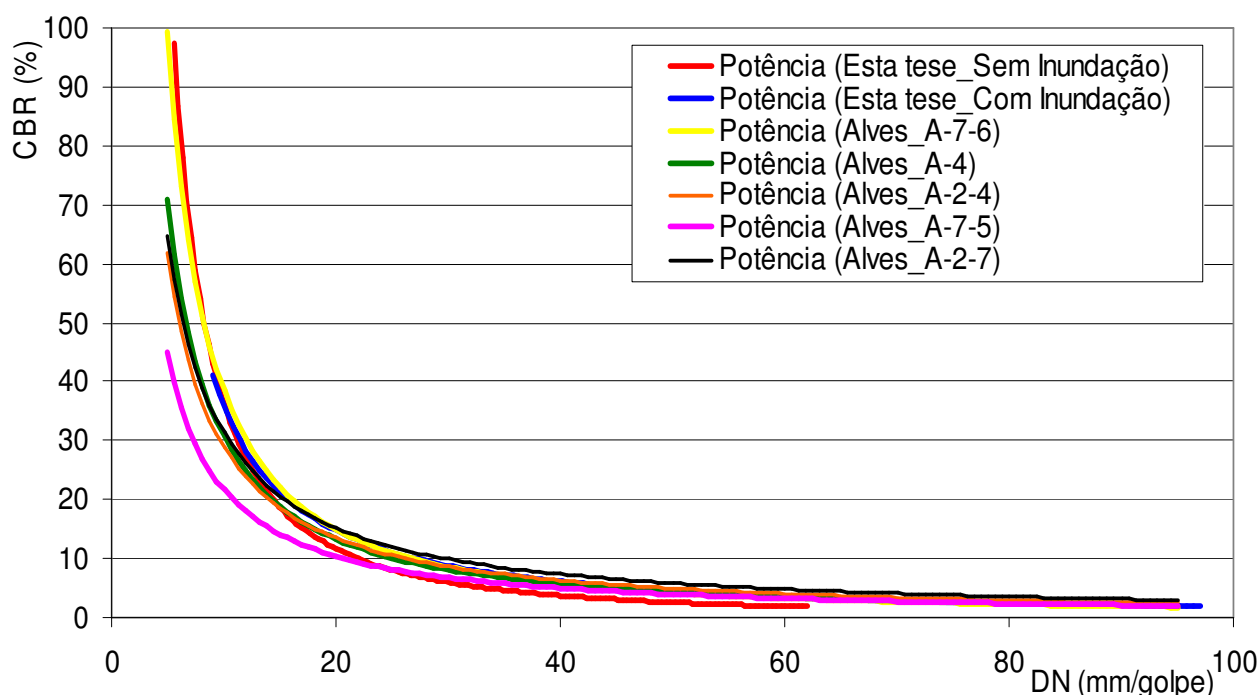


FIGURA 197. Comparação entre correlações obtidas por Alves (2002) para diversas classes de solos HRB e correlações desta tese.

As correlações clássicas empregadas em Harison (1987) e Livneh (1987) para solos granulares e coesivos foram utilizadas para efeito de comparação sendo modificada apenas a curva de ajuste de logarítmica para potência, visto que esta última resultava em valores de regressão linear mais próximos à unidade.

O comportamento dos solos obtidos por esta tese é semelhante aos valores dos solos granulares e coesivos apresentados por Livneh (1987), Livneh et al. (1992) e Harison (1987), como é possível observar na figura 198.

Os resultados obtidos quando comparados com os valores apresentados por Coonse (1999) para solos residuais e Webster et al. (1992) para todos os tipos de solos, nota-se apenas uma pequena variação em relação aos valores de DN.

Alves (2002) realiza a análise dos tipos de solos ensaiados agrupando-os através da classificação HRB. Quando comparados os valores obtidos nesta tese com os resultados de Alves (2002), observa-se que os valores do grupo A-7-6 são muito próximos aos obtidos para os corpos de prova sem inundação e os valores dos grupos A-2-4, A-2-7 e A-4 apresentam comportamento semelhante aos corpos de prova ensaiados na condição inundada por esta tese.

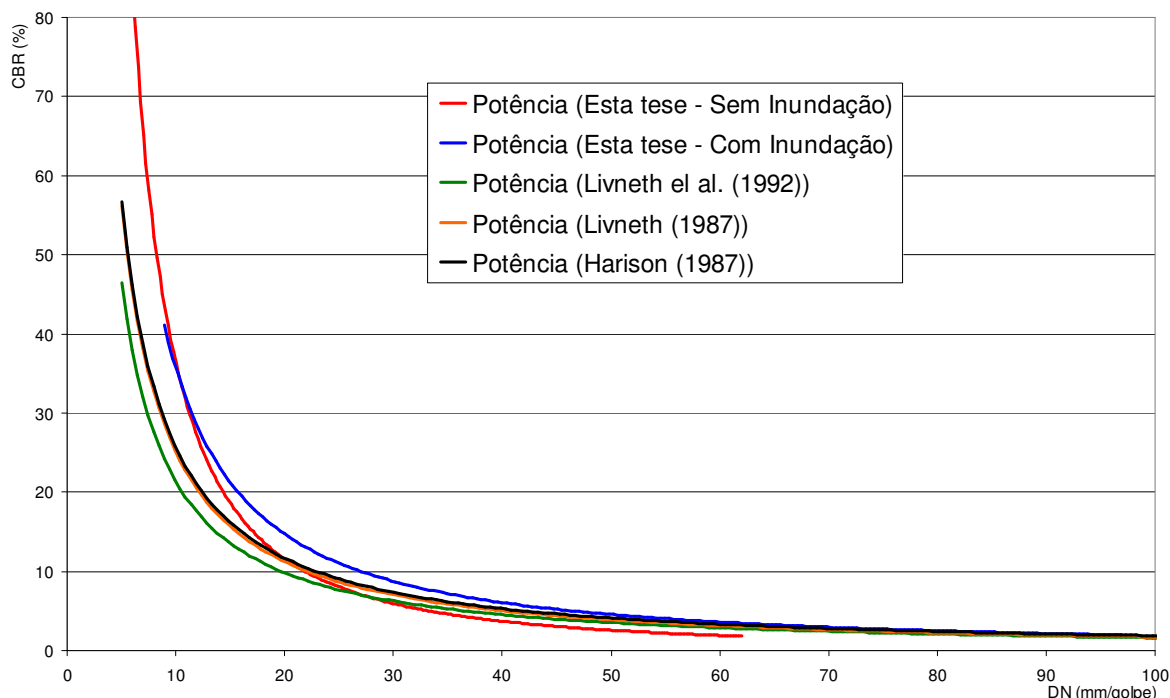


FIGURA 198. Comparação entre os valores apresentados por Livneh (1987), Livneh et al. (1992) e Harison (1987) com os valores totais obtidos por esta tese com e sem inundação.

8.4.5. CONSIDERAÇÕES GERAIS VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS NO ESTADO COMPACTADO NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Objetivando a pavimentação de vias através do mapeamento geotécnico do município de Tubarão e com base nas análises realizadas neste capítulo, a seguir são feitas algumas

considerações finais objetivando o emprego dos resultados obtidos através dos ensaios de CBR e DCP na escolha de jazidas.

Os pontos de estudo 07 e 08 não foram considerados anteriormente na análise relativa às correlações entre CBR e DCP por não representarem jazidas significativas. Estes solos apresentam-se alternados na elevação e possuem pequeno volume.

Estes pontos de estudo foram analisados através do ensaio de compactação e CBR na umidade ótima, objetivando apenas uma noção do comportamento destes tipos de solos. Observou-se que o ponto 07 apresentou valor de CBR de 18%, que corresponde a aproximadamente o triplo dos valores obtidos no ponto 08.

Recomenda-se a não utilização do solo representado pelo ponto de estudo 08 no que diz respeito à pavimentação de vias devido ao pequeno volume de solo apresentado por sua jazida e ao baixo valor de CBR.

Os solos analisados para os pontos de estudo 01, 02 e 04 que unidos representam uma única área de influência, localizam-se em uma mesma elevação, como descrito no capítulo de caracterização dos pontos de estudo. Estes pontos apresentaram valores de CBR muito baixos quando compactados na umidade ótima e expansão superior a 2%, sendo assim considerados solos impróprios para a pavimentação.

Devido à proximidade da elevação que estes pontos de estudo representam com o vetor de crescimento 05, estes solos seriam a escolha mais recomendável para a ampliação da malha viária deste vetor, caso não fossem levados em consideração os baixos valores de CBR e as elevadas expansões, sempre acima de 2%, que os mesmos apresentam.

As jazidas de solos correspondentes ao ponto de estudo 09 e principalmente ao ponto 05, devido ao seu maior volume, poderiam suprir esta deficiência de material para a pavimentação devido à proximidade deste vetor com as jazidas e aos razoáveis valores de CBR e expansão obtidos para estes pontos.

Os demais pontos de estudo suprem a necessidade de materiais para a ampliação da malha viária dos respectivos vetores quando levados em consideração fatores relativos à proximidade e volume das jazidas.

A tabela 57 apresenta a relação entre os vetores de crescimento e as jazidas que devem atender às necessidades de utilização de solos no estado compactado das áreas que serão solicitadas pelos vetores de crescimento.

As correlações entre CBR e DN para corpos de prova ensaiados sem a inundação apresentaram valores válidos da linha de ajuste quando comparados a outros autores, enquanto

que para os corpos de prova que foram ensaiados após a inundação, no caso dos pontos de estudo 02 e 03, estes valores foram considerados excessivamente baixos pela análise deste trabalho, não sendo aconselhadas a sua utilização.

TABELA 57. Relação entre os vetores de crescimento e seus respectivos pontos de estudo.

Vetores de Crescimento	Pontos de Estudo
01	03, 06, 10 e 11
02	06 e 07
03	05 e 09
04	05
05	05 e 09

NOTA: O ponto de estudo 07 é relacionado nesta tabela devido à sua proximidade com os vetores de crescimento, porém, cabe salientar que o mesmo não apresenta volume de jazida significativa para a utilização na pavimentação de vias.

8.5. AVALIAÇÃO DA EROSIÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

Nesta seção são apresentados os resultados relativos à erodibilidade dos solos estudados através da classificação MCT pelo Método das Pastilhas, do ensaio de Inderbitzen modificado (FREIRE, 2001) e do Critério de Erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979), pelos ensaios de infiltrabilidade e erodibilidade específica (perda de massa por imersão modificado) descritos anteriormente.

Os dados e resultados apresentados neste capítulo serviram para embasar a construção de um mapa geotécnico final que considera a susceptibilidade à erosão como um dos fatores que merecem considerações na ocupação dos solos.

O fator interveniente no fenômeno da erosão hídrica pluvial, conforme descrito no capítulo 2.5.2 *Erodibilidade dos Solos* correspondente à cobertura vegetal, não é levado em conta.

Visto que estas variáveis dependem de dados extraídos de mapas, apenas no capítulo 9 que apresenta o mapa geotécnico final, tais variáveis serão consideradas.

8.5.1. AVALIAÇÃO DA EROSÃO ATRAVÉS DOS ENSAIOS DA METODOLOGIA MCT EXPEDITA (MÉTODO DAS PASTILHAS)

A metodologia MCT expedita (método das pastilhas), anteriormente descrita e analisada, é utilizada normalmente somente como complemento à caracterização do solo. Apesar disto, Nogami e Villibor (1995) apresentam as características relacionadas à erodibilidade na descrição dos resultados originados pelo gráfico da penetração *versus* contração das pastilhas.

Desta forma, a tabela 58 apresenta as características para os pontos de estudo analisados por esta tese.

TABELA 58. Características das classes NA, NS' e NG' da metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) relacionadas à erodibilidade.

CLASSE	PONTOS DE ESTUDO	CARACTERÍSTICAS REFERENTES À CLASSE MCT
NA – NS'	05, 07, 10 e 11	Solos saprolíticos constituídos de Areias, siltes e misturas de areias e siltes, nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. Não são expansivos ou muito pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, <i>geralmente, são muito erodíveis.</i>
NS' – NA'	01, 03 e 09	Solos saprolíticos silto-arenosos peculiares. Apresentam geralmente baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte. Estes solos apresentam elevado coeficiente de sorção, permeabilidade média e <i>erodibilidade de média a elevada.</i>
NG'	02, 04, 06 e 08	Solos saprolíticos argilosos, muito plástico e expansivo. O emprego dos solos desse grupo se prende às restrições conseqüentes da sua elevada expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem (<i>a erodibilidade não é mencionada</i>).

8.5.2. AVALIAÇÃO DA EROSÃO ATRAVÉS DO CRITÉRIO DE ERODIBILIDADE MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1979)

Os critérios de erodibilidade baseados na metodologia MCT são discutidos no capítulo 2 (item 2.4.4).

Os valores alcançados através dos ensaios de infiltrabilidade e perda de massa por imersão para a obtenção do coeficiente de sorção são analisados segundo critério apresentado por Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992).

A tabela 64 e o gráfico da figura 199 apresentam os valores de coeficiente de sorção e perda de massa por imersão, em diferentes condições de umidade para os solos estudados (amostras ensaiadas na umidade natural e secas ao ar 24, 48 e 72 horas).

A maioria dos solos estudados tende a um aumento progressivo relativo à velocidade de ascensão capilar e a perda de massa por imersão para as amostras secas ao ar. À medida que o tempo de secagem aumenta, ocorre um acréscimo dos valores do coeficiente de sorção e uma maior perda de massa.

Com base na tabela 59, observa-se que os solos do ponto de estudo 01, 03 e 04 são considerados erodíveis, independente da condição de umidade inicial das amostras.

A baixa cimentação do solo representado pelo ponto de estudo 01 reflete nos elevados valores de perda de massa por imersão apresentado por este ponto quando comparado aos demais solos saprolíticos.

Os pontos de estudo 05, 06 e 11 são erodíveis quando secos ao ar, porém, quando ensaiados na umidade natural, os mesmos encontram-se na faixa dos solos não erodíveis. O ponto 05, particularmente, localiza-se no limite do critério, apresentando uma relação $pi/s=49,3$.

Quando seco ao ar por 48 e 72 horas o ponto de estudo 08 perde a sua condição de solos não erodíveis, apresentando elevados valores de pi/s para estes tempos de secagem, em razão dos elevados valores de perda de massa por imersão.

Cabe destacar que o colúvio representado pelo ponto de estudo 03 é o que apresenta menor potencial à erosão em razão dos elevados valores de coeficiente de sorção. Apesar disso, a análise visual de campo realizada demonstrou que este tipo de solo é mais favorável à processos erosivos, sendo percebido um considerável volume de sedimentos deste solo em cotas inferiores à sua ocorrência, resultando em uma inconsistência.

TABELA 59. Critério de erodibilidade através da metodologia MCT para os pontos de estudo – valores de coeficiente de sorção (s) e perda de massa por imersão (pi) em diferentes condições de umidade.

Ponto de Estudo	INFILTRABILIDADE (s)				PERDA DE MASSA (pi)				pi/s			
	Nat	24hs	48hs	72hs	Nat	24hs	48hs	72hs	Nat	24hs	48hs	72hs
01	0,24	0,31	0,28	0,39	36,24	65,56	65,27	67,60	151	211,48	233,11	173,33
03	2,28	2,43	2,50	2,27	0,25	0,45	4,52	15,61	0,11	0,19	1,81	6,88
04	0,52	0,24	0,64	1,97	0,76	3,20	25,53	26,53	1,46	13,33	39,89	13,47
05	0,18	0,61	0,63	0,64	8,87	44,32	53,80	60,59	49,28	72,66	85,40	94,67
06	0,07	0,09	0,28	0,34	2,07	43,07	30,51	27,20	29,57	478,56	108,96	80,00
07	0,70	1,11	1,71	1,83	24,96	48,33	50,37	64,15	35,66	43,54	29,46	35,05
08	0,34	0,23	0,15	0,42	0,20	9,62	33,36	48,83	0,59	41,83	222,40	116,26
09	0,27	0,24	0,31	0,54	0,22	1,37	9,48	9,53	0,81	5,71	30,58	17,65
11	0,44	0,40	0,53	0,67	13,40	51,79	60,13	70,22	30,45	129,48	113,45	104,81

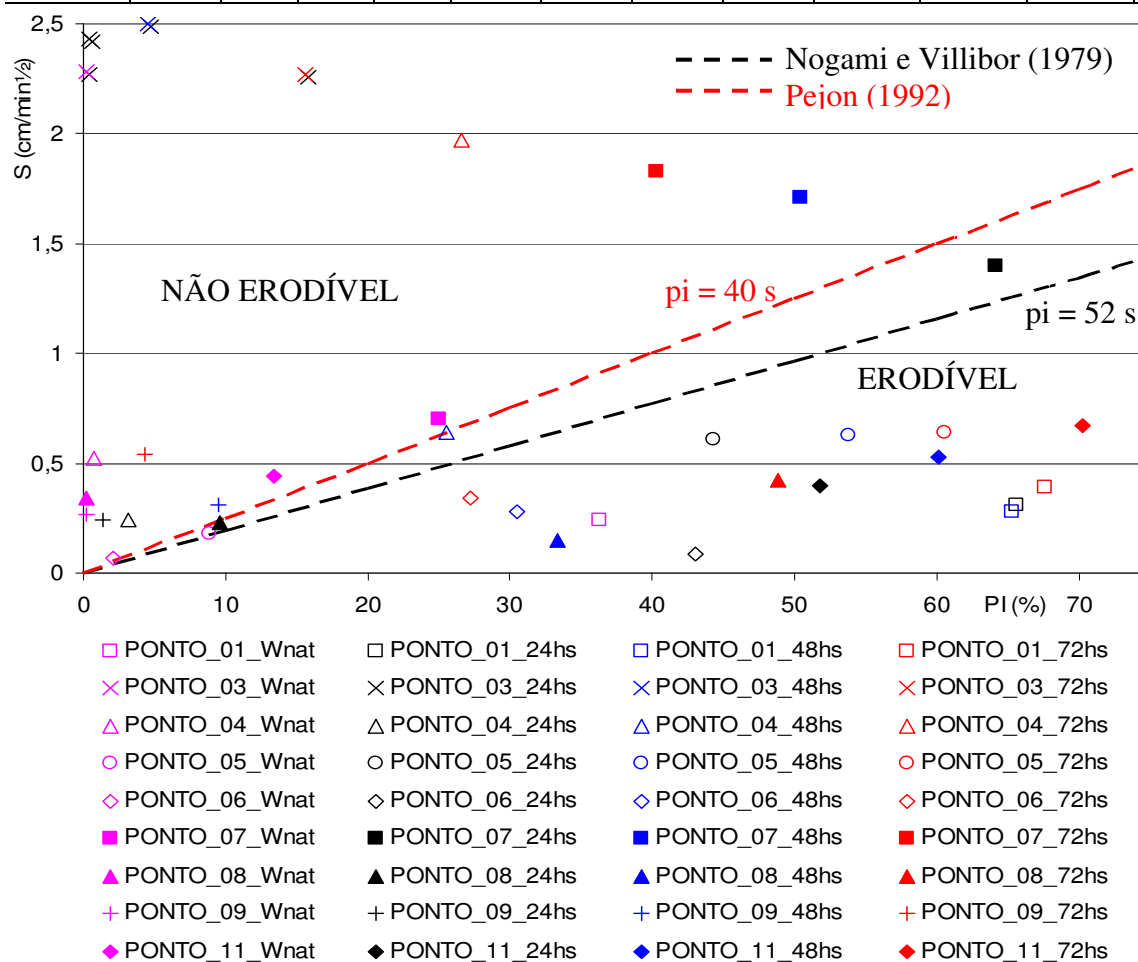


FIGURA 199. Gráfico da situação dos solos com base na metodologia MCT perante os critérios apresentados por Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992).

Ratifica-se neste momento a questão da amostragem do ponto de estudo que foi a única realizada em blocos. Como descrito anteriormente, este solo apresenta estratificações e características peculiares que podem ser facilmente identificadas, e que sugerem que o solo seja heterogêneo e anisotrópico.

Observa-se que poucos solos encontram-se na faixa entre os critérios de Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992) de $40 < p_i/s < 52$. Apenas os pontos 07 e 08 quando secos ao ar 24 horas e do ponto 05 e 06 ensaiados na condição natural situam-se neste intervalo.

Bastos (1999) relata que os critérios de Nogami e Villibor (1979) e Pejon (1992) são muito próximos, sendo que a diferença entre eles pouco influencia na avaliação dos solos estudados para a Região Metropolitana de Porto Alegre.

Mesmo utilizando um grande número de amostras, os resultados apresentados por Araújo (1994) evidenciam a dificuldade de estabelecer parâmetros que dividam classes erosivas.

8.5.3. AVALIAÇÃO DA EROSÃO ATRAVÉS DO ENSAIO DE INDERBITZEN MODIFICADO (FREIRE, 2001)

A vazão estipulada para este tipo de ensaio foi de 10 l/h, referente à mínima quantidade de água suficiente para produzir um gotejamento no solo e um escoamento laminar superficial sobre a amostra.

Os corpos de prova foram ensaiados na condição de teor de umidade natural e seco ao ar durante 72h e as amostras erodidas através do ensaio foram coletadas após duas horas do início da sua realização, como descrito anteriormente no capítulo 4.

A tabela 60 apresenta os valores obtidos de perda de massa das amostras coletadas por chuveiramento durante 2h nos pontos de estudo levando-se em consideração as duas condições de teor de umidade.

Observa-se que para todas as amostras representadas pelos pontos de estudo analisados, a perda de massa dos corpos de prova com o chuveiramento aumenta com a secagem de 72 horas.

Este fato apresenta sua exceção no ponto de estudo 03. Este tipo de solo resultou em valores de perda de massa pouco menores com a secagem, o que confirma a difícil determinação de seu comportamento geomecânico, discutida em capítulos anteriores.

No teor de umidade natural, são ressaltados os elevados valores obtidos para os pontos de estudo 01, 03, 07 e 09 que atingiram perda de massa superior à terça parte das amostras em peso.

TABELA 60. Perda de massa do solo erodido através do ensaio de Inderbitzen modificado.

Ponto de Estudo	Perda de massa por chuveiramento (%)	
	Umidade natural	Seco ao ar 72h
01	44,97	62,06
03	36,91	28,35
04	16,96	24,12
05	25,85	34,04
06	6,28	17,22
07	67,33	68,45
08	20,4	20,7
09	38,48	39,98
11	19,97	22,65

Apesar do ponto 06 resultar em apenas 6,28% de perda de massa na condição de teor de umidade natural, todos os valores obtidos por esta tese foram considerados elevados, tendo em vista os resultados apresentados por Freire (2001). Sua pesquisa apresenta valores de perda de massa para um “solo residual jovem (saprolítico)” em torno de 1,5%, valor esse muito distante dos resultados apresentados nesta tese.

Além dos ensaios de perda de massa, a granulometria do solo foi determinada após o ensaio de Inderbitzen Modificado. A tabela 61 apresenta a granulometria do solo erodido após o chuveiramento de 2h em amostras ensaiadas com o teor de umidade de campo.

TABELA 61. Granulometria do material erodido após chuveiramento de 2h.

Pontos de Estudo	Pedreg. (%)	A.G. (%)	A.M. (%)	A.F. (%)	Silte (%)	Argila (%)
01_Teor de umidade natural	0	0	18,62	24,7	26,76	29,92
01_Seco ao ar 72h	0	0	25,9	26,82	16,07	31,21
03_Teor de umidade natural	0	0	24,45	38,77	8,89	27,89
04_Teor de umidade natural	0	0	28,34	8,83	32,04	30,79
05_Teor de umidade natural	0	0	59,01	33,4	-	-
06_Teor de umidade natural	0	0	26,9	19,66	0,08	53,36
06_Seco ao ar 72h	0	0	24,93	23,33	18,92	32,82
07_Teor de umidade natural	0	0	14,81	34,34	36,46	14,39
07_Seco ao ar 72h	0	0	14,06	29,77	40,21	15,96
09_Teor de umidade natural	0	0	16,33	35,66	16,85	31,16
09_Seco ao ar 72h	0	0	19,07	35,54	1,43	43,96
11_Teor de umidade natural	0	0	47,83	33,3	-	-

Os gráficos das figuras 200 e 201 apresentam a comparação entre as curvas granulométricas dos solos erodidos de amostras ensaiadas no teor de umidade natural e após

secagem ao ar de 72h, com as curvas granulométricas dos solos determinadas na etapa de caracterização dos solos.

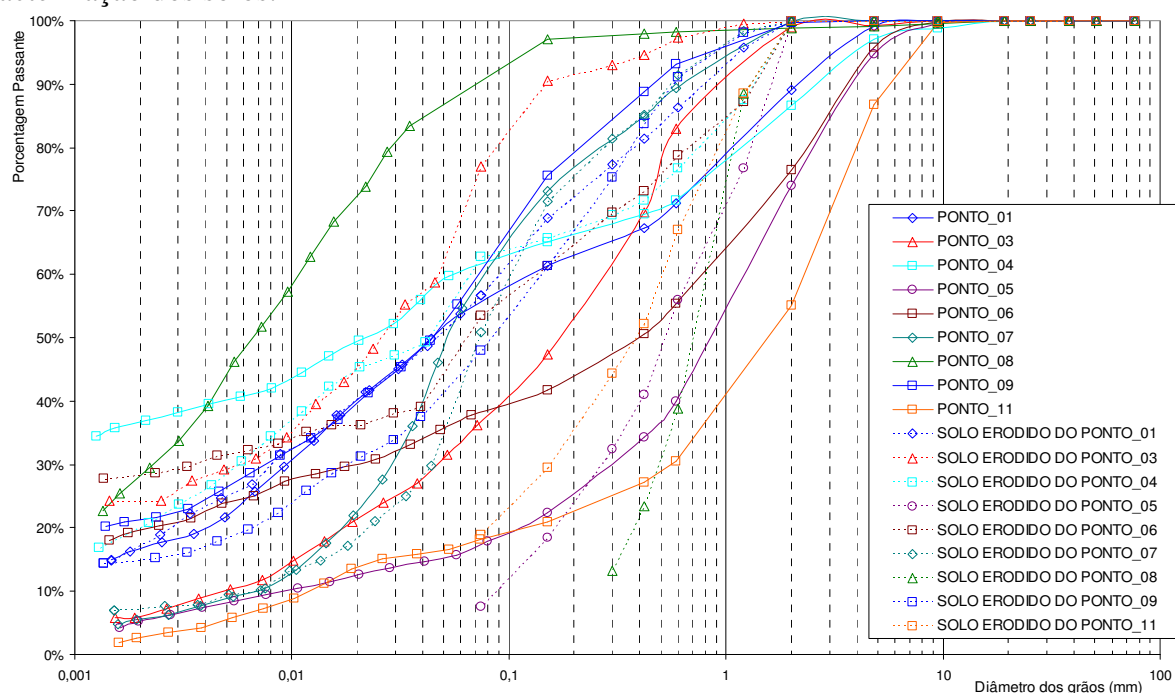


FIGURA 200. Gráfico da granulometria do solo e amostra de solo erodido através do ensaio de Inderbitzen Modificado realizado em corpos de prova no teor de umidade de campo.

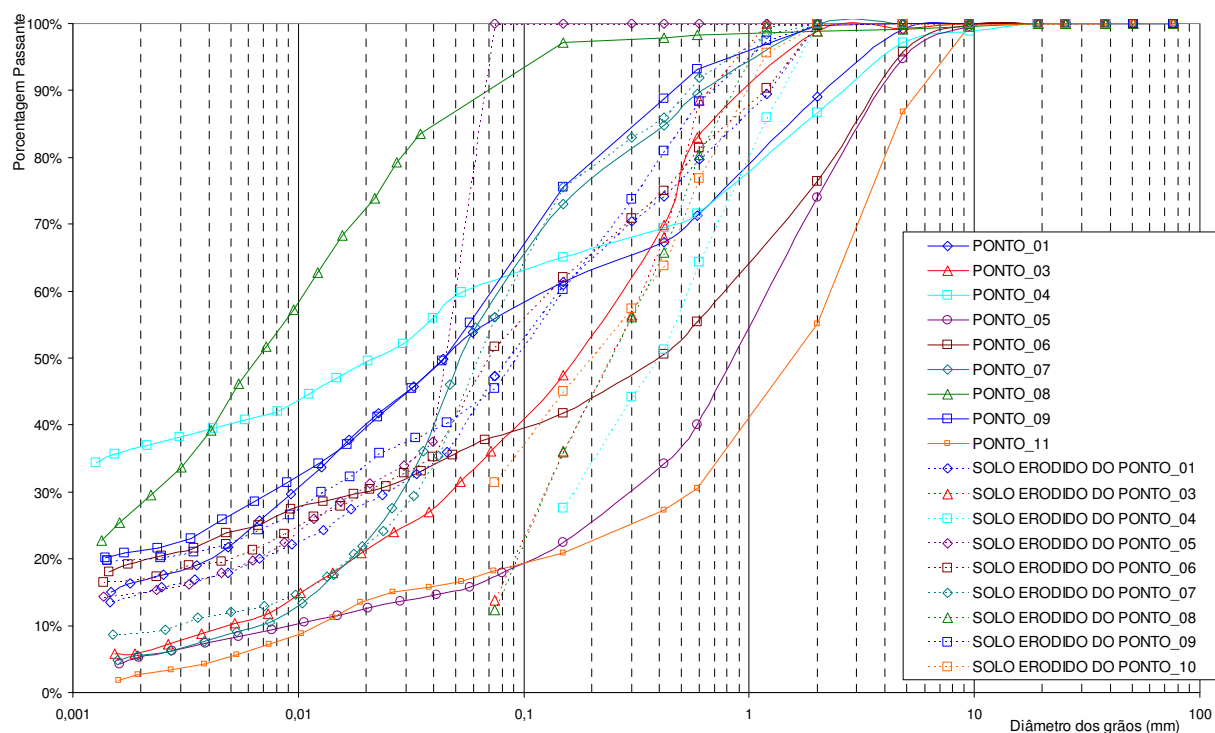


FIGURA 201. Gráfico da granulometria do solo e amostra de solo erodido através do ensaio de Inderbitzen Modificado realizado em corpos de prova no teor de umidade de campo.

A granulometria do solo erodido na condição de umidade natural dos pontos de estudo 05 e 11 foi realizada apenas através do peneiramento, visto que a quantidade de amostra desagregada dos corpos de prova pelo chuveiramento não foi suficiente para atender o valor mínimo estipulado pela norma NBR 7181/84 para a realização do ensaio de sedimentação.

Observa-se que existe uma tendência a um paralelismo entre as curvas granulométricas do solo, o que demonstra que a perda de material no ensaio ocorreu de forma equivalente para os diferentes tamanhos de grãos.

No entanto, uma pequena diferença é observada para os solos representados pelos pontos de estudo 01, 05 e 11. A pequena quantidade de amostras que são carregadas destes pontos é decorrente da areia fina, média e grossa presentes neste tipo de solo, que pode ser percebida pelo maior afastamento das curvas granulométricas nestas seções.

8.5.4. ANÁLISE DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS ATRAVÉS DE VALORES DE COESÃO OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Na proposta metodológica apresentada Bastos (1999) e Bastos et al. (2002), a avaliação da erodibilidade pode ser analisada também pela queda do valor de coesão com a inundação dos corpos de prova através dos ensaios de cisalhamento direto. O autor estabelece que caso a variação da coesão (Δc) seja maior ou igual a 85%, os solos são considerados potencialmente erodíveis.

$$\Delta c = \frac{(c_{nat} - c_{inu})}{c_{ini}} \quad [13]$$

Onde:

c_{nat} – coesão na umidade natural

c_{inu} – coesão determinada através da inundação dos corpos de prova

Nesse sentido, a tabela 62 apresenta os valores de coesão para solos ensaiados na prensa de cisalhamento direto na condição de umidade natural e inundada, e seus respectivos valores de variação de coesão.

TABELA 62. Valores de variação de coesão para os pontos de estudo.

Pontos de Estudo	Coesão (kPa)		Δc (%)	Critério de erodibilidade (Bastos, 1999)
	Natural	Inundada		
Ponto 01	15,30	11,00	28,10	Não Erodível
Ponto 03	33,43	3,58	89,29	Erodível
Ponto 04	104,13	13,40	87,13	Erodível
Ponto 05	36,15	12,99	64,07	Não Erodível
Ponto 06	55,18	0,00	100,00	Erodível
Ponto 07	8,62	1,36	84,22	* Erodível
Ponto 08	37,31	11,84	68,26	Não Erodível
Ponto 09	17,24	10,95	36,48	Não Erodível
Ponto 11	39,90	7,30	81,70	* Erodível

Nota: *solos muito próximos ao limite de aplicação do critério de Bastos (1999) – considerados erodíveis.

Verifica-se que para os solos representados pelos pontos de estudo 03, 04 e 06, o decréscimo dos valores de coesão ultrapassou o critério de Bastos (1999) e Bastos et al. (2002) e que os pontos de estudo 07 e 11 localizaram-se no limite deste critério, sendo considerados como erodíveis por esta tese.

8.5.5. CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS À ERODIBILIDADE VISANDO O EMPREGO DOS SOLOS ANALISADOS NO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

A erodibilidade dos solos é um fator importante a ser considerado no uso e ocupação dos solos, principalmente para um município que apresenta as características de Tubarão.

Desta forma, com base nas análises deste capítulo, a seguir são realizadas algumas considerações finais objetivando o emprego dos resultados obtidos através dos ensaios Infiltrabilidade, Perda de Massa por Imersão, Inderbitzen Modificado e Cisalhamento Direto para a seleção de locais mais aptos à ocupação do município de Tubarão.

De uma forma geral, percebe-se que a secagem dos corpos de prova eleva os valores de perda de massa, tanto por imersão de 20h das amostras através do critério de erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979), quanto por chuveiramento em ensaio de Inderbitzen Modificado.

Os pontos de estudo 01, 05, 06, 08 e 11 analisados através do critério de erodibilidade MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979) e do critério apresentado por Pejon (1992), foram considerados erodíveis, enquanto que os solos analisados através de chuveiramento resultaram

em significativos valores de perda de massa, levando a crer que todos os solos analisados por este ensaio são erodíveis.

Nesse sentido, define-se um critério para a avaliação do potencial de erodibilidade do solo com base nos resultados e procedimentos dos ensaios.

São considerados solos com *alto potencial de erodibilidade* por esta tese aqueles que apresentam valores de pi/s acima do critério estipulado por Pejon (1992), queda de coesão com a inundação dos corpos de prova no ensaio de cisalhamento direto superior a 85% (BASTOS, 1991) e quando a perda de massa por chuveiramento, obtida através do ensaio de Inderbitzen Modificado, resulta em valores acima de 5% da amostra total.

Os solos com *médio potencial erodível* são aqueles que apresentam apenas duas das classificações adotadas por esta tese como erodível, e solos com baixo potencial são aqueles que em alguma das classificações apresentaram resultados muito próximos à classificação erodível.

A tabela 63 apresenta um resumo dos resultados, obtidos através das metodologias adotadas para esta tese para os solos representados através dos pontos de estudo e seus respectivos comportamentos quanto ao potencial de erodibilidade.

TABELA 63. Resumo dos pontos de estudo e respectiva erodibilidade.

Ponto de Estudo	pi/s (Nogami e Villibor, 1979)				Freire (2001)		Δc (%) Critério de erodibilidade (Bastos, 1999)	Potencial Erosivo
	Nat	24h	48h	72h	Nat	72h		
01	151,00	211,48	233,11	173,33	44,97	62,06	28,10	Médio
03	0,11	0,19	1,81	6,88	36,91	28,35	89,29	Médio
04	1,46	13,33	39,89	13,47	16,96	24,12	87,13	Médio
05	49,28	72,66	85,40	94,67	25,85	34,04	64,07	Médio
06	29,57	478,56	108,96	80,00	6,28	17,22	100,00	Alto
07	35,66	43,54	29,46	35,05	67,33	68,45	84,22	Médio
08	0,59	41,83	222,40	116,26	20,4	20,7	68,26	Médio
09	0,81	5,71	30,58	17,65	38,48	39,98	36,48	Baixo
11	30,45	129,48	113,45	104,81	19,97	22,65	81,70	Alto

Apenas os solos representados pelos pontos de estudo 06 e 11 foram considerados com *alto potencial de erodibilidade*, pois os 3 critérios adotados para a avaliação deste comportamento classificaram estes solos como erodíveis.

Apenas o ensaio de Inderbitzen Modificado indicou uma tendência à erosão para o solo representado pelo ponto de estudo 09, sendo este classificado como *baixo potencial de erodibilidade*, enquanto que os demais solos, representados pelos pontos de estudo 01, 03, 04, 05, 07 e 08, foram considerados de *médio potencial de erodibilidade*.

Visto que os solos 02 e 10 não puderam ser moldados em anéis metálicos, suas características relativas à erodibilidade foram baseadas apenas nos resultados do ensaio de granulometria e Limites de Atterberg, como proposto por Bastos (1999). Os solos são potencialmente erodíveis quando apresentam porcentagem de solo passante na peneira #200 abaixo de 55% e/ou Índice de Plasticidade abaixo de 10%. Desta forma, ambos os solos apresentaram menos de 55% de solo passante na #200 e apenas o ponto 10 apresentou o IP abaixo de 10%.

8.6. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO DE SOLOS SEDIMENTARES DE ARGILA MOLE (SOLOS GLEIS E SOLOS ORGÂNICOS)

Este estudo teve como foco os solos sedimentares de argila mole de Tubarão. A importância desta análise se fundamenta na ocupação urbana da cidade, assente sobre um profundo depósito de argila mole que causa grandes recalques nos elementos de fundações e ruptura de aterros.

Tendo em vista vários relatos descrevendo problemas geotécnicos envolvendo a execução e conservação de estruturas que solicitam as argilas moles do centro urbano, verificou-se a necessidade da caracterização das propriedades mais importantes de algumas das áreas de estudo ao longo de suas profundidades, como limites de consistência, granulometria, tensão de pré-adensamento e resistência não drenada.

O estudo e coleta de amostras foram direcionados para áreas que apresentam, ou apresentaram no passado, problemas relativos a grandes deformações ou ruptura do solo de fundação e áreas de expansão urbana.

O estudo das argilas moles do município de Tubarão foi realizado de acordo com o seguinte procedimento:

- a) localização de áreas de ocorrência dos depósitos através de modelos digitais do terreno: foram selecionadas as áreas mais planas e de menor declividade em SIG e construído um mapa de estimativa de ocorrência de solos de argila mole;
- b) localização de áreas de ocorrência dos depósitos através do banco de dados SPT: com base no mapa citado, os laudos de sondagens SPT foram interpretados, resultando em uma delimitação mais precisa das áreas de ocorrência;

c) expedições a campo com o auxílio de trado e GPS: a tradagem auxiliou na identificação da abrangência dos depósitos, possibilitando uma melhora na escala do mapa geotécnico criado apenas para a mancha urbana.

Após serem localizados os solos sedimentares de argila mole, estes depósitos foram analisados através de ensaios de campo e laboratório, tendo como base 5 ensaios de sondagem à percussão SPT (*Standard Penetration Test*) e 6 furos para coletas de tubos *Shelby*.

Os ensaios foram realizados em diferentes áreas que necessitavam do conhecimento do subsolo por diversas razões, podendo-se citar:

- uma melhor identificação de unidade geotécnica;
- necessidade da realização de um perfil de solo;
- áreas apresentando problemas de grandes recalques;
- áreas apresentando grande potencial de expansão urbana.

Deve-se ressaltar que em relação à moldagem dos corpos de prova em laboratório, foram notadas grandes quantidades de conchas e restos vegetais, como descrito anteriormente em todas as áreas de estudo. Sayão et al. (2002) relatam a dificuldade da amostragem de argilas para a análise de alguns trechos da BR-101 devido a quantidade desses materiais. Desta forma, algumas amostras coletadas em tubos *Shelby* não foram ensaiadas.

Foram selecionadas 04 áreas de estudo² inseridas na mancha urbana do município, apresentadas no mapa da figura 202.

A tabela 64 apresenta a localização de todas as áreas em coordenadas UTM (*Universal Transversa de Mercator*), cujo *Datum* é o SAD 69, e as coordenadas geográficas determinadas com o auxílio de um GPS (*Garmin Etrex Legend*).

² Cabe aqui ressaltar que o termo *pontos de estudo* é utilizado para definir os pontos de coletas de amostras dos solos residuais enquanto que o termo *áreas de estudo* refere-se aos Solos Orgânicos e Solos Gleis.

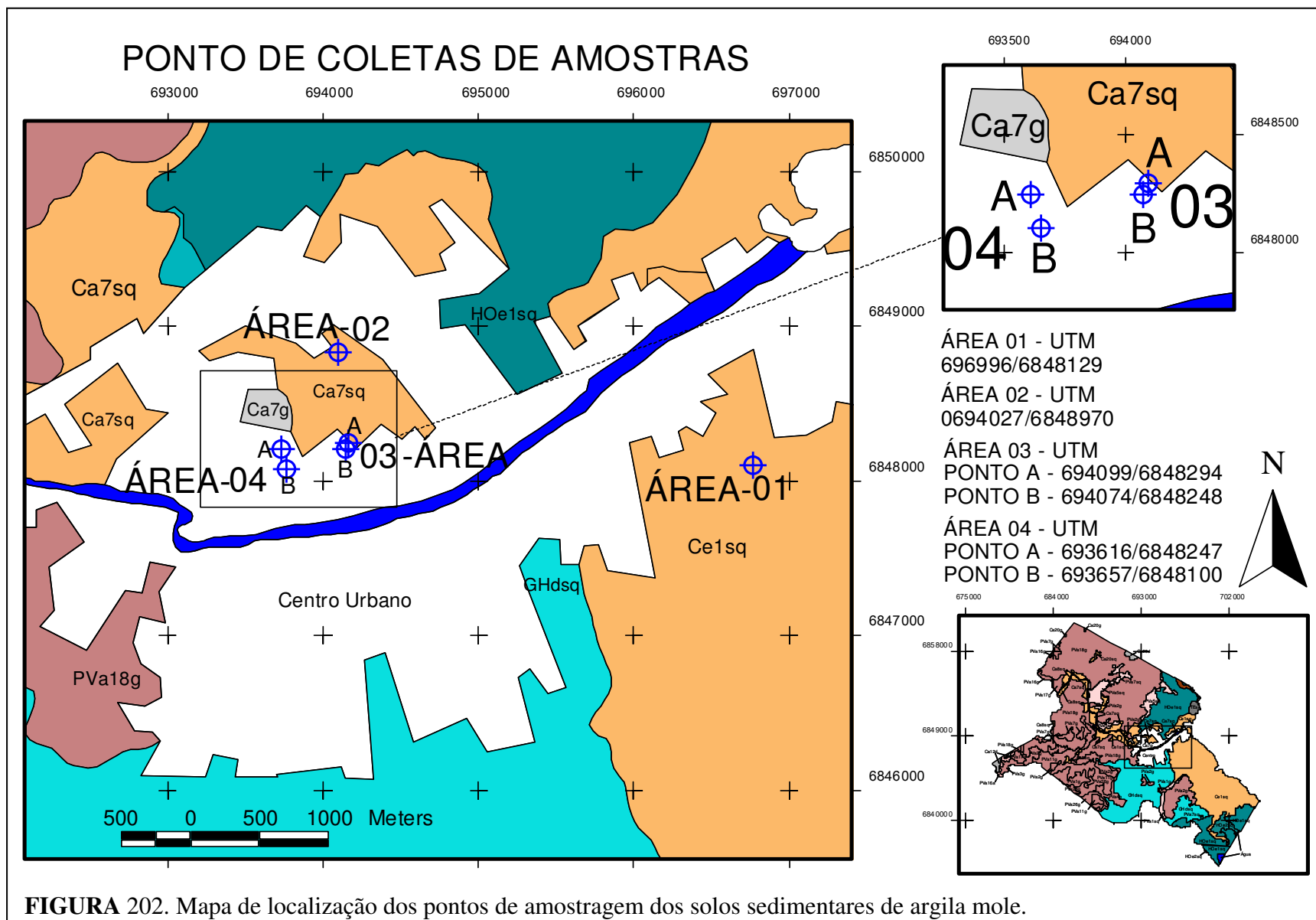


FIGURA 202. Mapa de localização dos pontos de amostragem dos solos sedimentares de argila mole.

TABELA 64. Localização das áreas de coleta.

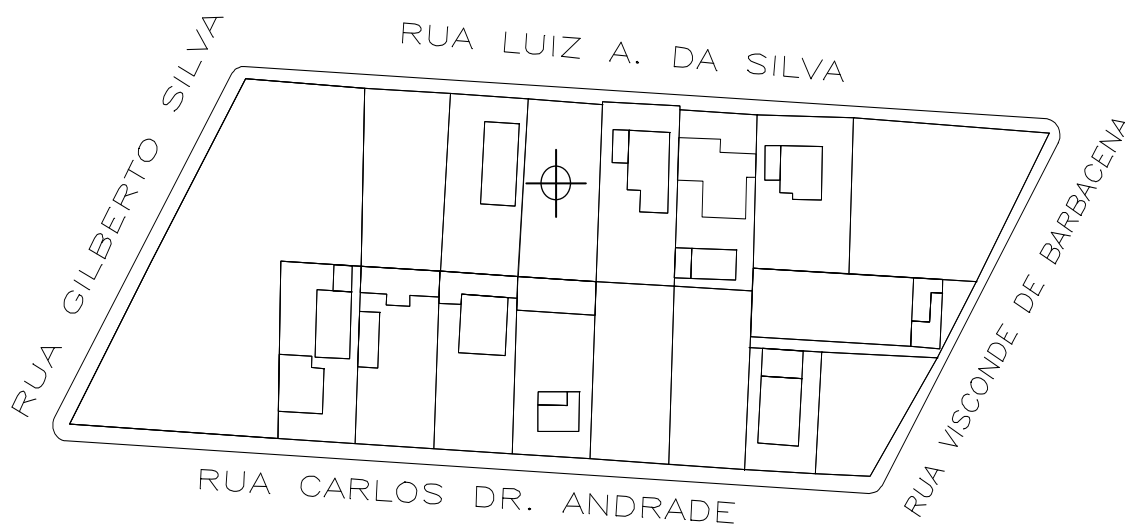
Áreas de Estudo	Pontos de Coletas	Coordenadas Geográficas (WGS 84)		UTM	
		Latitude (S)	Longitude (W)	LESTE	NORTE
Área 01	Ponto 1	28° 28' 42,9544"	48° 59' 15,70"	696996	6848129
Área 02	Ponto 2	28° 28' 17,2449"	49° 1' 5,3429"	694027	6848970
Área 03	Ponto 3 – A	28° 28' 39,1605"	49° 1' 2,2866"	694099	6848294
	Ponto 3 – B	28° 28' 40,6678"	49° 1' 3,1776"	694074	6848248
Área 04	Ponto 4 – A	28° 28' 40,9455"	49° 1' 20,011"	693616	6848247
	Ponto 4 – B	28° 28' 45,6976"	49° 1' 18,415"	693657	6848100

8.6.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS ÁREAS DE ESTUDO

Foram realizados estudos em 4 áreas de ocorrência de argila mole. Nas áreas de estudo 02, 03 e 04 foram executados ensaios SPT e coletas de tubos *Shelby*, enquanto que a área de estudo 01 foi analisada apenas através do ensaio de SPT.

8.6.1.1. Área de Estudo 01

A área de estudo 01 localiza-se em uma zona considerada de expansão do centro urbano no bairro Recife, em lote situado na rua Luiz A. da Silva, entre Gilberto Silva e Visconde de Barbacena, e compreende o ponto 01 (Figura 203).

**FIGURA 203.** Localização da área de estudo 01 na quadra.

Esta área foi escolhida em razão do mapa geotécnico apresentar uma inconsistência em relação a uma de suas unidades. Com o cruzamento dos mapas do PNGC (1988) foi gerada, a sudeste da mancha urbana do município, a unidade Cambissolo de substrato sedimentos quaternários, que consiste em uma mistura de solos residuais com sedimentares de argila mole (Figura 204).

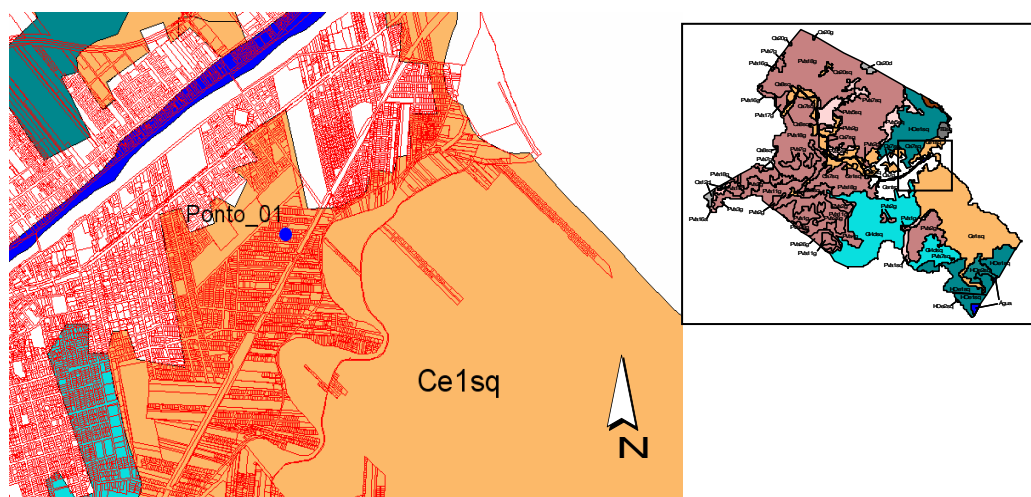


FIGURA 204. Ponto 01 da área de estudo com base no mapa de quadras geotécnico.

Apesar da grande quantidade de laudos inseridos ao banco de dados de sondagens SPT, visto que esta área é considerada de expansão urbana com apenas poucos lotes ocupados por residências de famílias de baixo poder aquisitivo, um número insuficiente de sondagens foi encontrado nesta unidade, sendo que poucas delas foram consideradas representativas. A foto aérea da figura 205 mostra o local da realização da sondagem.



FIGURA 205. Localização do ponto 01 na da área de estudo 01 através de foto aérea da quadra.

Neste local foi realizado um furo de sondagem a percussão SPT e uma tentativa de coleta de tubos *Shelby* para a realização de ensaios laboratoriais.

a) Sondagem SPT

O furo de sondagem foi realizado até o impenetrável, atingindo uma profundidade de 15,45 metros. Observou-se que o solo ensaiado apresenta camadas sucessivas de areias de granulometria média a grossa e argilas moles orgânicas com presença de conchas calcárias.

O nível de água se estabilizou após 24hs no solo argiloso superficial de cor marrom a 1,5 metros.

Os valores de N_{SPT} apresentaram baixa resistência para os solos superficiais, se desconsiderada a camada mais rasa composta de aterro. A 7m de profundidade observa-se uma resistência de 16 golpes para a penetração dos últimos 30cm do amostrador padrão, sendo que a resistência reduz-se até chegar a 0 (zero) golpes para 15m, seguido do impenetrável.

Observou-se que, para algumas camadas de solos, não houve a recuperação de amostras pelo amostrador padrão devido ao caráter arenoso do solo. As camadas que compõem o perfil de solo e as suas respectivas resistências podem ser observadas no perfil da figura 206.

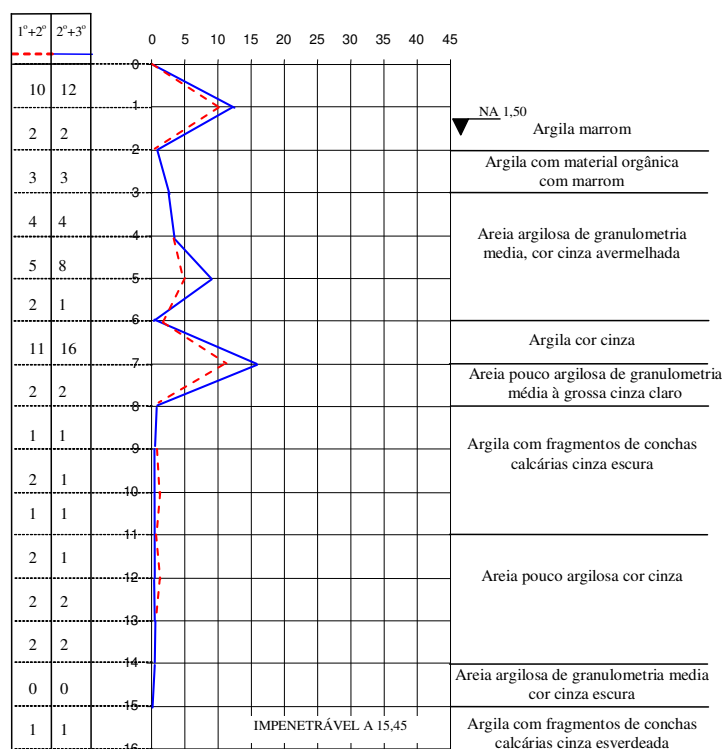


FIGURA 206. Perfil de solo através do ensaio de SPT da área de estudo 01.

b) Caracterização do Depósito de Argila com a Profundidade

Os valores de teor de umidade, limites de consistência e densidade real das partículas de solo são apresentados nas figuras 207 e 208, respectivamente.

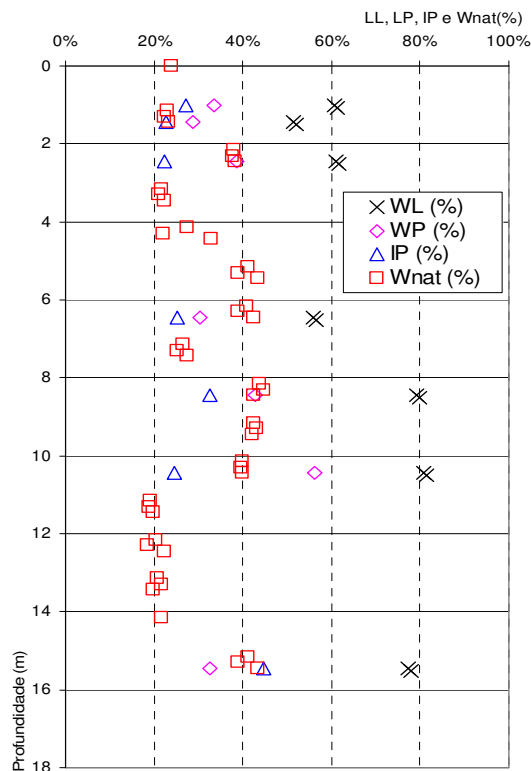


FIGURA 207. Teor de umidade e limites de consistência do solo com a variação da profundidade na área de estudo 01.

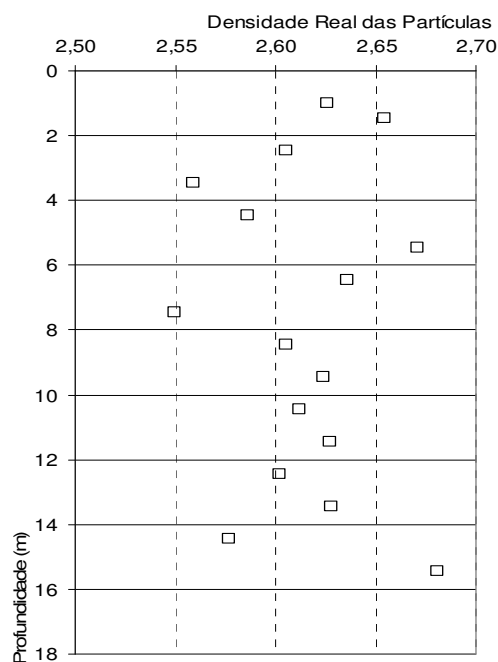


FIGURA 208. Densidade real das partículas para a área de estudos 01.

Este depósito de argila mole apresenta uma variação de baixos valores de teor de umidade compreendidos no intervalo de 20 a 40%. Percebe-se que há um pequeno aumento do w_{nat} a partir dos 2,5m, atingindo valores máximos encontrados para o perfil em análise. Com a transição do solo de argila para areia os valores de w_{nat} reduzem, apresentando variações de $20\% \pm 1,8\%$.

Os valores de limite de liquidez são bastante elevados, sempre acima de 50% independentemente da camada. Nas camadas encontradas superficialmente, o limite de liquidez apresenta-se ligeiramente próximo ao teor de umidade, afastando-se com a profundidade.

Ainda em relação aos limites de consistência, observa-se a presença de 2 camadas principais. A primeira camada ocorre entre as profundidades de 2 a 6,45m e apresenta valores de W_L variando em torno de 60%, enquanto que na segunda camada o W_L apresenta valores acima de 77%.

Tendo em vista que este tipo de solo foi coletado através do amostrador padrão do ensaio SPT, apenas uma pequena quantidade de amostra de solo foi utilizada para os ensaios de granulometria. Os gráficos referentes à granulometria do solo são apresentados na figura 209.

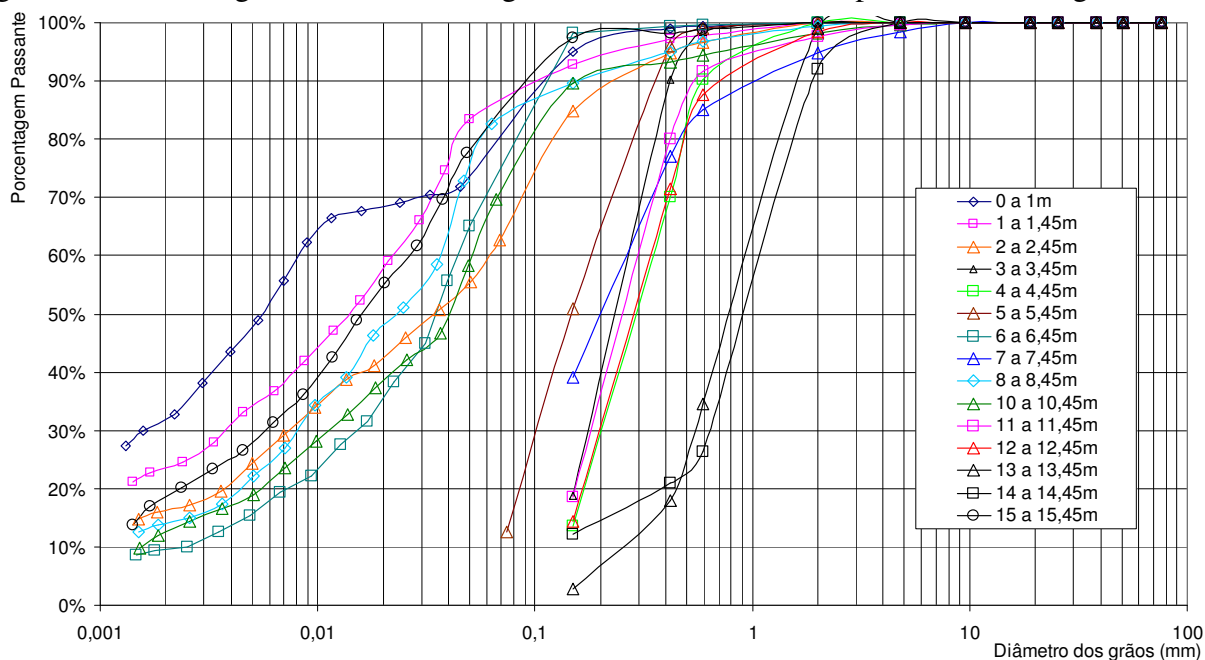


FIGURA 209. Curvas granulométricas dos solos da área de estudo 01.

Para os ensaios realizados a 3,45; 4,45; 5,45; 7,45; 9,45; 11,45; 12,45; 13,45 e 14,45 metros de profundidade foi executado apenas o peneiramento físico das partículas de solos, devido à quantidade de solo necessária para a realização do ensaio de sedimentação apresentar valores abaixo da norma.

A camada correspondente à profundidade entre 9 a 10 metros apresenta um caráter bastante arenoso, o que impossibilitou a coleta do solo através do amostrador padrão do SPT.

O gráfico da figura 210 apresenta as frações correspondentes a pedregulho, areia grossa, areia média, areia fina e a soma da fração argila+silte.

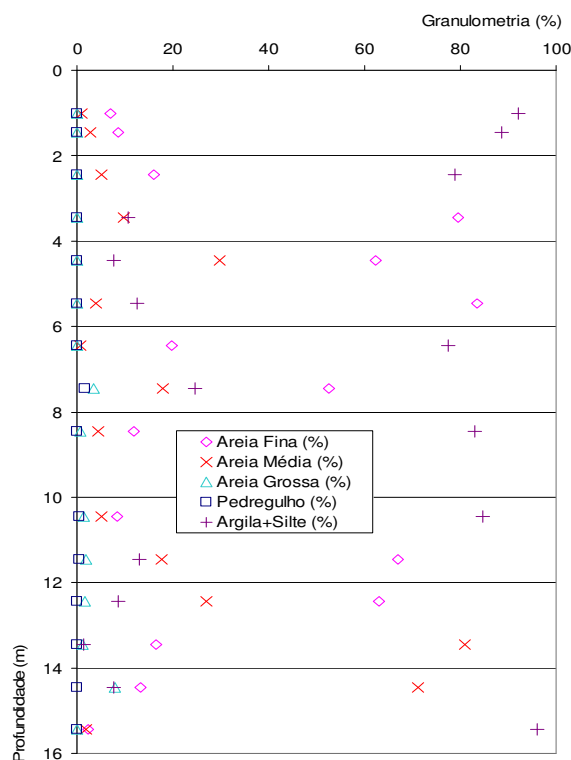


FIGURA 210. Granulometria dos solos com a profundidade da área de estudos 01.

Observa-se que o perfil de solo é intercalado com várias camadas de solo arenoso que ocorrem nos intervalos de 3 a 6m, 7 a 8m e 11 a 15m.

Os valores da fração argila+silte são elevados até o terceiro metro, reduzindo a 7,75% com 5 m de profundidade, aproximadamente. Este valor eleva-se até 10m e torna a reduzir no metro seguinte, mantendo um comportamento constante até o metro final, quando o teor de silte+argila do solo apresenta 95,98%.

8.6.1.2. Área de Estudo 02

A área de estudo 02 localiza-se próximo à rodovia BR-101 no bairro Dehon, na rua Padre Geraldo Spettmann, entre as ruas Alberto Motta e Anastácio T. Teixeira e compreende os pontos de estudo 02-A, 02-B e 02-C (Figura 211).

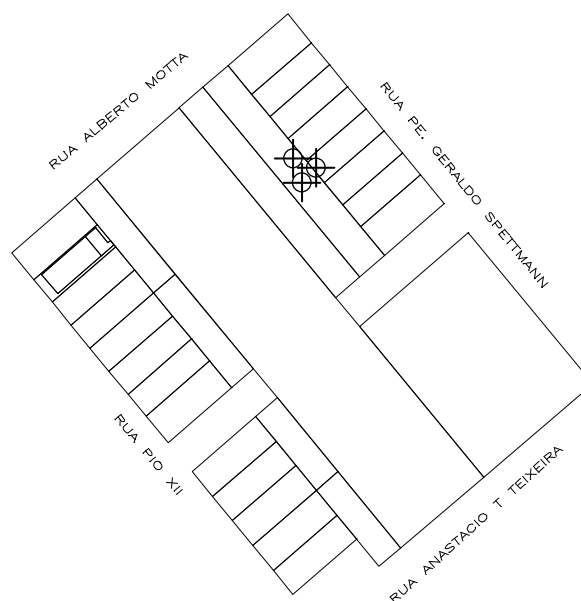


FIGURA 211. Localização do ponto 02 na área de estudo.

Esta área foi selecionada por encontrar-se em zona considerada de densificação da mancha urbana, localizar-se em uma região plana, com declividades inferiores a 1% e visando que seus dados possibilitassem um maior entendimento do comportamento dos solos através da construção de uma toposequência, complementando outros ensaios SPT.

A partir da foto aérea da figura 212, observa-se que esta área apresenta ocupação rarefeita, mesmo com a proximidade de pólos atrativos de ocupação como a rodovia BR-101 e o centro comercial.

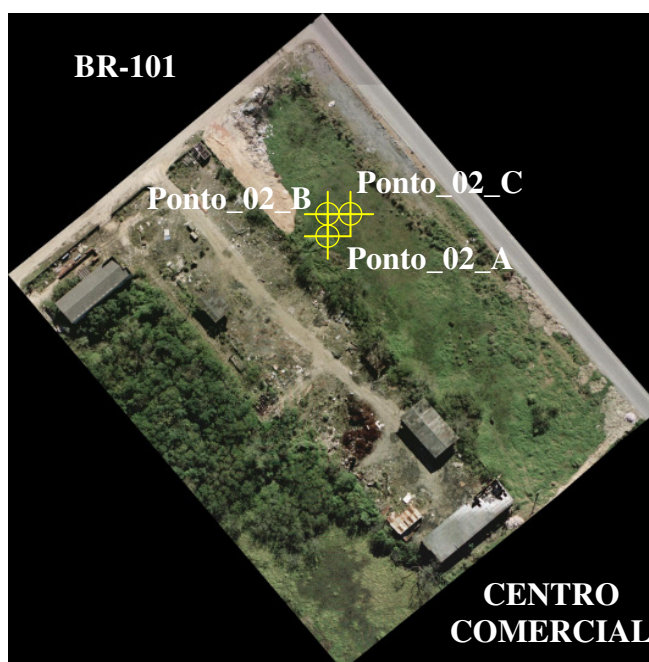


FIGURA 212. Localização do ponto 02 na área de estudo através de foto aérea da quadra.

Nesta área de estudo foram realizados ensaio de SPT (Ponto 2_A) e dois furos para a coleta de tubos *Shelby* distantes um do outro aproximadamente 1,5 metros (Ponto 2_B e 2_C).

a) Sondagem SPT

O furo de sondagem SPT foi realizado até o impenetrável, atingindo uma profundidade de 14,45 metros com nível de água após estabilização de 24hs de 1m em relação à superfície do terreno, como pode ser observado pelo gráfico da figura 213.

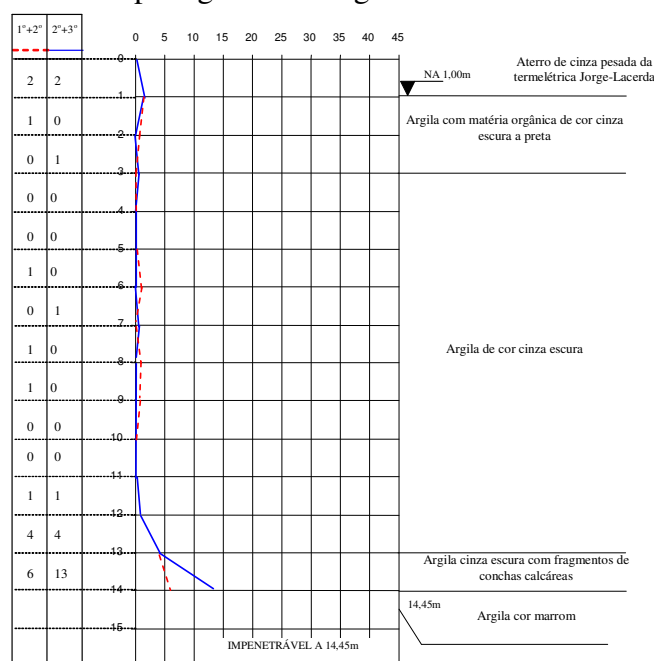


FIGURA 213. Perfil de solo através do ensaio de SPT da área de estudo 02.

Através do gráfico número de golpes do amostrador padrão *versus* profundidade é possível observar que o solo apresenta uma resistência muito baixa.

Percebe-se a ocorrência de uma camada de argila muito mole a partir dos 4m que se estende até os 13m com valores máximos de N_{SPT} de 1 golpe. Após esta camada, verifica-se a presença de uma argila mole cinza escura com conchas, onde o N_{SPT} é elevado de zero a 4 golpes seguido de 13 golpes.

b) Coletas de Amostras Indeformadas

As coletas do tubo *Shelby* foram prejudicadas pela elevada quantidade de conchas, restos vegetais (pedaços de madeira) e partículas de solo mais rígidas. Estes materiais que se encontravam no interior da argila, fazem com que a mesma, quando coletada, seja deformada em alguns pontos.

Além disso, mesmo após a coleta da argila, muitas amostras foram perdidas quando moldadas em laboratório pela presença destes elementos.

Na tentativa de encontrar amostras mais íntegras e coletar a diferentes profundidades (2,53 a 3,23m; 4,41 a 5,11m; 5,00 a 5,24m e 5,30 a 5,60m), os tubos *Shelby* foram realizados em dois furos, totalizando 4 amostras indeformadas, como mostra a figura 214.

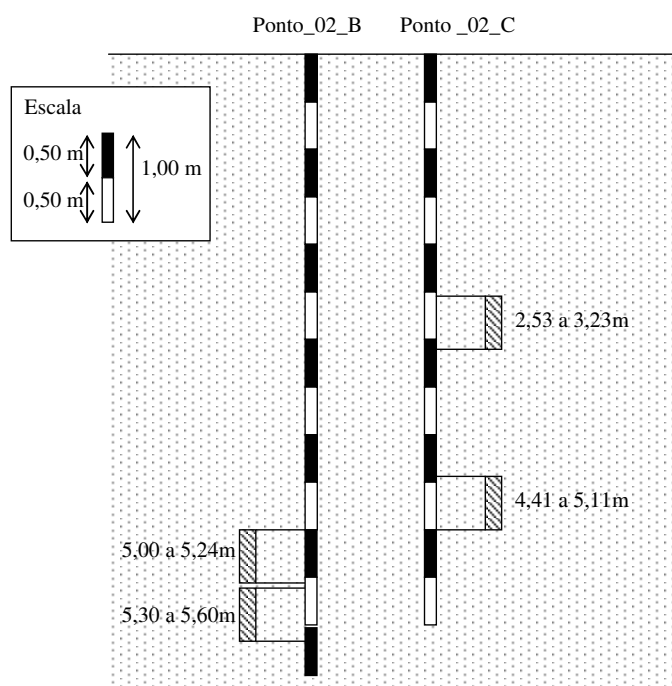


FIGURA 214. Profundidades de coletas do tubo *Shelby* no ponto 02.

c) Caracterização do Depósito de Argila com a Profundidade

Os gráficos apresentados nas figuras 215 e 216 correspondem ao teor de umidade natural, limites de consistência e densidade real das partículas de solo.

Não foram coletadas amostras entre a profundidade de 8 a 11 metros em razão da camada de solo ser bastante arenosa, o que impossibilita a recuperação de amostras de solo através do amostrador padrão do ensaio SPT e *Shelby*. Desta forma, os gráficos dos ensaios de W_L , W_P , granulometria e teor de umidade natural apresentados não mostram tais valores para as referidas profundidades.

Nas camadas mais superficiais os valores de teor de umidade natural (w_{nat}) do solo estão próximos aos valores de limite de liquidez (W_L) e para as profundidades acima de 7 metros o W_L é pouco superior que o w_{nat} . Observa-se ainda que para a camada que compreende a turfa, localizada entre as profundidades de 2,5 e 3,3m, o w_{nat} alcança a 340%.

A densidade real das partículas do solo analisado apresenta-se na faixa entre 2,4 a 2,7, onde a redução destes valores é condicionada com a variação do teor de matéria orgânica.

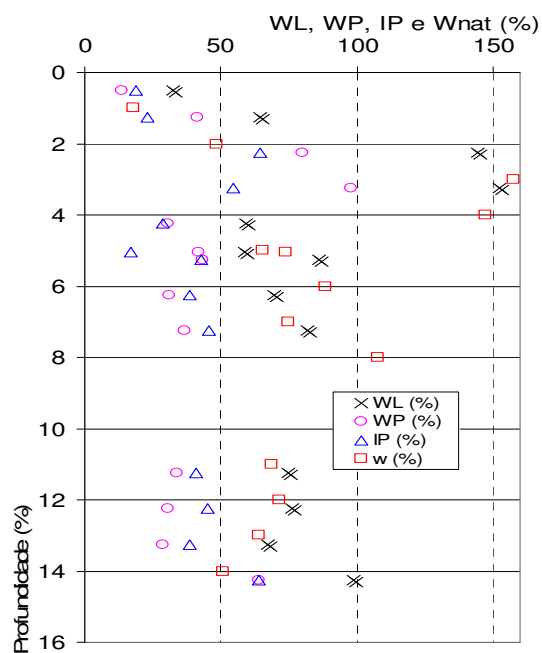


FIGURA 215. Gráfico dos limites de consistência e teor de umidade para a área de estudos 02.

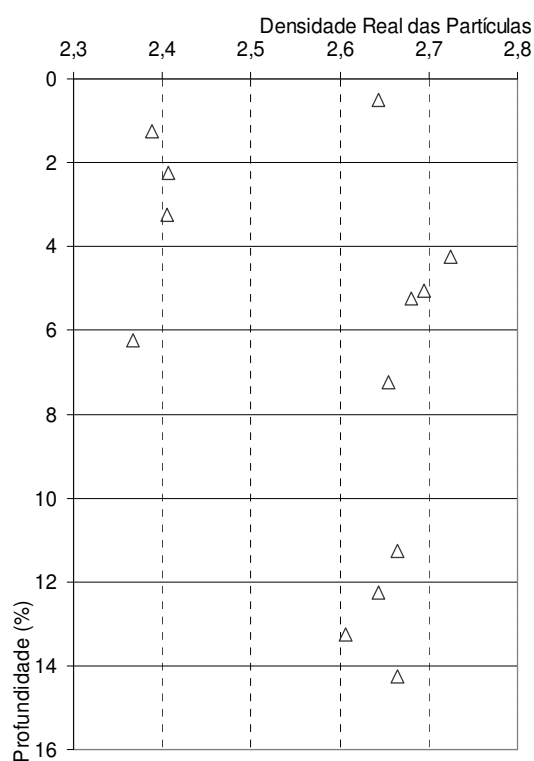


FIGURA 216. Variação da densidade real das partículas com a profundidade para a área de estudos 02.

Quanto à granulometria do solo percebe-se um elevado teor de argila+silte à exceção da camada superficial de aterro de 0 a 1m de profundidade. O gráfico da figura 217 apresenta as curvas granulométricas do solo e as respectivas profundidades de coleta.

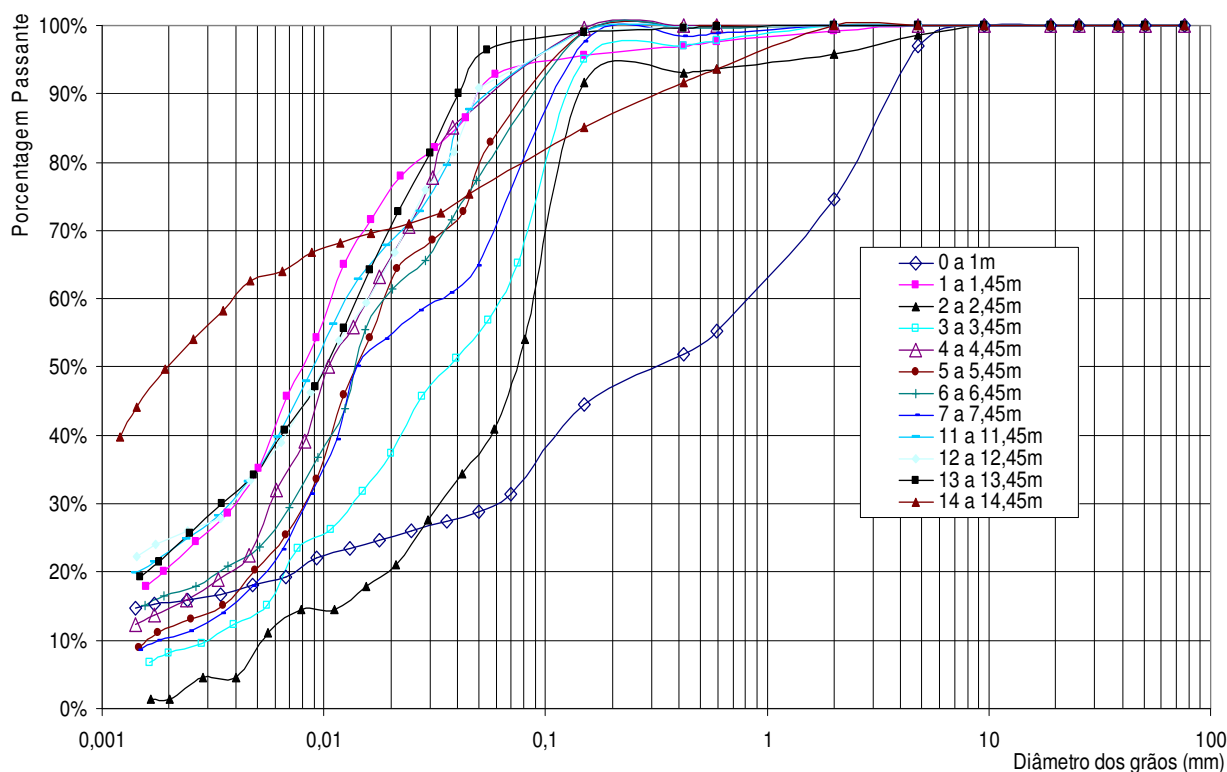


FIGURA 217. Curvas granulométricas dos solos da área de estudo 02.

A figura 218 apresenta a variação granulométrica do solo com a profundidade.

Nota-se um aumento do teor de silte que com a profundidade reduz sensivelmente à mesma proporção que há uma elevação dos teores de argila. Uma pequena quantidade de areia fina, porém representativa, é notada na camada entre 1,25 a 3,25m, sendo encontrados valores maiores no metro próximo ao impenetrável com teor de 10,13%.

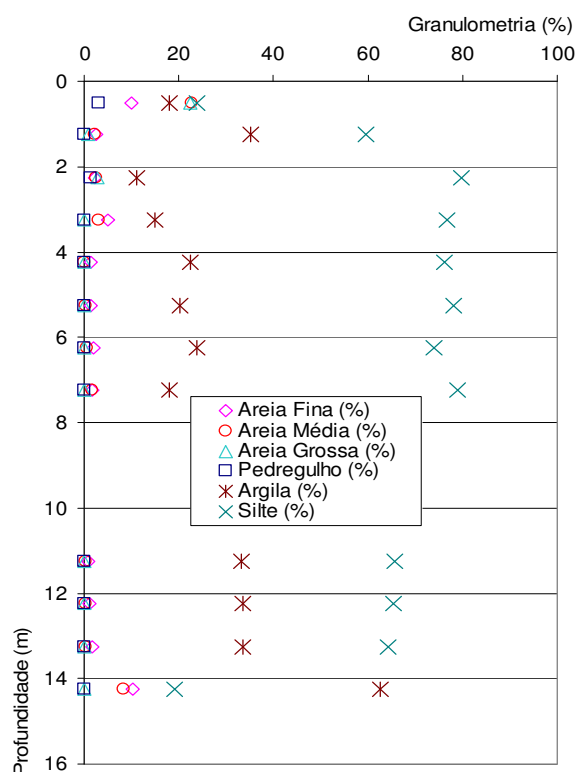


FIGURA 218. Granulometria dos solos com a profundidade da área de estudos 02.

8.6.1.3. Área de Estudo 03

A área de estudo 03 localiza-se no pátio da igreja de São Judas Tadeu no bairro Dehon e abrange os pontos 03-A e 03-B. O lote que compreende a igreja situa-se em uma esquina, entre as ruas Luiz Corrêa de Souza e Simeão Esmeraldino de Menezes, como mostra a figura 219. A foto aérea da figura 220 apresenta a localização dos furos de sondagem na quadra.

Esta área de estudo foi selecionada em razão da grande compressibilidade apresentada pelo depósito de argila mole devido ao caso descrito da igreja de São Judas Tadeu, citado no capítulo 5 (Caracterização da Área de Estudos).

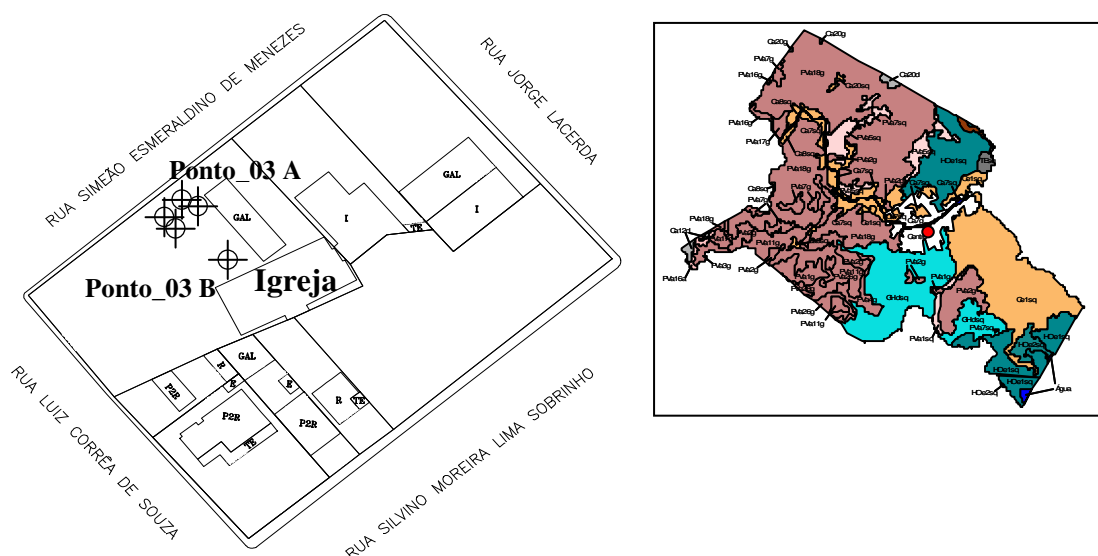


FIGURA 219. Localização da Igreja de São Judas Tadeu.

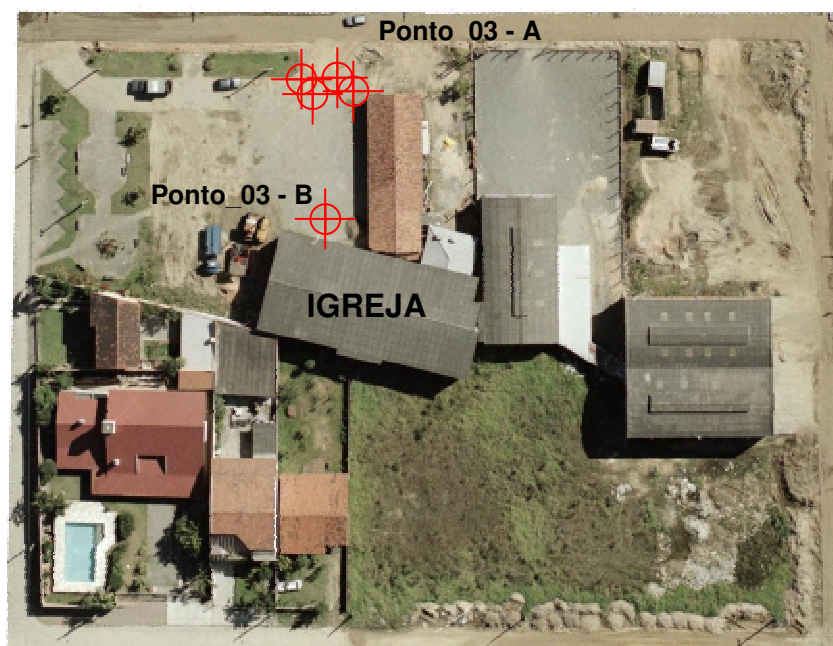


FIGURA 220. Pontos de amostragem de argila mole no terreno da Igreja de São Judas Tadeu (Área 03).

a) Sondagem SPT

Os furos de sondagem foram realizados até o impenetrável com lavagem desde o primeiro metro, atingindo uma profundidade de 19,60 e 23,50 metros, como mostra o gráfico da figura 221.

Foram realizadas 2 sondagens SPT (ponto 03-A e ponto 03-B) nesta área de estudo com os seguintes objetivos:

- determinar a profundidade do depósito de argila mole;

- caracterizar o perfil do solo ao longo de sua profundidade através da descrição do boletim do ensaio e em laboratório pelos ensaios de granulometria, W_L , W_P , densidade real dos grãos e teor de umidade natural;
- estabelecer profundidades de coletas de amostras indeformadas através da análise do perfil do solo.

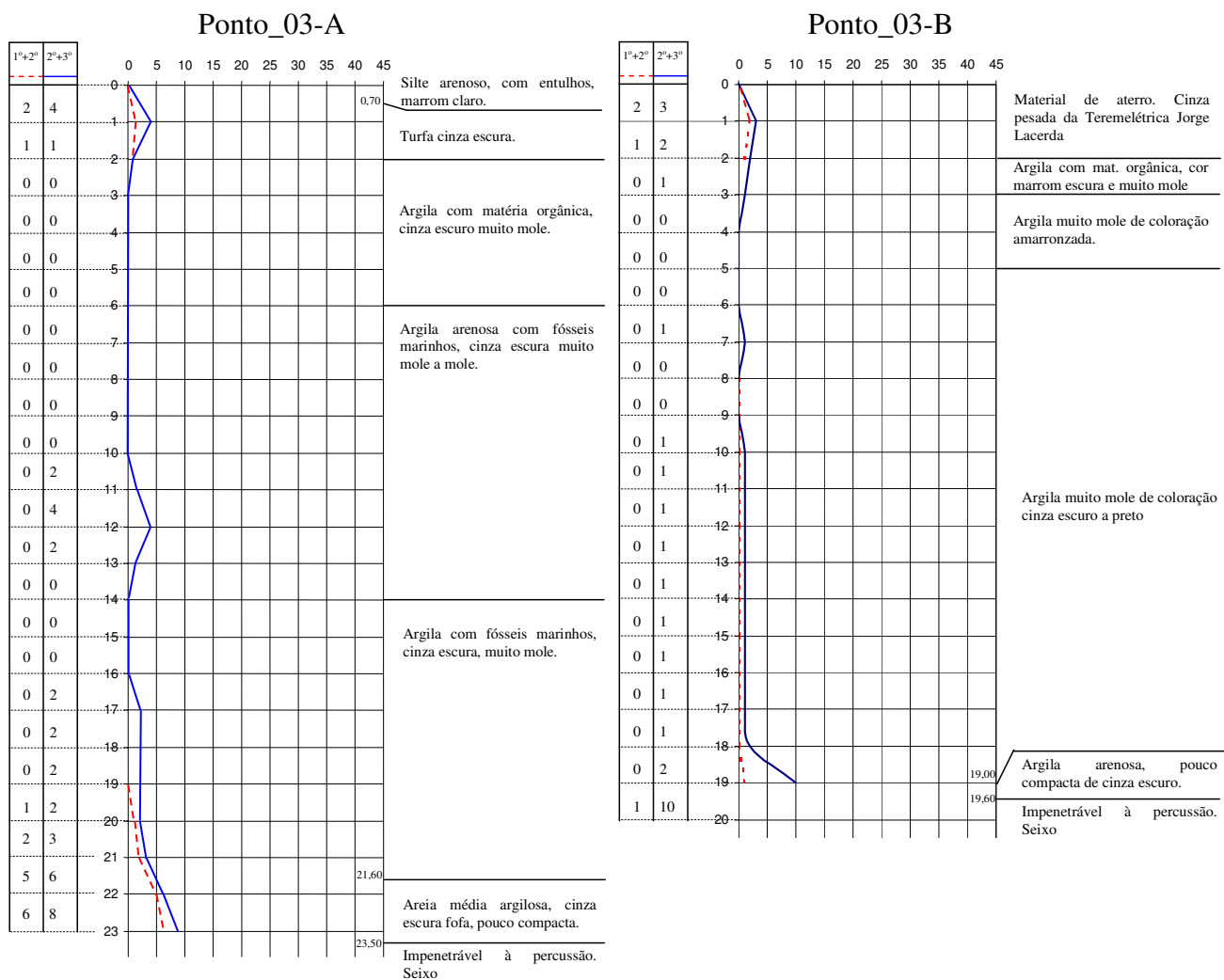


FIGURA 221. Laudos de sondagem SPT da Igreja de São Judas Tadeu.

Através das amostras deformadas coletadas com auxílio do amostrador padrão observou-se que as camadas do solo são intercaladas e apresentam ora faixas de areia argilosa, ora argila arenosa. Também foi observado o lençol freático a 1 m de profundidade.

Os valores da resistência do solo traduzida pelo N_{SPT} são muito baixos, onde em alguns trechos o número de golpes para a cravação do amostrador padrão é zero.

Através do gráfico representado pelo número de golpes *versus* profundidade é possível perceber que existe uma relativa resistência do solo no início do perfil devido à camada de aterro

com solo residual de granito e cinza pesada. Após esta camada inicia-se o solo natural a aproximadamente 2 m de profundidade com um solo orgânico de consistência mole, intercalando argilas moles de coloração cinza escuro a preto com fósseis marinhos. O impenetrável à percussão é determinado com o surgimento de uma camada de seixos a partir de 19,60m.

b) Coletas de Amostras Indeformadas

Esta área de estudo é a de maior número de ensaios geotécnicos realizados devido a certa facilidade na coleta de amostras indeformadas.

Com base nos perfis gerados por estes ensaios, foram programadas as retiradas de amostras através dos tubos *Shelby* em 3 furos próximos do ponto 03-A (03-A1, 03-A2 e 03-A3), como mostra a figura 222.

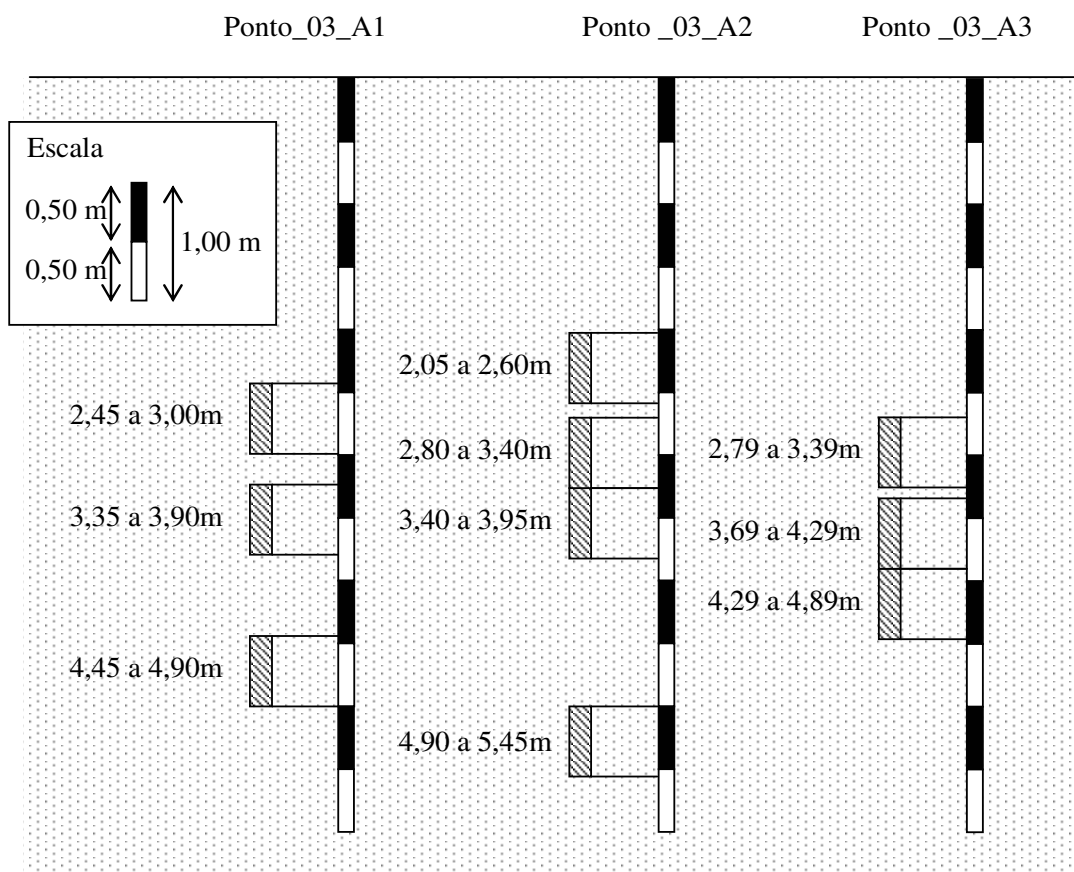


FIGURA 222. Profundidades de coletas do tubo *Shelby* na área 03.

A coleta teve início no ponto 03-A1, iniciando a 2,45 m e finalizando a 4,90 m de profundidade. O furo de número 03-A2, distante aproximadamente 1,0 m do furo 03-A1, foi realizado para completar as lacunas sem coletas de solos resultantes do primeiro furo. Mesmo adotando-se este procedimento, a coleta entre as profundidades de 3,95 a 4,45 não foi possível.

Nesta profundidade o solo apresentou certa quantidade de areia, impossibilitando a recuperação da amostra no tubo amostrador.

No ponto 03_A3 foram coletados as últimas amostras para tentar preencher as lacunas deixadas pelas coletas 03-A1 e 03-A2. Desta forma, uma seqüência de três tubos *Shelby* foi coletada, sendo iniciada a 2,79m e finalizada a 4,89m, aproximadamente.

Apesar de todos os furos serem realizados através de trado manual que objetiva a menor perturbação possível das amostras, sem avanço por lavagem, alguns corpos de prova foram descartados no momento dos ensaios por apresentarem-se amolgados.

c) Caracterização do Depósito de Argila com a Profundidade

Os resultados referentes ao teor de umidade encontrados para esta área de estudo encontram-se abaixo de 26% até 1,5m de profundidade e após esta camada, estes valores são elevados com o perfil, variando no intervalo de 40 a 66,5%. A densidade real das partículas é baixa para os primeiros metros em decorrência da camada de cinza pesada, sendo sensivelmente elevada para o metro seguinte e progressivamente reduzida com a profundidade.

A variação do teor de umidade e densidade real das partículas com a profundidade pode ser observada nos gráficos apresentados pela figura 223.

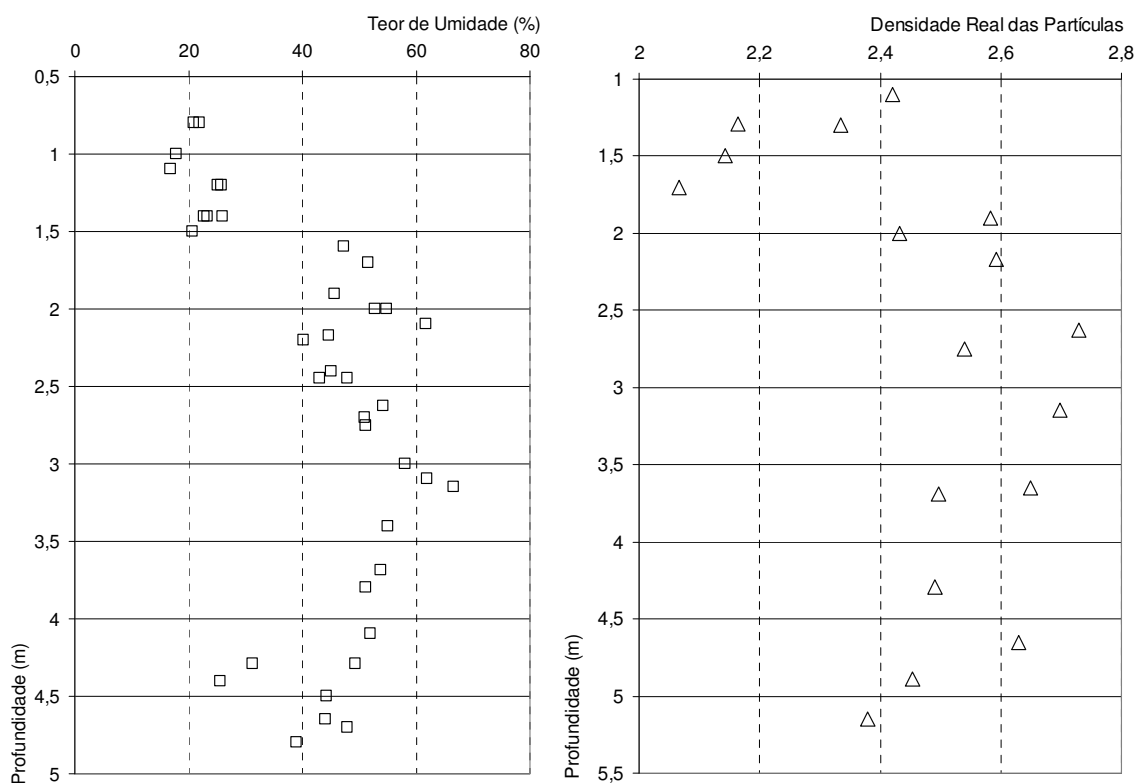


FIGURA 223. Variação do teor de umidade para a área de estudo 03.

Os gráficos referentes às curvas granulométricas e à variação da granulometria com a profundidade são apresentados na figura 224 e 225.

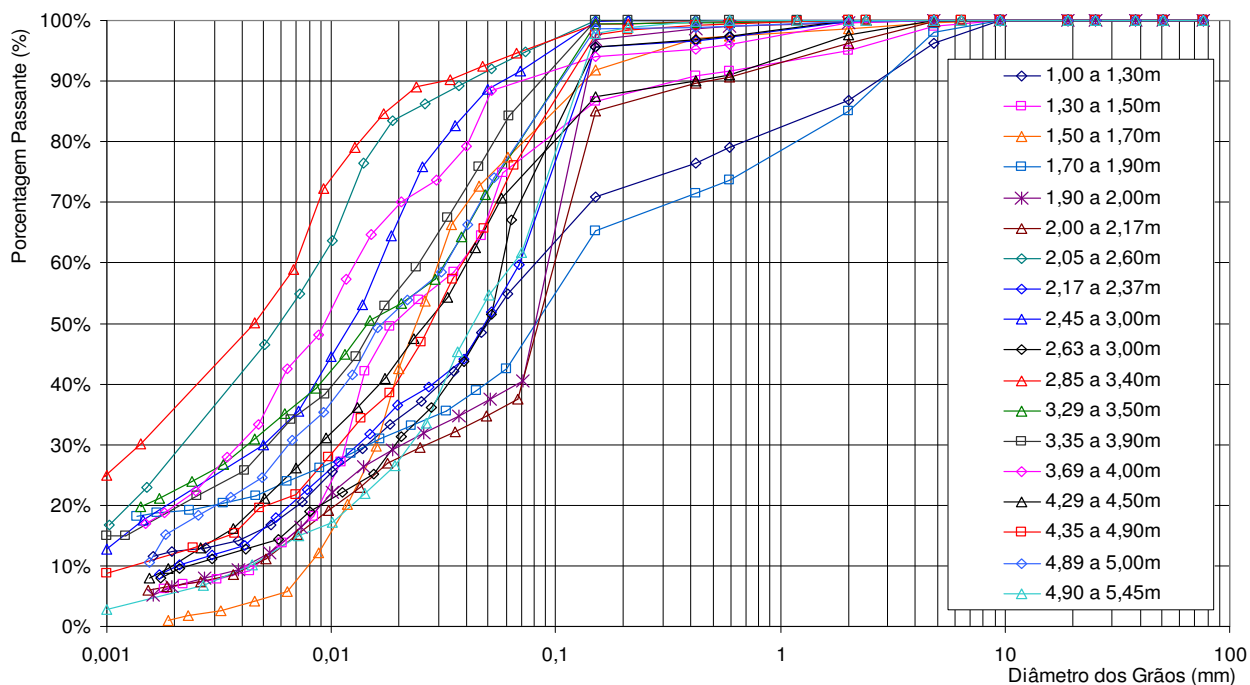


FIGURA 224. Granulometria do solo da área de estudo 03.

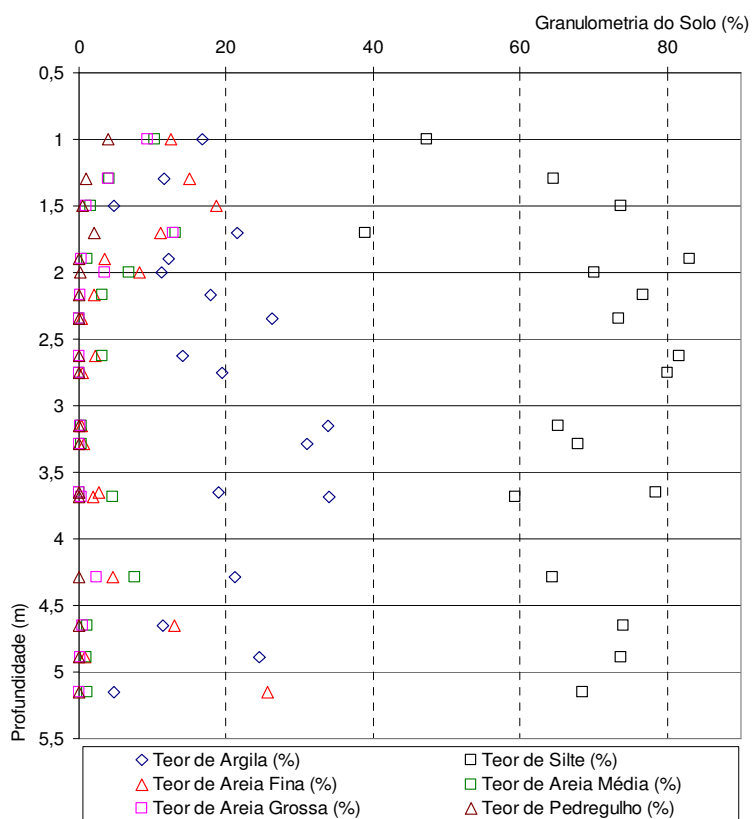


FIGURA 225. Variação da granulometria do solo da área de estudo 03 com a profundidade.

O depósito de argila mole nesta área de estudo apresenta teores de silte bastante elevados e que variam entre 60 a 80% com a profundidade. A porcentagem de argila oscila em torno de 20%, sendo inversamente proporcional à variação dos teores de silte.

Na camada de solo encontrada na faixa entre 4 e 5,5m de profundidade há um pequeno aumento no teor de areia fina, o que provoca a queda dos valores encontrados para a argila.

No primeiro metro de profundidade o solo bem graduado é referente à camada de aterro pouco espessa. Seguido desta camada, observa-se a presença de um horizonte formado pela cinza pesada originada da usina termelétrica do município vizinho de Capivari de Baixo. Este rejeito em mistura com o solo resulta em elevados teores de areia fina+silte, e que pode ser encontrado até 2,3m em relação ao nível do terreno.

Em relação aos limites de consistência determinados para os solos da área de estudo 03, observa-se uma grande variação dos resultados. São observados elevados valores de W_L (acima de 75%) para a camada localizada abaixo do aterro de cinza pesada. A figura 226 apresenta a variação dos limites de consistência com a profundidade.

Nas faixas que compreendem as profundidades de 1,5 a 2,7m e 3,5 a 5m, é verificado que os limites de liquidez apresentam-se acima dos valores obtidos para o teor de umidade natural, encontrando-se nas demais camadas valores muito próximos entre estes dois parâmetros.

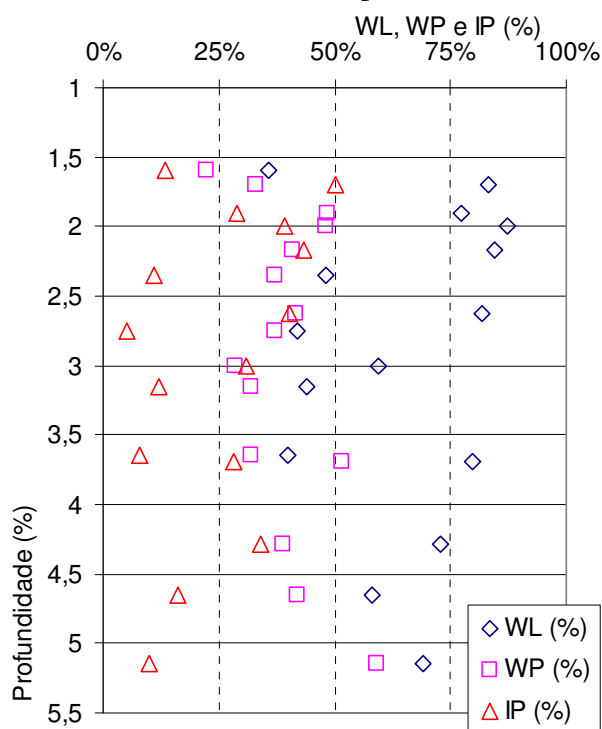


FIGURA 226. Variação dos limites de consistência com a profundidade na área de estudo 03.

8.6.1.4. Área de Estudo 04

O campus da UNISUL foi a quarta área de estudos dos Solos Gleis e Solos Orgânicos do centro urbano de Tubarão. A coleta de amostras indeformadas e realização de ensaio SPT compreendem os pontos 04-A e 04-B.

O campus localiza-se entre as ruas Padre Dionísio da Cunha Laudt e Simeão Esmeraldino de Menezes, como pode ser observado na figura 227.

Apesar de esta área de estudo estar situada próxima a uma elevação, seu terreno é plano e em algumas partes apresenta declividades de até 9%. A foto aérea de figura 228 apresenta a localização dos pontos 04-A e 04-B.

A coleta do ponto 04-B foi realizada em uma declividade baixa, com valores inferiores a 1%, enquanto que a declividade de coleta do ponto 04-A, foi de aproximadamente 7%, em zona de transição de solo sedimentar de argila mole para residual de granito, como mostra o mapa de declividades da figura 229.

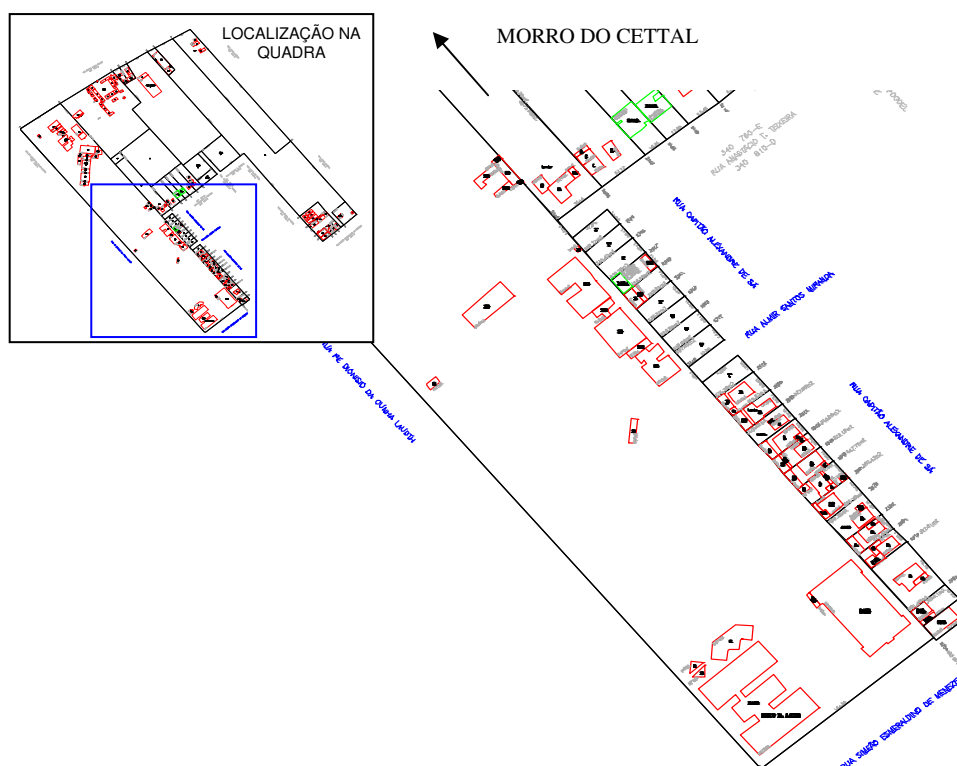


FIGURA 227. Localização da área de estudo 04 (Campus da UNISUL).

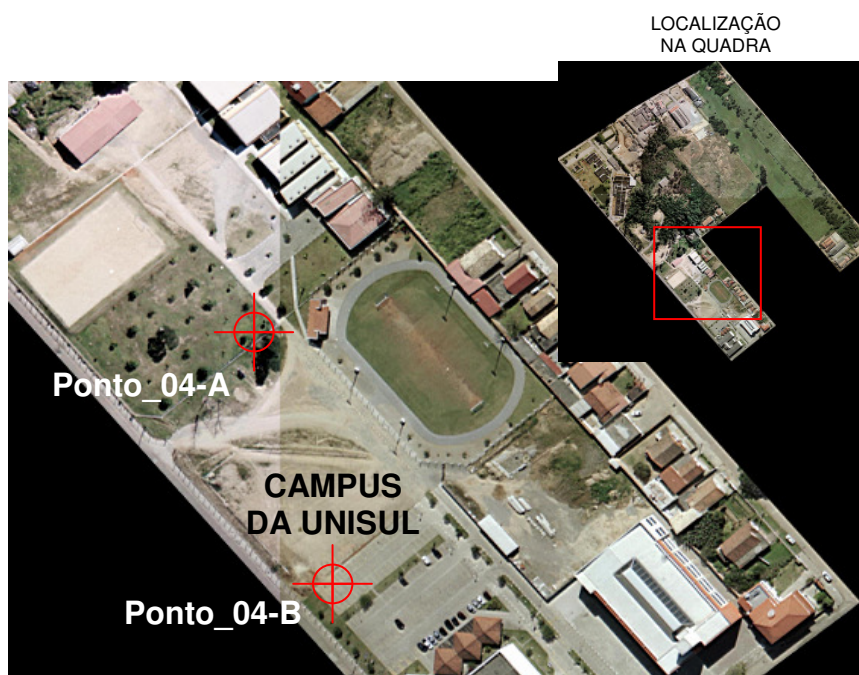


FIGURA 228. Localização dos pontos 04-A e 04-B na área de estudo 04.

No ponto 04-A foi realizado um ensaio de SPT e a coleta de duas amostras no tubo *Shelby*, enquanto que no ponto 4-B apenas o ensaio de SPT foi executado.

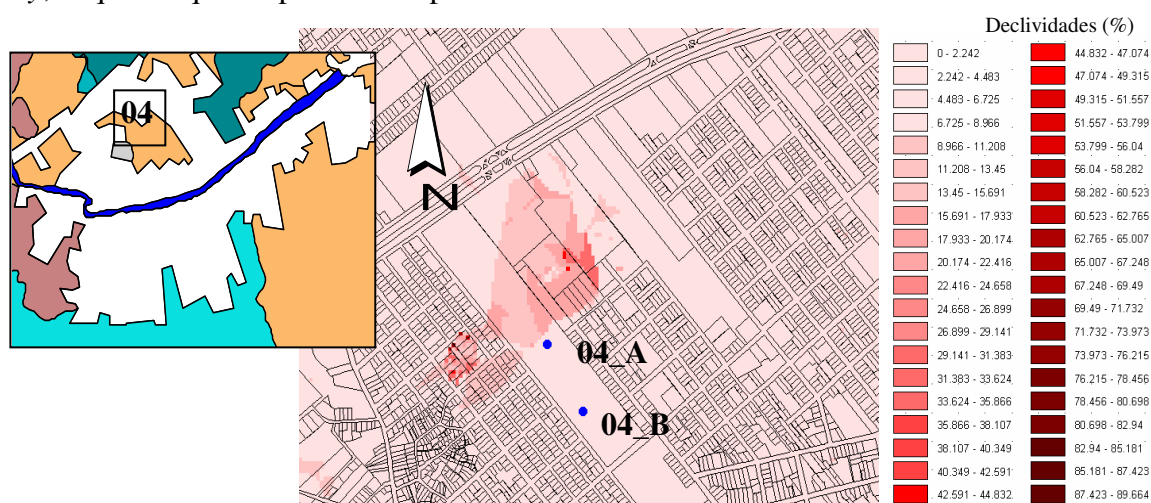


FIGURA 229. Localização da área de estudo 04 no mapa de declividades.

a) Sondagem SPT

Os perfis de sondagens SPT dos pontos 04-A e 04-B podem ser observados na figura 230.

Devido à proximidade do ponto de estudo 04-A com a elevação, o impenetrável à percussão do ensaio SPT se deu a poucos metros de profundidade, aproximadamente 7,50m, enquanto que o ponto 04-B, distante do ponto 04-A aproximadamente 200 metros apresentou impenetrável a 13,45 m.

O perfil de solo encontrado neste local é muito semelhante à área de estudo 03 (Igreja São Judas Tadeu). Na camada mais superficial do ponto 04-A foi encontrada uma espessa camada de cinzas da termelétrica alcançando a profundidade de 2 m. Após esta camada, surge uma argila orgânica cinza escura mole com aproximadamente 4 m de espessura, seguida de areia siltosa e argila arenosa com fósseis marinhos até o impenetrável.

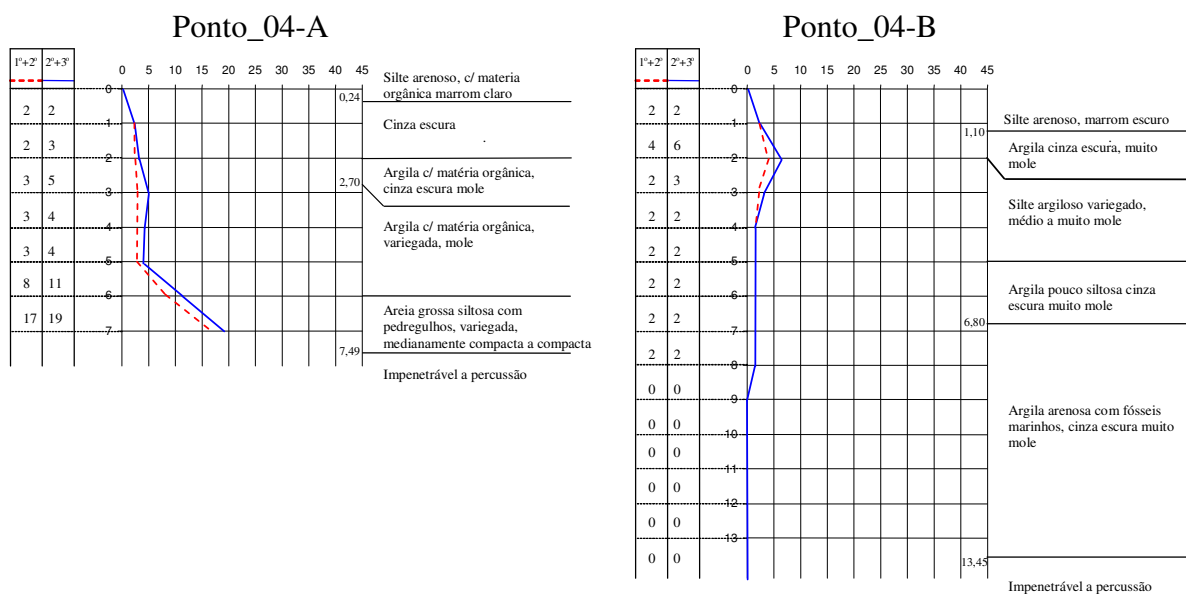


FIGURA 230. Perfis de sondagem SPT do ponto 04-a e 04-B (Campus da UNISUL).

O ponto 04-B apresentou perfil semelhante, porém não foi encontrada a presença do horizonte composto pela cinza pesada. Nesta sondagem chegou-se ao impenetrável mais profundo, em razão do ângulo de mergulho da elevação próxima aos furos.

O nível d'água para ambos os pontos é muito próximo à superfície, em torno de 1m para o ponto 04-A e 1,5m para o ponto 04-B.

O ponto 04-A apresenta um intervalo de resistência quando ensaiado através do SPT de 3 a 5 golpes na camada que sucede a cinza pesada e na camada final de areia grossa de 11 a 19 golpes.

O ponto 04-B apresenta resistência de até 6 golpes para a camada de argila superficial possivelmente causada pela variação do lençol freático, reduzindo este valor até chegar a zero, permanecendo até o impenetrável.

b) Coletas de Amostras Indeformadas

A coleta de amostras indeformadas foi possível em apenas duas profundidades distintas, como mostra a figura 231.

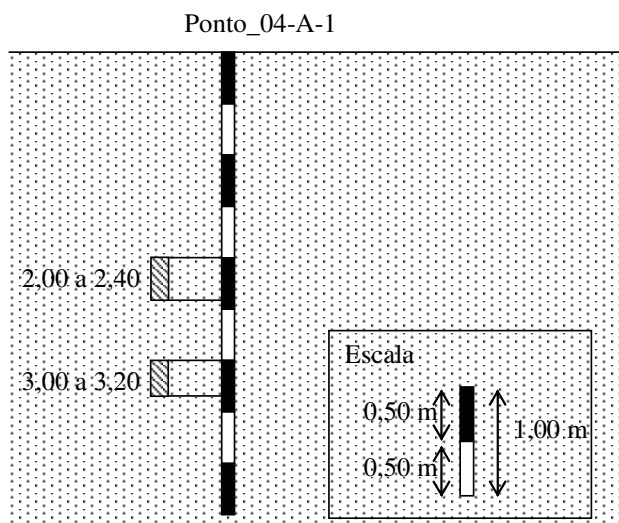


FIGURA 231. Coleta de amostras indeformadas do ponto 04-A-1.

Esta coleta ocorreu no ponto denominado 04-A-1, distante aproximadamente 1,5 m da execução do furo de sondagem SPT.

Neste ponto foi possível apenas a coleta de duas amostras em razão da pequena profundidade da camada de argila, que se apresenta com 4 m de espessura, e da relativa resistência oferecida pelo solo à cravação do tubo *Shelby*, em um intervalo entre 4 e 5 golpes do amostrador padrão. Verificou-se que quando os valores de N_{SPT} são iguais ou superiores a 2 golpes, as coletas de amostras através de tubos *Shelby* são dificultosas. Por esta razão foram utilizados tubos de menor diâmetro para esta coleta, reduzidos de 4" para 3".

c) Caracterização do Depósito de Argila com a Profundidade

Para os dois tubos *Shelby* coletados a 2 e 3m foram realizados ensaios de caracterização, como mostram a figura 232 e a tabela 65.

À medida que o teor de areia fina reduz, ocorre um aumento do teor de argila com a profundidade, de praticamente 10%, enquanto que os valores de silte permanecem praticamente os mesmos.

Assim como o W_L , a densidade real dos grãos varia com a profundidade e apresenta maiores valores para o intervalo de 3 a 3,25m proporcional à redução de matéria orgânica.

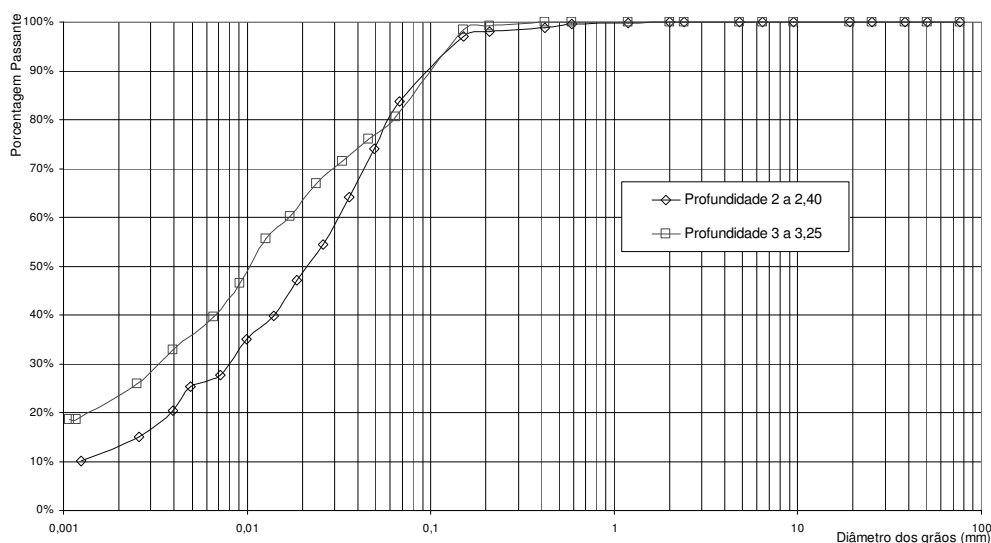


FIGURA 232. Granulometria do ponto 04-A-1.

TABELA 65. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização para as amostras indeformadas de argila mole coletadas no ponto 04-A-1.

Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	A.F (%)	A.M (%)	A.G (%)	P. (%)	δ	W_L (%)	W_P (%)	IP (%)
2,00 a 2,40	12,93	75,38	9,62	1,63	0,44	0	2,560	43	34	9
3,00 a 3,25	23,18	73,81	2,30	0,72	0	0	2,714	52	34	18

Onde: A.F – Areia Fina; A.M – Areia Média; A.G – Areia Grossa; P. – Pedregulho; δ - Densidade real das partículas.

A figura 233 apresenta os resultados dos ensaios de limites de consistência e teor de umidade, realizados com as amostras deformadas coletadas a partir do amostrador padrão do ensaio de SPT. Uma pequena redução do teor de umidade natural ocorre com a profundidade, ocorrendo uma sensível elevação após os 12m. Além disso, o W_L encontra-se sempre abaixo do w_{nat} .

Em relação aos limites de consistência dos solos obtidos através dos ensaios de caracterização nas áreas de estudo, estes são comparados através da linha A de Casagrande, traçada a partir do Índice de Plasticidade *versus* o Limite de Liquidez (Carta de Plasticidade de Casagrande) apresentado na figura 234.

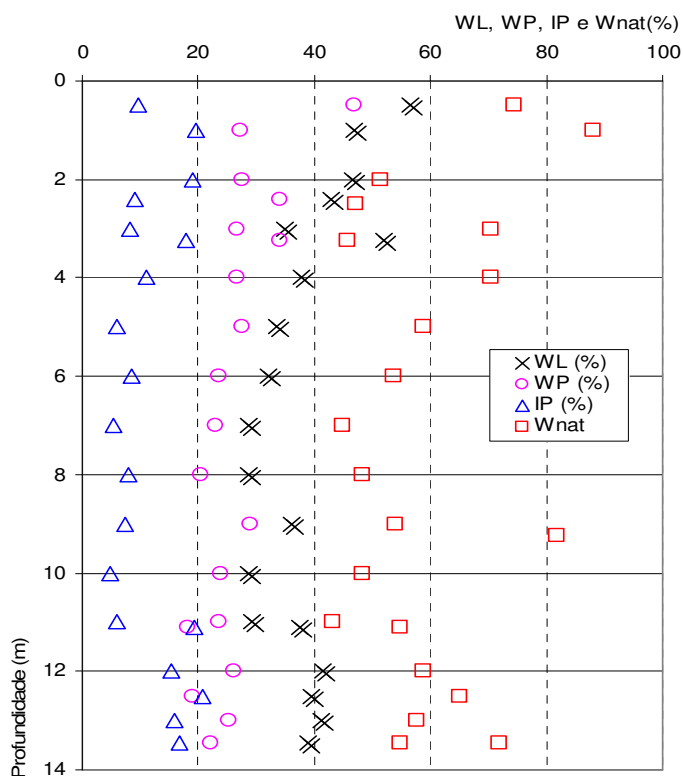


FIGURA 233. Variação dos limites de consistência e teor de umidade com a profundidade (área 04).

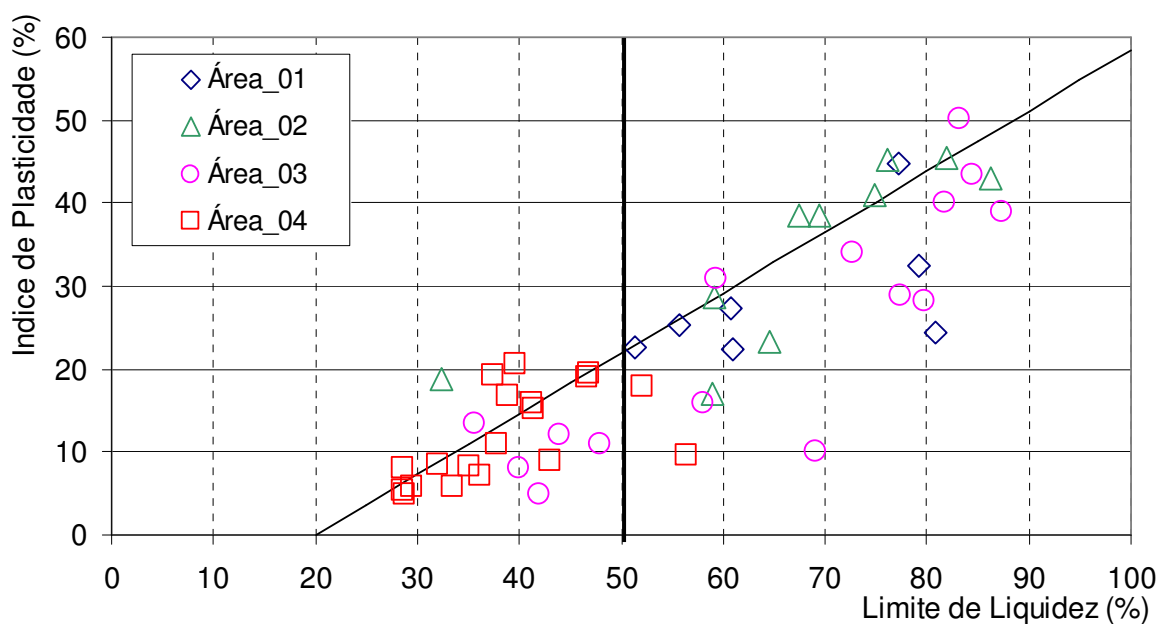


FIGURA 234. Correlação entre o IP (%) e W_L (%) das áreas de estudo.

Para a argila da área de estudo 01 os pontos ocorrem de forma crescente com o aumento da profundidade, abaixo da linha A. O Limite de Liquidez aumenta com a profundidade apresentando valores sempre acima de 50%, que variam no intervalo de 51% a 81%.

Na área de estudo 02 os valores apresentam-se próximos à linha A, à exceção do primeiro ponto, referente a camada de aterro encontrada no local. Os valores de W_L para as argilas analisadas apresentam-se sempre acima de 50% variando entre 59 e 152%. Estes valores aumentam com a profundidade ultrapassando a linha A, retornando apenas no último metro de análise em razão da elevação dos teores de areia fina.

Os solos da área de estudo 03 apresentam-se bem distribuídos no gráfico, porém sensivelmente abaixo da linha A.

Na área de estudo 04 constata-se que os valores de W_L estão consideravelmente abaixo do w_{nat} e quando comparados com os valores de IP graficamente, os pontos resultantes situam-se próximos à linha A.

8.7. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS ORGÂNICOS E SOLO GLEIS DO CENTRO URBANO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

Os ensaios de adensamento foram realizados em três áreas do centro urbano de Tubarão (área de estudo 02, 03 e 04), em diversas profundidades. Um total de 16 coletas de tubos *Shelby* possibilitou a realização de 9 ensaios distribuídos nos vazios urbanos.

Da mesma forma como foi procedido para os solos residuais, foi construído um gráfico de tensão *versus* deformação para efeito de comparação entre os valores obtidos, uma vez que a variação do índice de vazios das amostras ensaiadas é muito grande.

As curvas tensão *versus* deformação e tensão *versus* variação do índice de vazios (e) obtidas a partir dos resultados do ensaio de adensamento são apresentadas nas figuras 235 e 236.

Através do gráfico tensão *versus* variação do índice de vazios é possível observar que os valores de deformação são bastante diferentes, principalmente no que diz respeito às amostras coletadas entre as profundidades de 2,35 e 3,23m na área de estudo 02. Por ser caracterizada como uma turfa, um elevado índice de vazios e grande compressibilidade foram obtidos para este tipo de solo.

Este tipo de solo apresentou uma deformação excessiva de 41,5%, esgotando o curso da prensa de adensamento em seu penúltimo estágio, o que possibilitou apenas a construção de sua curva até a carga de 170kPa.

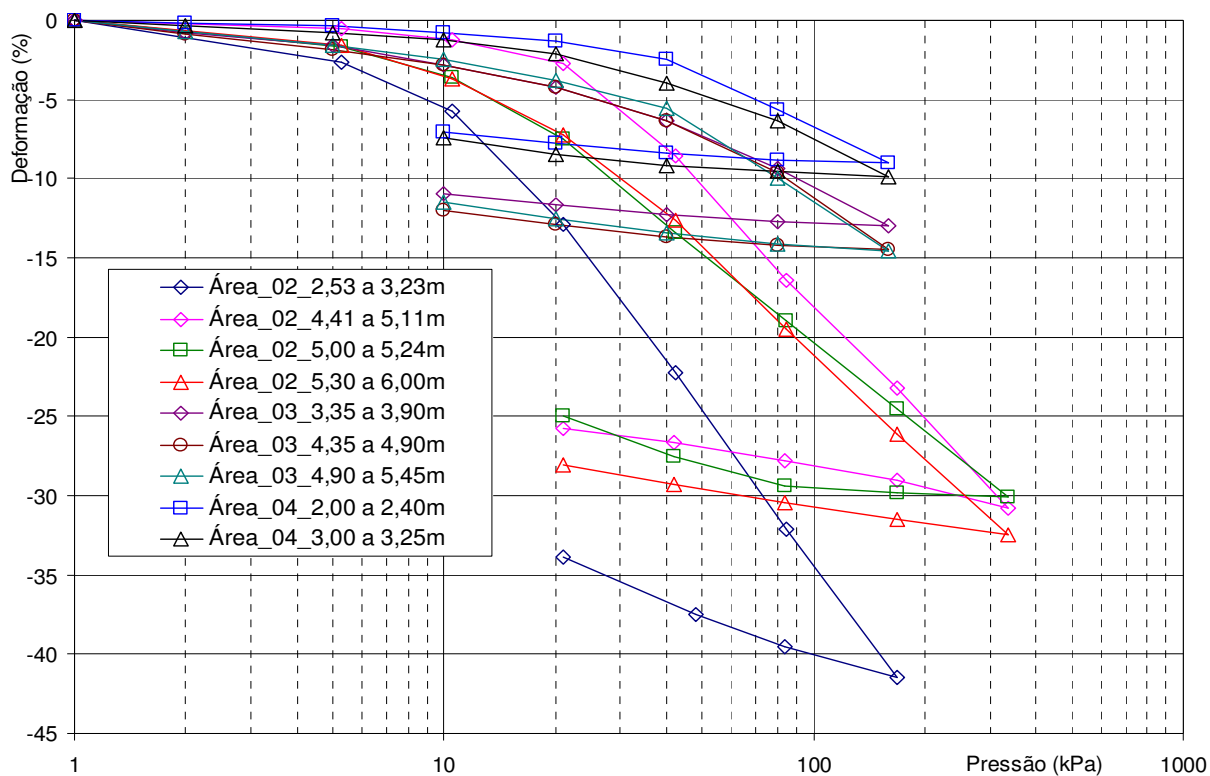


FIGURA 235. Curvas tensão *versus* deformação do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.

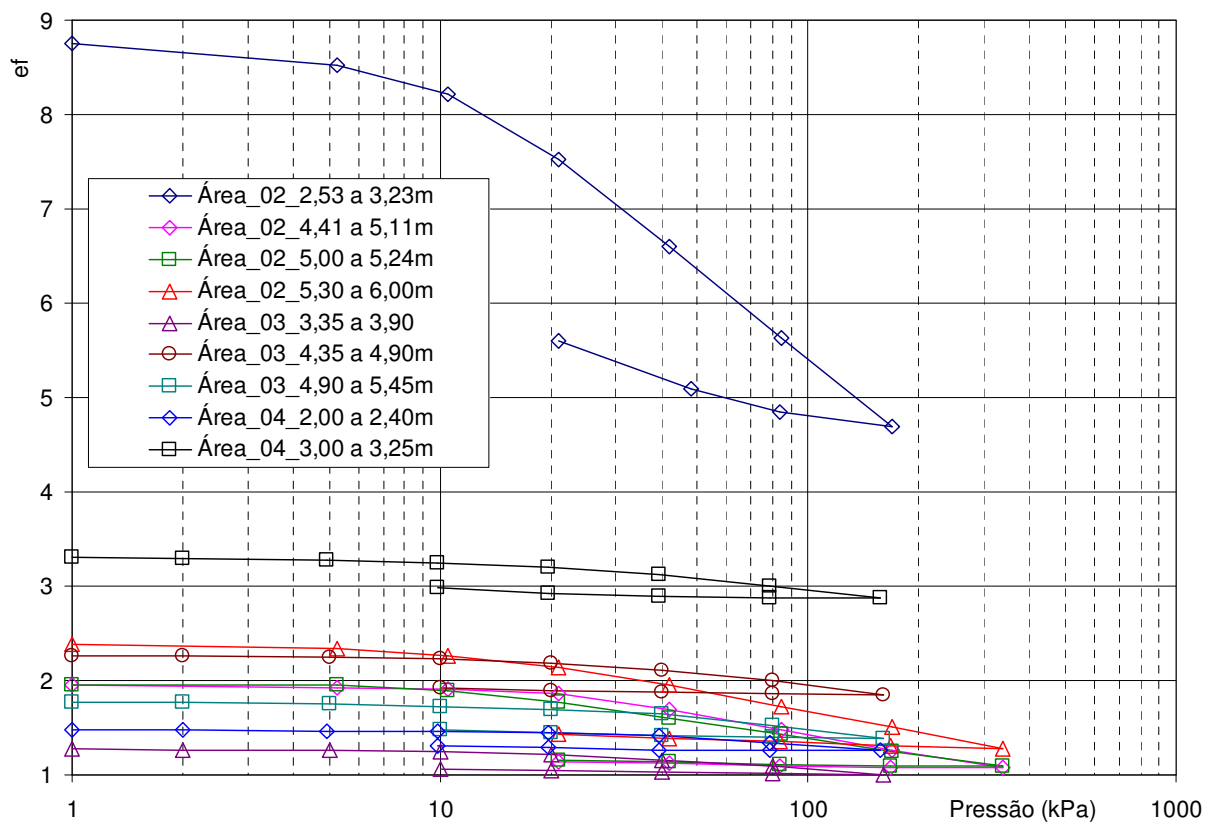


FIGURA 236. Curvas tensão *versus* variação do índice de vazios do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.

O gráfico correspondente às curvas tensão *versus* variação do índice de vazios é reapresentado na figura 237 sem a inclusão do resultado referente à turfa encontrada na área de estudo 02.

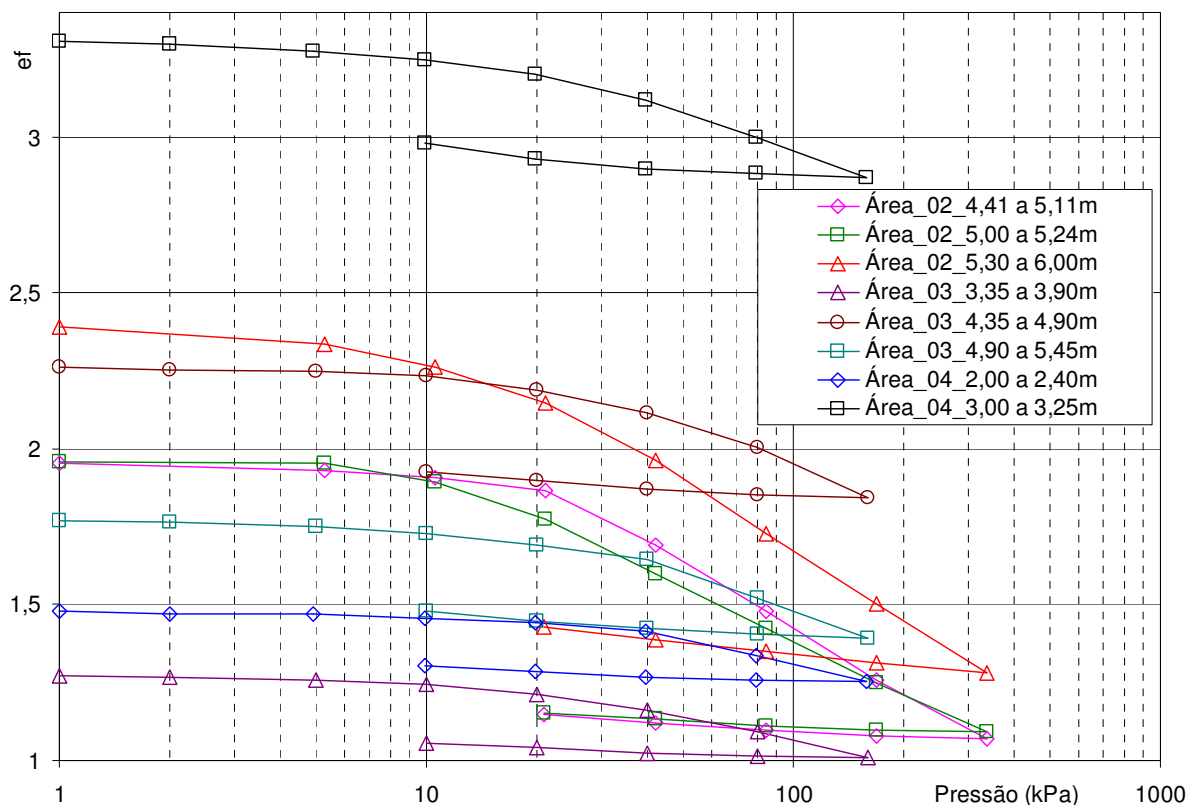


FIGURA 237. Curvas tensão *versus* variação do índice de vazios do ensaio de adensamento das áreas de estudo 02, 03 e 04.

A área de estudo 02 é destacada pela grande deformação que os solos encontrados no local apresentam. Além da turfa presente entre as profundidades de 2,35 e 3,23m, os demais solos coletados apresentaram as maiores deformações quando comparado aos outros solos ensaiados na prensa oedométrica. As relações entre as deformações totais obtidas pelo ensaio em relação à área de estudo e as profundidades de coletas de amostras podem ser observadas através do gráfico da figura 238.

A título de comparação, as deformações totais apresentadas no gráfico da figura 239 são referentes ao mesmo nível de pressões (aproximadamente 85kPa) o que torna possível a análise.

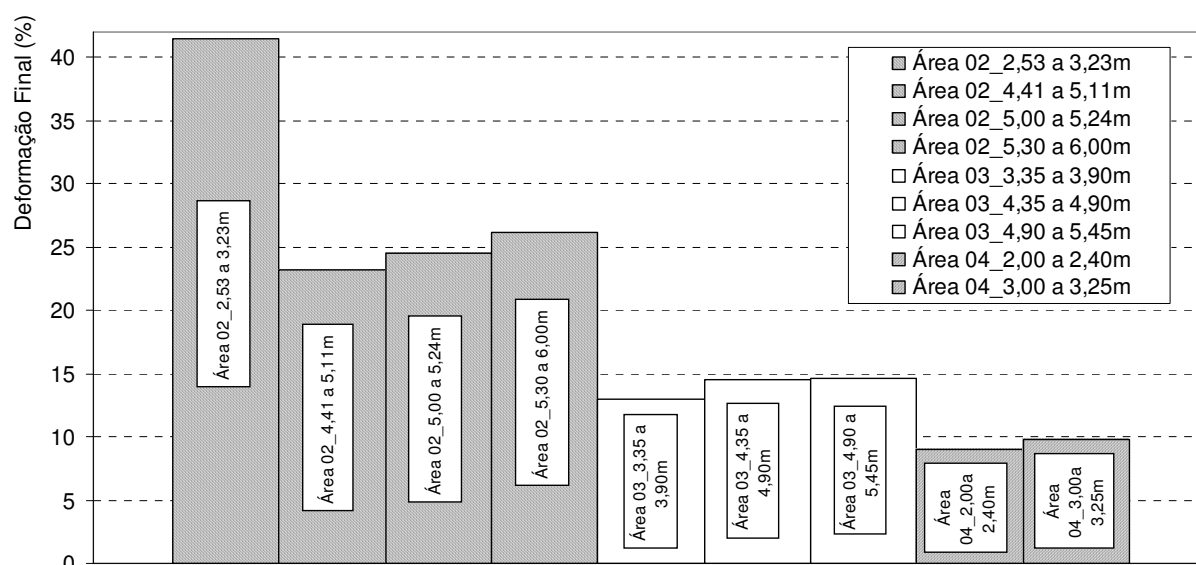


FIGURA 238. Deformação total dos solos de argila mole para a tensão de 85kPa quando ensaiados em prensa de adensamento.

As características relativas à compressibilidade determinadas através do ensaio de adensamento, são representadas numericamente através da tabela 66.

TABELA 66. Resultado dos ensaios de adensamento nos solos da área de estudo 02.

Área de Estudo	Profundidade de coleta de amostras (m)	W_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR	C_r	C_c	CR	e_o	C_v (cm ² /s) $\times 10^{-4}$
02	2,53 a 3,23	340	10,8	14	0,96	0,529	3,124	0,320	8,7	0,015-7,67
	4,41 a 5,11	70,2	15,7	25	0,98	0,034	0,716	0,248	1,9	0,0005-3,04
	5,00 a 5,24	71,7	15,3	15	0,83	0,020	0,581	0,196	1,9	0,001-3,68
	5,30 a 6,00	87,1	14,7	17	0,87	0,133	0,751	0,222	2,4	0,002-7,04
03	3,35 a 3,90	51,2	17,4	33	0,97	0,018	0,255	0,112	1,3	0,002-0,406
	4,35 a 4,90	66,5	13,4	46	1,10	0,025	0,449	0,138	2,3	0,35-1,38
	4,90 a 5,45	44,1	13,7	31	0,96	0,038	0,421	0,152	1,77	0,46-2,027
04	2,00 a 2,40	47,3	15,75	31	1,30	0,017	0,268	0,108	1,5	0,0005-0,64
	3,00 a 3,25	45,6	9,05	22	0,95	0,047	0,417	0,097	3,3	0,001-0,887

NOTA: $CR=C_c/l+e_o$ – Razão de compressão; σ'_p - Pressão de pré-adensamento; OCR – Over Consolidation Ratio – determinado a partir da estimativa de alguns pesos específicos do solo.

De uma forma geral, os valores relativos à tensão de pré-adensamento (σ'_p) são variáveis para as áreas de estudo e não apresentam um comportamento padrão de aumento ou redução com a variação da profundidade. Quando analisadas todas as áreas de estudo, estes valores

apresentaram-se em um intervalo de valor mínimo de 14kPa para a turfa localizada na área de estudo 02, e máximo de 46kPa em profundidade entre 4,35 e 4,90m para a área 03.

Analisando-se os valores de OCR apresentados pelas áreas de estudos investigadas, observa-se que os solos encontram-se em uma faixa muito próxima à normalmente adensada (NA), ou pouco abaixo da mesma que representa os solos em adensamento. Uma pequena pressão de pré-adensamento é observada apenas para a camada superficial da área de estudo 04, onde o N_{SPT} é de aproximadamente 5 golpes.

Para a área de estudo 02 os baixos valores de tensão de pré-adensamento compreendem o intervalo de 14 a 17kPa, à exceção da amostra coletada no intervalo entre a profundidade de 4,41 a 5,11m, que apresentou 25kPa.

Na área de estudo 04, que se situa mais próximo a uma elevação, percebe-se que o intervalo que compreende as profundidades de 2 e 2,40m, a variação do lençol freático nesta faixa provoca um pequeno aumento no valor encontrado para σ'_p de 31kPa, sendo reduzido no metro seguinte para 21kPa.

Os maiores valores do coeficiente de adensamento variam para a camada mais superficial da área de estudo 02, composta por solo orgânico de turfa, atingindo valores entre 0,015 e $7,67 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$.

Os valores da tensão de pré-adensamento obtidos por esta tese em função da profundidade, em comparação com os resultados apresentados por Drössemeyer e Muller (1999), Marques e Lacerda (2004) e Santos (1997), podem ser observados através do gráfico da figura 239.

A variação dos coeficientes de compressibilidade em relação à profundidade é apresentada na figura 240. Os valores obtidos para a área de estudo 02 mostram-se consideravelmente elevados, principalmente no que diz respeito à primeira camada que corresponde às profundidades de 2,53 a 3,23m. À exceção desta camada, a área de estudo 03 apresenta valores compatíveis, porém mais baixos que os resultados obtidos na área 02.

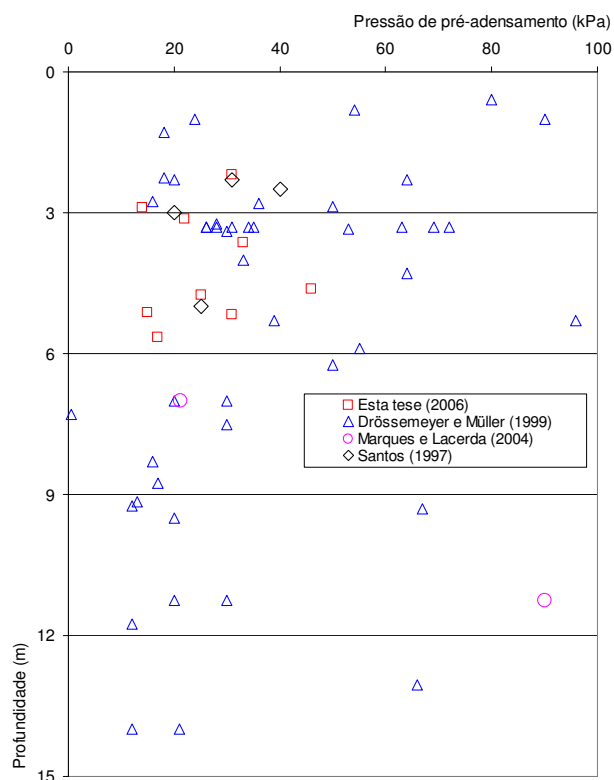


FIGURA 239. Variação da tensão de pré-adensamento com a profundidade.

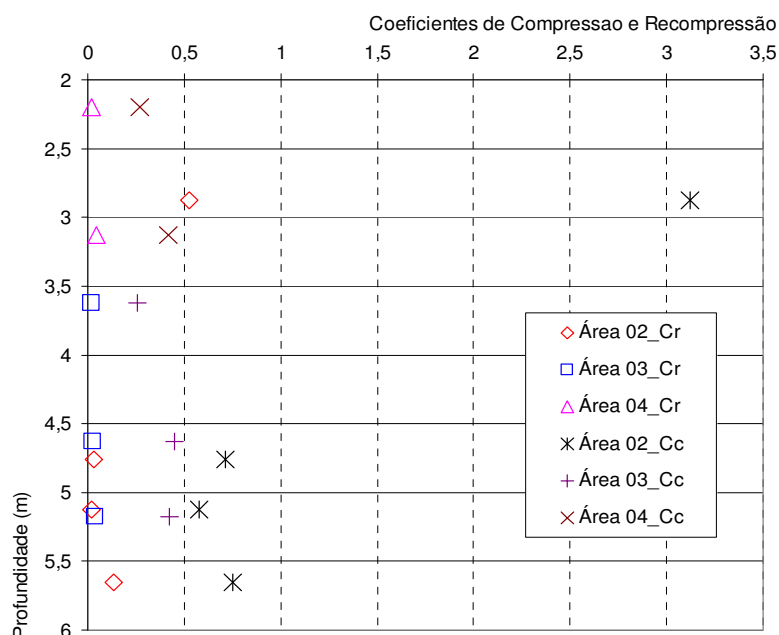


FIGURA 240. Variação dos coeficientes de compressão e recompressão com a profundidade.

Com base nos resultados obtidos para as argilas moles do centro urbano do município de Tubarão, foram realizadas comparações com os valores das argilas moles de áreas costeiras apresentados por Drössemeyer e Müller (1999), Coutinho (2001) e Santos (1997) apresentados na tabela 67.

TABELA 67. Características relativas à compressibilidade das argilas moles costeiras do Brasil.

Autor	Características da Argila Mole Costeira											
	Prof. (m)	e_0	W_{nat} (%)	C_c	SPT _{médio}	CR	C_v (cm ² /s)x10 ⁻⁴	W_L (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR
Massad (1994b e 1999)	≤ 5	>4	-	-	0	0,35-0,39	0,4-400	40-150	30-90	13	-	-
	≤ 50	2-4	-	-	0-4	0,33-0,51	0,3-10	40-150	20-90	13,5-16,3	-	-
	20-45	<2	-	-	5-25	0,35-0,43	3-7	40-150	40-90	15-16,3	-	-
Alencar et al. (2002)	0-11	1,7-2,4	15-16	0,8-1,2	-	-	5,5-8,5	-	-	-	-	1-1,05
	11-13	0,91-1,19	17,5-18,7	0,39-0,67	-	-	-	-	-	-	-	3,1-6,1
	17-21	0,89-0,94	13,2-13,6	0,14-0,285	-	-	3,8-5	-	-	-	-	1,29-1,69
Coutinho e Lacerda (1976 e 1994)	-	-	-	1,35 a 1,86	-	-	1-10	-	-	-	-	-
Coutinho e Lacerda (1994)	-	-	-	0,29 a 3,75	-	-	-	-	-	-	-	-
Coutinho et al. (1992 e 1993)	-	-	-	0,5 a 2,5	-	-	3-20	-	-	-	-	-
Dias e Bastos (1994)	-	-	-	-	-	-	1-5	-	-	-	-	-
Baptista e Sayão (1998)	-	-	-	-	-	-	1,9-2,1	-	-	-	-	-
Sousa Pinto e Massad (1978)	-	-	-	-	-	-	0,001-0,1	-	-	-	-	-
Coutinho (2001)	28,00-28,90	1,40	-	0,71	-	0,30	-	64	-	-	240*	-
	29,00-29,8	1,43	-	0,80	-	0,33	-	70	-	-	440*	-
	30,00-30,70	1,47	-	0,92	-	0,37	-	73	-	-	400*	-
	32,00-32,60	1,57	-	0,86	-	0,33	-	85	-	-	260*	-
	33,00-33,40	1,63	-	0,82	-	0,31	-	79	-	-	190*	-
	35,00-35,65	1,52	-	0,90	-	0,36	-	78	-	-	340*	-
	36,00-36,65	1,63	-	0,91	-	0,35	-	78	-	-	240*	-
	37,00-37,63	1,65	-	0,98	-	0,30	-	83	-	-	145*	-
	38,00-38,50	1,55	-	1,05	-	0,41	-	87	-	-	460*	-
40,00-40,78	1,74	-	1,19	-	0,43	-	90	-	-	340*	-	
Sayão et al. (2002)	-	2,59	97,7	-	-	-	-	71	29	14,64	-	1,5
	-	2,76	99,7	-	-	-	-	67	33	14,15	-	1,7

*Determinado através do ensaio de CRS

TABELA 67. Características relativas à compressibilidade das argilas moles costeiras do Brasil (continuação).

Autor		Características da Argila Mole Costeira (continuação)											
		Prof. (m)	e_0	W_{nat} (%)	C_c	SPT _{médio}	CR	C_v (cm ² /s) x10 ⁻⁴	W_L (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR
Marques e Lacerda (2004)	0-7	1,26-2,70	47-100	0,18-0,93	0-5	0,09-0,26	2,4-81	40-98	6-53	14-17	21,3	-	
	6-16,5	1,37-2,82	49-103	0,34-0,88	0-8	0,13-0,27	2-49	32-110	11-57	13,8-16,8	90	-	
	16,5-38	1,12-2,01	40-75	0,25-0,99	4-35	0,11-0,37	2,7-17	57-84	26-46	14,8-17,7	92	-	
Antoniutti Neto, Kormann, Guimarães e Henchen (2006)	5,9	2,976	105,4	1,21	-		1,55 a 2,79	-	-	1,401	9,8	1,7	
	8,9	2,818	111,1	0,96	-		1,43 a 2,25	-	-	1,489	22	3	
Santos (1997)	5	-	72,2	1,54	-	0,531	-	27	10	14,7	25	-	
	3	-	160,3	0,54	-	0,100	-	-	-	12,4	20	-	
	2,3	-	70,2	0,78	-	0,276	-	66	39	15,6	31	-	
	2,5	-	62,1	1,00	-	0,378	-	98	76	15,9	40	-	
	0,50	-	-	-	-	-	-	50	16	-	-	-	
Esta tese (2006)	Área 02	2,53-3,23	8,75	340	3,124	0-1	0,320	0,015-7,67	152	54	10,8	14	0,96
		4,41-5,11	1,89	70,2	0,716	0	0,248	0,0005-3,04	59	28	15,7	25	0,98
		5,00-5,24	1,96	71,7	0,581	0	0,196	0,001-3,68	86	43	15,3	15	0,83
		5,30-6,00	2,39	87,1	0,751	0	0,222	0,002-7,04	69	38	14,7	17	0,87
	Área 03	3,35-3,90	1,27	51,2	0,255	0	0,112	0,002-0,406	42	5	17,4	33	0,97
		4,35-4,90	2,26	66,5	0,449	0	0,138	0,35-1,38	44	12	13,4	46	1,10
		4,90-5,45	1,77	44,1	0,421	0	0,152	0,46-2,027	40	8	13,7	31	0,96
	Área 04	2,00-2,40	1,48	47,3	0,268	5	0,108	0,0005-0,64	43	9	15,75	31	1,30
		3,00-3,25	3,29	45,6	0,417	4	0,097	0,001-0,887	52	18	9,05	22	0,95

Alguns autores (Schultze e Sherif, 1973; Terzaghi e Peck, 1967; Dias, 1993; Coutinho, 2001; Kerstner, 2001 e Drössemeyer e Muller, 1999) citados por Dias e Kerstner (2003) têm proposto correlações estatísticas visando obter parâmetros que usualmente são resultantes de ensaios que necessitam de tempo para a sua execução, como o adensamento, e resultados mais simples e de rápida obtenção, como teor de umidade, limites de consistência e índice de vazios.

As comparações apresentadas na tabela 72 resultaram nas correlações apresentadas nas figuras 241, 242, 243 e 244. Para todas as correlações realizadas, os valores da linha de ajuste encontrada foram considerados satisfatórios, o que possibilita o seu uso nas áreas analisadas.

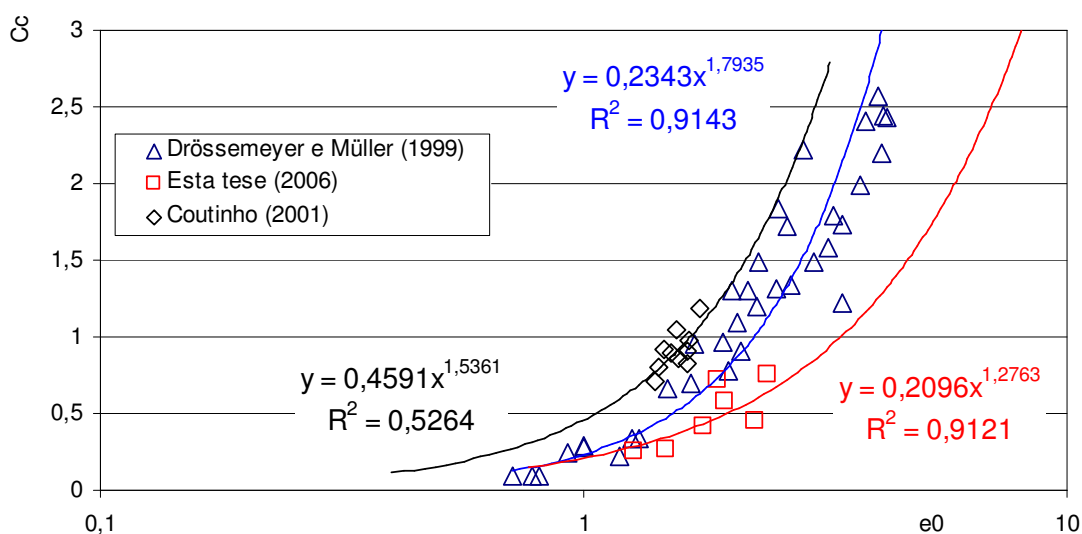


FIGURA 241. Correlação entre valores obtidos de C_c e e_o por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999) e Coutinho (2001).

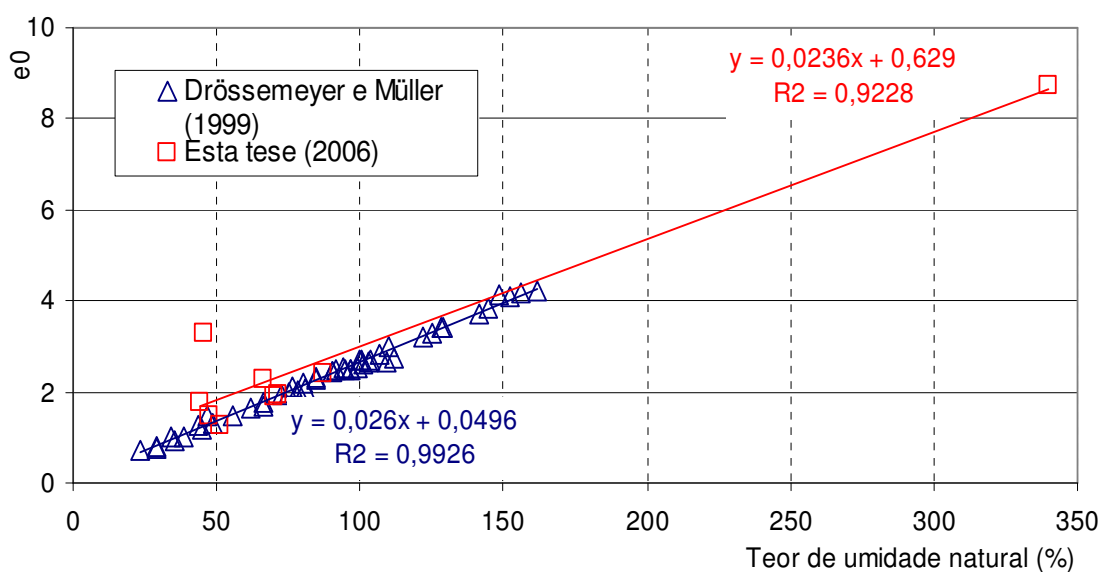


FIGURA 242. Correlação entre valores obtidos de e_o e W_{nat} por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999).

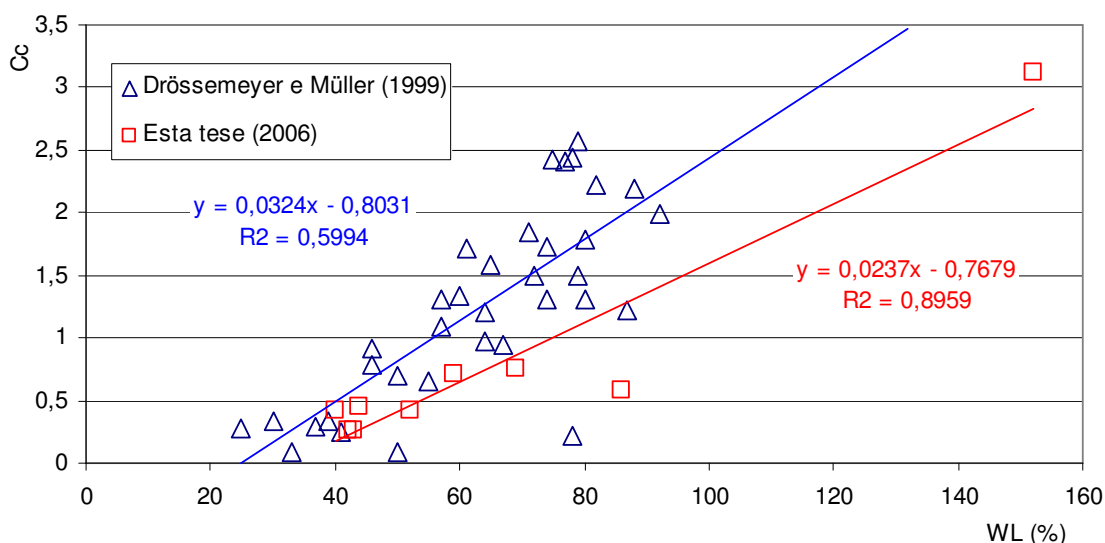


FIGURA 243. Correlação entre valores obtidos de C_c e W_L por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999).

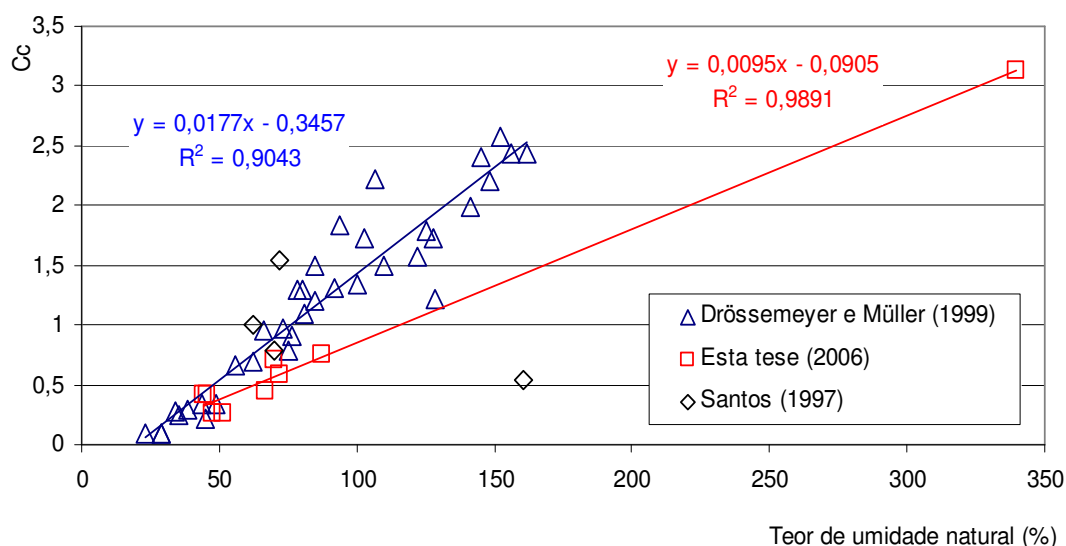


FIGURA 244. Correlação entre valores obtidos de C_c e W_{nat} por esta tese e solos apresentados por Drössemeyer e Müller (1999) e Santos (1997).

Na tabela 68 são apresentadas algumas equações obtidas por esta tese através de correlações entre o coeficiente de compressão (C_c) e o Limite de Liquidez (W_L), teor de umidade natural (w_{nat}) e o índice de vazios (e_o), em comparação com os resultados alcançados por Coutinho (2001) para a argila siltosa de Recife, Dias e Kerstner (2003) para a argila siltosa orgânica do Porto de Rio Grande e Drössemeyer e Muller (1999) para as argilas moles encontradas nas obras de duplicação da BR-101.

TABELA 68. Correlações entre valores de coeficiente de compressão e teor de umidade, índice de vazios inicial e limites de liquidez.

Autores	Correlação	Equação	R ²
Recife ⁰¹	$Cc \times w_{nat}$	$Cc=0,004w_{nat}+1,738\pm 0,54$	0,52
	$Cc \times e_o$	$Cc=0,586e_o-0,165\pm 0,25$	0,84
	$Cc \times W_L$	-	-
Rio Grande ⁰²	$Cc \times w_{nat}$	$Cc=0,012w_{nat}+0,2553$	0,75
	$Cc \times e_o$	$Cc=0,8539e_o-0,479$	0,89
	$Cc \times W_L$	$Cc=0,0093.(W_L+20,2)$	0,79
BR-101 ⁰³	$Cc \times w_{nat}$	$Cc=32,872w_{nat}+58,037$	0,52
	$Cc \times e_o$	$Cc=0,6696e_o-0,3586$	0,90
	$Cc \times W_L$	$Cc=0,0324 W_L-0,8031$	0,60
Tubarão ⁰⁴	$Cc \times w_{nat}$	$Cc=0,0236w_{nat}+0,629$	0,92
	$Cc \times e_o$	$Cc=0,3821e_o-0,2193$	0,98
	$Cc \times W_L$	$Cc=0,0237 W_L-0,7679$	0,90

NOTA: Argila Siltosa de Recife (Coutinho, 2001)⁰¹; Argila Siltosa Orgânica do Porto de Rio Grande (Dias e Kerstner, 2003)⁰²; BR-101 (Drössemeyer e Muller, 1999)⁰³ – Valores obtidos em forma de tabelas; Esta tese⁰⁴.

A partir das correlações realizadas com base nos resultados obtidos por esta tese em comparação com outros autores, percebe-se uma elevação da compressibilidade dos solos com o aumento do índice de vazios, onde uma pequena dispersão se destaca especialmente para valores de e_o acima de 1,89.

Observa-se uma variação relativamente acentuada dos valores de Cc com a profundidade, encontrando-se na faixa entre 0,255 a 3,12. Apesar de serem notadas dispersões razoáveis quando relacionado este coeficiente com outras características do solo, o que é bastante comum nestas relações, verifica-se uma tendência bem definida do aumento do Cc com o teor de umidade natural e limite de liquidez.

Comparativamente às relações apresentadas por Drössemeyer e Muller (1999) para os solos de argila mole da região costeira do estado de Santa Catarina, a linha de tendência criada para esta correlação encontra-se menos inclinada que as demais, ou seja, os solos analisados por esta tese apresentam compressibilidade menos sensíveis à variação do W_L .

8.8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS ORGÂNICOS E SOLOS GLEIS DO CENTRO URBANO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO

A resistência não drenada (S_u) dos solos do tipo Gleis e Orgânicos do centro urbano do município de Tubarão foi determinada através de ensaios de compressão triaxial.

Para determinação do S_u através do ensaio de compressão triaxial, normalmente é necessário um mínimo de três corpos de prova para a construção de uma envoltória. Nesta tese, em alguns dos casos, para que as amostras não apresentassem maiores deformações, em cada seção do tubo *Shelby* foi moldada apenas uma amostra no centro do mesmo, ou seja, o mais distante possível da parede do tubo.

Este procedimento, agravado pelo fato de que houve uma grande quantidade de amostras coletadas amolgadas, fez com que fosse aproveitada em algumas áreas de estudo apenas uma amostra para cada tubo *Shelby*.

A partir dos resultados obtidos através dos ensaios triaxiais verifica-se que há uma elevada variação dos valores de teor de umidade natural das amostras coletadas, a qual oscilou na faixa entre 58,43 e 208,8%, ao passo que os valores de resistência ao cisalhamento não drenada variaram de 7,1 a 12,4kPa, valores estes próximos aos encontrados para as camadas superficiais do depósito de argila mole de Navegantes/SC analisado por Marques e Lacerda (2004).

Os dados obtidos por esta tese são comparados também aos valores de resistência não drenada apresentados por Duarte (1977), Costa Filho et al. (1985), Sayão (1980), Alencar et al. (2002), Samara et al. (1982), Árabe (1995), Massad (1985), Gusmão Filho (1986), Ferreira et al. (1986), Coutinho e Ferreira (1993), Conceição (1997), Coutinho (1988), Ribeiro (1992), Dias e Bastos (1994), Massad (1994b) e Santos (1997), como apresentado na tabela 69.

TABELA 69. Parâmetros de resistência de algumas argilas moles costeiras do Brasil em comparação com os valores obtidos por esta tese.

Autor		Profundidade (m)	W_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	S_u (kN/m ²)	SPT _{médio}	B
Alencar et al. (2002)		0-11	-	15-16	1,7-2,4	10-30	0-1	-
		11-13	-	17,5-18,7	0,91-1,19	-	4-5	-
		17-21	-	13,2-13,6	0,89-0,94	23-51	4-6	-
Duarte (1977), Costa Filho et al. (1985) e Sayão (1980)		-	110-160	-	-	5-15	-	-
Samara et al. (1982), Árabe (1995) e Massad (1985)		-	100-140	-	-	10-60	-	-
Gusmão Filho (1986), Ferreira et al. (1986) e Coutinho e Ferreira (1993)		-	50-150	-	-	2-40	-	-
Conceição (1997)		-	35-150	-	-	13-40	-	-
Coutinho (1988)		-	40-400	-	-	5-37	-	-
Ribeiro (1992)		-	57-72	-	-	8-20	-	-
Dias e Bastos (1994)		-	38-64	-	-	-	-	-
Massad (1994b)		≤ 5		13	>4	3	0	-
		≤ 50		13,5-16,3	2-4	10-60	0-4	-
		$20 \leq z \leq 45$		15-16,3	<2	>100	5-25	-
Santos (1997)		1,25	124,9	13,8	3,24	10,8	-	-
		3,00	-	-	-	5,1	-	-
		5,00	72,2	14,7	1,9	9,4	-	-
		2,30	70,2	15,6	1,83	15,8	-	-
		2,50	62,1	15,9	1,64	15,6	-	-
Esta tese (2006)	Área 03	4,29-4,89	83,23	14,85	2,03	8,0	0	0,97
			95,76	14,47	2,31	9,0	0	0,98
		2,79-3,39	58,43	16,23	1,24	11,3	0	0,99
			67,45	16,08	1,39	11,3	0	0,97
	Área 02	2,53-3,23	208,8	12,21	0,95	9,2	0-1	0,95
			192,61	12,35	0,96	8,1	0-1	0,96
		4,41-5,11	74,22	15,76	0,98	11,0	0	0,98
			72,95	14,19	0,97	7,1	0	0,97
			71,52	15,76	0,97	9,3	0	0,97
		5,00-5,24	80,61	15,43	2,15	7,2	0	0,98

NOTA: B —Coeficiente de pressão neutra (ou coeficiente B de Skempton); S_u —Coesão não drenada (ou resistência não drenada do solo).

Com base nas argilas moles estudadas na duplicação da BR-101 por Drössemeyer e Müller (1999) e os Solos Orgânicos e Solos Gleis da ilha de Santa Catarina analisados por Santos (1997), foi possível a construção dos gráficos apresentados na figura 245 e 246.

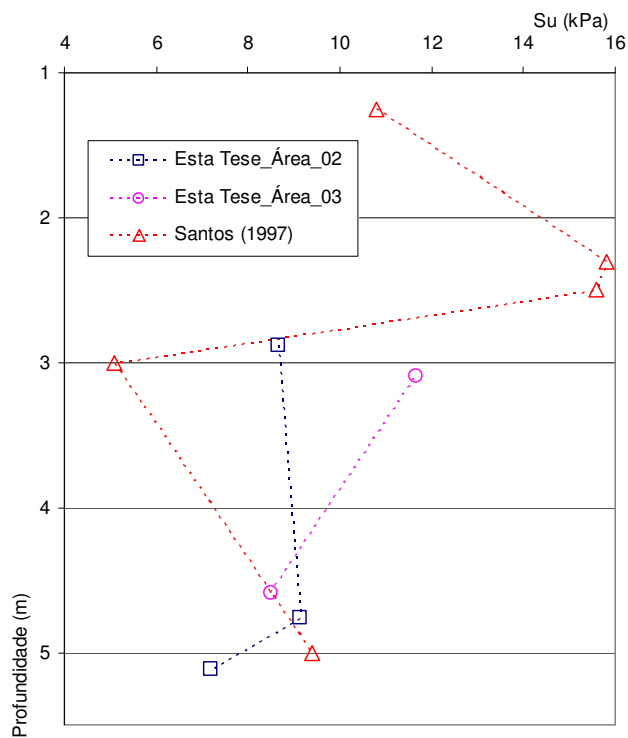


FIGURA 245. Variação dos valores médios de resistência ao cisalhamento não drenada ($\overline{S_u}$) com a profundidade.

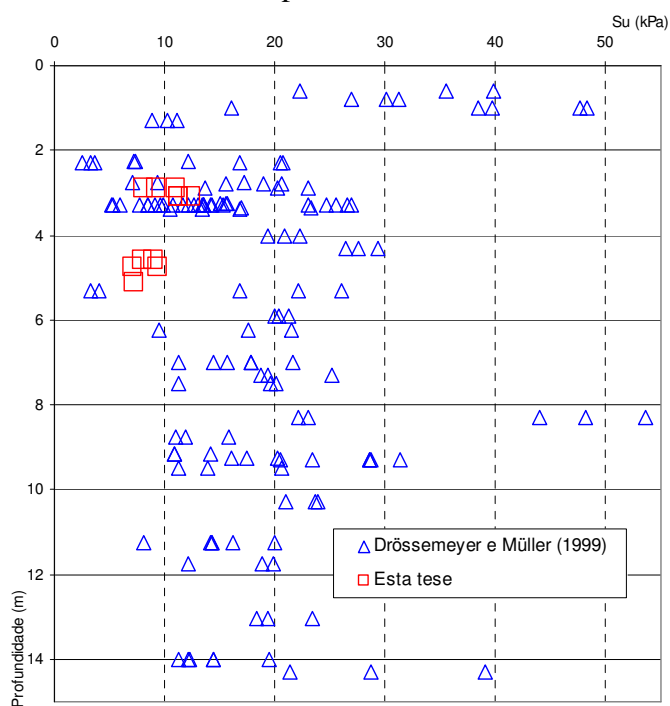


FIGURA 246. Valores de resistência não drenada *versus* profundidades obtidas por esta tese e por Drössemeyer e Müller (1999).

Observa-se que para as áreas de estudo 02 e 03 há um decréscimo dos valores de \overline{Su} com a profundidade. Este comportamento é pouco diferente do que o apresentado por Santos (1997) para os solos do tipo Glei que possuem certa dispersão dos resultados.

Comparando-se os resultados de \overline{Su} obtidos por esta tese e os valores apresentados por Drössemeyer e Müller (1999), verifica-se que, apesar da dispersão dos resultados encontrados, a resistência não drenada dos solos do centro urbano de Tubarão encontra-se praticamente na faixa dos valores mais baixos de Drössemeyer e Müller (1999).

A tabela 70 apresenta a relação entre resistência não drenada e tensão efetiva (*razão de resistência*) dos solos do centro urbano de Tubarão.

TABELA 70. Relação entre a resistência não drenada (Su) e a pressão efetiva na cota de análise.

Área de estudo	Profundidade de coleta de amostras (m)	$\frac{\overline{Su}}{\sigma'v_o}$
02	2,53 a 3,23	0,41
	4,41 a 5,11	0,33
	5,00 a 5,24	0,19
03	4,29 a 4,89	0,21
	2,79 a 3,39	0,28

Nota: $\sigma'v_o$ - Tensão efetiva na cota de análise

Quando comparados aos resultados obtidos por Marques e Lacerda (2004) através de ensaios na argila mole de Navegantes/SC, como mostra a figura 247, estes valores mostram-se mais sensíveis à variação do Índice de Plasticidade, e compreendem a faixa de 0,17 a 0,66.

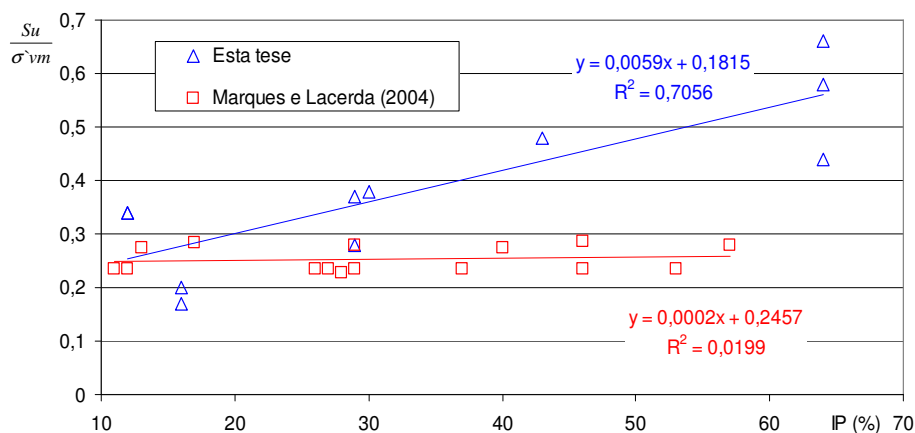


FIGURA 247. Relação entre $\frac{Su}{\sigma'vm}$ e IP dos valores obtidos por esta tese e Marques e por Lacerda (2004).

8.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS ACERCA DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS ESTUDADOS

Nesta seção são apresentadas considerações referentes aos resultados dos ensaios realizados para os solos do município de Tubarão.

a) Solos de Planície – Solos Orgânicos e Solos Gleis de Substrato Sedimentos Quaternários

Os solos localizados em regiões planas do município, compostos predominantemente por solos Orgânicos e Gleis, apresentam-se em declividades que variam entre 0 e 8%. Observa-se que existe uma faixa que define a divisão entre o universo dos solos sedimentares de argila mole e os solos residuais de granito, compreendida em um intervalo de elevações entre 8 e 9m.

Estes solos apresentam resistência à penetração dos últimos 30cm do amostrador padrão do ensaio de SPT variando no intervalo de 0 a 5 golpes, sendo que as menores espessuras da camada de argila mole são encontradas próximas às elevações e os depósitos mais profundos localizam-se distantes do relevo movimentado.

O hidromorfismo característico destes tipos de solos possibilita a fácil contaminação do lençol freático através dos sistemas de esgotos individuais e através dos depósitos de cinza pesada originada da Termelétrica Jorge Lacerda em Capivari de Baixo.

Nota-se ainda que para os depósitos de argila mole ocorre a intercalação de camadas de areias, principalmente na unidade Cambissolo de substrato sedimentos quaternários, apresentada pelo mapa geotécnico em escala 1:100.000 e localizada a leste e sudeste do centro urbano.

Neste tipo de solo são encontrados problemas geotécnicos como grandes recalques e rupturas nos aterros realizados para a construção das vias urbanas. Desta forma, visando a compreensão dos parâmetros que regem estes problemas de aterros sobre solos moles determinou-se a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) através de ensaios triaxiais UU em amostras indeformadas coletadas a diferentes profundidades.

Verificou-se que os valores de S_u variam entre 7,1 e 12,4kPa e os resultados obtidos para $\frac{\overline{S_u}}{\sigma'_{v_o}}$ situam-se na faixa entre 0,21 e 0,41.

No que diz respeito à prática de fundações de edificações no município de Tubarão, as fundações profundas do tipo estaca cravada de concreto pré-moldado e madeira são as mais utilizadas. Nas edificações apoiadas sobre estacas de madeira ressalta-se a ocorrência de alguns

problemas relativos ao apodrecimento da ponta da estaca, ocasionado pela variação do lençol freático na camada superficial do solo.

Tendo em vista que as estacas metálicas não são muito utilizadas no município estudado, as edificações que geram cargas baixas e aquelas construídas em locais em que a espessura da camada de argila mole é superior a 36m são empregadas fundações superficiais como o radier. Em alguns destes casos são observados problemas relativos a recalques excessivos nestes elementos de fundações, principalmente quando o solo mais orgânico está mais próximo à superfície.

Próximos às elevações são os recalques são menos representativos. Isto provavelmente ocorre devido a menor espessura da camada de argila mole e a elevação do N_{SPT} , ocasionada pela variação do lençol freático.

O adensamento de solos localizados em locais típicos foi determinado em diferentes profundidades através de prensa oedométrica. Verificou-se que os mesmos encontram-se em estado normalmente adensados, ou muito próximos a valores de $OCR=1$, e os resultados de tensão de pré-adensamento (σ'_p) variam entre 14 e 46kN/m².

Constatou-se ainda que os resultados de razão de compressão (CR) variam de 0,097 a 0,32 para os solos compostos de turfa e o coeficiente de adensamento (C_v) entre 0,0005 a $7,67 \times 10^{-4}$ cm²/s.

b) Solos de Relevo Ondulado – Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos de Substrato Granito

Os solos frequentemente encontrados em regiões de relevo mais movimentado são os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos originados de granitos em vários estágios de decomposição.

Nestes solos foram realizados ensaios para a determinação dos parâmetros que podem orientar a ocupação através da correta utilização de fundações de edificações, jazidas para a pavimentação de vias e ocupação das encostas, sendo analisados os comportamentos frente à estabilidade e processos erosivos.

Devido à grande profundidade que se encontra, a determinação do nível d'água destes tipos de solos é trabalhosa. Nesta pesquisa, o nível do lençol freático foi estimado através de ensaios em campo, como tradagens, e do banco de dados de sondagens SPT.

Além de ser relativo à sazonalidade, o lençol freático não é comumente encontrado através de tradagens devido aos solos residuais apresentarem certa resistência em seu horizonte C, o que impossibilita a realização de tradagens a profundidades superiores a 1,5m. Através dos ensaios de SPT, observa-se ainda que, na maioria dos casos, nos laudos de sondagem não constam o posicionamento do lençol.

As amostras para a realização dos ensaios geotécnicos foram coletadas em um intervalo compreendido entre 1 e 2,5m de profundidade, geralmente no horizonte C e apenas uma amostra coletada do horizonte B/C.

O horizonte C apresenta sua estrutura condicionada a rocha de origem, que para a localidade é o granito, composto por quartzo, feldspato alcalino, plagioclásio, mica biotita e muscovita.

Observa-se que os granitos com a maior predominância de quartzo e feldspatos alcalinos tendem a gerar solos mais granulares, com pouca quantidade de argila e silte, enquanto que os solos mais finos são oriundos de rochas graníticas com maior ocorrência de plagioclásios e mica muscovita. Quando estes se desenvolvem em condições de drenagem imperfeita, geram solos expansivos, enquanto que os solos mais granulares dependem da representatividade da mica muscovita para a sua expansão.

Do ponto de vista da utilização dos Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos como jazida para a pavimentação, observa-se que a umidade ótima varia no intervalo de 10,5 a 28,6% e a massa específica aparente seca máxima entre 17,7 a 23,5kN/m³.

Estes solos, quando compactados na umidade ótima, tiveram como resultado valores de CBR em corpos de prova inundados por 4 dias variando entre 5,07 e 44,21%, enquanto que para corpos de prova sem inundação esta faixa de variação é elevada de 37 para 63%.

Observa-se uma tendência dos solos que apresentam grande quantidade de finos, determinada através da porcentagem de silte+argila, a resultarem em baixos valores de CBR e principalmente expansão elevada, de até 3,18%.

O comportamento dos solos residuais, determinado através do ensaio de MCT expedito das pastilhas e das esferas, não apresentou resultados contundentes quando comparados aos valores obtidos através dos processos normatizados de compactação e CBR.

As correlações entre CBR e DN para corpos de prova ensaiados sem e com inundação apresentaram valores válidos da linha de ajuste quando comparados a outros autores, à exceção de apenas dois tipos de solos ensaiados na condição com inundação que resultaram em coeficientes abaixo de 0,8.

Apesar do número reduzido de ensaios SPT que compõem o banco de dados, em razão da ocupação estar se estendendo para os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos recentemente, do ponto de vista de fundações de edificações, observa-se que os valores de N_{SPT} são significativamente mais elevados, principalmente no que diz respeito ao horizonte C. O número de golpes no horizonte B varia entre 5 e 8 golpes, enquanto que no horizonte C são encontrados valores acima de 11 golpes, sendo estes elevados com a proximidade da rocha de origem.

A compressibilidade destes solos foi determinada através de ensaios de compressão confinada e colapsibilidade em amostras coletadas predominantemente no horizonte C.

No que diz respeito à colapsibilidade são observados que alguns poucos solos de comportamento arenoso do município de Tubarão apresentam o índice de colapso de Vargas (1974) acima de 2%. Verificou-se que as tensões que geraram as maiores deformações com a inundação do solo foram obtidas para 150 e 100kPa.

A compressibilidade destes solos foi realizada em prensa oedométrica com amostras ensaiadas no teor de umidade natural e inundadas. Este procedimento foi adotado para simular as condições de campo, através da elevação do lençol freático em razão de chuvas torrenciais. Observou-se que muitos solos apresentaram uma estrutura frágil, representada pela perda de sucção do solo com a inundação de até 76% para as amostras coletadas no horizonte B/C.

Os solos residuais analisados apresentaram valores σ'_p bastante diferentes, variando de 61kPa para o solo de menor valor com a inundação e 420kPa para o maior valor entre as amostras ensaiadas com o teor de umidade natural. Os resultados obtidos de coeficiente de recompressão oscilaram entre 0,009 a 0,128 enquanto que os valores de razão de compressão variaram no intervalo de 0,08 a 0,28.

A tensão de sobreconsolidação (OCR) obtida para estes solos através da estimativa da tensão efetiva na cota de coleta das amostras, variou significativamente, assumindo valores entre 2,6 e 35 para amostras ensaiadas no teor de umidade natural e 1,6 a 10 para amostras inundadas.

São encontrados problemas de ordem geotécnico e ambiental nas encostas formadas por Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos da região em estudo. Instabilidades de taludes naturais foram constatadas mesmo sem a alteração de sua geometria resultante da ação antrópica. Este fato é decorrente do solo formado sobre a rocha de origem, apresentar comportamento muitas vezes argiloso e expansivo, e com baixa permeabilidade, o que possibilita a elevação da pressão neutra e uma conseqüente redução da resistência ao cisalhamento dos solos.

Os parâmetros que regem a resistência ao cisalhamento dos solos foram determinados através de ensaios de cisalhamento direto usando amostras no teor de umidade natural e inundada. Os valores de coesão natural encontrada estão compreendidas no intervalo entre 8,62 e 104,13kPa, enquanto que os valores obtidos para a coesão inundada variam de 0 (zero) a 13,4kPa.

Observa-se ainda a fragilidade da estrutura dos solos da localidade através da redução dos valores de coesão com a inundação. Os valores obtidos variaram em média 70%, sendo observado em um dos solos analisados até 100% de perda de coesão.

Quanto à erodibilidade dos solos de relevo ondulado do município em estudo, é observado que a principal via de escoamento de água da Bacia do rio Tubarão apresenta elevação constante do seu leito. Este fato, possivelmente gerado pela sedimentação de partículas de solo, faz com que a vazão seja reduzida, gerando o acúmulo de água e conseqüentemente o extravasamento do curso d'água.

Para a análise do potencial erosivo dos solos residuais foram utilizados os ensaios de infiltrabilidade, perda de massa por imersão e Inderbitzen modificado, além de correlações que se utilizam de valores relativos à granulometria, Índice de Plasticidade e perda de coesão aparente (sucção) determinada através de ensaios de cisalhamento direto.

Os solos do município foram classificados quase que completamente como tendo potencial erosivo considerado de médio a alto.

Poucos solos apresentaram um comportamento erosivo situado entre os critérios de erodibilidade MCT de Nogami e Villibor (1979) de $pi/s=52$ e Pejon (1992) de $pi/s=40$, o que permite o uso de qualquer um dos critérios para a definição do comportamento frente à erosão.

Os ensaios realizados para os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos através do equipamento de Inderbitzen Modificado desenvolvido por Freire (2001) apresentaram valores muito elevados de perda de massa por chuveiramento, atingindo até 68,45%, quando comparados aos solos ensaiados pelo autor.

Apesar de não existirem maiores detalhes quanto ao tipo de solo ensaiado por Freire, observa-se que o valor de 1,5% de perda de massa encontra-se muito distante de qualquer resultado alcançado por esta tese, tendo em vista que a menor perda de massa obtida através do ensaio resultou em 6,3%.

satisfatórias e podem ser utilizadas em campo. Esta característica toma maiores proporções devido ao fato de que este tipo de solo é a única jazida próxima aos vetores de crescimento 03 e 04.

f) Zona de Solos 06

A zona de solos 06 está relacionada ao vetor de crescimento 05 e abrange os solos residuais do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito analisados pelos pontos de estudo 01, 02 e 04.

Estes diferentes tipos de solos residuais localizam-se na mesma elevação e são encontrados alternados, em diferentes seqüências.

Nota-se uma elevada instabilidade estrutural apenas para o ponto 04 devido à redução dos valores de coesão. Esta característica é observada para o ponto 01, porém de forma bem menos acentuada. Ressalta-se que estas características do ponto de estudo 02 não foram determinadas devido à impossibilidade da moldagem de anéis metálicos neste tipo de solo.

Quanto à compressibilidade, o ponto 01 apresenta redução da tensão de pré-adensamento quase nula com a inundação, o que confirma a forte estrutura apresentada pelos resultados de cisalhamento direto. Este tipo de solo apresenta ainda um baixo índice de colapso (*i*), mesmo quando é adotado um critério mais conservador nas análises, como o estipulado por Jennings e Knight (1975). Apesar disso, o ponto 04 mostra-se colapsível para as tensões de 150, 200 e 250kPa e baixos valores de tensão de pré-adensamento quando comparados aos demais solos mapeados por esta tese.

Com base nos critérios estipulados por esta pesquisa para avaliar a susceptibilidade à erosão dos solos, considerou-se que os solos representados pelos pontos de estudo 01 e 04 apresentam um médio potencial erosivo. Devido ao ponto de estudo 02 não poder ser coletado em anéis para a realização de ensaios em laboratório, seu potencial erosivo foi avaliado apenas com base no que foi proposto por Bastos (1999). Assim sendo, este solo apresentou mais do que 55% de solo passante na peneira #200, e IP acima de 10%, o que o classifica como um solo que não apresenta potencial erosivo.

Apesar das correlações obtidas entre CBR e DCP serem consideradas satisfatórias, principalmente para os pontos de estudo 01 e 04, a utilização destes solos em seu estado compactado em obras de pavimentação é restrita devido aos baixos valores de CBR e elevada expansão observados em corpos de prova compactados na umidade ótima. Desta forma, para esta

zona de solos é sugerida a utilização das jazidas localizadas nas zonas de solos 05 e 07 para a pavimentação de vias relativas ao crescimento do vetor 05.

g) Zona de Solos 07

Esta zona corresponde à ocupação dos vazios urbanos em áreas localizadas nas cotas de elevação acima de 9m presentes no interior das manchas urbanas e abrange o ponto de estudo 09, referente aos solos classificados como residuais do tipo Cambissolo de substrato granito.

Este tipo de solo apresenta uma estrutura bastante estável, observada através de seu baixo potencial erosivo e pequena queda dos valores de coesão com a inundação dos corpos de prova no ensaio de cisalhamento direto. Desta forma, pode ser considerado um solo que pode ser solicitado mecanicamente por obras de engenharia sem grandes problemas no que diz respeito à instabilidade de encostas e erosão.

Este solo apresenta ainda características de baixa compressibilidade caso seja solicitado por elementos de fundações. O comportamento dos solos que representam esta zona apresentou os maiores valores de tensão de pré-adensamento obtidos para esta pesquisa, tanto na condição natural quanto na inundada, e deformações mínimas para todas as tensões de colapso.

Em seu estado compactado apresenta elevados valores de CBR e baixa expansão, além das correlações satisfatórias obtidas através dos ensaios de CBR e DCP, que possibilitam a sua utilização em obras de pavimentação, sendo sugerido o seu uso para suprir as demandas de crescimento do vetor 03 e 05.

h) Zona de Solos 08

A zona de solos 08 corresponde aos solos sedimentares compostos por argilas moles do tipo Solos Gleis e Solos Orgânicos do centro urbano do município de Tubarão que ocorrem em cotas de elevação abaixo de 9m.

Ressalta-se a importância da grande espessura dos depósitos de argila mole encontrados nesta zona, com valores máximos de profundidade em torno de 40m e N_{SPT} no intervalo que compreende 0 a 5 golpes.

Quanto aos valores relativos à resistência não drenada dos solos, estes variaram de 7,1 a 12,4kPa. Foi observado um comportamento tendencioso ao decréscimo da resistência com a variação da espessura da camada de argila mole, sendo necessárias mais coletas de amostras a maiores profundidades para um melhor entendimento.

Estes valores são considerados baixos quando comparados aos solos de argila mole da região costeira do estado de Santa Catarina, obtidos pelos demais autores anteriormente citados. Assim sendo, destacam-se os possíveis problemas ocasionados em obras de engenharia que aplicam subitamente cargas no solo, tais como os aterros rodoviários, mobilizando a resistência não drenada.

Verificou-se ainda, uma elevada compressibilidade dos solos compostos por turfas, comumente encontrados nas camadas superficiais, até aproximadamente 3,5 metros de profundidade.

Deve-se atentar aos variáveis valores de tensão de pré-adensamento com a profundidade e com os tipos de solos encontrados tendo em vista a construção de edificações assentes sobre esta zona de solo mole.

As tensões de pré-adensamento resultantes de ensaios realizados nas três áreas de estudo que compõe esta zona de solo são bastante variáveis, sendo obtidos valores no intervalo de 14kPa para as turfas e 46kPa para os solos a uma profundidade média de 4,5m. Não foi detectado um comportamento padrão de aumento ou decréscimo deste parâmetro com a elevação da profundidade, sendo a variação dos resultados analisados bastante dispersa.

Existe uma tendência dos solos localizados a sudeste da mancha urbana a apresentarem depósitos de argila mole com maior ocorrência de argilas arenosas, areias grossas argilosas e camadas de seixos em sua estratigrafia, e menores espessuras que variam em um intervalo compreendido entre 7 e 21m.

Nesta mesma área, devido à falta de dados, os valores referentes à compressibilidade poderão ser estipulados com base nos valores do N_{SPT} , que tendem a variar na faixa entre 2 e 5 golpes para os últimos 30cm do amostrador padrão. Os parâmetros C_r , C_c e σ'_p não puderam ser determinados através de ensaios de adensamento devido à presença das camadas mais granulares, o que dificulta a coleta de amostras indeformadas através de tubos *Shelby*.

Existe a necessidade da realização de maior número de tradagens ou a ampliação do banco de dados de sondagens SPT para a diferenciação entre estes dois tipos de solos sedimentares que compõe a zona de solos 08.

10. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A seguir são sintetizadas as principais conclusões obtidas durante a condução desta tese, e apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

10.1. CONCLUSÕES

As cidades costeiras brasileiras frequentemente apresentam relevo ondulado, onde se situam os solos residuais e de planície compostos por solos sedimentares, geralmente de argilas moles hidromórficas.

O município de Tubarão apresenta no relevo plano perfis profundos compostos por argilas moles do tipo Solos Glei e Solos Orgânicos.

No relevo ondulado ocorrem perfis de granito com diferentes graus de intemperismo. Estes perfis são formados principalmente por espessas camadas de solos residuais que formam os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos, podendo ainda apresentar em locais de elevada declividade a rocha aflorando à superfície. Nestes solos os horizontes A e B são pouco profundos, apresentando no máximo 1m de espessura, sendo o horizonte C o de maior espessura, alcançando até 20m.

A ocupação deste município foi iniciada na região plana, que representa aproximadamente 80% da mancha urbana apresentada pelo PNGC (1988). Atualmente observa-se que esta ocupação se estende para os solos de relevo mais acidentado, que correspondem aos solos residuais, devido principalmente à enchente ocorrida no ano de 1974. Desta forma, considerando que esta tese avalia o crescimento urbano através da expansão e densificação da mancha urbana, os solos do município foram estudados a fim de que suas características geoambientais fossem determinadas visando orientar o uso e ocupação dos solos.

O trabalho alcançou os objetivos propostos, visto que a metodologia para o uso e ocupação de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental proposta no trabalho possibilitou a construção de um mapa de *Zonas de Solos* para o município de Tubarão, com o objetivo de ordenar a ocupação dos solos por obras de engenharia.

Desta forma, visto que a tese se embasou em dois processos distintos, ensaios e mapeamento geotécnico, as conclusões principais serão apresentadas de acordo com os

resultados obtidos através dos ensaios geotécnicos e das técnicas empregadas em ambiente SIG que visam o mapeamento geotécnico da área de aplicação da metodologia.

10.1.1. Conclusões Relativas ao Mapeamento Geotécnico da Área de Aplicação da Metodologia Proposta

O mapeamento geotécnico de Tubarão realizado de acordo com a metodologia proposta foi iniciado através do cruzamento de mapas pedológico e litológico do município. Para tal, utilizou-se os Sistemas de Informações Geográficas como ambiente de edição e cadastro de dados referentes aos resultados de ensaios geotécnicos de laboratório e de campo.

As escalas dos mapas geotécnicos gerados foram melhoradas a partir de modelos de elevação, declividade e, sobretudo, de trabalhos de campo com auxílio de GPS.

A partir da integração destes dados e utilizando um banco de dados das sondagens SPT, foi construído em ambiente SIG um mapa geoambiental final, denominado mapa de *zonas de solos*, que indica o comportamento dos solos frente aos vetores de crescimento urbano.

No processo para a criação do mapa de *Zonas de Solos*, foram obtidas as seguintes conclusões:

- a) Devido a contradições observadas entre as leis que regem o ordenamento da ocupação do solo, faz-se necessária a elaboração de uma lei única para este fim de forma a auxiliar no direcionamento da aplicação desta metodologia;
- b) No âmbito da Engenharia Geotécnica observa-se que são raros os mapeamentos geotécnicos que utilizam ensaios laboratoriais e de campo com o objetivo de estimar o comportamento geomecânico dos solos. Usualmente, a identificação de polígonos de solos com características geotécnicas semelhantes é realizada apenas através de geoprocessamento de imagens de satélite e fotos aéreas, e mapas de pedologia, geologia, declividades, modelos de elevação e/ou mapas geomorfológicos;
- c) As aplicações específicas do mapeamento geotécnico têm sido realizadas em diferentes escalas considerando diversas condicionantes tais como erosão, infiltrabilidade, nível do lençol freático e, principalmente, estabilidade de encostas. Estes mapeamentos são

normalmente analisados a partir de mapas e imagens que possibilitam a visualização do uso atual do solo e, na maior parte dos casos, a aplicabilidade dos mapas está restrita à utilizações emergenciais, sendo raramente mapeadas áreas de atual ocupação rarefeita;

- d) Os Sistemas de Informações Geográficas apresentaram-se como uma ferramenta eficiente para a criação dos mapas geotécnicos desta tese através de processos de *overlay* (sobreposição). O banco de dados de atributos geográficos indexados aos polígonos, estes denominados de estimativas de unidades geotécnicas, possibilitou as análises preliminares necessárias para o aumento das escalas dos mapas;
- e) Uma das grandes vantagens da utilização do SIG para esta tese consiste na possibilidade de atualização do banco de dados de resultados de ensaios laboratoriais, de fotos de perfis e de sondagens SPT, sendo possível a inserção de novos laudos e resultados na medida em que os mesmos vão sendo gerados. A resolução espacial do banco de dados referente a área de aplicação da metodologia pode ser melhorada através desta característica;
- f) O diagnóstico dos solos através de Modelos Digitais do Terreno associado a saídas a campo com realização de sondagens e banco de dados de sondagens SPT georreferenciados mostrou-se eficaz para a construção de seqüências topográficas da região e para a individualização de universos geotécnicos;
 - A metodologia proposta de individualização de universos geotécnicos através de técnicas computacionais com o auxílio de Modelos Digitais do Terreno mostrou-se mais eficiente que o processo que utiliza modelos de declividade. Observou-se que para a área de aplicação desta metodologia, a diferenciação entre os solos é melhor realizada segundo as cotas de elevação, e não de acordo com a declividade. Ressalta-se que a referida individualização de universos ocorre através da diferenciação entre os solos residuais e os solos sedimentares, podendo ser aplicados com eficiência os modelos de declividade para distinguir diferentes tipos de solos residuais;
- g) O levantamento de diferentes tipos de mapeamentos, realizados em épocas distintas, foi considerado uma ferramenta importante para a interpretação do subsolo ocupado por manchas urbanas. Esta interpretação foi realizada no município de Tubarão a partir de

mapas preexistentes em diferentes escalas, onde foi possível a obtenção de informações sobre os solos solicitados pela ocupação de seu centro urbano;

- h) A geração de um mapa geotécnico preliminar, criado a partir da metodologia proposta por Davison Dias (1995), permitiu a estimativa do comportamento geomecânico dos solos e serviu como base para o gerenciamento, em ambiente SIG, dos dados gerados em campo e laboratório. Este procedimento possibilitou a produção de mapas em melhores escalas através da interpretação de informações obtidas em campo;
- i) A unidade geotécnica Cambissolo de substrato sedimentos quaternários localizada à sudeste da mancha urbana do município apresenta características de solos sedimentares. Esta unidade é constituída de solos de baixa consistência sob o ponto de vista geotécnico e que são compostos por intercalações de camadas de argilas arenosas, areias grossas argilosas e faixas de seixos, que variam com a profundidade;
- j) A metodologia que emprega o processo de rasterização do mapa de ruas e lotes mostrou-se um método eficiente e que pode ser utilizado para a determinação de manchas urbanas, visando o seu emprego em análises temporais;
 - Para a aplicação prática deste processo, de transformação de dados vetoriais em matriciais, a melhor opção para a estimativa da mancha urbana da área em estudo foi obtida com modelos rasterizados compostos por pixels de 100x100m;
 - Através das análises temporais de evolução da mancha urbana verificou-se que a ocupação do município de Tubarão foi iniciada nos solos sedimentares de argila mole do tipo Solos Orgânicos e Solos Gleis, ocorrendo posteriormente um significativo aumento da mancha urbana no sentido dos solos Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos de substrato granito encontrados a maiores declividades;
- k) A metodologia empregada na construção de manchas urbanas utilizando o processo de rasterização possibilita a realização de análises temporais que evidenciam a dinâmica da mancha urbana. A partir da comparação entre modelos em diferentes épocas da ocupação por edificações e infra-estrutura viária, é possível a criação de *vetores de crescimento* que objetivam a previsão das unidades de solos a serem ocupadas no futuro;

- l) O mapa de *zonas de solos* permite a identificação de unidades de comportamento geomecânico homogêneo, e auxiliam na previsão de medidas mitigadoras e compensatórias a serem tomadas visando a determinação das novas áreas que serão futuramente ocupadas pela mancha urbana;
 - Dentre os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos mapeados, as características relativas à resistência e compressibilidade não são diferenciáveis entre os horizontes C destes solos. A construção do mapa de *zonas de solos* formado de unidades que apresentam características semelhantes de horizonte C possibilita a integração das informações geradas através de ensaios laboratoriais e de campo, universos de solos e vetores de crescimento. Entretanto, o maior benefício da construção deste mapa reside no fato deste ser viável para ser empregado na prática pelos órgãos públicos, responsáveis pelo planejamento das cidades no que tange o uso e ocupação dos solos;
 - Este mapa foi dividido em 8 zonas principais frente aos vetores de crescimento resultantes da interpretação da evolução manchas do centro urbano do município de Tubarão.

10.1.2. Conclusões Relativas ao Comportamento Geomecânico dos Solos

Os solos analisados através da metodologia proposta foram coletados em 11 pontos de estudo de solos residuais, tendo como orientação os vetores de crescimento da mancha urbana do município de Tubarão, e em 4 áreas de estudo de solos sedimentares, nos vazios urbanos da cidade, com o objetivo de realizar análises referentes à densificação e direcionamento da mancha.

- a) Os solos analisados são compostos em sua maioria por amostras coletadas no horizonte C de Cambissolo e Podzólicos Vermelho-Amarelos originados de rochas graníticas. Estes solos encontram-se não-saturados e geralmente os valores de índices de vazios são próximos a 1, característico de solos residuais tropicais. Observa-se que existe um aumento da fração argila+silte e da plasticidade para os solos localizados mais próximos

- às camadas superficiais dos perfis estudados. Esta característica é resultado da grande intensidade do intemperismo da região originado pela elevada temperatura e pelo alto índice pluviométrico;
- b) Apesar dos diversos estudos apresentados nos últimos anos referentes às modificações da metodologia MCT pelo método expedito, este tipo de ensaio necessita de maiores ajustes no que tange a sua utilização em horizontes C de solos residuais;
- c) A resistência ao cisalhamento dos solos residuais das elevações graníticas, localizadas na zona de expansão e densificação da malha urbana, apresenta elevada queda de coesão com a inundação dos solos, sendo que em alguns casos se reduz a zero;
- Este fato tem grande importância no que diz respeito à ocupação das encostas formadas por estes solos, uma vez que a susceptibilidade aos movimentos de massa depende dos parâmetros de resistência, principalmente em condições onde o grau de saturação é elevado por intermédio de chuvas intensas;
 - Na área de estudo foram constatadas instabilizações de alguns taludes de perfis de solos residuais localizados em potenciais zonas de expansão do município, ainda que não sejam observadas intervenções antrópicas, o que ressalta a importância dos estudos para a determinação dos parâmetros de resistência;
- d) Apesar da dificuldade para a determinação de $\sigma' p$ através do método de Casagrande, conclui-se que a tensão de pré-adensamento virtual dos solos residuais de granito apresenta valores elevados no horizonte C, principalmente, e reduz-se com a perda de estrutura dos solos resultante da inundação. Esta característica é menos marcante nos solos que apresentaram teores de argila ou argila+silte elevados, principalmente no que diz respeito às deformações finais obtidas através do ensaio oedométrico. A amostra de solo coletada no horizonte B/C de um Cambissolo e ensaiada na condição inundada apresentou grandes deformações com a aplicação da carga normal, devido à perda de estrutura proveniente da rocha matriz com a sua evolução pedológica;
- e) De uma forma geral, os solos do município não apresentam tendência ao colapso e as tensões normais que geraram os maiores acréscimos de deformações nos solos com a inundação correspondem a 150 e 100kPa;

- Apesar de apresentarem um elevado teor de argila, as amostras coletadas no horizonte B/C de um Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito apresentaram elevado índice de colapso para as tensões de 150 e 200kPa. Esta característica pode ser atribuída ao fato de que este solo apresenta-se constituído em agregados formados a partir de sua evolução pedológica. Porém, as ligações entre os agregados são fracas, o que possibilita a sua desestruturação com a inundação;
- f) No que diz respeito à utilização dos Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos como jazidas para a pavimentação de vias urbanas, os solos do município de Tubarão apresentam um bom comportamento em seu estado compactado na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, o que pode ser traduzido por elevados valores de CBR e baixos valores de expansão;
- Entre os solos residuais de granito que apresentam potencialidades em volume para serem utilizados em obras de pavimentação, apenas os pontos de estudo 01, 02 e 04, presentes em uma mesma elevação, apresentaram características impróprias para seu uso no estado compactado, tornando-se necessária a busca de outros tipos de solos para suprir a demanda do vetor de crescimento 05;
 - Quando ensaiados corpos de prova da elevação granítica em questão, coletados no estado indeformado, os valores de CBR apresentaram-se próximos aos resultados obtidos através de amostras ensaiadas compactadas, além da expansão tender a valores nulos;
- g) A metodologia empregada para definir as equações geradas a partir da interpretação dos gráficos de CBR *versus* DN, apresentada por Alves (2002), geraram coeficientes da linha de ajuste considerados muito baixos para esta tese, impossibilitando a sua utilização devido à combinação realizada entre diferentes condições de teor de umidade dos corpos de prova. Devido a este fato, conclui-se que a utilização dos métodos clássicos para a determinação das correlações, através do cruzamento entre valores de CBR e DN, ambos no estado inundado e/ou sem inundação, é mais adequada para a área de estudo em questão;

- h) Através dos critérios adotados para mensurar a tendência à erosão dos solos residuais, conclui-se que a maioria dos solos estudados apresenta um potencial erosivo médio;
- Quando analisados apenas os resultados obtidos através do ensaio de Inderbitzen Modificado, a potencialidade dos solos em apresentar-se erodíveis é mais evidenciada devido à elevada perda de massa resultante do chuveiramento sobre os corpos de prova de solos;
 - Embora tenham sido raras as amostras que resultaram em valores que correspondiam ao intervalo de $40 < pi/s < 52$ para a determinação do potencial de erosão dos solos analisados, foi utilizado o critério proposto por Pejon (1992). Tal critério possui caráter mais conservador quando comparado ao critério apresentado por Nogami e Villibor (1979), visto que considera erodíveis os solos que apresentam valores de pi/s acima de 40;
- i) Os depósitos de solos de origem sedimentar compostos por Solos Orgânicos e Solos Gleis apresentam grandes profundidades no centro urbano do município de Tubarão. Estes solos podem ser divididos em dois grupos: os solos que apresentam camada argilosa profunda e aqueles que possuem constantes intercalações de lentes de areias, identificados apenas através de sondagens SPT;
- j) Os solos mais afastados das elevações apresentam grande potencial a recalques, pois, em sua maioria, encontram-se normalmente adensados e com valores de pressão de pré-adensamento baixos. Esta característica toma maiores proporções quando são analisados os solos de origem orgânica compostos por turfas encontradas em camadas mais superficiais;
- k) Os resultados obtidos de resistência não drenada através de ensaios de compressão triaxial obtidos por esta tese encontram-se na faixa dos depósitos de argila mole da região costeira do Estado de Santa Catarina, e não apresentam uma tendência nítida de aumento ou redução com a variação da profundidade;
- l) Os profundos depósitos de argila mole nas áreas analisadas apresentam o lençol freático próximo à superfície, sendo que os valores de N_{SPT} são bastante baixos na camada de argila mole, e sensivelmente elevados nas camadas de areia.

10.2. SUGESTÕES

A seguir são apresentadas algumas sugestões para a continuidade das linhas de pesquisas desta tese:

- a) Aumentar o banco de dados de ensaios laboratoriais através da coleta de um maior número de amostras;
- b) Aumentar o banco de dados de sondagens SPT através da coleta de laudos georreferenciados em empresas especializadas e da realização deste ensaio em pontos específicos;
- c) Realizar um número maior de saídas a campo com tradagens na mancha urbana 03 (em escala de 1:50.000) e no mapa político (em escala de 1:100.000) com o objetivo de atingir uma delimitação mais precisa das áreas de solos, e conseqüentemente, melhores escalas dos mapas gerados por esta tese;
- d) Homogeneizar a escala dos mapas geotécnicos através de mapas de curvas de nível ou cotas de elevação visando o seu emprego na construção de um mapa geotécnico da mancha urbana 03, em escala de 1:1.000;
- e) Realizar uma análise temporal mais detalhada das manchas urbanas objetivando a apuração dos vetores de crescimento;
- f) Executar ensaios de colapsibilidade com pressões verticais de 50kPa nos pontos de estudo e outros solos;
- g) Realizar ensaios geotécnicos nos vetores secundários que foram gerados a partir da comparação entre as manchas urbanas;
- h) Analisar mais detalhadamente a área de influência e a formação da unidade geotécnica Cambissolo de substrato sedimentos quaternários (*Csq*);
- i) Delimitar as áreas de solos sedimentares que compõem a zona de solos 08 através de tradagens e ampliação do banco de dados de sondagens SPT;
- j) Definir outras áreas de coletas de amostras nas argilas moles e realizar um maior número de ensaios visando prever a compressibilidade e resistência não drenada destes solos;
- k) Localizar espacialmente através de polígonos as áreas de influência dos Solos Orgânicos, compostos por turfas, devido a sua elevada compressibilidade;
- l) Estender para as demais áreas do município de Tubarão o mapeamento realizado tendo como base as *zonas de solos*;

- m) Avaliar as implicações sociais e econômicas resultantes da eventual aplicação do mapa de *zonas de solos* na orientação da expansão da mancha urbana de Tubarão;
- n) Realizar o dimensionamento do pavimento padrão a ser utilizado nas vias do centro urbano do município para cada jazida de solo, considerando a capacidade de carga dos solos de fundação dos aterros;
- o) Aplicar a metodologia proposta em outras cidades costeiras visando aprimorar seus procedimentos e constatar sua adequação em outros cenários geoambientais.

11. REFERÊNCIAS

- ABELEV, I.M. Compacting loess soils in the USSR. In: SYMPOSIUM ON GROUND TREAT BY DEEP COMP., Géotechnique, 1975, vol. 25, No.1, p.79-82.
- ABITANTE, E. Proposta Metodológica de Mapeamento Geotécnico com Uso de Pedologia em Solos Tropicais Visando Obras Rodoviárias. Dissertação de Mestrado, PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1997, 125p.
- ABITANTE, E.; DAVISON DIAS, R.; TRICHÊS, G. Cartografia Geotécnica e a Engenharia Rodoviária – In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Meio Digital.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7229 – Projeto, Construção e Operação de Sistemas de Tanques Sépticos. Rio de Janeiro, RJ, 1993.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 10703 – Norma: Degradação do Solo – Terminologia, 1989.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional: MB-3336. Rio de Janeiro, 1990.
- AITCHISON, G. D.; GRANT, K. The Puce Program of Terrain Description Evaluation and Interpretation of Engineering Purposes. IN REGIONAL CONFERENCE OF AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Proceedings..., 14, Cape Town, 1976.
- ALBRECHT, K. J.. Mapeamento Geotécnico Preliminar da Região de Águas de Lindóia – Escala 1:50.000. Dissertação de Mestrado – EESC/USP, São Carlos, 1992. 530p. v.2.
- ALCÂNTARA, M. A. T. Aspectos Geotécnicos da Erodibilidade de Solos. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, 1997, 128p.
- ALENCAR, J. A.; NETO, S. H.; SARÉ, A. R.; MENDONÇA, T. M. Características Geotécnicas de Algumas Argilas da Cidade de Belém-PA. In: XII COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, ABMS, São Paulo, v.1, 2002, p.221-227.
- ALMEIDA, G. A. G; ALBRECHT, K. J. Banco de Dados Digital das Sondagens de Simplex Reconhecimento (SPT): Subsídio ao Planejamento Urbano. In: 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, Ouro Preto, MG, 2002, Meio Digital.

- ALMEIDA, L. E. G.; RODRIGUES, J. E. A Avaliação dos Terrenos Aplicada na Definição de Suscetibilidades à Erosão. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Meio Digital.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. The behavior of Sarapuí soft organic clay. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CHARACTERIZATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS, Cingapura, 2002, v.1, p.477-504.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; LACERDA, W. A.; FUTAI, M. M. Investigações de campo e de laboratório na argila de Sarapuí. In: REVISTA SOLOS E ROCHAS, REVISTA LATINO-AMERICANA DE GEOTECNIA, ABMS, 2005, v.28, no.1, p.3-20.
- ALMOROX, J., DE ANTONIO, R., SAA, A., DÍAZ, M. C.; GASCÓ, J. M. Metodos de Estimación de la Erosion Hídrica. Editorial Agrícola Española, Madrid , Espanha. 1994, 152p.
- ALVES, A. B. Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o penetrômetro dinâmico de cone. Universidade Federal de Santa Catarina, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2002, 171p.
- ALVES, A. B. C.; TRICHES, G. Metodologia de Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplenagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. In: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Joinville, 2002, p.203-209.
- ALVES, A. M. L.; MARIA, P. E. L. S. Análise Probabilística de Problemas Geotécnicos: Aplicação à Argila do Sarapuí. In: REVISTA SOLOS E ROCHAS, REVISTA LATINO-AMERICANA DE GEOTECNIA, ABMS, 2001, v.24, nº1, p.83-93.
- AMARAL, C.; LARA, A. Mapa Geológico-geotécnico 1:10.000 Voltado para o Entendimento dos Processos e Riscos a Escorregamentos no Rio de Janeiro. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Meio Digital.
- AMINI, F. Potential applications of dynamic and static cone penetrometers in mdt pavement design and construction. Final Report. Department of Civil Engineering, Jackson State University, In cooperation with the Mississippi Department of Transportation, 2003.
- AMORIM, S. F.; FERREIRA, S. R. M.; VAREJÃO-SILVA, M. A.; ALHEIROS, M. M. Contribuição à Cartografia Geotécnica: Sistema de Informação Geográfica dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., Florianópolis, 2005, v.1, p. 1172-1187.
- ANDRADE M. R. M. Carta Geopedológica do Município de Guarulhos-SP Base de Orientação para o Assentamento Urbano. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.

- ANDRADE M. R. M. Cartografia de Aptidão Física para o Assentamento Urbano do Município de Guarulhos-SP - Subsídios para o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- ANGELONE, S.; TOSTICARELLI, J; MARTINEZ, F. El Penetrometro Dinamico de Cono. Su Aplicación al Control y Diseño Estructural de Pavimentos. In: CONGRESSO IBERO-LATINOAMERICANO DEL ASFALTO, v.6, 1991, 19p.
- ANTENUCCI, J. C.; BROWN, K.; CROSWEL, P. L.; KEVANY, M. J. Geographic Information Systems: A Guide to the Technology. New York: Chapman and Hall, 1991.
- ANTOINE, P. – Carte Zermos. Géologie de L'aménagement du Territoire. Paris: BR GN – SGN, 1975.
- ANTONIUTTI NETO, L.; KOERMANN, A. C. M.; GUIMARÃES, J.; HENCHEN, R. Perfis Geotécnicos de Depósitos Litorâneos da Região Sul do Brasil – Casos de obra. In: GEOSUL – V SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. Porto Alegre, 2006, v.1, p.33-42.
- ÁRABE, L. C. G. Aplicabilidade de Ensaio in Situ Para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais. Rio de Janeiro, 1995, PUC/RJ.
- ARAKI, M. S. Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1997, 121p.
- ARAÚJO, F. A. R. Contribuição ao Estudo da Erodibilidade de Solos Tropicais, Baseada em Ensaio de Sucção e na Metodologia MCT. Dissertação de Mestrado. Instituto Tecnológico Aeronáutico – ITA – Geotecnia e Pavimentos, 1994, 231p.
- ARMAN, A.; THORNTON, S.I. Identification of Collapsible Soils in Louisiana. Highway Research Record, n. 426, 1973, p. 14-22.
- ASTM. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-aggregate Mixtures for Highway Construction Purpose – ASTM D 3282-88. American Society for Testing and Materials, ASTM, Philadelphia, USA, 1998, v.04.08, pp.401-406.
- AZEVEDO, S. L. Sistematização de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos de Porto Alegre. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1990, 136p.
- BACHION, M. L. Mapeamento Geotécnico da Área Urbana e de Expansão da Região Metropolitana de Campinas, Escala 1:25000. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, SP, 1997.
- BAPTISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. Características Geotécnicas do Depósito de Argila Mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE

- MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 1998, v.1, p.911-916.
- BARATA, F. E.; DANZIGER, B. R. Compressibilidade de Argilas Sedimentares Marinhas Moles Brasileiras. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986, v.2, p.99-112.
- BARATA, F. E.; DANZIGER, B. R.; PAIVA, R. F. Compressibilidade de Argilas Sedimentares Moles Brasileiras – Ampliação de Banco de Dados e Extensão da Análise. In: XII COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. ABMS, São Paulo, 2002, v.1, p.271-280.
- BARATA, F.E. Discussões. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 4. Guanabara, Anais..., 1970, v. 2. (2), p.15, 1970.
- BARBOSA, T. T. A.; CERRI, L. E. S. Carta Geológico-geotécnica para Empreendimentos Rodoviários a Partir de Métodos de Investigação de Superfície, na Escala de 1:25.000. In 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL. São Carlos, SP, 2004, Anais... 2004, V.1, p.219-227.
- BARROSO, J. A. Experiências de Mapeamento Geológico-Geotécnico no Rio de Janeiro: Escalas, Detalhes a Considerar e Resultados. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL. *Anais*. Porto Alegre, UFRGS, 1989. p. 218-227.
- BASILIO, J. A. F.; GANDOLFI, N.; ZUQUETTE, L. V. Procedimentos para a Hierarquização de Áreas para Aterros Sanitários a partir de Resultados de Mapeamentos Geotécnicos: Aplicação na Região de Campinas, SP - IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- BASTOS, C. A. B. Mapeamento e Caracterização Geomecânica das Unidades Geotécnicas de Solos Oriundos dos Granitos, Gnaisses e Migmatitos de Porto Alegre. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991, 155p.
- BASTOS, C. A. B. Estudo Geotécnico sobre a Erodibilidade de Solos Residuais Não Saturados Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio grande do Sul. Porto Alegre, RS, 1999.
- BASTOS, C. A. B.; ALVES, A. M. L. Mapeamento Geotécnico da Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul. 2º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. São Carlos, SP, 1996, v.1. p. 19-28.
- BASTOS, C. A. B.; BORTOLI, C. R.; JUNGBLUT, M.; ANTUNES, R. B.; MIRANDA JUNIOR, G. X. Avaliação da Susceptibilidade e do Potencial à Erosão Laminar dos Solos da Bacia Hidrográfica do Rio Tubarão e Complexo Lagunar (SC); Teoria e Prática na Engenharia Civil; 2003, p. 43-51, Meio digital. Disponível em www.mikrus.com.br/~revistatpec. Acesso em novembro de 2005.

- BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. Some Considerations About the Shear Strength and Erodibility of Unsaturated Residual Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, s., 1998, Beijing, Proceedings..., Beijing: ISSMGE/CISMGE-CCES, 1998, v.1, p.19-24.
- BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y.; MILITITSKI, J. Avaliação Geotécnica da Erodibilidade dos Solos. In: GEOSUL – II SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Porto Alegre/RS, 2000, p.203-211.
- BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y.; MILITITSKI, J. Avaliação Geotécnica da Erodibilidade de Solos Residuais – uma Proposta Metodológica. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Anais..., São Paulo/SP, 2002, v.2, p.1193-1203.
- BASTOS, C. A. B.; PINHEIRO, R. J. B.; FILHO, C. L. M.; BRESSANI, L. A. Zoneamento de Áreas de Risco em Ocupação de Encosta da Serra Gaúcha. In III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital.
- BASTOS, C. A. B.; VALENTE, A. L. S.; STRIDLER, A.; BUFFON, S. A.; STUMPF, L.; QUADROS, T. F. P.; BICA, A. V. B.; BRESSANI, L. A. Mapeamento Geotécnico como Subsídio ao Monitoramento e Previsão de Riscos Geotécnicos e Ambientais em Obra de Tubulação de Gás Natural. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, Anais..., São Carlos, SP, 2004, v.1, p.91-98.
- BASTOS, C. A. B.; VALENTE, A. L. S.; TAGLIANI, C. R.; MIRANDA, T. C.; PINTO, W. S.; DIAS, R. D. Mapeamento de Unidades Geotécnicas como Subsídio à Formação de um Banco de Dados Geotécnicos Georreferenciado para o Município de Rio Grande/RS. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., Florianópolis, SC, 2005, v.1, p.136-151.
- BASTOS, G.; ZUQUETTE, L. V. Uma Abordagem sobre Banco de Dados em Geotecnia. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais... São Paulo, SP, 2002, v.1, p.167-176.
- BENTO, A. H.; FROTA, C. A. Mapeamento Geotécnico da Área de Manaus - AM. In: Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, 3º. Florianópolis, SC, 1998, Anais.
- BERTONI, J.; LOMBARDI NETO, F. Conservação do solo. São Paulo: Ícone, 1990, 355p.
- BEVILÁQUA, F. Z. Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Residuais de Granito de Florianópolis. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2004, 117p..
- BEVILÁQUA, F. Z.; MOURA, A. P.; LEITE, M. A. M.; PINTO, W. S.; HIGASHI, R. R.; SANTOS, G. T. Análise da Influência do Teor de Cal na Mistura Solo-Cinza Pesada Visando ao Emprego na Geotecnia”. In: REGEO - V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Porto Alegre, RS, 2003..

- BLIGHT, G. E. Design Assessment of Saprolites and Laterites. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12. Preprints of invited lectures and panelists discussions. ISSMFE Technical Committee on Tropical Soils, Rio de Janeiro, 1989. p. 17-24.
- BOGOSSIAN, F.; LIMA, S. A. Sobre os Limites de Consistência nas Argilas Orgânicas. In: 5º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, ABMS, São Paulo, 1994, vol.II, p.293-299.
- BOURROUGH, P. A. Principles of Geographical Information System for Land Resources Assenssment. New York : Oxford University Press, 1994.
- BRAND. E. W.; PHILLIPSON, H. B. Review of International Praticce for the Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Praticce. Hong Kong, Scorpion Press, 1985, p.7-21.
- BRASIL – Ministério da Agricultura. Equipe de Pedologia e Fertilidade do Solo. EPE. Levantamento Semidetalhado dos Solos de Áreas do Ministério da Agricultura no Distrito Federal. Convênio MA/CONTAP/USAID/BRASIL, 135p. (Boletim Técnico, 8), Rio de Janeiro, 1969.
- BRASIL, Ministério dos Transportes – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Instituto de Pesquisas Rodoviárias - Recomendações para proteção de taludes contra a erosão, Rio de Janeiro, 1979, 59p.
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. . D.; PINHEIRO, R. J. B.; RIGO, M. L. Residual Shear Strength of some Tropical Soils From Rio Grande do Sul, Solos e Rochas, 2001, v.24, p. 103-113.
- BROLLO, M. J., VEDROVELLO, R., HOLL, M. C. O Estudo de Áreas Degradadas em Cartografia Geotécnica Voltada ao Planejamento Ambiental – Experiência do Instituto Geológico. In: Simpósio BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Anais.
- BURNHAM, T. R.; JOHNSON, D. In Situ Foundation Characterization Using the Dynamic Cone Penetrometer, Final Report, Minnesota Department of Transportation, Maplewood, MN, 1993.
- CALIJURI, M. L.; MEIRA, A. D.; BHERING, E. M. E LORENTZ, L. F. Sistema de Cadastro e Visualização de Dados Geotécnicos. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- CALIPER.: TransCAD – Transportation GIS software – User’s Guide – Version 3.0 for Windows. Newton, MA, Caliper Corporation, 1996.
- CÂMARA, G. Anatomia de Sistemas de Informação Geográficas: Visão Atual e Perspectivas de Evolução. In: ASSAD, E., SANO, E., ed. “Sistemas de Informações Geográficas: Aplicações na Agricultura”. Brasília, DF. Embrapa, 1993.
- CÂMARA, G.; FREITAS, U. M. Perspectivas em SIG. Fator GIS. 1995. v.3, n.10, p.31-34.

- CÂMARA, G.; MONTEIRO, A. M. V. Conceitos básicos em ciência da geoinformação. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (<http://www.dpi.inpe.br>). Acesso em Setembro de 2005.
- CANIL, K.; RIDENTE, J. L. (2001) Estudo Para Seleção De Áreas Para Expansão Urbana No Município De Presidente Venceslau, SP. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, Meio Digital.
- CARDOSO, A. C.; TRICHÊS, G. Utilização do Penetrômetro Dinâmico de Cone no Controle Tecnológico de Camadas Finais de Aterros Rodoviários e na Avaliação da sua Capacidade de Suporte. In: 31ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1998, vol. 2, p.686-699.
- CARDOSO, A. C.; TRICHÊS, G. Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone e Viga Benkelman. In: 13º CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE, São Carlos, SP, 1999.
- CARDOSO, A. C.; TRICHÊS, G. Proposição de uma Metodologia para Utilização do Penetrômetro Dinâmico de Cone no Controle da Execução da Camada Final de Terraplenagem. In: 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Brasília, 2000, p.661-673.
- CARDOSO, F. B. F. Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 357p.
- CARREGÃ, D. L.; BALZAN, G. Cartografia Geotécnica no Planejamento Urbano de Obras Viárias: Aplicação ao Município de São Paulo. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital...
- CARVALHO, N. F. Características Geotécnicas da Argila Mole da Rodovia BR-101 em Santa Catarina. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 2002.
- CEPAM – Centro de Estudos E Pesquisas De Administração Municipal. Política Municipal do Meio Ambiente. São Paulo, 1991, 172p.
- CERRI, C. E. P. Mapeamento das Áreas de Risco de Erosão dos Solos da Bacia do Rio Piracicaba, Utilizando Geoprocessamento. Piracicaba, 1999. 89p. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Agricultura “Luiz Queiroz”, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1999.
- CERRI, L. E. S. Carta geotécnica: Contribuições para uma Concepção Voltada Às Necessidades Brasileiras. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, Salvador, BA, 1990. Anais...

- CERRI, L. E. S.; ZAINÉ, L. E.; SILVA, V. C. R. NÉRI, A. C.; BARBOSA, T. T. A. PAULA, J. P. L. SCARANCE, M. R. A. P. SILVA, D. M. B. Mapeamento de Risco em Áreas de Ocupação Precária nas Zonas Norte, Leste e Oeste do Município de São Paulo (SP). In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, São Carlos, SP, Anais... V.1, 2004, p.115-122.
- CHAMECKI, P. R.; SILVA, E. T. Erosão Hídrica em Argilas da Formação Guabirotuba: Comportamento e Parâmetros em Ensaio e Simulações em Laboratório. In: GEOSUL – SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Curitiba, PR, 2004, p.131-138.
- CHUA, K. M. Determination of CBR and Elastic Modulus of Soils Using a Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer, Penetration Testing 1988, ISOPT-1, Balkema, Rotterdam, Ed. De Ruiter, 1998.
- CINTRA, J.C.A. Fundações em Solos Colapsíveis. São Carlos, SP. Projeto Reenge, Ed. Rima, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1998, 116p.
- CINTRA, J. C. A.; MACACARI, M. F.; AOKI, N.; VILAR, O. M. Variação da Capacidade de Carga com a Sucção Matricial e com a Profundidade em Provas de Carga sobre Placa em Solo Colapsível. In: REVISTA SOLOS E ROCHAS, ABMS, São Paulo, 2005, v.28, n° 1, p.21-29.
- CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design Consideration for Collapsible Soils. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 107-GT3, 1981, p.305-317.
- COONSE, J. Estimating California Bearing Ratio of Cohesive Piedmont Residual Soil Using the Scala Dynamic Cone Penetrometer. Master's Thesis (MSCE), North Carolina State University, Raleigh, N.C, 1999.
- COSTA FILHO, L. M.; ARAGÃO, C. J. G.; VELLOSO, P. P. C. (1985) Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argilas Moles na Área do Grande Rio de Janeiro. In: REVISTA SOLOS E ROCHAS, ABMS, São Paulo, 1985, v.8, n°1, p.3-13.
- COSTA FILHO, L. M.; COLLET, H. B.; ANTUNES, F. S.; FONTOURA, S. A. B. Características Geotécnicas das Argilas Moles do Rio de Janeiro, Relatório de Pesquisa, IPR/DNER, Rio de Janeiro, 1975.
- COSTA, M. E. R. Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, SP, 1986, 90p.
- COSTA, M. O.; PAULON, N.; DINIZ, N. C. Obtenção do Mapa de Erosão Efetiva nas Bacias dos Rios Tietê e Pinheiros com Utilização de Informações Digitais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA (38. : 1994 : Camboriú). *Boletim de Resumos Expandido*, SBG, Camboriú, 1994, v.2, p.356.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A T. J. Geotechnical Properties of Recife Soft Clays. In: ENCONTRO PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2001, pp. 1-28.

- CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – Carta Geológica (Escala 1:250.000) – Folha de Criciúma SH.22.X.B, 2000.
- CUNHA, M.A.C.: Ocupação de encostas (manual). São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991, 234 p.
- DAL PAI, C. M. Investigação de Patologias de Pavimentos Urbanos Revestidos com Elementos Poliédricos empregando-se o Cone de Penetração Dinâmica. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Curitiba, PR, 2004, p.175-182.
- DASSOLER DA SILVA. Uso do Sistema de Informação Geográfica no Cadastro de Sondagens SPT na Bacia do Itacorubi. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, SC, 2000.
- DAVISON DIAS, R. Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão. Tese de Doutorado em Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 1987, 309p.
- DAVISON DIAS, R.; Influência da Estrutura Pedológica na Colapsividade dos Latossolos. In: 2º SIMPÓSIO DE SOLOS NÃO SATURADOS Anais. Recife, PE, 1994.
- DAVISON DIAS, R. Proposta de Metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais. In: REVISTA DO INSTITUTO GEOLÓGICO, São Paulo, SP, 1995, p.51-55.
- DAVISON DIAS, R. Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Florianópolis, SC, 2001, Anais...
- DAVISON DIAS, R.; BASTOS, C.; PINHEIRO, R. Projeto SIGEO – Região Metropolitana de Porto Alegre, FAERGS, Porto Alegre, 1996.
- DAVISON DIAS, R.; BASTOS C.A.B.; PINHEIRO, R.J.B. Perfis de Solos Residuais da Região Metropolitana de Porto Alegre. In: COPPEGEO'93, Anais. Rio de Janeiro, 1993.
- DAVISON DIAS, R. E GEHLING, Y. Y. W. Influence of The Macroestruure Originated from Pedologic Process on the Mechanical Behaviour of Lateritic Porous Soils in South Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, BRASILIA. PROCEEDINGS Anais. São Paulo, 1985, ABMS, v.2, p.255-268.
- DAVISON DIAS, R. Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL Anais. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, 1989. p. 96-120.

- DAVISON DIAS, R. Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL. Anais... Porto Alegre, RS, 1989, v.1, p. 96-116.
- DAVISON DIAS, R. Mecânica dos Solos Laterizados do Norte do Estado do Rio Grande do Sul visando Engenharia Civil. Apostila do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – CPGEC, UFSC, Florianópolis, 1997.
- DAVISON DIAS, R. Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO Anais... Florianópolis, 2001.
- DAVISON DIAS, R.; GASPARIN, P. Estudo da Macroestrutura de Solos Lateríticos. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES Anais... Porto Alegre, 1986.
- DAVISON DIAS, R.; MILITITSKY, J. Metodologia de Classificação de Perfis e Unidades Geotécnicas Desenvolvida na UFRGS. In: REVISTA DE SOLOS E ROCHAS, 1994.
- DAS, B. M. Principles of Foundation Engineering, 4th Ed., PWS Publishing Comp., 1999.
- DE BEER, M.; VAN DER MERWE, C. J. Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) in the Design of Road Structures, The Minnesota Department of Transportation, St. Paul, MN, 1991.
- DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J.; IRFAN, T. Y. Engineering Grading of Weathered Granite. Engineering and Geology, 1978, v.12, n.4, p.345-374.
- DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J. IRFAN, T. Y. (1978) Engineering Grading of Weathered Granite. Engineering Geology, 1978, v. 12, n.4, p.345-374.
- DEARMAN, W. R.; MATULA, M. Environmental Aspects of Engineering Geological Mapping. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Krefeld, 1976, N° 14. p 141-146.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Método de Ensaio ME-49-74: Índice de Suporte Califórnia de solos de amostras não trabalhadas, 1974.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Solos Coesivos – Determinação da Compressão Simples de Amostras, DNER-IE 004/94, 1994.
- DIAS, C. R. D.; BASTOS, C. A. B. Propriedades Geotécnicas da Argila Siltosa Marinha de Rio Grande, RS: Uma Interpretação à Luz da História Geológica Recente da Região. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Foz do Iguaçu, 1994, Proceedings... v.2, p.555-562.
- DIAS, C.R.R. Comportamento das Estacas de Fundação dos Silos do Terminal de Trigo e Soja do Porto do Rio Grande. Revista Solos e Rochas, 1979, Vol.2, n.2, pp27- 33.

- DIAS, C.R.R. (1993). Caracterização dos Parâmetros Geotécnicos de Solo Sedimentar da Cidade do Rio Grande - Resultados de Pesquisa sobre Argilas Moles. In: COPPEGEO'93 - SIMPÓSIO GEOTÉCNICO EM COMEMORAÇÃO DOS 30 ANOS DA COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 1993, p. 55-68.
- DIAS, C. R. R. Os Parâmetros Geotécnicos e a Influência dos Eventos Geológicos – Argilas Moles do Rio Grande/RS. In: ENCONTRO PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS, Rio de Janeiro, 2001, p.29-49.
- DIAS, C. R. R.; KERSTNER, V. W. T. Argila Siltosa Orgânica do Porto de Rio Grande/RS: Parâmetros de Laboratório e Correlações. In: REVISTA TEORIA E PRÁTICA NA ENGENHARIA CIVIL, n.3, 2003, p.81-91.
- DINIZ, N.C. 1998. Automação da Cartografia Geotécnica: uma Ferramenta de Estudo e Projetos para Avaliação Ambiental. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica – USP, São Paulo, 2v. 297p.
- DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral – Projeto Cadastro de Recursos Minerais do Estado de Santa Catarina – Mapa de Depósitos Minerais (Escala 1:250.000) – Folha de Criciúma SH. 22.X.B., 1989.
- DRÖSSEMAYER, A.; MÜLLER, R.; OLIVEIRA, H. M.; MACCARINI, M.; RAIMUNDO, H. A. Propriedades Geotécnicas de Solos Moles do Litoral de Santa Catarina. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.
- DRÖSSEMAYER, A.; R. MÜLLER. Estudo de Correlações de Índices Físicos com Parâmetros de Compressibilidade e Resistência dos Depósitos de Solos Moles da Rodovia BR-101. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 1999, 81p.
- DUARTE, S. B. Utilização de Sistema de Informações Geográficas na Análise do Meio Físico e do Uso do Solo na Lagoa da Conceição – Florianópolis. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, ; Florianópolis, 1999, 120p.
- DUARTE, S. B., e DAVISON DIAS, R. Mapeamento Geotécnico como Ferramenta para Análise Ambiental e Orientação do Planejamento Urbano – Lagoa da Conceição, Florianópolis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Anais... Meio Digital
- DUDLEY, J.H. Review of Collapsing Soils. Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Division, 1970, v. 96, p. 925-947.
- ELLISON, W. D. Soil erosion Studie. Agricultural Engineering, 1947, p. 145-146, 197-201.
- EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – CENTRO NACIONAL DE PESQUISA DE SOLOS – Ministério de Agricultura e Abastecimento.

- Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Serviço de Produção de Informação, SPI, Brasília, DF, 1999, 411p.
- ESE; DUG; MYRE; JOSTEIN; NOSS; PER MAGNE; VAERNEA; EINAR. The Use of Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for Road Strengthening Design in Norway, In: INT. CONF. ON BEARING CAPACITY OF RD. AND AIRFIELD, 1994, pp. 3-22.
- ESRI. *Arc View User's Guide*. EUA : Redlands, 1982, v.1.
- ESRI. *User's Guide - ESRI*. EUA: Redlands, 1996, v.2.
- FEDA, J. Structural Stability of Subsident Loess Soil from Praha-Dejvice. *Engineering Geology*. Amsterdam, 1966, v. 1, n. 3, p. 201-219.
- FENDRICH, R. Drenagem e Controle de Erosão Urbana, EDUCA/PUC-PR, Curitiba, 1988, 396p.
- FERRAZ, J. C. F. *Urbs Nostra*. Ed. PINI/EDUSP, São Paulo, 1991, 464p.
- FERREIRA, M. D.; PEJON, O. J. Análise Temporal das Feições Erosivas Lineares. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, São Carlos, SP, 2004, Anais... v.1, p.131-139.
- FERREIRA, R. M. F.; FUCALE, S. P.; AMORIM, S. F.; LACERDA, W. A. Comportamento de Variação de Volume em Solo Colapsível da Cidade de Palmas – Tocantins. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais... São Paulo, SP, 2002, v.2, p.595-604.
- FERREIRA, S. R. M.; SILVA, M. J. R. Microestruturas de Solos Colapsíveis do Semi-árido de Pernambuco antes e após o Colapso. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Anais...v.1, p.423-429.
- FERREIRA, S. R. M. Fatores que Influenciam na Variação de Volume em Solos Colapsíveis Devido à Inundação. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais... São Paulo, SP, 2002, v.2, p.649-656.
- FERREIRA, S. R. M. Características Geotécnicas de Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Florianópolis, 2005, Anais... v.1, p.2161-2176.
- FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D.; PEREIRA, A. Análise do Potencial do Colapso de Solos Coluvionares da Formação Serra Geral/RS. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, São Carlos, SP, 2004, Anais...v.1, p.431-437.
- FILHO, A. P. S.; SOUZA, N. M. Uso de Geoprocessamento na Distribuição Espacial das Características e Classes Geotécnicas de Solos do Distrito Federal segundo à Classificação HRB (*Highway Research Board*). In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL. São Carlos, SP, 2004, Anais... v.1, p.365-375.

- FILHO, N. F.; BITAR, O. Y. Cursos de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Geologia, São Paulo, 1995.
- FONSECA, A. M. M. C. C.; FRERREIRA, C. S. M. (1981) Metodologia para Determinação de um Índice de Erodibilidade dos Solos. In: I SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, COPPE/UFRJ, CNPq e ABMS, Rio de Janeiro, 1981, p.646-667.
- FONTES, L. P. T. L. Contribuição à Investigação Geotécnica de Vias Urbanas Não Pavimentadas através do Emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone. Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2001.
- FORTES, R. M. (1990) Método Expedito de Identificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando-se Anéis de PVC rígidos. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica USP, São Paulo, 1990, 228p.
- FORTES, R. M.; NOGAMI, J. S. (1991) Método Expedito de Identificação do Grupo MCT de Solos Tropicais utilizando-se Anéis de PVC Rígido. In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1991. Anais... ABPv, v.1, p.591-604.
- FRAGASSI, P.F.M.; MARQUES, E.A.G. Desenvolvimento de uma Nova Versão do Aparelho de Inderbitzen. In: VII SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROÇÃO, Goiânia, GO, 2001.
- FREDLUND, D. G. (1979) Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils, Can. Geotech. Journal, 1979, v. 16, p.121-139.
- FREIRE, E. P. Ensaio Inderbitzen Modificado: um Novo Modelo para Avaliação do Grau de Erodibilidade do Solo. In: VII SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROÇÃO. Goiânia, GO, 2001, Meio Digital.
- FUTAI, M. M. Análise de Ensaio Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 1997, 255p.
- GEHLING, W. Y. Y.; DIAS, R. D.; ROISENBERG, A. Compressibilidade e Colapsibilidade de Solos Porosos do Planalto meridional do Rio Grande do Sul. In: VII COBRAMSEG, 1982, v.4, p.192-205.
- GERSCOVICH, D. M. S. Propriedades da Camada Ressecada da Argila Mole de Sarapuí. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 1983.
- GODOY, H. Identificação e Classificação Geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo Método das Ppastilhas MCT. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997, 132p.

- GODOY, H., Desenvolvimento de Procedimento Visual-Ttáctil para o Reconhecimento Geotécnico de Gampo dos Solos das Bacias Hidrográficas do Aguapeí e Peixe no Estado de São Paulo. Relatório Científico Final de Pós-Doutorado, Programa de Pós-Doutorado em Geoquímica e Geotectônica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2000.
- GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. Diretrizes para a Identificação Expedita de Solos Lateríticos para Uso em Obras Viárias. In: 30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador, 1996, Anais... ABPV, v.2, p.557-568.
- GODOY, H.; NOGAMI, J. S.; CARVALHO, A. Procedimentos para a Caracterização Geotécnica de Perfis em Solos de Granitos e Gnaisses para Obras Viárias. In: SOLOS E ROCHAS, 1994, v.17, n.1, p.31-44.
- GOMES, R. L.; RODRIGUES, J. E. O Uso de Perfis de Intemperismo no Mapeamento Geotécnico de Materiais Inconsolidados - Aplicação no Município de Campinas – SP. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital...
- GONÇALVES, H. H. S.; OLIVEIRA, N. J. Parâmetros Geotécnicos das Argilas de Santos. In: XII COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, ABMS, São Paulo, 2002, v.1, p.467-476.
- GRAMKOW, I. Saneamento Básico: Condição Necessária para o Desenvolvimento Sustentável. Atlas Ambiental da Região de Joinville: Complexo Hídrico da Baía do Babitonga. FATMA – Fundação do Meio Ambiente de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 2002, 145p.
- GRÉ, J. C. R.; CASTILHOS, J. A. Favorabilidade à Ocupação Urbana na Zona Costeira: Exemplo da Planície Costeira de Ingleses-Rio Vermelho, Município de Florianópolis, SC, Brasil. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Florianópolis, 2005, Anais... v.1, p.1153-1160.
- GRECCHI, R. C; PEJON, O. J. Estudos Geoambientais da Região de Piracicaba (SP), com o Auxílio de Imagem de Satélite e de Sistema de Informação Geográfica. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital...
- GUERRA, A. J. T.; SILVA, A. S.; BOTELHO, R. G. M. Erosão e Conservação dos Solos: Conceitos, Temas e Aplicações. Ed. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, RJ, 1999, 340p.
- GUERRA, A. T. e CUNHA, S. B. (1995). Geomorfologia, Uma Atualização de Bases e Conceitos. Ed. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, RJ, 1995, 443 p.
- GUIMARÃES, R. C.; CARVALHO, J. C.; PEREIRA, J. H. F. Contribuição à Análise da Colapsividade dos Solos Porosos do Distrito Federal. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais... São Paulo, SP, 2002, v.2, p.605-615.

- GUSMÃO FILHO, J. A. Prática de Fundações nas Capitais Nordestinas. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1982, v. 7, p. 189-206.
- HARISON, J. R. Correlation between CBR and DCP Strength Measurements of Soils, Proc. Inst. of Civ. Engrs. London, 1983, part 2.
- HARISON, J. R. Correlation between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soils, Proc. Inst. of Civil Engineers, London, 1987, part 2, pp. 83-87.
- HEAD, K. H. Manual of Soil and Laboratory Testing – Effective Stress Tests. ELE International Limited, London, UK, 1985, v.3. p.791-792.
- HEYN, A. Aplicações do Penetrômetro Dinâmico de Ponta de Cone na Avaliação de Estruturas de Pavimentos. In: 21ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador, 1986.
- HENCHER, S. R.; McNICHOLL, D. P. Engineering in Weathered Rock. Quarterly Journal of Engineering and Geology, 1995, v.28, p. 253-266.
- HIGASHI, R. R. Utilização de um SIG no Desenvolvimento de um Banco de Dados Geotécnicos do Norte do Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2002a, 143p.
- HIGASHI, R. R.; DAVISON DIAS, R.; FERREIRA, C. H.; FERNANDES, R. D. Mapeamento Geotécnico e Cadastro de Banco de Dados de Sondagens SPT do Município de Tubarão. In: COBRAC – 5º CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO, Florianópolis, SC, 2002b.
- HIGASHI, R. R.; DAVISON DIAS R. Mapeamento Geoambiental do Município de Tubarão visando Disposição de Resíduos. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL - REGEO`2003, Porto Alegre, RS, 2003a.
- HIGASHI, R. R.; DAVISON DIAS, R.; Estimativa de Comportamento dos Solos do Município de Tubarão através de Ferramenta SIG visando o Planejamento e Implantação de Rodovias. In: 34ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Campinas, SP, 2003b.
- HIGASHI, R. R. e FIGUEIREDO L. F. Análise Geotécnica Preliminar de São Francisco do Sul como Subsídio ao Estudo de Impactos Ambientais Utilizando Sistema de Informações Geográficas. In: XXI CONGRESSO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA, Belo Horizonte, MG, 2003.
- HIGASHI, R. R.; GONÇALVES, A.; LIMA, T. L.; SPRICIGO, T.; DAVISON DIAS, R. Ensaio de erodibilidade em elevações graníticas do município de Tubarão. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Curitiba, PR, 2004, ABMS, p.155-161.

- HIGASHI, R. R.; LEANDRO, R. P.; GUARESI, C. M.; SANTOS, G. T. Análise de Comportamento de Mistura de Cinza Pesada-Solo-Cal visando ao Aproveitamento Geotécnico. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL - REGEO`2003, Porto Alegre, RS, 2003.
- HIGASHI, R. R.; LIMA, T. L.; SPRÍCIGO, T. Análise de Viabilidade da Utilização de Misturas de Solo-cinza Pesada para Pavimentação. In: 35.^a RAPv - REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Rio de Janeiro, RJ, 2004, Anais em meio digital...
- HIGASHI, R. R.; SPRICCIGO, T. Análise Radial dos Solos da Zona Urbana do Município de Ipumirim: Previsão de Expansão Da Malha Viária Urbana. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, Aracajú, SE, 2003.
- HIGASHI, R. R.; GELOSA, A. Utilização do Geoprocessamento para a Análise de Problemas Ambientais do Rio Tubarão. Monografia de Especialização em Processamento das Informações Geográficas na Gestão Ambiental, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, SC, 2006, p.4-10.
- HUMBERT, M. La Cartographie en France des Zones Exposée a des Risques Liese aux Mouvements du Sol: Cartes Zermos. Ed. Bull, IAEG, 1997, n° 16. p 80-81.
- HUXHOLD, W. Introdução aos Sistemas de Informação Geográficas Urbanas. In: ANAIS DA REUNIÃO DE GIS/LIS, Editora da Universidade de Oxford, Nova Yorque 1998, p. 27-32.
- IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (1997) – Anuário Estatístico do Brasil, 1997. Disponível em <ibge.gov.br>. Acesso em 01 de março de 2002.
- INDERBITZEN, A. L. An Erosion Test for Soils. Materials Research; Standards, Philadelphia, 1961, v.1, n.7, p.553-554.
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas – Lixo Municipal: Manual de Gerenciamento Integrado. IPT/Cempre (Publicação - IPT 2163), São Paulo, 1995, 278p.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. The Addition Settlement of Foundation Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoil on Wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING , London. Poroceedings... London: Butterworths Scintific Publications, 1957. 3v., v.3a, p316-319.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to Construction on or with Material Exhibiting Additional Settlement due to “Colapse” of Grain Structure. In: VII REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Durban, 1975, v.1, p.99-105.
- KARUNAPREMA, K. A. K.; EDIRISINGH, A. G. H. J. A Laboratory Study to Establish Some Useful Relationships for the Use of Dynamic Cone Penetrometer EJGE. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2005. Disponível em <http://www.ejge.com/index_ejge.htm>. Acesso em outubro de 2005.

- KERSTNER, V. W. T. Argila Siltosa do Porto de Rio Grande/RS – Parâmetros de Laboratório e Correlações. Trabalho da disciplina de Geotecnia Aplicada às Obras Portuárias – Curso Eng. Oceânica- FURG, Rio Grande, 2001.
- KINDERMANS, J. M. La Sonde Battage Légère en Construcción Routière. Centre de Recherches Routières Bélgica, CR 5/76, 1976, 79p.
- KLEYN, E. G. The Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP), Rep. No. 2/74. Transval Roads Department, South Africa, 1975.
- KLEYN, E.; SAVAGE, P. E. The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of the Road Pavement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY OF THE ROADS AND AIRFIELDS, Proceedings..., The Norway Institute of Technology, Trondheim, Norway, 1982,v.1, p.23-25.
- KOCHEN, R. Considerações Sobre o Adensamento dos Solos não-saturados. Revista Solos e Rochas, São Paulo, ABMS, 1985, v.4, n^o1: p.71-84.
- KOPEZINSKI, I. Mineração x Meio Ambiente: Considerações Legais, Principais impactos Ambientais e seus Processos Modificadores. Porto Alegre, Ed. Universidade/UFRGS, 2000, p.39.
- LAMBE, T.W. Soil Testing for Engineers. New York, John Wiley, 1951. 165p.
- LAWS, J. O. Recent Studies in Raindrops and Erosion. Agricultural Engineering, 1940, v.21, p.431-433,
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. J. Geotech. Engn., 1992, p.118-9, p.1376-1394.
- LEE, I. K. E COOP, M. R. The Intrinsic Behavior of a Decomposed Granite Soil. Géotechnique, 1995, v.45:1, p.117-130.
- LEVANTAMENTO DE RECONHECIMENTO DOS SOLOS DO ESTADO DE SANTA CATARINA. Volume II – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, SUDESUL – Superintendência do Desenvolvimento da Região Sul e Governo do Estado de Santa Catarina, 1973.
- LEWIS, W. J.; FOSTER, S. S. D.; DRASAR, B. S. O Risco de Poluição do Lençol Freático por Sistemas de Disposição Local de Esgotos. MDU – Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente, PNDU - Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento, 1986.
- LIMA JR, C. O. Mapeamento Geotécnico do Município de Florianópolis em Meio Digital visando o Sistema de Informações Geográficas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1997.
- LIMA, L. C. Ensaio de DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solo Lateríticos de Textura Fina. Dissertação de Mestrado, Divisão de Pós-Graduação do ITA, São José dos Campos, SP, 2000,149p.

- LIPORACI, S. R. Procedimentos e Metodologias de Mapeamento Geotécnico Aplicados na Cidade e Parte do Município de Poços de Caldas (MG) – Escala 1:25.000 - Visando o Planejamento do Uso e Ocupação do Meio Físico. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, SP, 1994.
- LIVNEH, M. Validation of Correlations between a Number of Penetration Tests and In Situ California Bearing Ratio Tests, Transp. Rec. 1219. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1997, pp. 56-67.
- LIVNEH, M.; ISHAI, I. The Relationship Between In Situ CBR Test and the Various Penetration Tests. Proc. of the First Int. Conf. on Penetration Testing, Orlando, Fl, 1988, pp. 445-452.
- LIVNEH, M.; ISHAI, I.; LIVNEH, N. A. Automated DCP Device Versus Manual DCP Device. Lt Rd. and Transport Res., 1992, Vol. 1, No. 4.
- LIVNEH, M.; LIVNEH, N. A. Subgrade Strength Evaluation with the Extended Dynamic Cone Penetrometer. In: 7th INTERANTIONAL IAEG CONGRESS. Proceedings..., 1994.
- LO, K. Y. The Operational Strength of Fissured Clays, Géotechnique, 1970, v. 20-1, p. 57-74.
- LOLLO, J. A. Caracterização Geotécnica da Área de Expansão Urbana de Ilha Solteira (SP) com o uso de Formas de Relevo. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital...
- LOLLO, J. A.; RODRIGUES, R. A. (2002) Estudo da Colapsibilidade de Solos Utilizando a Técnica de Avaliação do Terreno como Análise Preliminar - 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, Ouro Preto, MG, 2002, Anais em meio digital.
- LOLLO, J. A.; ZUQUETTE, L. V. Utilização da Técnica de Avaliação do Terreno em Cartografia Geotécnica: Sistemática Proposta e Resultados Obtidos para a Quadrícula de Campinas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, São Carlos, SP, 1996, Anais, p. 3-12.
- LOPES, P. M. S.; PEJON, O.J. Obtenção da Carta de Susceptibilidade a Erosão com Auxílio do SIG IDRISI: Subsídio Para o Zoneamento Geoambiental da Bacia do Rio Passa Cinco e Rio da Cabeça. In: VII SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROSÃO, Goiânia, GO, 1992.
- LOPES, P. M. S.; PEJON, O. J. Utilização de SIG-IDRISI na elaboração das Cartas de Potencial à Infiltração, Susceptibilidade à Erosão e de Potencial Agrícola. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- LUMB, P. The Properties of Decomposed Granite. Geotechnique, 1962, v.12, n.3, p.226-243, 1962.
- LUPINI, J. F.; SKINNER, A. E.; VAUGHAN, P. R. The Drained Residual Strength of Cohesive Soils, Géotechnique, 1981, v.31, p. 181-214.

- LUTTENEGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of Collapse of Soils. *Geotechnical Testing Journal*. 11 (3), 1988, p.173-178.
- M. C. HOLL.; VEDOVELLO, R.; SILVA, A. P. O Uso e Ocupação da Terra nas Avaliações de Risco devido a Movimentos de Massa: Exemplo de Aplicação para a Região do Litoral Norte do Estado de São Paulo. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Anais em meio digital.
- MACARI, R.; RODRIGUES, J. E. Mapa de Materiais Inconsolidados da Área de Expansão Urbana do Município de Campinas, Porção Noroeste, escala 1:25.000. In: 2º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. São Carlos, SP, 1998, v.1. p. 221-231.
- MACCARINI, M. Estudos Geológico-geotécnicos do Solo de Fundação do Terminal Rodoviário de Passageiros de Tubarão/SC. Relatório final. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998, 64p.
- MACCARINI, M.; DRÖSSEMAYER, A.; MÜLLER, R. RAIMUNDO, H. A.; OLIVEIRA, H. M. Propriedades Geomecânicas de Solos Moles do Litoral de Santa Catarina. Palestra apresentada no Seminário sobre Novas técnicas Rodoviárias, DNER, Florianópolis, SC, 2000.
- MACCARINI, M. Observações do Comportamento Mecânico de Solos Moles na Duplicação da BR 101/SC. In: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. Porto Alegre, 2002, p.241-245.
- MACCARINI, M. Observações do Comportamento Mecânico de Solos Moles na Duplicação da BR 101/SC. In: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. Porto Alegre, 2002, p.241-245.
- MACHADO, L. A.; HIGASHI, R. R; MEDEIROS, I.; SILVA, V. M.; VEZZARO, L. C. Testes de Resistência em Misturas Solo/Cinza Pesada da Termelétrica Jorge Lacerda In: 35.ª RAPV REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, RIO DE JANEIRO, 2004, Anais em meio digital.
- MARBLE. D. Geographical Information System: In Overview. In: PECORA CONFERENCE, 1984, Sioux Falls, Proceedings... ,1984, v1, p.18-24.
- MARQUES, J. F. Efeitos da Erosão do Solo na Geração de Energia Elétrica: Uma Abordagem da Economia Ambiental. Tese de Doutorado – Faculdade de Economia, Administração e Contabilidade, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995. 271p.
- MARQUES, M. E. S.; LACERDA, W. A. Caracterização Geotécnica de um Depósito Argiloso Flúvio-marinho em Navegantes, SC. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Curitiba, ABMS, 2004, p.31-38.
- MARTIN, L. (1988) Mapeamento Geológico ao Longo da Costa Brasileira. SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS:

- ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, Rio de Janeiro, 1988, V.1, p.2.1-2.29.
- MARTINELLO, I.; RIGO, M. L.; SILVEIRA, R. M.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. Ensaio de Ring Shear: Comparação de Procedimentos Normalizados. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Curitiba, 2004, v.1, p.47-53.
- MASSAD, F. História Geológica e Propriedades dos Solos das Baixadas: Comparação entre Diferentes Locais da Costa Brasileira. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, Rio de Janeiro, 1988-a, Anais..., v. 1: 3.1 a 3.34,
- MASSAD, F. As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Caracterização e Propriedades Geotécnicas. Tese de Livre-Docência, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1985.
- MASSAD, F. As Argilas Transicionais (Pleistocênicas) do Litoral Paulista. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986, v.2, p.113-128.
- MASSAD, F. Propriedades dos Sedimentos Marinhos. Solos do Litoral Paulista, ABMS, 1994a, p.99-128.
- MASSAD, F. Sea Level Movements and Preconsolidation of Some Quaternary Marine Clays. Revista Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, ABMS, 1994b, v.17, n.º.3, p.205-215.
- MASSAD, F. Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações. Conferência Pacheco Silva, Revista Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, ABMS, 1999, v.22, n.º.1, p.3-49.
- MAURO, J. R.; LOLLO, J. A. Carta de Susceptibilidade à Erosão na Bacia do Prosa – Campo Grande (MS). In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- MEDERO, G. M.; WHEELER, J. J.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. Fatores que Comandam o Comportamento Mecânico de um Material Colapsível. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Anais...v.1, p.83-86.
- MEIER, R. W.; BALADI, G. Y. Cone Index Based Estimates of Soil Strength: Theory and Use's Guide for Computer Code CIBESS. Technical Report No. SL-88-11, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1988.
- MEIRELLES, M. C. E DAVISON DIAS, R. Estudo da Erodibilidade de Solos Residuais do Complexo Granito-Gnaissico – Município de Santo Amaro da Imperatriz, SC. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, São Carlos, SP, 2004, v.1, p.465-470.

- MELLO, L. G.; SCHNAID, F.; GASPARI, G. Características das Argilas Costeiras de Natal e sua Implicação nas Obras de Ampliação do Porto. Revista Solos e Rochas, São Paulo, ABMS, 2002, v.25, n°1, p.59-71, 2002.
- MENDES, R. M.; LORANDI, R. Emprego da Cartografia Digital para Mapear o Potencial de Colapso do Macio de Solos de São José do Rio Preto (SP). In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, São Carlos, SP, 2004, Anais... v.1, p.365-375.
- MENEGAT, R.; KOESTER, E.; KRAEMER, G.; FERNANDES, L.; SCHERER, C.M.S.; BACHI, F. Mapa Geológico de Porto Alegre. Atlas Geográfico de Porto Alegre, impresso, 1998.
- MENEZES, D. B.; ZUQUETTE, L. V. Avaliações Metodológicas em Estudos Geoambientais de Bacias Hidrográficas: a Bacia do Rio Pardo. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, São Carlos, SP, 2005, Anais... V.1, p.291-300.
- MESQUIARI, R.; JUNIOR, W. C. S. Mapeamento de Vetores de Alteração da Paisagem para o Monitoramento das Águas da Bacia do rio Paraíba do Sul. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- MILITITSKY, J. Solos Tropicais e suas Aplicações em Fundações. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL. Anais... Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1985. p.67-113.
- MINEROPAR. Mapeamento Geológico-Geotécnico da Região do Alto Iguaçu. Curitiba: Convênio 04/93 Mineropar/Comec, 1994.
- MITCHEL, J. K. e SITAR, N. Engineering Properties of Tropical Residual Soils. In: SPECIALTY CONFERENCE ON ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS. Honolulu, Hawaii. Proceedings... New York, 1982, v.1, p73.
- MOTTER, I.; SIRTOLI, A. E.; SIRTOLI, A. R. A.; SANTOS, M. F. Planejamento da Expansão Urbana a Partir de Dados Geográficos e Ambientais IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- MUNSELL COLOR, COMPANY INC. Munsell Colors Charts. Munsell Color Company Inc., Baltimore, USA, 1954.
- MUSGRAVE, G. W. The Quantitative Evaluation of Factors in Water erosion – A First approximation. Journal of Soil and Water Conservation, 1947, v.2, p. 133-138.
- NBR 6484. Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio.
- NETO, C. B. R; FUNKE, D. S. Cartografia Geotécnica e Legislação Ambiental no Planejamento Urbano. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, SC, 1998, Anais em meio digital.

- NETO, F. S. D. Proposição de Metodologia para Escolha de Solo e Dosagem de Antipó como Emulsão de Xisto. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004, 139p.
- NEWCOMB, D. E.; CHABOURN, B. A.; VAN-DEUSEN, D. A.; BURNHAM, T. R. Initial Characterization of Subgrade Soils and Granular Base Materials at the Minnesota Road Research Project, Report No. MN/RC-96/19, Minnesota Department of Transportation, St. Paul, MN, 1995.
- NEWCOMB, D. E.; VAN-DEUSEN, D. A.; BURNHAM, T. R. Characterization of Subgrade Soils at the Minnesota Road Research Project, Report No. MN/RD-94/19, Minnesota Department of Transportation, St. Paul, MN, 1994.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Soil Characterization of Mapping Units for Highway Purposes in Tropical Areas. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Krefeld, 1979, n.19, p.196-199.
- NOGAMI, J. S.; BERNUCCI, L. L. B.; VILLIBOR, D. F. Contração de Solos Arenosos Finos Lateríticos: Simplificações para a Escolha desses Solos para Bases de Pavimentos de Baixo Custo. In: 29ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Anais, Cuiabá, 1995, ABPv, v.1, p.345-363.
- NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V; M. N. A Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de um Método Preliminar. In: 20ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Anais, Fortaleza, 1985, ABPv, p.117-134.
- NOGAMI, J.S. E VILLIBOR, D.F. Identificação Expedida dos Grupos da Classificação MCT para Solos Tropicais. In: X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu. Anais... São Paulo, ABMS, 1994, v.4, p.1293-1300.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Importância e Determinação do Grau de Laterização em Geologia de Engenharia. In: 8º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais, Rio de Janeiro, ABGE, 1996, v.1, p.345-358.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo, Editora Villibor, 1995, 213p.
- NOVAIS-FERREIRA, H; A. V. FONSECA. Engineering Properties of a Saprolitic Soil from Granite. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, Proceedings...Singapore, 1988, v.1, p.181-188.
- NUNES, E. Suelos Colapsibles y Preconsolidados por Deseccacion. In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, Buenos Aires, Seção III, 1975, v. 4, p43-73.
- NUÑES, E. Suelos Especiales: Colapsibles, Expansivos, Preconsolidados por Deseccación. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DOS SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5, Anais..., Buenos Aires, 1975, v. 4, Sessão II, p. 43-73.

- OLIVEIRA, A. M. M.; PINTO, S. A. F. Análise das Alterações do Uso da Terra na Bacia Hidrográfica do Ribeirão São João (SP). In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, , Anais..., São Carlos, SP, 2004, v.1, p.365-375.
- OLIVEIRA, A. M. S. Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Geologia, São Paulo, 1995.
- OLIVEIRA, C. M. G.; LOLLO, J. A. Uso da Avaliação do Terreno para o Zoneamento de Solos Colapsíveis na Área Urbana de Ilha Solteira (SP). In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- OLIVEIRA, C. M. G.; LOLLO, J. A. Suscetibilidade de Ocorrência de Colapso de Solos na Área Urbana de Ilha Solteira (SP). In: 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, Ouro Preto, MG, 2002, Meio Digital.
- OLIVEIRA, H. M.; MACCARINI, M. Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole em Santa Catarina. In: Encontro: Propriedades de Argilas Moles Brasileiras. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001, v.único, p.79-100.
- OLIVEIRA, J. B.; JACOMINE, P. K. T.; CAMARGO, M. N. Classes Gerais de Solos do Brasil: Guia auxiliar para seu reconhecimento. FUNEP – Fundação de Estudos e Pesquisas em Agronomia Medicina Veterinária e Zootecnia, São Paulo, 1992.
- OLIVEIRA, L. E.; TERNI, A. W.; MANFREDINI, C. A Utilização do Cone de Penetração Dinâmica (DCP) no Dimensionamento de Estrutura de Pavimento Flexível Urbano de Baixo Volume de Tráfego. In: 12ª RPU - REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, Anais..., Aracaju , SE, 2003, Meio digital.
- OLIVEIRA, L. E.; VERMATI, E. Análise de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego Executado com Solos Transicionais. In: I SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO – SINBATRA, Rio de Janeiro, 1997, vol. 1, p.325-344.
- ORLANDINI, R. Unidades Geotécnicas dos Municípios de Novo Hamburgo e Campo Bom /RS e Caracterização Geomecânica de Perfis Típicos de Solos de Arenito. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1991.
- ORTIGÃO, J. A. R.; LACERDA, W. A. Propriedades Geotécnicas das Argilas cinza do Rio de Janeiro. Relatório da Pesquisa de Aterro sobre Solos Compressíveis. IPR/DNER, Rio de Janeiro, 1979.
- ORTIGÃO, J. A. R. Ensaios in-situ nos Sedimentos Litorâneos de Santa Catarina. Palestra apresentada no Seminário sobre Novas técnicas Rodoviárias, DNER, Florianópolis, SC, 1997.

- PACHECO, S. M. F. M. Cartografia Geotécnica: Aplicação no Planejamento Urbano e Gestão Ambiental Voltados às Necessidades Brasileiras. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Anais, 3º, Florianópolis, SC, 1998.
- PARIZZI, M. G.; UHLEIN, A.; KATTAH, C.L. Carta de Uso e Ocupação Aplicada ao Diagnóstico Ambiental da Bacia do Ribeirão da Mata, Região Metropolitana de Belo Horizonte. Municípios de Capim Branco, Matozinhos e Pedro Leopoldo. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- PARKER, F.; HAMMONS, M.; HALL, J. Development of an Automated Dynamic Cone Penetrometer for Evaluating Soils and Pavement Materials, Final Report, Project No. FLDOT-ADCP-WPI 0510751, Florida Department of Transportation, Gainesville, Florida, 1998.
- PAULA, J. P. L.; CERRI, L. E. S. Carta geológico-geotécnica de área para parcelamento urbano do solo no município de Rio Claro (SP), na escala de 1:10.000. 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL. Anais..., São Carlos, SP, 2004, v.1, p.31-40.
- PAVEMENT CONDITIONS SURVEY MANUAL. North Carolina Department of Transportation, Raleigh, N.C, 1998.
- PDMT – Plano Diretor do Município de Tubarão – Plano Diretor de Desenvolvimento Físico Territorial Urbano do Município de Tubarão, Gabinete de Planejamento, 1992, CD-ROM, 53p.
- PEJON, O. L.; Mapeamento Geotécnico de Piracicaba. 1:100.000: Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação dos Atributos. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, SP, 1992.
- PINHEIRO, R. J. B. Estudo do Comportamento Geotécnico de Solos e Rochas Brandas da Formação Rosário do Sul. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1991, 136p.
- PIRES NETO, A.G.; YOSHINAGA, S. O Planejamento Territorial no Instituto Geológico: Revisão e Avaliação de Experiência. Rev. IG. São Paulo, SP, 1995.
- PMT – Perfil Municipal de Tubarão – Parcerias Para o Desenvolvimento. Relatório Final da Caixa Econômica Federal, 1999, CD-ROM, 74p.
- PONCE, H. M. A.; GUZMÁN, Z. L. GUZMÁN, Z. E. Utilización del Penetrometro Dinamico de Cono Portátil en la Caracterizacion y Avaluacion de los Suelos en el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles de Caminos de Transito Medio y Bajo. In: 6º CONGRESSO IBERO-LATINO AMERICANO DEL ASFALTO, 1991.
- PRANDINI, F. L.; NAKAZAWA, V. A.; LUZ DE FREITAS, C. G.; DINIZ, N. C. Cartografia geotécnica nos planos diretores regionais e municipais. Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente, São Paulo, SP, 1995, p.187-202.

- PRANDINI, F. L.; SEOSANE, J. C. S.; SALOMÃO F. X. T.; GOUVEIA, M. I. F.; FURLANI, G. M. Susceptibilidade à Erosão por Boçorocas como Condicionante ao uso Planejado do Território: Plano Diretor do Município de Casa Branca – SP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6., Salvador, 1990. Proceedings...
- RADAMBRASIL – Rio Grande do Sul - Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação e uso Potencial da Terra. Vol. 33 - Rio de Janeiro, 1986.
- RAIMUNDO, H. A.; SANTOS, G. T; DAVISON DIAS, R. Aspectos Geotécnicos do Contato Granito/Diabásio Associados à Instabilidade de Encostas em Florianópolis – SC. In: GEOSUL – III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Joinville, SC, 2002, p. 251-263.
- RALK, D. K.; LEE, K. L. (1973) Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. J. Soil Mechanics and Foundation Division, 1973, ASCE. V.99, no SM1, paper 9484, p.75-93.
- REGINATTO, A.R.; FERRERO, J.C. (1973). Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Proceedings... Moscow, 1973, V. 2.2, p. 177-183.
- RESENDE, A. A.; GOMES, C. A.; VERTAMATTI, E. Aperfeiçoamento do Penetrômetro Dinâmico de Campo e Aplicação no Controle de Compactação de Solos. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., Florianópolis, SC, 2005, v.1, p.1945-1958.
- RIBEIRO, L. F. M. (1992) Ensaio de Laboratório para a Determinação de Características Geotécnicas das Argilas Moles do Sergipe. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 1992.
- RIGO, M. L. Resistência ao Cisalhamento de Alguns Solos Saprolíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2000, 134p.
- RIO CLARO - Plano Diretor de Desenvolvimento do Município de Rio Claro, SP. Lei Municipal nº 2492/92, 1992.
- RODRIGUES, B. B. Inventário e Análise de Susceptibilidade aos movimentos de Massa Gravitacionais e Erosões na Região de Águas de Lindóia – SP – Escala 1: 10.000. Tese de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, SP, 1998.
- RODRIGUES, J. K. G.; LUCENA, F. B. (1991) Avaliação Estrutural de um Trecho Pavimentado com Solo Lateríticos, no Estado da Paraíba, através de Ensaio Deflectométricos e Pressiométricos. In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1991, v.1, p.2531-2557.
- RODRIGUES, M. Geoprocessamento. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHEIROS CARTÓGRAFOS (5.:1988 : Presidente Prudente) *Anais*. Marília: Gráfica da UNESP, 1988. v.1, p.144-60.

- RÖHM, S. A.; LIPORACI, S. R. Mapas Geológico e Pedológico da Bacia do Rio Monjolinho na Escala de 1:10.000, para a Região da Cidade de São Carlos (SP). Uma contribuição às novas Diretrizes do Plano Diretor e à Gestão Ambiental. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, Anais..., São Carlos, SP, 2004, v.1, p.23-30.
- RUDOCK, E. C. Residual Soils of the Kumasi District in Ghana. *Geotechnique*, v.17, n.4, p.359-377, 1967.
- SÁ, C. A. Mapeamento de Declividades voltado para o Controle de Processos Erosivos em Sítios Florestais. Monografia de Especialização, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2001.
- SANDRONI, S. S. Contribuição ao Estudo Geotécnico dos Sedimentos Argilosos de Baixadas Costeiras do Brasil, cidade do Rio de Janeiro e Adjacências. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, Rio de Janeiro, 1998, v.2, p. 3.95-3.108.
- SAITO, S. M; HERRMANN, M. L. P.; PELLERIN, J. R. G. M. Avaliação da Suscetibilidade a Escorregamentos nos Assentamentos Precários do Maciço Central de Florianópolis-SC. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., Florianópolis, SC, 2005, v.1, p.1251-1261.
- SALOMÃO, F.X. de T.; IWASA, O.Y. Erosão e Ocupação Rural e Urbana. In: CURSO DE GEOLOGIA APLICADA AO MEIO AMBIENTE. ABGE/IPT – DIGEO, 1995, p. 31-57.
- SAMARA, V.; BARROS, J. M. C.; MARCO, L. A. A.; BELICANTA, A.; WOLLE, C. M. Some Properties of Marine Clays from Santos Plains. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Proceedings..., Recife, PE, 1982, v.4, p.301-318.
- SAMPAIO JUNIOR, J. L. C.; ALENCAR JUNIOR, J. A.; BERNARDES, G. P. Compressibilidade Secundária de uma Argila Variegada da Região Metropolitana de Belém-PA. In: XII COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, ABMS, São Paulo, SP, 2002, v.1, p.281-288.
- SANDRONI, S. S. Sampling and Testing of Residual Soils in Brazil. A Review of International Practice. Scorpion Press, Hong Kong, 1985, p.31-50.
- SANTANA, J. M.; LUCENA, F. B.; MACÊDO, J. A. G. Avaliação Estrutural de Pavimentos Através de Ensaio Pressiométricos, Ensaio de Placa e CBR in situ. In: XI CONGRESSO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 1998, v.1, p.665-672.
- SANT'ANA, W. C. Estudo de Misturas de Areia-asfalto a Quente para o Estado do Maranhão. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2002, 155p.

- SANTORO, J. Fenômenos Erosivos Acelerados na Região de São Pedro – SP. Estudo da fenomenologia, com ênfase geotécnica. Dissertação de Mestrado,. IGCE-UNESP, Rio Claro, SP, 1991, 140p.
- SANTORO, J. A Ocorrência de Processos Erosivos no Município de Campinas (SP), analisados a partir do Uso e Ocupação do Solo e a Suscetibilidade Natural à Erosão Hídrica. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- SANTOS, C. A.; SOREIRA, F. G.; NETTO, M. M. Condicionantes do Meio Físico nas Formas Erosivas das Bacias do Ribeirão Carioca, Córrego do Bação e Córrego Carioca, no Município de Itabirito, MG. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL, Anais..., São Carlos, SP, 2004, v.1, p.99-105.
- SANTOS, G. T.; DAVISON DIAS, R.; MACCARINI, M. Mapa Geotécnico e a Avaliação do Comportamento Mecânico dos Solos de Florianópolis. In: 2º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, São Carlos, SP, 1996, v.1. p. 63-70.
- SANTOS, G. T. Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia. Tese de Doutorado – UFRGS, Porto Alegre, RS, 1997.
- SANTOS JR, O. F.; LACERDA, W. ERHLICH, M. Escoamento Plástico e Comportamento Tensão-Deformação do solo Residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro. Solos e Rochas, 2004, v. 27:3, p. 203-213.
- SANTUR – SANTA CATARINA TURISMO S/A - Governo do Estado de Santa Catarina. Disponível em <<http://www.sol.sc.gov.br>> . Acesso em janeiro de 2006.
- SAYÃO, A. S. F. J. Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC – Rio de Janeiro, 1980, 201p.
- SAYÃO, A. S. F. J.; CARVALHO, N. F.; RABE, C. Ensaio Geotécnicos na Argila Mole da Rodovia BR-101 em Santa Catarina. In: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Porto Alegre, RS, 2002, v.1, p.81-89.
- SCALA, A. J. Simple Methods of Flexible Pavement Design Using Cone Penetrometers. In: PROCEEDINGS OF AUSTRALIAN – NEW ZEALAND CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, New Zealand, 1956.
- SCHNAID, F. Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2000, 189p.
- SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation for Sand. In: 8th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Proceedings..., Moscou, 1973, v.1, n^o3, p.255-230.

- SECRETARIA DO MEIO AMBIENTE - SMA/ CENTRO DE ESTUDOS E PESQUISAS DE ADMINISTRAÇÃO – CEPAM (1992) – Política Municipal de Meio Ambiente: Orientação para os Municípios. CEPAM, São Paulo, 1992.
- SELBY, M. J. Hillslope Material and Process. Oxford University Press. Second Edition. Oxford, 1993.
- SENÇO, W. Pavimentação. Grêmio Politécnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1975.
- SHERARD, J. L.; DUNNINGAN, L. P.; DECKER, R. S. Identification and nature of dispersive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976a, v.102, no.GT4, p.287-301.
- SHERARD, J. L.; DUNNINGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEELE, E. F. Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976b, v.102, no. GT1, p.69-85.
- SILVA, A. B. Sistema de Informações Geo-Referenciadas – Conceitos e Fundamentos. Editora da UNICAMP, Campinas, SP, 1999, v.1, p. 235.
- SILVEIRA, L. L. L.; PEJON, O. J. Avaliação dos Principais Fatores Intervenientes na Erodibilidade dos Solos. In: 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, Ouro Preto, MG, 2002, Meio Digital.
- SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. Geotéchnique, v.3, no.1, 1952, p.30-53.
- SMITH, R. B. Cone Penetrometer and in situ CBR Testing of an Active Vlay. In: Penetration Testing, ISOPT – 1, , Balkema, Rotterdam, 1988.
- SMITH, R. B.; PRATT, D. N. A Field Study of in situ California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Testing for Road Subgrades Investigations. Australian Road Research Board, 1983, p. 285-294.
- SOBREIRA, F. G. Processos Geológicos e Análise de Riscos em Mariana, Minas Gerais. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- SOUZA, L. A.; ZENÓBIO, A. A.; BRASIL, G. A.; BONUCCELLI, T. Carta de Riscos Associados a Movimentos Gravitacionais de Massa em Parte da Serra de Ouro Preto (MG). In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 2001, Meio Digital.
- SOUZA, N. C. D. C. Mapeamento Geotécnico da Folha de Aguai, com base na Compartimentação por Formas de Relevo e Perfis Típicos de Alteração. Dissertação de Mestrado - EESC, USP, São Carlos, 1992.

- SOWERS, G. F. Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2, Anais..., São Paulo, ABMS, 1963, v.1, p.39-62.
- STAR, J.; ESTES, J. Sistemas de Informação Geográfica: Uma Introdução. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1990, p. 2-3.
- SUGUIO, K. Influências das Flutuações do Nível Relativo do Mar e da Deriva Litorânea de Sedimentos na Formação dos Planos Costeiros Quaternários Brasileiros. In: SIMPÓSIO DOS DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, ABMS, Rio de Janeiro, 1988, p 1.1-1.18.
- SUGUIO, K. Geologia do quaternário. Solos do Litoral de São Paulo, ABMS/NRSP, 1994, p. 69-98.
- SUGUIO, K. Annotated bibliography (1960-1977) on Quaternary shorelines and sea-level changes in Brazil. Contribution to Project IGCP 61 IUGS/UNESCO, 1977, 35 p.
- SUGUIO, K.; MARTIN, L. Formações Quaternárias Marinhas do Litoral Paulista e Sul Fluminense. Publicação Especial n. 1, In: International Symposium On Coastal Evolution in the Quaternary, September, São Paulo, 1978-a.
- SUGUIO, K.; MARTIN, L. Progress in Research on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil. In: Symposium on Variations in Sea Level in the Last 15,000 Years, Magnitude and Causes. Univ. South Caroline, USA, 1981.
- TAKAYA, H. Estudo da Sedimentação Neogênica-quaternária no Município de São Paulo: Caracterização dos Depósitos e suas Implicações na Geologia Urbana. Tese de Doutorado – Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997. 152p.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., J. Wiley and Sons, N.Y, 1967
- TEXEIRA, V. H. Apostila de Geologia, Notas de aula, Universidade federal de Santa Catarina – Florianópolis, 1992.
- TOBLER, W. A Transformal View of Cartography. The American cartographer, v.6(2), 1979, p.101-106.
- TOMLIN, D.; Sistemas de Informação Geográfica e Modelagem Cartográfica. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1990.
- TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY – TRRL. Overseas Unit. Road Note no. 8. Correlations Between DCP and CBRCrowthorne, Berkshire, United Kingdom, 1986.
- TRESSOLDI, M.; CONSONI, A. J. Disposição de Resíduos. in: Geologia de Engenharia. São Paulo, ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

- TRICHES, G.; CARDOSO, A. B. Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleitos de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, DF, 1998, p. 649-656.
- TRUEBE M. A.; EVANS, G. L. Lowell Test Road: Helping Improve Road Surfacing Design. Proc. 6th Int. Conference on Low-Volume Roads, Minneapolis, Minnesota, 1995, v.2.
- TUMAY, M. T. Implementation of Louisiana Electric Cone Penetrometer System (LECOPS) For Design of Transportation Facilities Executive Summary. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA, 1994.
- UNESCO – IAEG. Engineering Geological Maps. A Guide to Their Preparation. Paris : The Unesc Press, 79p.
- VALENTE, A.L.S. Banco de Dados por Meio de Geoprocessamento para Elaboração de Mapas Geotécnicos, Análise do Meio Físico e suas Interações com a Mancha Urbana de Porto Alegre. Tese de Doutorado em Engenharia – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais – PPGEM, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 1999.
- VALENTE, A. L. F.; STRIEDER, A. J.; DAVISON DIAS, R.; KOPPE, J. C. Estimativa das Unidades Geotécnicas de Porto Alegre (RS) por meio de Geoprocessamento. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Meio digital.
- VAN VUUREN, D. J. Rapid Determination of CBR with the Portable Dynamic Cone Penetrometer, The Rhodesign Engineer, Paper No. 105, 1969.
- VARGAS, M. Resistência e compressibilidade de argilas residuais. São Paulo: IPSIS, 1951. Tese (Cadeira de Mecânica dos Solos e Fundações) – Escola Politécnica, USP, 1951.
- VARGAS, M Engineering Properties of Residual Soils from South-central Region of Brazil. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF THE ENGINEERING GEOLOGY, Proceedings..., 2., São Paulo, SP: ABGE, 1974. v.1, p.IV-pc-5.1/5.25.
- VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo, Mcgraw-Hill do Brasil Ltda, 1978, 509p.
- VARGAS, M. Solos porosos e colapsíveis. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. Apostila, 1993, 39p.
- VARNES, D. J. The Logic of Geological Maps, With Reference to Their Interpretation and Use for Engineering Purposes. Washington : U.S. Government Printing Office. 48.p. (Geological Survey Professional Paper, 837), 1974.
- VAUGHAN, P. R. Mechanical and Hidraulic Properties os a tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Partiuarly as related to Their Structure and Mineral Components. In: FIRST

INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, TROPICAL'S 85, Brasília, 1985, v.3, p.231-263.

- VECCHIATO, A. B. Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Cuiabá-MT, Escala 1:25.000. Tese de Doutorado, 2v., USP de São Carlos, São Carlos, 1993.
- VERTAMATTI, E.; OLIVEIRA, L. E. Análise de pavimento de baixo volume de tráfego executados com solos transicionais. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, Rio de Janeiro, 1997, v.1, p.326-344.
- VERTAMATTI, E. Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente. Tese de Doutorado em Infra-estrutura de Transportes – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 1988.
- VIEIRA, I. M., KURKDJIAN, M. de L. Integração de Dados de Expansão Urbana e Dados Geotécnicos como Subsídio ao Estabelecimento de Critérios de Ocupação em Área Urbana. In: VII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, Curitiba, 1993.
- VIEIRA, M. N. F.; VIEIRA, L. S.; SANTOS, P. C. T. C.; CHAVES, R. S. Levantamento e Conservação do Solo. FCAP - Serviço de Documentação e Informação, Belém, 1996, 320p.
- VILAR, O. M.; PRANDI, E. C. Erosão dos Solos. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Solos do Interior de São Paulo. São Carlos/SP: ABMS/EESC-USP, 1993, v.2, p.413-430.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1981, v.1, p. 209-224.
- VILAR, O. M. Estudo da Compressibilidade Unidirecional do sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, EESC-USP - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1979, 110p.
- VIVIANI, E.; SÓRIA, M. H. A.; SILVA, A. N. R. O Uso de um Sistema de Informação Geográfica na Análise das Estradas Rurais Não-Pavimentadas. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, Florianópolis, SC, 1998, Meio Digital.
- WEBSTER, S. L.; GRAU, R. H.; WILLIAMS, T. P. Description and Application of Dual Mass Dynamic Cone Penetrometer. Final Report, Department of Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1992.
- WEILL, M. A. M. Estimativa da Erosão do Solo e Avaliação do seu Impacto na Microbacia do Ceveiro (Piracicaba, SP) através do Índice do Tempo de Vida. Tese de Doutorado – Escola Superior de Agricultura “Luiz Queiroz”, Universidade de São Paulo, Piracicaba, SP, 1999, 100p.

- WESLEY, L. D. Influence of Structure and Composition on Residual soil. ASCE, Journal of geotechnical Engineering, 1990, v. 116:4, p. 589-603.
- WHITE, D. J.; BERGESON, K. L.; JAHREN, C. T. Embankment Quality: Phase III, Final Report, Iowa Department of Transportation, Iowa, 2002.
- YAPA, A. S. K.; MITCHEL, J. K.; SITAR, N. Decomposed Granite as an Embanckment Fill Material: Mechanical Properties and the Influence of Particle Breakge. Geotechnical Engineering Report, UCB/GT/93-06, Department of Transportation, University of California, Berkeley, California, 1995.
- YODER, E. J., WITCZACK, M. W. Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons, INC, 2ª Edição, 1975.
- YOSHINAGA, S.; FERNANDES, A.J.; NOGUEIRA, S. A. A.; HASSUDA, S.; PIRES NETO, A.G. Subsídios ao Planejamento Territorial de Campinas: a Aplicação de Abordagem de Tipos de Terrenos. Revista IG, São Paulo, SP, 1995.
- ZAINE, J. E. Mapeamento Geológico-geotécnico por Meio do Método do Detalhamento Progressivo: Ensaio de Aplicação na Área Urbana do Município de Rio Claro – SP. IGCE, Rio Claro, SP, 2000.
- ZUQUETTE, L. V.: Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para as Condições Brasileiras. Tese de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987, 3v., 657p.
- ZUQUETTE, L. V. Importância do Mapeamento Geotécnico no Uso e Ocupação do Meio-físico: Fundamentos e Guia para Elaboração. Tese de Livre-Docência, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993, 2v., 388p.
- ZUQUETTE, L.V.; GANDOLFI, N. Mapeamento: Análise das Metodologias e Sistemáticas Mais Utilizadas. In: VII CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE GEOLOGIA. Belém, PA, 1988, v1.
- ZUQUETTE, L. V. e NAKAZAWA, V. A. Cartas de Geologia de Engenharia. Geologia de Engenharia, São Paulo, 1998, ABGE, p. 282-300.