

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO SUBSOLO AO
LONGO DO TRAÇADO DO METRÔ DE GOIÂNIA**

CARLOS ANTÔNIO REIS DA SILVA

ORIENTADORA: NORIS COSTA DINIZ

CO-ORIENTADOR: MAURÍCIO MARTINES SALES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO G.DM – 160/07

BRASÍLIA / DF: JUNHO / 2007

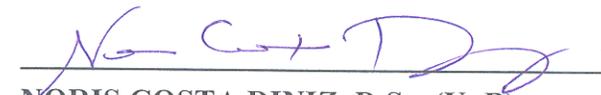
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO SUBSOLO AO
LONGO DO TRAÇADO DO METRÔ DE GOIÂNIA

CARLOS ANTÔNIO REIS DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.

APROVADA POR:



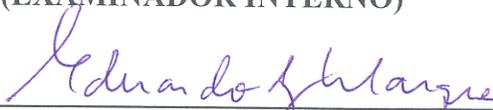
NORIS COSTA DINIZ, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADORA)



MAURÍCIO MARTINEŞ SALES, D.Sc. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)



ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



EDUARDO ANTONIO GOMES MARQUES, D.Sc. (UFV)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 13 de JUNHO de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, CARLOS ANTÔNIO REIS DA

Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô
de Goiânia [Distrito Federal] 2007

xxii, 205 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2007)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Metrô de Goiânia

2. Escavações Subterrâneas

3. Investigações Geotécnicas

4. Perfil Geológico-Geotécnico

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, C.A.R. (2007). Perfil Geológico-Geotécnico do Subsolo ao Longo do Traçado do Metrô de Goiânia. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-160/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Carlos Antônio Reis da Silva.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Perfil Geológico-Geotécnico do Subsolo ao Longo do Traçado do Metrô de Goiânia.

GRAU / ANO: Mestre / 2007

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Carlos Antônio Reis da Silva

Rua S-4, 301, apto. 302 – Setor Bela Vista

74823-450 – Goiânia/GO – Brasil

Data: Brasília/DF, 13 de junho de 2007.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus que me iluminou para concluí-lo.

Aos meus queridos pais, Rubem e Aparecida, que me enriqueceram com seus valores morais e éticos e que me ensinaram a respeitar o meu semelhante.

A minha corajosa esposa, Valéria, por seu amor, paciência e compreensão.

Aos meus amados filhos, Carolina, Fernando e Bruno, por me fortalecerem com sua existência.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter estado sempre ao meu lado.

À professora Noris Costa Diniz pelos ensinamentos e presteza na orientação científica.

Ao professor Maurício Martinez Sales pela ajuda na escolha do tema e colaboração durante o desenvolvimento desta dissertação.

Ao professor André Pacheco de Assis pela clareza de seus ensinamentos e desprendimento na transmissão das informações e conhecimentos técnicos.

A Furnas Centrais Elétricas SA pelo incentivo para capacitação técnica e pela liberação para a utilização de sua estrutura física.

A COMDATA – Cia de Processamento de Dados do Município de Goiânia, por tornar disponível o aplicativo SIGGO e informações do Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia (MUBDG).

A Geosoft Latinoamérica, especialmente ao Dionísio, pelos ensinamentos na utilização do programa Target.

A Coordenação de Pós-Graduação da UnB pelo acolhimento, principalmente pela presteza da Nilzith.

Aos colegas de FURNAS, Newton e Emídio, pelo incentivo para a conclusão desta dissertação; Renato Cabral e Wanderson que colaboraram com seus conhecimentos teóricos; Heloísa pelas suas observações no conteúdo; Lilia e José Roberto que ajudaram com seus desenhos em AutoCad; Vinícius que auxiliou no monitoramento do NA do terreno; e a todos os que torceram comigo para o êxito deste trabalho.

A Seinfra – Secretaria de Infra-Estrutura de Goiás pela autorização da utilização dos dados das sondagens aqui apresentados.

Aos meus pais, Rubem e Aparecida, pelos seus exemplos de vida que fundamentaram minha formação.

A minha esposa, Valéria, que muito me incentivou para concluir esta dissertação, fruto de seu amor e compreensão pelo meu afastamento momentâneo do seio familiar.

Aos meus adorados filhos, Carolina, Fernando e Bruno, pelos quais rezo todas as noites para que se tornem pessoas melhores a cada dia.

RESUMO

PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO SUBSOLO AO LONGO DO TRAÇADO DO METRÔ DE GOIÂNIA

O projeto da melhoria da qualidade de vida e inclusão social da população da região metropolitana de Goiânia (RMG), do qual participam as prefeituras municipais de Goiânia e de Aparecida de Goiânia, insere a construção do Metrô de Goiânia. No contexto da reestruturação do transporte coletivo da RMG e atendendo às recomendações previstas nos planos diretores urbanos dos referidos municípios, o projeto prevê a implantação do corredor norte-sul de transporte de massa, incluindo o transporte metroviário ao longo do traçado aqui estudado, o qual terá trechos em superfície e trechos subterrâneos.

O produto final desta dissertação é o perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia, elaborado com base nas análises dos resultados das investigações geológico-geotécnicas de campo e laboratório realizadas ao longo do eixo do traçado previsto, na fase do Projeto Básico.

Realizou-se uma revisão bibliográfica em que se apresentaram os principais métodos construtivos utilizados em escavações subterrâneas, os quais foram indicados para as escavações dos trechos em subsuperfície do traçado, de acordo com os dados das sondagens e características do subsolo nestes locais.

Ao longo do eixo traçado há oito medidores de nível d'água, cuja variação sazonal foi monitorada durante dois ciclos consecutivos para a elaboração desta dissertação. Os resultados deste monitoramento foram comparados aos dados das respectivas precipitações pluviométricas, cuja análise serviu de subsídio para a indicação dos trabalhos de escavação a serem executados na construção dos trechos subterrâneos.

Visando à modelagem dos dados de resistência à penetração do solo (N_{SPT}), utilizou-se uma ferramenta computacional de utilização rotineira em obras de mineração, contudo inédita em trabalhos de geotecnia: o programa Target – versão 6.4.

Em face dos resultados do monitoramento do comportamento do lençol freático e das análises das condições geológico-geotécnicas do subsolo, foram indicados os processos construtivos mais adequados a serem especificados, no Projeto Executivo, ao longo dos diferentes trechos do traçado do Metrô de Goiânia.

ABSTRACT

GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL PROFILE OF THE SUBSOIL ALONG THE GOIÂNIA SUBWAY ALIGNMENT

The building of the Goiânia subway is one of the items in the Proposal for Life Quality Improvement and Social Inclusion of the population of the Metropolitan Region of Goiânia (MRG), involving the municipal administrations of Goiânia and Aparecida de Goiânia. The proposal, which is part of the rearrangement of the MRG public transport system and follows the Goiânia and Aparecida de Goiânia urban master plans, foresees the implantation of a north-south transportation corridor including subway lines with surface and underground stretches.

The final product of this dissertation is the geological-geotechnical profile of the subsoil in the Goiânia subway future axis, resulting from the study of the field and laboratory geological-geotechnical investigations performed along the line during the basic design stage.

A bibliographical review brought to light the building methods used in subterranean excavations most indicated for the underground stretches, according to the drilling data and subsoil characteristics in those sections.

Eight water level meters along the corridor were monitored for seasonal variations throughout two consecutive cycles to produce this dissertation. The results were compared with their respective rainfall data. This analysis then helped define the excavation work to be done when building the underground stretches.

With a view to modeling the soil penetration strength data (N_{SPT}), the Target-6.4 version computer program, normally used in mining activities, but never before applied to geotechnical work, was used.

Results obtained from monitoring the behavior of the water table as well as from the analysis of the geological-geotechnical conditions of the subsoil helped determine the choice of building procedures best indicated for specification in the executive design stage of the various stretches of the Goiânia subway.

ÍNDICE

| CAPÍTULO | PÁGINA |
|--|--------|
| 1 – INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 – JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS | 2 |
| 1.2 – ETAPAS DA PESQUISA | 3 |
| 2 – O CONTEXTO GOIANIENSE | 5 |
| 2.1 – BREVE HISTÓRIA DE GOIÂNIA | 6 |
| 2.2 – CARACTERIZAÇÃO GERAL | 8 |
| 2.3 – GEOLOGIA | 9 |
| 2.3.1 – Complexo Anápolis–Itauçu | 14 |
| 2.3.2 – Grupo Araxá–Sul de Goiás | 16 |
| 2.3.3 – Neotectônica | 17 |
| 2.4 – GEOLOGIA ESTRUTURAL | 18 |
| 2.5 – GEOMORFOLOGIA | 18 |
| 2.5.1 – Unidades Geomorfológicas | 19 |
| 2.5.2 – Evolução Geomorfológica | 22 |
| 2.6 – SOLOS | 23 |
| 2.6.1 – Latossolo Vermelho-Escuro (LV) | 24 |
| 2.6.2 – Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA) | 25 |
| 2.6.3 – Nitossolo Vermelho | 25 |
| 2.6.4 – Cambissolos Háplicos | 26 |
| 2.6.5 – Plintossolo Pétrico | 26 |
| 2.6.6 – Neossolo Litólico | 27 |
| 2.6.7 – Neossolo Flúvico | 27 |
| 2.6.8 – Gleissolos | 27 |
| 2.7 – CLIMA, VEGETAÇÃO E DRENAGEM | 27 |
| 2.8 – GEOLOGIA ECONÔMICA | 33 |
| 3 – O ESPAÇO SUBTERRÂNEO | 35 |
| 3.1 – HISTÓRICO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS | 35 |
| 3.2 – VANTAGENS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS | 39 |

| | |
|---|-----|
| 3.2.1 – Características do isolamento | 39 |
| 3.2.2 – Aspectos ambientais | 41 |
| 3.2.3 – Benefícios sociais | 44 |
| 3.2.4 – Otimização de custos | 45 |
| 3.2.5 – Benefícios Indiretos | 46 |
| 3.3 – DEMANDA DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS | 47 |
| 3.4 – OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO | 52 |
| 3.5 – INVESTIGAÇÕES PARA OBRAS SUBTERRÂNEAS | 54 |
| 3.6 – BREVE CRONOLOGIA DOS METRÔS | 58 |
| | |
| 4 – ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS | 60 |
| 4.1 – MÉTODOS CONSTRUTIVOS | 61 |
| 4.2 – TIPOS DE ESCAVAÇÃO | 62 |
| 4.2.1 – Escavação a fogo | 62 |
| 4.2.2 – Escavação mecanizada | 63 |
| 4.2.3 – Método da escavação seqüencial | 64 |
| 4.2.3.1 – Conceitos teóricos | 65 |
| 4.2.3.2 – Princípios do método | 67 |
| 4.2.4 – Vala Recoberta | 71 |
| 4.2.4.1 – Tipos de Contenções | 74 |
| 4.2.4.2 – Tipos de Escoramentos | 89 |
| 4.2.5 – Escavação Invertida | 95 |
| 4.2.6 – Considerações | 99 |
| 4.3 – REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO | 100 |
| | |
| 5 – METODOLOGIA DE TRATAMENTO DOS DADOS | 103 |
| 5.1 – CRITÉRIOS DE ESCOLHA | 103 |
| 5.2 – DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA | 104 |
| 5.3 – METODOLOGIA | 106 |
| 5.4 – RECURSOS | 108 |
| | |
| 6 – O PROJETO DO METRÔ DE GOIÂNIA | 111 |
| 6.1 – O METRÔ DE GOIÂNIA | 111 |

| | |
|--|-----|
| 6.1.1 – Antecedentes | 111 |
| 6.1.2 – Programa de Intervenção Urbana | 111 |
| 6.2 – CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO | 113 |
| 6.3 – O PROJETO DO TRAÇADO DO METRÔ DE GOIÂNIA | 114 |
| 6.4 – INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS | 118 |
| 6.4.1 – Primeira Campanha de Investigações | 122 |
| 6.4.2 – Segunda Campanha de Investigações | 123 |
| | |
| 7 – O PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO METRÔ..... | 124 |
| 7.1 – MONITORAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO | 124 |
| 7.2 – INTERPRETAÇÃO DAS SONDAGENS | 128 |
| 7.2.1 – Trecho I | 128 |
| 7.2.2 – Trecho II | 131 |
| 7.2.3 – Trecho III | 134 |
| 7.2.4 – Trecho IV | 136 |
| 7.2.5 – Trecho V | 138 |
| 7.2.6 – Trecho VI | 142 |
| 7.2.7 – Trecho VII | 145 |
| 7.2.7.1 – Subtrecho VII-A | 146 |
| 7.2.7.2 – Subtrecho VII-B | 151 |
| 7.2.7.3 – Modelagem do Trecho VII | 156 |
| 7.2.7.4 – Ensaio especiais de laboratório | 159 |
| 7.2.7.5 – Ensaio pressiométricos | 160 |
| 7.2.7.6 – Comparação entre os ensaios de laboratório e pressiométricos | 163 |
| 7.2.8 – Trecho VIII | 163 |
| 7.2.9 – Trecho IX | 167 |
| 7.2.10 – Trecho X | 171 |
| 7.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS | 174 |
| | |
| 8 – CONCLUSÕES | 178 |
| 8.1 – CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS | 178 |
| 8.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS | 182 |

| | |
|--|-----|
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 183 |
| A – TABELAS PARA AVALIAÇÃO DOS GRAUS DE ALTERAÇÃO, COERÊNCIA E FRATURAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS | 191 |
| B – TABELA DE CARACTERIZAÇÃO DOS ESTADOS DE COMPACIDADE E DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS | 193 |
| C – IDENTIFICAÇÃO DAS SONDAGENS | 194 |
| D – INFORMAÇÕES DOS MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA | 198 |
| E – PRINCIPAIS BACIAS DE DRENAGEM DO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA | 205 |

LISTA DE TABELAS

| TABELA | PÁGINA |
|---|---------------|
| Tabela 2.1 – Coluna Estratigráfica da Região de Goiânia (modificada – Moreton, 1994) | 11 |
| Tabela 3.1 – Emissões de poluentes dos veículos automotores na RMSP | 42 |
| Tabela 3.2 – Frota de veículos de Goiânia (veículos por tipo de combustível, em dez/2006) | 43 |
| Tabela 7.1 – Resultados de ensaios de caracterização do solo transportado na SP-119 .. | 133 |
| Tabela 7.2 – Sondagens entre as estacas E–6,90 km a E–9,50 km | 146 |
| Tabela 7.3 – Sondagens entre as estacas E–9,50 km a E–11,20 km | 152 |
| Tabela 7.4 – Resumo dos parâmetros efetivos da resistência obtidos em ensaios triaxiais | 159 |
| Tabela 7.5 – Valores de P_0 e K_0 determinados com base nos ensaios pressiométricos | 162 |
| Tabela 7.6 – Comparação entre parâmetros de ensaios de laboratório e <i>in situ</i> | 163 |
| Tabela 7.7 – Resumo dos trabalhos para os trechos a serem escavados | 177 |
| Tabela A.1 – Graus de alteração (modificado – ABGE, 1998) | 191 |
| Tabela A.2 – Graus de coerência (ABGE, 1998) | 191 |
| Tabela A.3 – Graus de fraturamento (ABGE, 1998) | 192 |
| Tabela B.1 – Estados de compactidade e consistência (NBR 6484, 2001) | 193 |
| Tabela C.1 – Amarração topográfica das sondagens | 194 |
| Tabela D.1 – Localização dos Medidores de Nível d’Água (MNAs) | 198 |
| Tabela D.2 – Amarração topográfica dos Medidores de Nível d’Água (MNAs) | 198 |
| Tabela D.3 – Amarração topográfica da Estação Pluviométrica Goiânia (INMET) | 198 |

LISTA DE FIGURAS

| FIGURA | PÁGINA |
|---|---------------|
| Figura 2.1 – Localização do aglomerado urbano de Goiânia (modificado – Romão, 2006) | 8 |
| Figura 2.2 – Urbanização do Município de Goiânia (modificado – SGM, 2003) | 9 |
| Figura 2.3 – Mapa Geológico de Goiânia (modificado – SGM, 2003) | 10 |
| Figura 2.4 – Mapa de localização dos perfis geológicos em Goiânia (Romão, 2006) | 13 |
| Figura 2.5 – Perfil geológico esquemático na direção do Perfil 3 (modificado – Romão, 2006) | 13 |
| Figura 2.6 - Mapa Geomorfológico de Goiânia (modificado – SGM, 2003) | 20 |
| Figura 2.7 - Mapa de Agrupamento de Solos (modificado – SGM, 2003) | 25 |
| Figura 2.8 – Precipitações médias mensais: (a) de 1931 a 1999 (modificado – Seinfra, 2005); e (b) de 1975 a 2002 (Escola de Agronomia da UFG – www.meteorgo.hpg.com.br . Acesso em 18 abr. 2005) | 29 |
| Figura 2.9 – Temperatura média em Goiânia de 1961 a 1990 (modificado – Seinfra, 2005) | 30 |
| Figura 2.10 – Insolação total mensal em Goiânia, 1961-1990 (modificado – Seinfra, 2005) | 31 |
| Figura 2.11 – Mapa de Drenagem de Goiânia (modificado – SGM, 2003) | 33 |
| | |
| Figura 3.1 – Tumbas dos Faraós Egípcios, 2700 a.C. (Assis, 2005) | 36 |
| Figura 3.2 – Tendência Urbana Mundial (Assis, 2005) | 39 |
| Figura 3.3a – Vista da <i>Swedish Royal Library</i> , Estocolmo, Suécia | 40 |
| Figura 3.3b – Projeto de expansão da <i>Swedish Royal Library</i> , Estocolmo, Suécia (modificado – ITA, 2004d) | 40 |
| Figura 3.4 – Evolução da Frota de Veículos Automotores Leves na RMSP (Cetesb, 2005) | 42 |
| Figura 3.5 – Evolução anual da frota de veículos em Goiânia (desde 1999 até 2006) | 43 |
| Figura 3.6 – Infra-Estrutura de Utilidades Públicas Enterradas (ITA, 2004d) | 48 |
| Figura 3.7 – Uso Expandido do Espaço Subterrâneo (ITA, 2004d) | 49 |
| Figura 3.8 – Demanda do Espaço Urbano (Assis, 2005) | 52 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.1 – Evolução dos métodos construtivos no Metrô de São Paulo (Assis, 2005) .. | 62 |
| Figura 4.2 – TBM para perfuração em maciços rochosos (Assis, 2005) | 64 |
| Figura 4.3 – Seções típicas do NATM (modificado – Assis, 2005) | 69 |
| Figura 4.4 – Seção típica de NATM com múltiplas galerias (modificado – Assis, 2005) | 69 |
| Figura 4.5 – Enfilagem no túnel Rupertus, Áustria, 1990 (modificado – Assis, 2005) | 70 |
| Figura 4.6 – Enfilagens injetadas passantes, Alemanha, 1990 (modificado – Assis, 2005) | 70 |
| Figura 4.7 – Praça Alexandre Gusmão (modificado – Peixoto & Carvalho, 2006) | 73 |
| Figura 4.8 – Garagem Trianon em construção (modificado – Peixoto & Carvalho, 2006) | 73 |
| Figura 4.9 – Contenção com perfis e pranchões (Peixoto & Carvalho, 2006) | 74 |
| Figura 4.10 – Estacas metálicas com pranchões de madeira, em Goiânia (Mota, 2007) .. | 75 |
| Figura 4.11 – Contenção definitiva com placas de concreto (modificado – Mota, 2007) | 76 |
| Figura 4.12 – Contenção com estacas-pranchas (Peixoto & Carvalho, 2006) | 76 |
| Figura 4.13 – Esquema executivo de estacas escavadas de grande diâmetro (Fundesp, 2001) | 79 |
| Figura 4.14 – Contenção com estações de concreto atirantado (Peixoto & Carvalho, 2006) | 79 |
| Figura 4.15 – Esquema executivo de paredes diafragmas moldadas <i>in situ</i> (Fundesp, 2001) | 80 |
| Figura 4.16 – Execução de parede diafragma no Metrô do Rio de Janeiro (Brasfond, 2007b) | 81 |
| Figura 4.17 – Parede diafragma atirantada no Metrô de Brasília (Peixoto & Carvalho, 2006) | 81 |
| Figura 4.18 – Parede diafragma atirantada, em Goiânia (Fundesp, 2001) | 82 |
| Figura 4.19 – Parede diafragma com nicho para tubulação (Fundesp, 2001) | 83 |
| Figura 4.20 – Esquema de execução da parede diafragma pré-moldada (Brasfond, 2007b) | 84 |
| Figura 4.21 – Colocação da placa pré-moldada (Brasfond, 2007b) | 84 |
| Figura 4.22 – <i>Clamshell</i> mecânico (Brasfond, 2007a) | 85 |
| Figura 4.23 – <i>Clamshell</i> hidráulico (Brasfond, 2007b) | 86 |
| Figura 4.24 – <i>Clamshell</i> de caçamba hidráulica montada em “kelly” (Assis, 2005) | 87 |
| Figura 4.25 – Hidrofresa ou <i>hidromill</i> (modificado – Beck, 2003) | 88 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.26 – Estroncas incorporadas à estrutura de contenção definitiva (Mota, 2007) | 90 |
| Figura 4.27 – Estrutura de contenção com estroncas (Peixoto & Carvalho, 2003) | 90 |
| Figura 4.28 – Esquema básico de instalação de tirantes (modificado – Brasfond, 2007a) | 92 |
| Figura 4.29 – Execução de tirantes sob passagem subterrânea (Brasfond, 2007a) | 92 |
| Figura 4.30 – Cortina atirantada para contenção de talude (Tecnogeo, 2005) | 93 |
| Figura 4.31 – Esquema construtivo de chumbador (Solotrat, 2003) | 93 |
| Figura 4.32 – Reforço em talude com solo grampeado (modificado – Solotrat, 2003) | 94 |
| Figura 4.33 – Conformação da laje de teto do túnel (Hueb, 1998) | 96 |
| Figura 4.34 – Fundação da laje do teto de túnel (modificado – Hueb, 1998) | 97 |
| Figura 4.35 – Concretagem e re-aterro da laje de teto (modificado – Hueb, 1998) | 98 |
| Figura 4.36 – Esquema da escavação invertida em seção plena (modificado – Hueb, 1998) | 98 |
| Figura 4.37 – Rebaixamento de lençol freático com ponteiros (modificado – Tecnogeo, 2005) | 101 |
| Figura 4.38 – Rede de poços (a) e injetor: (b) vista externa e (c) interna (modificado – Tecnogeo, 2005) | 102 |
| Figura 4.39 – Injetores montados na tubulação (Tecnogeo, 2005) | 102 |
| | |
| Figura 5.1 – Fluxograma de desenvolvimento da pesquisa | 105 |
| | |
| Figura 6.1 – Mapa do aglomerado urbano de Goiânia (modificado – Seinfra, 2005) | 112 |
| Figura 6.2 – Modelo do veículo para o Metrô de Goiânia (Seinfra, 2007) | 113 |
| Figura 6.3 – Disposição do traçado pelas ruas e avenidas (modificado – Seinfra, 2007) | 115 |
| Figura 6.4 – Localização das estações do Metrô de Goiânia | 116 |
| Figura 6.5 – Traçado do Metrô de Goiânia – Imagem de satélite modificada do Google Earth, acesso em 21 mar. 2007. | 117 |
| Figura 6.6 – Mapa topográfico/hipsométrico da Região Metropolitana de Goiânia | 119 |
| Figura 6.7 – Disposição do traçado do metrô em 3 D (medidas em metro) | 120 |
| Figura 6.8 – Mapa dos bairros de Goiânia atravessados pelo traçado do Metrô | 121 |
| | |
| Figura 7.1 – Gráficos do monitoramento do NA e da precipitação total mensal | 127 |
| Figura 7.2 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho I/1 | 129 |
| Figura 7.3 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho I/2 | 130 |

| | |
|---|-----|
| Figura 7.4 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho II | 132 |
| Figura 7.5 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho III | 135 |
| Figura 7.6 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho IV | 137 |
| Figura 7.7 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho V | 139 |
| Figura 7.8 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VI/1 | 143 |
| Figura 7.9 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VI/2 | 144 |
| Figura 7.10 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-A/1 | 147 |
| Figura 7.11 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-A/2 | 148 |
| Figura 7.12 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-A/3 | 149 |
| Figura 7.13 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-B/1 | 153 |
| Figura 7.14 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-B/2 | 154 |
| Figura 7.15 – Perfil de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) entre a praça do Cruzeiro e a Rodoviária | 158 |
| Figura 7.16 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII/1 | 165 |
| Figura 7.17 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII/2 | 166 |
| Figura 7.18 – Bueiro celular de concreto armado no córrego Capim Puba, à montante da via | 167 |
| Figura 7.19 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho IX | 168 |
| Figura 7.20 – Vista da planície de inundação do ribeirão Anicuns | 170 |
| Figura 7.21 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho X/1 | 172 |
| Figura 7.22 – Perfil geológico-geotécnico do Trecho X/2 | 173 |
| | |
| Figura D.1 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-1 | 199 |
| Figura D.2 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-2 | 199 |
| Figura D.3 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-3 | 199 |
| Figura D.4 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-4 | 199 |
| Figura D.5 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-5 | 200 |
| Figura D.6 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-6 | 200 |
| Figura D.7 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-7 | 200 |
| Figura D.8 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-8 | 200 |
| Figura D.9 – Gráfico das precipitações totais diárias | 201 |
| Figura D.10 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-1 | 201 |
| Figura D.11 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-3 | 202 |

| | |
|---|-----|
| Figura D.12 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-4 | 202 |
| Figura D.13 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-5 | 203 |
| Figura D.14 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-6 | 203 |
| Figura D.15 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-7 | 204 |
| Figura D.16 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-8 | 204 |
| | |
| Figura E.1 – Localização das principais drenagens do município de Goiânia | 205 |

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

| | |
|----------|--|
| 2D | Bidimensional |
| 3D | Tridimensional |
| A | Horizonte Pedológico A |
| A-2 | Grau de intensidade de alteração de rocha: medianamente alterada |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ABGE | Associação Brasileira de Geologia de Engenharia |
| a.C. | antes de Cristo |
| Av. | Avenida |
| Aw | Clima tropical com estação seca no inverno |
| B | Horizonte Pedológico B |
| Brasfond | Brasfond Fundações Especiais |
| BS | Face com bentonita |
| c | Coesão |
| C | Horizonte Pedológico C |
| °C | Grau Celsius |
| C-2 | Grau de intensidade de coerência de rocha: medianamente coerente |
| CA | Face com ar comprimido |
| Cetesb | Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental |
| CNPS | Centro Nacional de Pesquisa de Solos |
| CO | Monóxido de Carbono |
| COMDATA | Companhia de Processamento de Dados do Município de Goiânia |
| Conama | Conselho Nacional de Meio Ambiente |
| cór. | Córrego |
| CPRM | Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais |
| CPT | Ensaio de Penetração de Cone (<i>Cone Penetration Test</i>) |
| CPTU | Ensaio de Penetração de Cone com medida de Poropressão (<i>Piezocone Penetration Test</i>) |
| CUSat | Ensaio de Compressão Triaxial, Adensado e Não-Drenado |
| DAP | Protocolo de Acesso de Dados (<i>Data Access Protocol</i>) |
| d.C. | depois de Cristo |
| Detran | Departamento de Trânsito de Goiás |

| | |
|----------------|---|
| DMT | Ensaio Dilatométrico (<i>DilatoMeter Test</i>) |
| DSM | Método de Túnel Invertido (<i>Doorframe Slab Method</i>) |
| E | Estaca |
| E | Leste |
| El. | Elevação Topográfica (cota) |
| Embrapa | Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária |
| EPB | Pressão de face balanceada (<i>Earth Pressure Balance</i>) |
| EPUSP | Escola Politécnica da Universidade de São Paulo |
| et al. | entre outros |
| etc. | e outras coisas (<i>et cetera</i>) |
| F-2 | Grau de intensidade de fraturamento de rocha: pouco fraturada |
| Fundesp | Fundações Especiais Ltda. |
| Furnas | Furnas Centrais Elétricas SA |
| G | Gleissolo |
| Geosoft | Empresa canadense de programas computacionais para mapeamento e processamento de dados das Geociências. |
| GO | Estado de Goiás |
| h | Altura da camada de solo/rocha |
| h | Hora |
| H | Forma de perfil metálico |
| HC | Hidrocarbonetos |
| I | Forma de perfil metálico |
| IBGE | Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística |
| IE | Instituto de Engenharia |
| <i>in loco</i> | no local |
| INMET | Instituto Nacional de Meteorologia |
| IP | Índice de Plasticidade |
| <i>in situ</i> | no local |
| ITA | Associação Internacional de Túneis (<i>International Tunnelling Association</i>) |
| km | Quilômetro |
| km/ano | Quilômetro por ano |
| K ₀ | Coeficiente de Empuxo no Repouso |

| | |
|-----------------|--|
| K | Potássio |
| kbar | Quilobar |
| km/h | Quilômetro por hora |
| kPa | Quilopascal |
| LV | Latossolo Vermelho-Escuro |
| LVA | Latossolo Vermelho-Amarelo |
| LR | Latossolo Roxo |
| m | Metro |
| m ² | Metro Quadrado |
| m ³ | Metro Cúbico |
| m.a. | Milhões de anos |
| MASP | Museu de Arte de São Paulo |
| MG | Estado de Minas Gerais |
| min | Minuto |
| ML | Silte Arenoso de Baixa Plasticidade (<i>Mö Low</i>) |
| mm | Milímetro |
| MN | Meganewton |
| MNA | Medidor de Nível d'Água |
| MP | Material Particulado |
| MPa | Megapascal |
| m/s | Metros por segundo |
| MUBDG | Mapa Urbano Digital de Goiânia |
| N | Norte |
| NA | Nível d'Água |
| Nasa | Agência de Administração Espacial e Aeronáutica (<i>National Aeronautics and Space Administration</i>) |
| NBR | Norma Brasileira |
| NDC | Número de Dias de Chuva |
| NE | Nordeste |
| NGA | Agência Nacional de Inteligência Geoespacial (<i>National Geospatial-Intelligence Agency</i>) |
| nº | Número |
| NO _x | Óxido de Nitrogênio |

| | |
|------------------|--|
| N _{SPT} | Índice de Resistência à Penetração do Solo (número de golpes/30 cm) |
| NW | Noroeste |
| NATM | Novo Método Austríaco de Túneis (<i>New Austrian Tunneling Method</i>) |
| OCR | Razão de Sobre-Adensamento |
| p. | Página |
| pp. | Páginas |
| P ₀ | Tensão Horizontal <i>in situ</i> |
| Pç | Praça |
| PDIG | Plano de Desenvolvimento Integrado de Goiânia |
| PE | Podzólico Vermelho-Escuro |
| pedreg. | Pedregulho |
| p. ex. | por exemplo |
| PIB | Produto Interno Bruto |
| PMT | Ensaio Pressiométrico (<i>PressioMeter Test</i>) |
| PMZ | Nomenclatura de Medidor de Nível d'Água |
| Prof. | Profundidade |
| R | Solo Litólico |
| rib. | Ribeirão |
| RMG | Região Metropolitana de Goiânia |
| RMSP | Região Metropolitana de São Paulo |
| S | Sul |
| SAD | Sistema de Dado Sul-Americano (<i>South American Datum</i>) |
| SBP-MPX | Pressiômetro Autoperfurante de Cambridge |
| SE | Sudeste |
| Seinfra | Secretaria de Infra-Estrutura do Estado de Goiás. |
| Semarh | Secretaria Estadual do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos |
| SIGGO | Sistema de Informações Geográficas de Goiás |
| SIT | Sistema Integrado de Transporte |
| SGM | Superintendência de Geologia e Mineração |
| SM | Sondagem Mista |
| Solotrat | Solotrat Engenharia Geotécnica |
| SO _x | Óxido de Enxofre |
| SP | São Paulo |

| | |
|----------------|--|
| SP | Sondagem à Percussão |
| SPT | Teste de Penetração Padrão (<i>Standard Penetration Test</i>) |
| SRTM | Missão Topográfica com Transporte de Radar (<i>Shuttle Radar Topography Mission</i>) |
| SUCS | Sistema Unificado de Classificação de Solos |
| SW | Sudoeste |
| Target | Programa (<i>software</i>) para exploração geológica e geoquímica |
| TBM | Máquina de Perfuração de Túnel (<i>Tunnel Boring Machine</i>) |
| Tecnogeo | Tecnogeo Engenharia e Fundações Ltda. |
| UFG | Universidade de Goiás |
| UnB | Universidade de Brasília |
| US\$ | Dólares americanos |
| UTM | Sistema Universal Transverso de Mercator (<i>Universal Transverse Mercator</i>) |
| v | Versão |
| VCA | Vala a Céu Aberto |
| Vcc | Volt em Corrente Contínua |
| VLT | Veículo Leve sobre Trilhos |
| w _L | Limite de Liquidez |
| w _P | Limite de Plasticidade |
| γ ₁ | Denominação de Granitóide (gama 1) |
| γ ₃ | Denominação de Granitóide (gama 3) |
| γ | Peso Específico do Solo |
| φ | Ângulo de Atrito |
| Ø | Diâmetro |
| σ _H | Tensão horizontal total <i>in situ</i> |

Capítulo

1

Introdução

A globalização tem causado um avanço significativo das economias mundiais, especialmente dos países em desenvolvimento. Como consequência, o crescimento populacional acentuado tornou-se uma realidade na maioria das grandes cidades e regiões metropolitanas, o que implica a necessidade crescente de ampliação das infra-estruturas básicas para produção de novas fontes de energia, comunicações e meios de transporte de massa. Em todos os casos o aspecto essencial é a qualidade da vida urbana que somente será atingida se, juntamente com aquela necessidade, forem acrescentadas a preservação ambiental e a redução dos índices de poluição atmosférica, sonora e visual.

No contexto deste trabalho está a cidade de Goiânia que foi fundada em 1933 como a capital do estado de Goiás, no Centro-Oeste do Brasil. Ela foi projetada para uma população de 15 mil habitantes, sendo considerado no projeto original um aumento de população, em longo prazo, de 50 mil habitantes. Diferentemente do esperado, nos anos 50 a população atingiu mais de 53 mil habitantes e nos anos 60, mais de 154 mil. Atualmente, a população ultrapassa 1 milhão de habitantes.

O rápido processo de urbanização em Goiânia implicou, entre outros, a necessidade de locomoção deste grande número de pessoas, o que intensificou a demanda da população usuária dos transportes coletivos. Atualmente, em Goiânia, este serviço é realizado especialmente por frotas de ônibus, as quais já têm apresentado sinais de saturação.

Para atender esta necessidade de deslocamento da população foi proposta a implantação do sistema metroviário para o transporte de massa da região metropolitana de Goiânia (RMG). Os primeiros estudos sobre o Metrô de Goiânia foram desenvolvidos, em 1984, por uma equipe de técnicos criada com a finalidade de elaborar o Plano Diretor do Transporte Urbano da capital. A tecnologia adotada considerou a implantação do Veículo Leve sobre Trilhos (VLT), prioritariamente de forma superficial, embora previsse alguns trechos subterrâneos, sob terminais de ônibus, praças e vias da cidade.

1.1 JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

A área de estudos engloba a área urbana e de expansão urbana do município, as quais fazem parte da Região Metropolitana de Goiânia. Esta é formada, além de Goiânia, por outras onze Prefeituras Municipais, conforme apresentado no Capítulo 6 desta dissertação.

Com a implantação do sistema de transporte metroviário na capital, prevê-se o desenvolvimento urbano com a valorização de áreas no entorno do traçado, além da inclusão social da população, com o atendimento das suas necessidades de deslocamento, e do desenvolvimento de oportunidades para os setores produtivos da sociedade e para as pessoas. Para tal, desde 2002, o Governo Federal aprovou a verba para a construção do Metrô de Goiânia, montante este que também teve uma parte aprovada como empréstimo do Banco Mundial.

Na área de estudos, há uma escassez da sistematização das informações geotécnicas e de propriedades do subsolo, especialmente aquelas obtidas no Projeto Básico do metrô que futuramente deverá ser construído. A motivação para a realização deste estudo foi a necessidade da sistematização daquelas informações supracitadas, com o objetivo de:

- Dar subsídios às especificações técnico-construtivas a serem elaboradas para o Projeto Executivo, indicando os métodos construtivos para as obras de escavação previstas no Projeto Básico;
- Apresentar as considerações sobre as características geológico-geotécnicas do subsolo ao longo do traçado;
- Indicar, com base nas características geológico-geotécnicas do subsolo, a possibilidade de uma alternativa de construção subterrânea ao metrô de superfície;
- Apresentar os aspectos favoráveis à preservação do meio ambiente e à qualidade de vida da população da cidade;
- Apresentar, como produto final, o desenho do perfil geológico-geotécnico ao longo do traçado previsto no Projeto Básico do Metrô de Goiânia.

A pesquisa caracteriza-se pela análise e obtenção de informações geotécnicas do solo, principalmente as apresentadas nos laudos de sondagens de simples reconhecimento, do tipo SPT (*Standard Penetration Test*), disponibilizados pela Secretaria de Infra-Estrutura do Governo do Estado de Goiás (Seinfra). Como ferramenta adicional para esta análise, são

utilizadas as informações do comportamento do lençol freático do terreno obtidas nos medidores de nível d'água (MNAs) instalados ao longo do referido traçado e monitorados durante vinte e seis meses consecutivos, considerando também os respectivos dados das precipitações pluviométricas no mesmo período.

Em resumo, o objetivo principal desta pesquisa consiste em realizar a caracterização geotécnica do subsolo ao longo da área de estudos, com base nas sondagens geotécnicas do tipo SPT e ensaios de laboratório executados ao longo do traçado do Projeto Básico do Metrô de Goiânia, de forma a contribuir metodologicamente com a obra.

1.2 ETAPAS DA PESQUISA

Para atingir os objetivos apresentados, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre: a História e Geologia de Goiânia, os aspectos físicos e a caracterização geral da área de estudo (Capítulo 2). No Capítulo 3, descreve-se o espaço subterrâneo como um todo, destacando-se o histórico das obras subterrâneas, os aspectos sobre o planejamento de ocupação, as vantagens e as demandas do espaço subterrâneo urbano, incluindo as investigações para obras subterrâneas. O Capítulo 4 apresenta um resumo das principais metodologias construtivas para as escavações rotineiramente utilizadas em obras metroviárias, com ênfase para as técnicas de escavação a céu aberto (*cut-and-cover* ou vala recoberta) e NATM – *New Austrian Tunneling Method*. No Capítulo 5, descrevem-se os métodos e materiais que foram utilizados no desenvolvimento deste trabalho.

Os dados do projeto do Metrô de Goiânia encontram-se apresentados no Capítulo 6, no qual foram descritos: (a) os estudos preliminares que identificaram a necessidade de implantação do transporte metroviário na capital; (b) o programa de intervenção urbana desenvolvido pela Prefeitura de Goiânia, no qual se insere o transporte metroviário; (c) as características do empreendimento; (d) o projeto original e a alternativa de traçado definitiva; e (e) as investigações geológico-geotécnicas realizadas nas três campanhas realizadas durante o Projeto Básico.

O Capítulo 7 apresenta o levantamento e a análise dos documentos técnicos que foram realizados para a caracterização geotécnica do subsolo ao longo da área estudada. Dentre estes documentos, incluem-se os laudos das sondagens, os resultados dos ensaios geotécnicos executados nos laboratórios de solos de Furnas Centrais Elétricas SA e da Universidade Federal de Goiás (UFG), as planilhas de monitoramento do nível d'água (NA) do terreno, o

qual foi realizado pelo autor nos MNAs existentes na área de estudo, e as duas bases de dados planimétricos digitais cedidos pela Companhia de Processamento de Dados do Município de Goiânia, da Prefeitura de Goiânia: Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia (COMDATA, 2006) e aplicativo do Sistema de Informações Geográficas (COMDATA, 1999). Estas informações constituíram a base para a elaboração do produto final deste trabalho que é o perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia.

Com base nos resultados obtidos e apresentados naquele perfil foram apresentadas, no Capítulo 8, as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

Pretende-se que esta pesquisa, na medida em que são apresentadas as características geológico-geotécnicas dos solos e indicados os métodos construtivos mais adequados a serem adotados ao longo do traçado, forneça os subsídios prévios que auxiliem tanto o planejamento, projeto e construção, quanto a segurança da obra do Metrô de Goiânia, que deverá ser executada no futuro.

Capítulo

2

O contexto goianiense

O crescimento urbano acelerado tem causado diferentes transtornos aos habitantes da maioria das grandes cidades, especialmente nos países em desenvolvimento. Nesta rápida urbanização mundial, a prosperidade econômica das cidades é sinônimo da riqueza das nações. Entretanto, as cidades não atuam somente como mercados geradores de riqueza, mas também propiciam oportunidades para avanços econômicos e sociais das pessoas. Além disso, as cidades agem como impulsionadoras para a diversificação cultural, inovação e desenvolvimento tecnológico. Neste contexto, a infra-estrutura básica torna-se o suporte para a vida, o trabalho e a mobilidade da população.

O crescimento das atividades econômicas e, conseqüentemente, a ação humana, também atuam na degradação do meio ambiente, ameaçando a qualidade de vida na Terra. O tema ambiental tem sido exaustivamente debatido, seja por meio de programas governamentais, seja por entidades organizadas da sociedade, permanecendo sob os refletores da mídia. Neste tocante, a questão ambiental tem que inserir, prioritariamente o meio urbano, onde vive a maioria das pessoas, cuja qualidade de vida é intensamente afetada pela degradação ambiental.

Conforme Ray (1998), na ocasião de seu artigo, testemunhava-se uma transição na história da humanidade e previa-se que no século XX mais da metade da população mundial viveria nas cidades. Ainda, previa que por volta do ano 2030 as populações urbanas serão o dobro do tamanho das populações rurais. É nestas cidades que mais pessoas viverão, mais e mais atividades econômicas serão originadas, mais poluição será gerada e mais recursos, consumidos. Em sua citação, Ray (1998) conclui que as conseqüências – ambientais, econômicas e sociais – deste fato já estavam sendo sentidas além dos limites das cidades.

Neste capítulo apresentam-se os aspectos históricos e físicos de Goiânia, assim como uma caracterização geral da área de estudo que indica resumidamente que a cidade já sofre

com o acelerado processo de urbanização acima descrito e, portanto, necessita urgentemente de uma remodelação do seu sistema de transporte de massa, incluindo a construção do Metrô.

2.1 BREVE HISTÓRIA DE GOIÂNIA

Goiânia foi a quarta capital de estado implantada por planejamento no Brasil, em substituição à Vila Boa de Goiás. A primeira foi Teresina (Piauí), em substituição à cidade de Oeiras, e a segunda, Aracaju (Sergipe), em substituição à cidade de São Cristóvão, ambas em 1851. Em seguida foi Belo Horizonte (Minas Gerais), em substituição à cidade de Ouro Preto (Ferreira, 1994).

Conforme Moreira em 1982, citado por Ferreira (1994), no período em que surgiram os primeiros arraiais, o território goiano era propriedade de São Paulo. A instalação dos primeiros povoados, especialmente no Sul do território goiano, deu-se por meio dos bandeirantes paulistas que vinham em busca de mão-de-obra indígena e para a procura de metais e pedras preciosas.

A atividade aurífera atingiu sua melhor fase na segunda metade do século XVIII, consolidando a ocupação na região, principalmente no povoamento urbano de Vila Boa. O marco do declínio da atividade mineradora ocorreu no ano de 1780, a partir de então houve a transição para a produção agrária, em face de ser impossível manter a contrapartida à necessidade de importações de produtos manufaturados que ocorria abundantemente durante o apogeu do período aurífero (Ferreira, 1994).

Somente ao final do século XIX e início do século XX o estado de Goiás atingiu o crescimento econômico como exportador de matérias primas e de produtos agropecuários. Nesta ocasião, surgiu a ferrovia como marco essencial para o fortalecimento da agricultura de exportação e da importação de produtos manufaturados.

No final do século XIX e início do século XX, a implantação da ferrovia facilitou a integração da economia goiana, contudo, segundo Ferreira (1994), o subdesenvolvimento do estado nessa época se deveu, em parte, à inércia da antiga capital. Assim, tornou-se evidente que haveria de ocorrer a mudança da capital para uma região que respondesse aos anseios de desenvolvimento socioeconômico do estado.

A idéia de mudança da capital originou-se em 1753 e foi aventada em várias outras ocasiões. Contudo, somente se efetivou definitivamente depois das transformações políticas produzidas no estado pela Revolução Liberal de 1930. Em 1932, o interventor do estado,

Pedro Ludovico Teixeira, nomeou uma comissão para escolher o local da então nova capital. Os critérios estabelecidos foram: local próximo à ferrovia, com abundância de água, bom clima e topografia adequada (Sabino Jr., 1980).

Definido o local, a cidade foi fundada em 24/10/1933 e a capital foi transferida oficialmente da cidade de Goiás para Goiânia em 23/03/1937 (Sabino Jr., 1980). O planejamento de cidade foi aprovado em 1938, o qual dividiu a cidade em três setores: Central (atividades administrativas e comerciais); Norte (atividades industriais e ferrovia) e Sul (zona residencial).

Assim, planejou-se um núcleo central para 15 mil habitantes, porém com uma projeção de ampliação para 50 mil pessoas. Na época, esta quantidade era arrojada para as condições do incipiente estado. Contrariando o inicialmente previsto, já na década de 40 este limite foi ultrapassado, aumentando progressivamente nas demais décadas (como descrito adiante), o que elevou Goiânia ao primeiro lugar entre as capitais de maior crescimento em termos relativos. Segundo Grotão em 1982, citado por Ferreira (1994), este crescimento populacional está atribuído, em linhas gerais, à intensa migração interna.

Este crescimento exagerado implicou na ampliação da área urbana por meio da ocupação desordenada e apropriação de novas áreas, o que desorganizou os limites indicados no plano original da cidade então fundada. Desta forma, visando a controlar o caótico e descontínuo processo de urbanização que prejudicava a infra-estrutura da cidade, o Governo Municipal elaborou, em 1967, um Plano Diretor (Plano de Desenvolvimento Integrado de Goiânia – PDIG).

Este PDIG recomendava que o crescimento da cidade fosse direcionado para sudoeste, induzido pela construção de conjuntos habitacionais na região. Este objetivo relacionou-se às barreiras naturais a nordeste e a norte que são, respectivamente, a presença da área da bacia de captação do ribeirão João Leite, que deveria ser preservada, e a região de preservação ambiental que é uma das poucas áreas verdes do município (IBGE, 1991). Destaca-se que ainda hoje estas duas áreas permanecem com baixo índice populacional, relativamente às demais regiões do município.

A urbanização acelerada de Goiânia e a especulação imobiliária contribuíram para o comprometimento das condições ambientais e sociais da população goianiense, causando vários problemas urbanos, como por exemplo, ocupação de fundo de vales, planícies de inundação, erosão acelerada, deslizamentos, poluição hídrica e atmosférica, carências de infra-estruturas básicas, especialmente de transporte de massa, cuja solução metroviária será tratada na presente pesquisa.

A Figura 2.1 mostra a localização do município de Goiânia, o qual apresenta um processo de cornubação ao sul, no limite com o município de Aparecida de Goiânia. Também mostra o limite da área de influência (expansão) urbana com probabilidade de adensamento populacional.

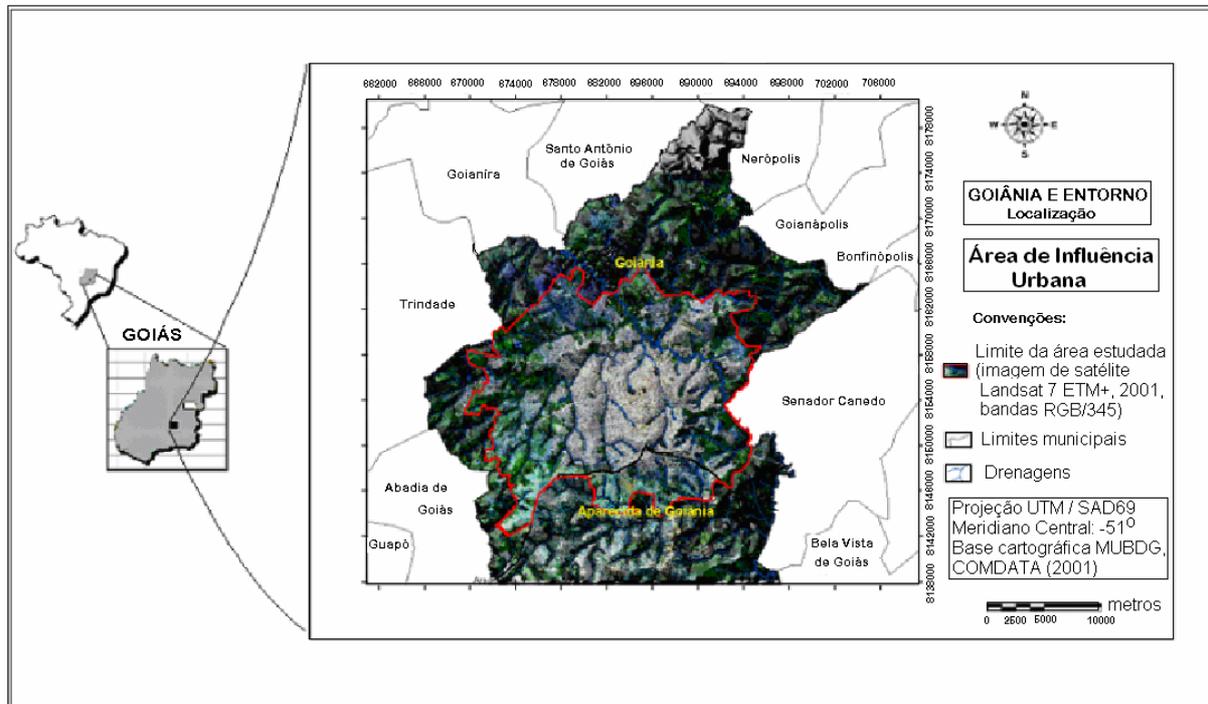


Figura 2.1 – Localização do aglomerado urbano de Goiânia (modificado – Romão, 2006).

2.2 CARACTERIZAÇÃO GERAL

Como descrito anteriormente, o município de Goiânia foi criado no ano de 1933 e se localiza na região sudeste de Goiás, entre as coordenadas UTM: E 665.000 m / E 705.000 m e N 8.138.000 m / N 8.180.000 m. Possui uma extensão territorial de 739,49 km² que incluiu a área urbana e as áreas de expansão urbana e rural. O município caracteriza-se pelo intenso incremento populacional nas últimas décadas, sendo a população total de 1.093.007 habitantes, dos quais 1.085.806 estão na área urbana (IBGE, 2003). A Figura 2.2 mostra a área urbanizada e de expansão urbana do município.

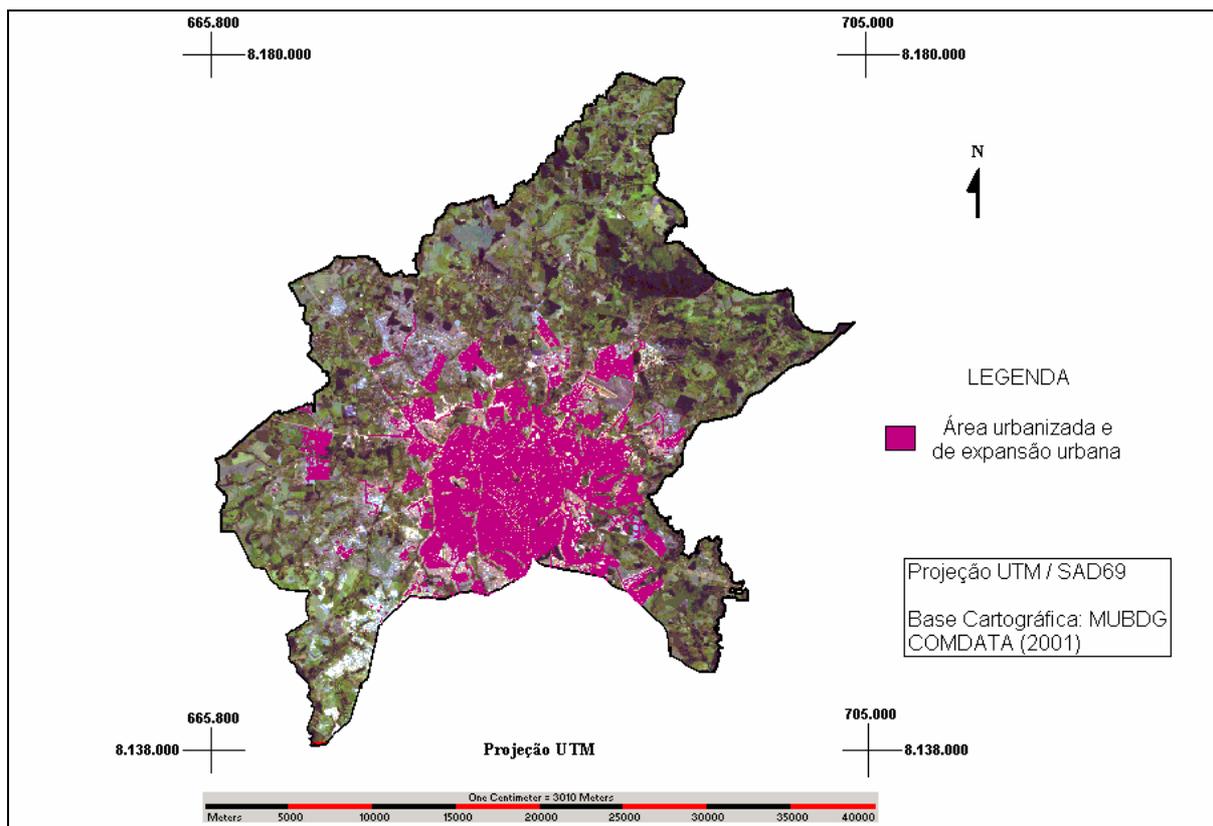


Figura 2.2 – Urbanização do Município de Goiânia (modificado – SGM, 2003).

2.3 GEOLOGIA

A Geologia do município de Goiânia é caracterizada pela predominância de elevações topográficas pouco acentuadas e extensas áreas aplainadas. Tal fato dificulta o transporte de material de cobertura durante o período chuvoso (novembro a abril), o que facilita o desenvolvimento de espessos solos e, conseqüentemente, minimiza o número de afloramentos rochosos (SGM, 2003).

A geologia da área é composta por rochas metamórficas arqueanas e proterozóicas sobrepostas por depósitos quaternários (Figura 2.3). Santos (1997) apresenta uma síntese estratigráfica (Tabela 2.1) da região de Goiânia, modificada de Moreton (1994).

Na porção norte do município de Goiânia ocorrem os granulitos do Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu; na porção centro-sul, os xistos da unidade C (mais pelíticos) e, subordinadamente, os quartzitos do Grupo Araxá–Sul de Goiás¹. Ocorrem ainda as coberturas

¹ Na terminologia geológica, **Complexo** descreve um conjunto de rochas de natureza, origem e idades distintas posicionadas lado a lado em face de processos superimpostos; **Grupo** representa uma associação de rochas de idades similares e formadas em um ambiente comum.

aluvionares sobrepostas (vide simbologia amarela na Figura 2.3) às unidades anteriormente mencionadas, ao longo do rio Meia Ponte e ribeirão João Leite (Moreton, 1994).

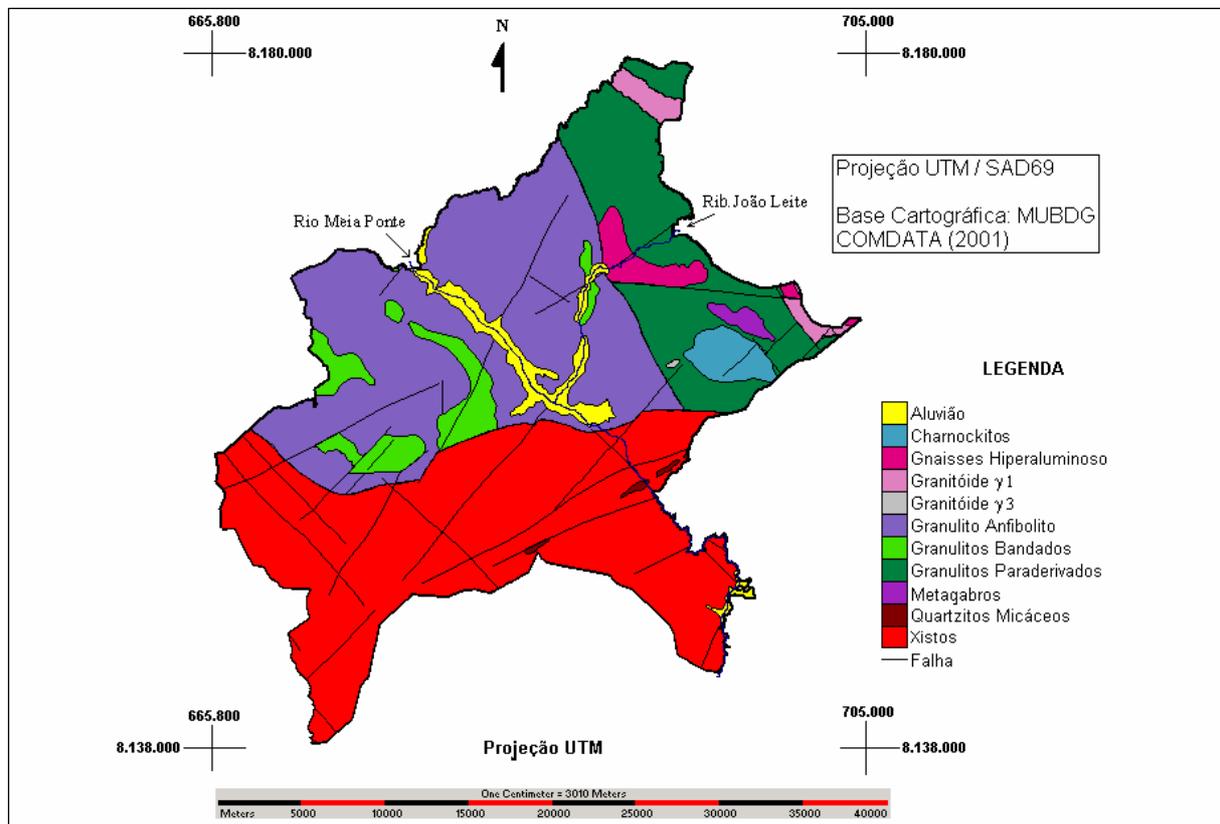


Figura 2.3 – Mapa Geológico de Goiânia (modificado – SGM, 2003).

Segundo Santos (1997), Moreton (1994) destaca os seguintes principais trabalhos já publicados:

- Leonardos em 1938, citado por Santos (1997), conduziu os estudos pioneiros sobre os terrenos granulíticos de Goiás. Barbosa (1966) atribuiu a estas rochas o termo Complexo Basal.
- Marini et al. (1984) definem o termo Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu para as rochas granulíticas da região central de Goiás pertencentes ao Maciço Mediano de Goiás.

Tabela 2.1 – Coluna Estratigráfica da Região de Goiânia (modificada – Moreton, 1994).

| GEOCRONOLOGIA | | CICLO | UNIDADE | | ROCHAS | METAMORFISMO | |
|---------------|----------------|------------------|-----------------------------------|---|--|---|---|
| ERA | PERÍODO (m.a.) | TECTÔNICO (m.a.) | LITOESTRATIGRÁFICA | | | | |
| CENOZÓICA | QUATERNÁRIO | | DEPÓSITOS ALUVIONARES | | Sedimentos recentes, arenosos e areno-argilosos, areias com níveis de cascalho | — | |
| | JURÁSSICO | | INTRUSÕES BÁSICAS | | Diques de diabásio de cor cinza escura e granulação fina | — | |
| MESOZÓICA | | 570 | | | | | |
| | SUPERIOR | 1.000 | BRASILIANO | GRANITÓIDE | Muscovita-biotita-metagranito, homblenda-biotita-metatonalito e pegmatito | Fácies xisto-verde | |
| | | | 700 | | | | |
| | | | 900 | | | | |
| | MÉDIO | | URUAÇUANO | GR. ARAXÁ SUL DE GOIÁS | Unidade D | Quartzitos micáceos com intercalações subordinadas de quartzo-muscovita-xistos, sericita-xistos, grafita-xistos, filitos e quartzitos ferruginosos | Fácies xisto-verde alto |
| | | | | | Unidade C | Granada-clorita-muscovita-biotita-quartzo-xisto feldspáticos e calcíferos com intercalações subordinadas de gnaisses paraderivados e muscovita-quartzitos. | Fácies xisto-verde alto (zona da granada) |
| | INFERIOR | 1.800 | 1.300 | SEQUÊNCIA METAVULCANO-SEDIMENTAR DE SILVÂNIA | | Metatufos básicos (epidoto-albita anfibolito, granulitos básicos), metaultrabásicas (talco-xistos, clorita-xistos), metatufos ácidos (granada-muscovita-biotita-gnaisses, ignibritos), associação vulcano-química (rochas calcissilicáticas, quartzitos ferruginosos e metacherts), rochas metassedimentares (muscovita-biotita-quartzo-xistos granadíferos e sericita-xistos). | Fácies anfibolito granulito baixo |
| | | | 1.900 | | | | |
| | | | 2.000 | | | | |
| | | 2.100 | | GRANITÓIDE | | Sillimanita-granada-biotita metagranito e granada-biotita metagranito com estrutura gnáissica e enclaves de rochas máfico-ultramáficas do Complexo Granulítico. | Fácies anfibolito / granulito baixo |
| | 2.500 | JEQUIÉ | COMP. GRANULÍTICO ANÁPOLIS-ITAUÇU | GRANULITOS PARADERIVADOS | Gnaisses aluminosos a hiperaluminosos, granulitos bandados com intercalações de quartzitos aluminosos, quartzitos ferruginosos, gonditos, rochas calcissilicáticas e subordinadamente granulitos ortoderivados associados. | Fácies anfibolito alto a granulito | |
| ARQUEANA | SUPERIOR | | GRANULITOS ORTODERIVADOS | Charnockitos e/ou enderbitos, metagabros e metanortositos, metapiroxenitos, estes últimos com derivados transformados. Talco-xisto e/ou serpentinito. Subordinadamente granulitos paraderivados associados. | | | |

Ainda de acordo com Santos (1997), Moreton (1994) detalha a região de Goiânia e propõe a divisão do Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu em duas unidades distintas, denominadas, conforme com sua origem e litoambiência, de unidade ortoderivada e unidade paraderivada.

O termo Grupo Araxá–Sul de Goiás foi proposto por Moreton (1994) visando a designar o conjunto de rochas metassedimentares do Proterozóico Médio existentes na região sul de Goiás, já que o Grupo Araxá abrange os Estados de MG e GO, nos quais são propostas diferentes nomenclaturas cartográficas para cada uma de suas subunidades (Santos, 1997).

Quanto aos aspectos locais, de um modo geral, a área aqui estudada encontra-se dentro dos limites de urbanização de Goiânia, especificamente, no alinhamento do traçado previsto para a construção do Metrô.

Conforme a Figura 2.3 e a Tabela 2.1, na região norte do município predominam as rochas granulíticas ortoderivadas² (granulitos anfíbolitos) e paraderivadas³ (granulitos bandados e paragránulitos). Na Figura 2.4, reproduzida de Romão (2006), apresenta-se a localização de um perfil geológico (Perfil 3) disposto na direção N–S, praticamente paralela e englobando o subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia. A Figura 2.5 mostra o perfil geológico esquemático nesta direção do Perfil 3.

Segundo Romão (2006), ao longo deste Perfil 3 observa-se que sobre o substrato rochoso da porção norte do traçado (região de predominância dos granulitos) predomina um horizonte superficial de material argiloso, por vezes constituindo em uma argila arenosa vermelha a marrom, com espessuras variando de 3,0 a 4,0 m e com índices de resistência à penetração de $3 < N_{SPT} < 5$. Não raro, este horizonte ocorre com até 6,0 – 7,0 m de espessura, às vezes com lentes de silte e areia, e com resistência à penetração em torno de 10 golpes, sendo que em presença de pedregulhos de quartzo chega a $N_{SPT} = 34$.

A partir deste horizonte superficial, em geral, ocorre um horizonte de solo residual siltoso a silto-arenoso, com colorações diversas e espessuras até 8,0 m, cujos índices de resistência à penetração variam, em geral, de $10 < N_{SPT} < 30$. Da mesma forma que no horizonte anterior, aqui também ocorrem alternâncias das características das camadas. Não raro, ocorrem camadas entre 9,0 e 15,0 m com índices maiores do que 40 e até impenetráveis à percussão.

² Rocha ortoderivada (ortometamórfica) é uma rocha metamórfica originada de uma rocha ígnea.

³ Rocha paraderivada (parametamórfica) é uma rocha metamórfica originada de uma rocha sedimentar.

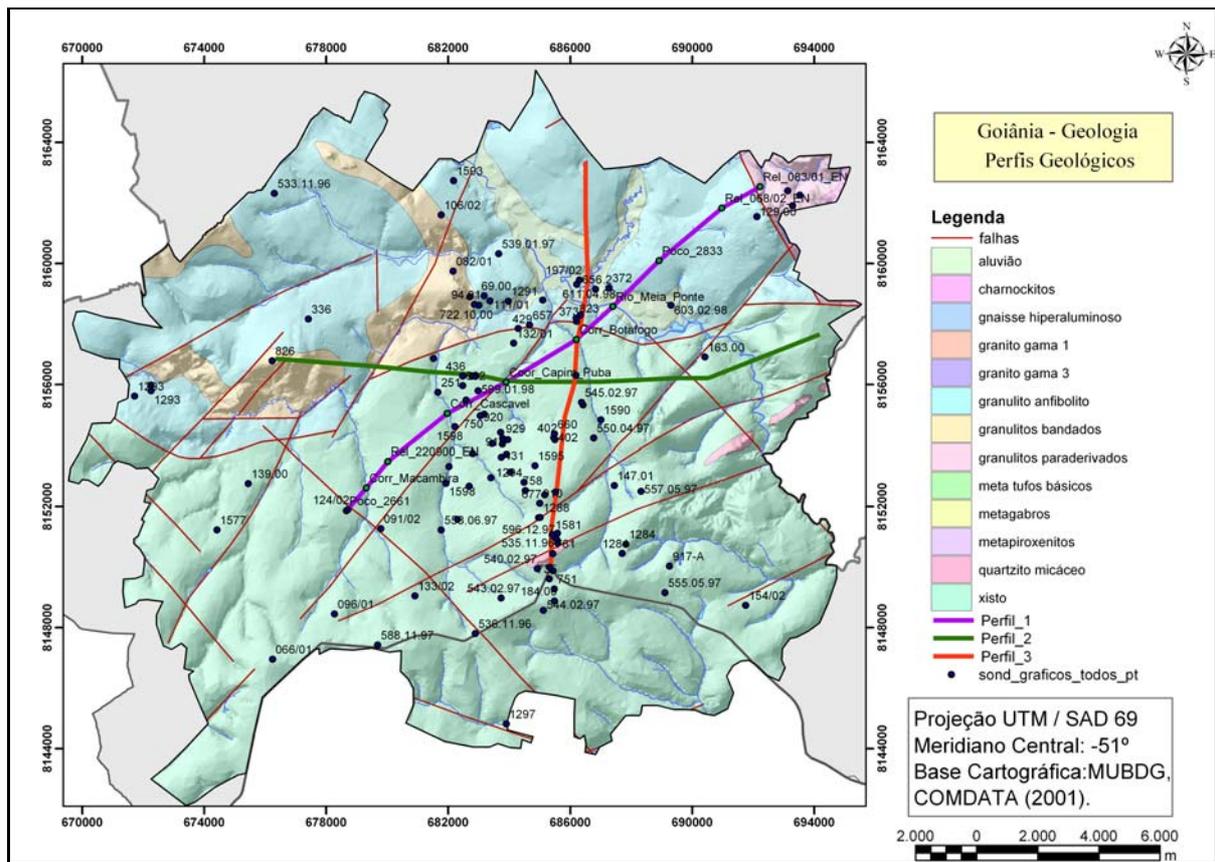


Figura 2.4 – Mapa de localização dos perfis geológicos em Goiânia (Romão, 2006).

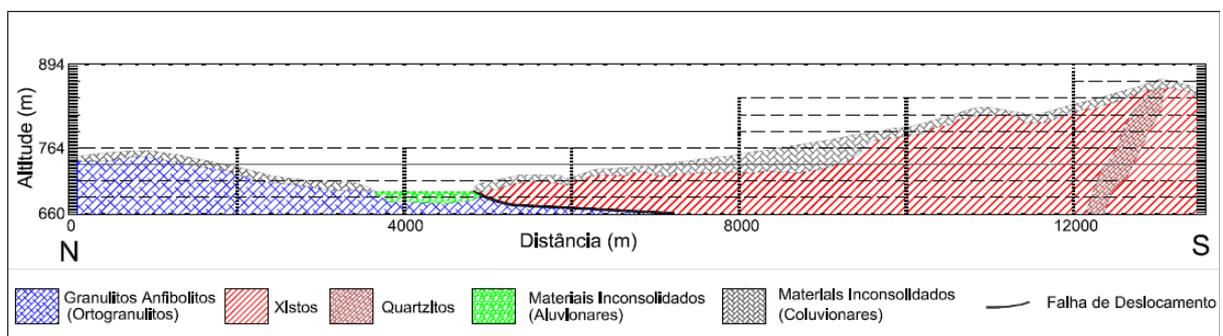


Figura 2.5 – Perfil geológico esquemático na direção do Perfil 3 (modificado – Romão, 2006).

Na porção centro-sul, ao sul do ribeirão Anicuns, a qual constitui o domínio das rochas xistosas, o horizonte superficial, de 3,0 a 7,0 m, também é um material argiloso a argilo-arenoso avermelhado, com resistência à penetração de $2 < N_{SPT} < 7$, sendo que com a presença dos pedregulhos de quartzo este índice chega a 20 golpes. Com 1,0 a 3,0 m de profundidade ocorrem localmente as lentes de areia que, conforme Romão (2006), possivelmente referem-se à presença de veios de quartzo bastante intemperizados.

Abaixo deste horizonte superficial o solo residual de micaxisto se constitui de um material silteoso, de coloração diversa, por vezes com pedregulhos. A resistência deste solo residual varia muito e, quase sempre, aumenta com a profundidade. Próximo ao contato com o solo transportado superficial, as resistências são mais baixas e com valores localizados de até $N_{SPT} = 3$, as quais aumentam em profundidade, chegando até o limite de impenetrabilidade ($N_{SPT} > 50$).

2.3.1 Complexo Anápolis–Itauçu

Conforme Moreton (1994), os terrenos granulíticos de Goiás foram, inicialmente, estudados por Leonardos em 1938, citado por Santos (1997), no vale do rio Paranaíba. Outros autores denominaram essas rochas granulíticas de Complexo Basal (Barbosa, 1966), com denominações locais, como Pré-Cambriano Indiferenciado ou acrescentando a estas o termo Goiano (Marini, 1974). Cunha et al. (1981), Drago et al. (1981) e Ianhez et al. (1983) abandonaram os termos Complexo Basal, Complexo Basal Goiano e Pré-Cambriano Indiferenciado e adotaram o termo Complexo Goiano.

Marini et al. (1984) englobam as rochas granulíticas da região central de Goiás no Maciço Mediano de Goiás e definem o Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu como pertencente ao embasamento Arqueano.

Com base nas observações de campo, integrados com estudos petrográficos, litogeoquímicos, estruturais e suplementados por geoquímica e geofísica, Moreton (1994) propõe a divisão do Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu em duas unidades, sem qualquer conotação geocronológica. A divisão sugerida agrupa as rochas que ocorrem na área, segundo a sua origem ou litoambiência, em rochas ortoderivadas e paraderivadas.

As principais rochas que compõem este Complexo, e que se encontram na área em estudo, são os granulitos bandados e granulitos paraderivados. A composição mineralógica dos granulitos é representada por minerais silicatados escuros ferro-magnesianos (hornblenda, biotita, ortopiroxênio e clinopiroxênio), quartzo e minerais silicatados claros calco-aluminosos (plagioclásio) e alcalinos (K-feldspatos). A granulação da rocha varia de média a grossa com minerais individuais entre 1 e 5 mm, no eixo maior, e a espessura das bandas é centimétrica, 1 a 3 cm (SGM, 2003).

Petrograficamente deduz-se que tais rochas foram submetidas a condições de temperaturas e pressões muito elevadas, estimativa esta feita em face da presença de minerais índices (ortopiroxênios) dos granulitos.

O Complexo Granulítico Anápolis–Itauçu define um cinturão de rochas cisalhadas, com metamorfismo na fácies anfíbolito alto a granulito, e separadas alternadamente como ortoderivadas e paraderivadas.

Compõem os granulitos ortoderivados os metagabróides, charno-enderbitos, charnockitos, anfíbolitos, metapiroxenitos, metabásicas e metaultrabásicas. Os paraderivados são os gnaisses aluminosos e hiperaluminosos, com intercalações de quartzitos aluminosos, quartzitos ferruginosos, gonditos, rochas calcissilicáticas e mármore. Às rochas desta unidade atribuem-se idades arqueana e proterozóica inferior (CPRM, 2001).

De um modo geral, a região onde aflora este complexo apresenta-se extremamente arrasada, com espesso latossolo associado a coberturas detrítico-lateríticas. Ocorre com mais frequência na parte NE da área estudada.

Os granulitos ortoderivados ocorrem em toda a extensão do Complexo ao longo da direção NW-SE, às vezes com intercalações subordinadas de paraderivados e de granitóides do tipo γ_1 . Geologicamente, um fato a ser destacado é que neste Complexo verificou-se um dado aceito universalmente que corrobora o diagnóstico da fácies granulito regional. Isto se encontra assim descrito em CPRM (2001): “o evento metamórfico regional atuante originou a recristalização da paragênese metamórfica principal: ortopiroxênio + clinopiroxênio + plagioclásio + hornblenda \pm biotita (avermelhada) \pm quartzo \pm granada.”

Os granulitos paraderivados dispõem-se segundo faixas subparalelas, alongadas na direção NW-SE e alternadas com as dos ortoderivados. Compreendem essencialmente uma associação de paragnaisses aluminosos metamorfizados. Segundo Winkler em 1977, citado em CPRM (2001), a paragênese típica destes gnaisses é quartzo \pm sillimanita \pm plagioclásio \pm cianita \pm granada \pm biotita, a qual caracteriza o alto grau de metamorfismo regional em seqüências sílico-aluminosas. Neste caso, destaca-se a ocorrência, em afloramento a norte de Goiânia (Fazenda Cascão, na margem esquerda do rio Meia Ponte) de uma paragênese com quartzo + granada + sillimanita \pm hiperstênio + safirina, em que este último mineral raramente ocorre junto com o quartzo. Segundo Winkler em 1977, citado em CPRM (2001), a associação safirina + quartzo tem um campo de estabilidade muito restrito da fácies granulito e indicaria pressões superiores a 8 kbar.

A litologia de maior predominância dos granulitos paraderivados são os sillimanita-granada gnaisses, além de sillimanita-estauroлита-cordierita-cianita-granada gnaisses. Também ocorrem intercalações de gnaisses calcissilicáticos associados às rochas metabásicas e, mais raramente, metaultrabásicas e diopsídio mármore.

Relacionada, genética e espacialmente, a esses granulitos ocorre a Associação Ortognaíssica-Migmatítica (γ_1) que é constituída por granitóides de origem calcialcalina, de baixo potássio, composta por tonalitos, com variações locais para granitos e granodioritos, eventualmente migmatitos. Segundo CPRM (1994b), a referida associação caracteriza-se por dois domínios distintos: um granitóide pouco deformado e um gnaisse milonítico.

O granitóide apresenta composição granodiorítica até tonalítica, com granada e biotita como principais minerais varietais. Este domínio apresenta a textura típica dos granitos, de fácil identificação na amostra de mão, apesar da forte foliação micácea superimposta.

O segundo domínio, gnássico, é representado por ortognaisses leucocráticos finos, muito deformados e recristalizados.

Englobam-se sob a denominação de Granitóide γ_3 todos os corpos granitóides classificados como calcialcalinos, constituídos principalmente por biotita, muscovita, quartzo e feldspato (CPRM, 1994b). Na área em questão eles são muito restritos (com ocorrência inferior a 1% da área total) e se posicionam interceptando as rochas do Grupo Araxá-Sul de Goiás.

2.3.2 Grupo Araxá-Sul de Goiás

Os diversos trabalhos sobre a geologia da região, em diferentes escalas, têm causado grande confusão na nomenclatura cartográfica em que algumas unidades litoestratigráficas são interpretadas e recebem denominações diferentes. A posição real deste conjunto de rochas na coluna do tempo geológico tem variado muito de autor para autor, em função dos limites litológicos, ambientais e, principalmente, da evolução tectônica (Moreton, 1994).

Visando à simplificação e homogeneização dos dados cartografados na região ao sul da inflexão dos Pirineus, englobando metassedimentos denominados de Canastra e Araxá, Moreton (1994) propôs, provisoriamente, o termo de Grupo Araxá-Sul de Goiás para designar um grupo de rochas metassedimentares tidas como do Proterozóico Médio.

Na área em estudo a litologia deste Grupo é predominante e se constitui, essencialmente, de metassedimentos caracterizados por micaxistos e quartzitos micáceos, estes encontrados apenas em pequenas lentes alinhadas segundo lineamentos regionais.

O contato com as rochas de alto grau metamórfico do Complexo Granulítico Anápolis-Itaçu é de natureza tectônica, interpretado como uma rampa lateral de uma faixa transposta de oeste para leste em regime tangencial de baixo ângulo (Moreton, 1994).

Diferentemente das rochas do Complexo Anápolis–Itauçu a petrografia indica que os xistos não foram submetidos a elevadas temperaturas e pressões, em face de presença de biotita, quartzo, granada, epidoto e anfibólio que evidenciam que o pacote rochoso foi soterrado a poucos quilômetros de profundidade.

Segundo descrito na publicação da SGM (2003), os xistos do Grupo Araxá–Sul de Goiás formaram-se pelo metamorfismo de materiais argilosos depositados em porções profundas de antigos mares. O aumento da pressão e da temperatura pelo soterramento progressivo do pacote transformou as argilas, e pequenos fragmentos originais, em minerais micáceos (biotita, muscovita e clorita) e recristalizou o quartzo e os feldspatos.

Os eventos metamórficos ocorridos na área de estudo fizeram com que as rochas do Grupo Araxá ficassem posicionadas na crosta onde, em contraposição aos granulitos, houve uma predominância de deformações rúpteis, com o desenvolvimento de fraturas, diáclases e juntas.

2.3.3 Neotectônica

Hasui (1990) considera que a movimentação neotectônica no Brasil caracteriza-se pelos processos de movimentação interplacas relacionados com a deriva do continente sul-americano, a partir de meados do Terciário (Mioceno Médio), após os processos distensivos que culminaram com a abertura do Atlântico. A sua natureza é de superimposição, tendo em vista que a maioria das reativações recentes foi formada aproveitando as estruturas antigas, favoráveis para a acomodação da deformação.

Dois registros de atividade neotectônica foram observados na região de Goiânia. A presença de solos espessos e neossolos em margens distintas de drenagens retilíneas, o que indica o rebaixamento recente de blocos limitados pelas drenagens; e a presença de espessa camada de material aluvionar que ocorre ao longo do vale do ribeirão João Leite e de grande parte do rio Meia Ponte, o que indica elevação de blocos do Cenozóico para possibilitar o retrabalhamento e acumulação do grande volume de materiais grossos resultantes da acumulação fluvial.

2.4 GEOLOGIA ESTRUTURAL

Santos (1997), comentando o trabalho de Moreton (1994), sintetizou a seguinte ordem cronológica dos movimentos de cisalhamento, dúctil-tangencial, que atuaram de maneira progressiva ao longo da formação geológica da região de Goiânia:

- Fase inicial, de expressão regional, representada no conjunto de rochas granulíticas sendo caracterizada por um bandamento metamórfico;
- Numa segunda fase, os movimentos de foliação estão registrados tanto no complexo granulítico Anápolis-Itauçu, como nas rochas do grupo Araxá-Sul de Goiás. Esta movimentação foi uma transposição plano-axial, de direção preferencial NW. Esta foliação é associada ao cisalhamento dúctil de baixo ângulo e encontra-se seccionada por transcorrências de alto ângulo e escala regional. Segundo Moreton (1994), estas transcorrências representam, junto com a foliação, um padrão conjugado de deformação e são os responsáveis pelo arranjo espacial dos diversos conjuntos litológicos mapeados na região. Segundo este autor, isto explicaria a relação do contato entre as litologias da cobertura metassedimentar (Grupo Araxá) e as rochas do conjunto granulítico ao longo de um contato tectônico que corta a cidade de Goiânia no sentido EW;
- Uma terceira fase teria ocorrido, principalmente na cobertura metassedimentar (Grupo Araxá), e está representada por dobras apertadas de escala métrica a decimétrica, não possuindo correspondente na mega estrutura da área.

Existem ainda as estruturas atribuídas ao regime de deformação rúptil, caracterizadas por falhas e fraturas de direção NE-SW, NW-SE e N-S, distribuídas ao longo de toda a região. Estas feições são bem evidenciadas em imagens de satélite e fotografias aéreas pelo alinhamento de drenagens. Fraturas de alívio também são observadas na região, tanto no domínio das rochas granulíticas quanto na cobertura metassedimentar.

2.5 GEOMORFOLOGIA

Os principais afluentes do rio Meia Ponte são: o ribeirão João Leite, que corre cerca de 50% de sua extensão ao longo de uma falha de direção N-SW, e o rio Caldas, este último fora e a sudeste dos limites da área em estudo (CPRM, 1994a).

Conforme CPRM (2001), a geomorfologia é reflexo da geologia, tanto no que diz respeito ao tipo de relevo quanto ao padrão de drenagem e à definição de áreas de erosão e sedimentação.

Visando à elaboração da Carta Geoambiental de Goiânia, que teve como princípio oferecer subsídios ao Plano Diretor do município, Caseti (1992) realizou o levantamento geomorfológico do município de Goiânia.

Como resultado, o referido levantamento definiu as diferentes unidades morfológicas (Figura 2.6), considerando o comportamento das formações superficiais, bem como o comportamento dos processos morfodinâmicos atuais.

2.5.1 Unidades Geomorfológicas

Caseti (1992) propôs uma divisão geomorfológica do município de Goiânia, baseado fundamentalmente no grau de dissecação do relevo, nas seguintes unidades:

- Planalto Dissecado de Goiânia (altitudes médias entre 920 – 950 m) – Domínio de formas aguçadas, subaguçadas e fortemente convexadas (seção nordeste e leste). Verificam-se ocorrências comuns de quartzitos e uma forte evidência de efeitos tectônicos. Os cursos d'água apresentam elevado gradiente e dissecação pronunciada. O escoamento é difuso e apresenta evidências de concentração. Predominam os cambissolos e solos litólicos distróficos; ocorrências de latossolos vermelho-escuros nos declives moderados. As subunidades aqui existentes são: a) superfície de formas aguçadas – áreas com declives superiores a 30%, representadas pelas cristas de quartzitos com elevado grau de dissecação – vales encaixados, com predomínio dos solos litólicos e latossolos vermelho-escuros; e b) superfície de formas convexas – áreas com declives inferiores a 20% onde predominam os latossolos vermelho-escuros.

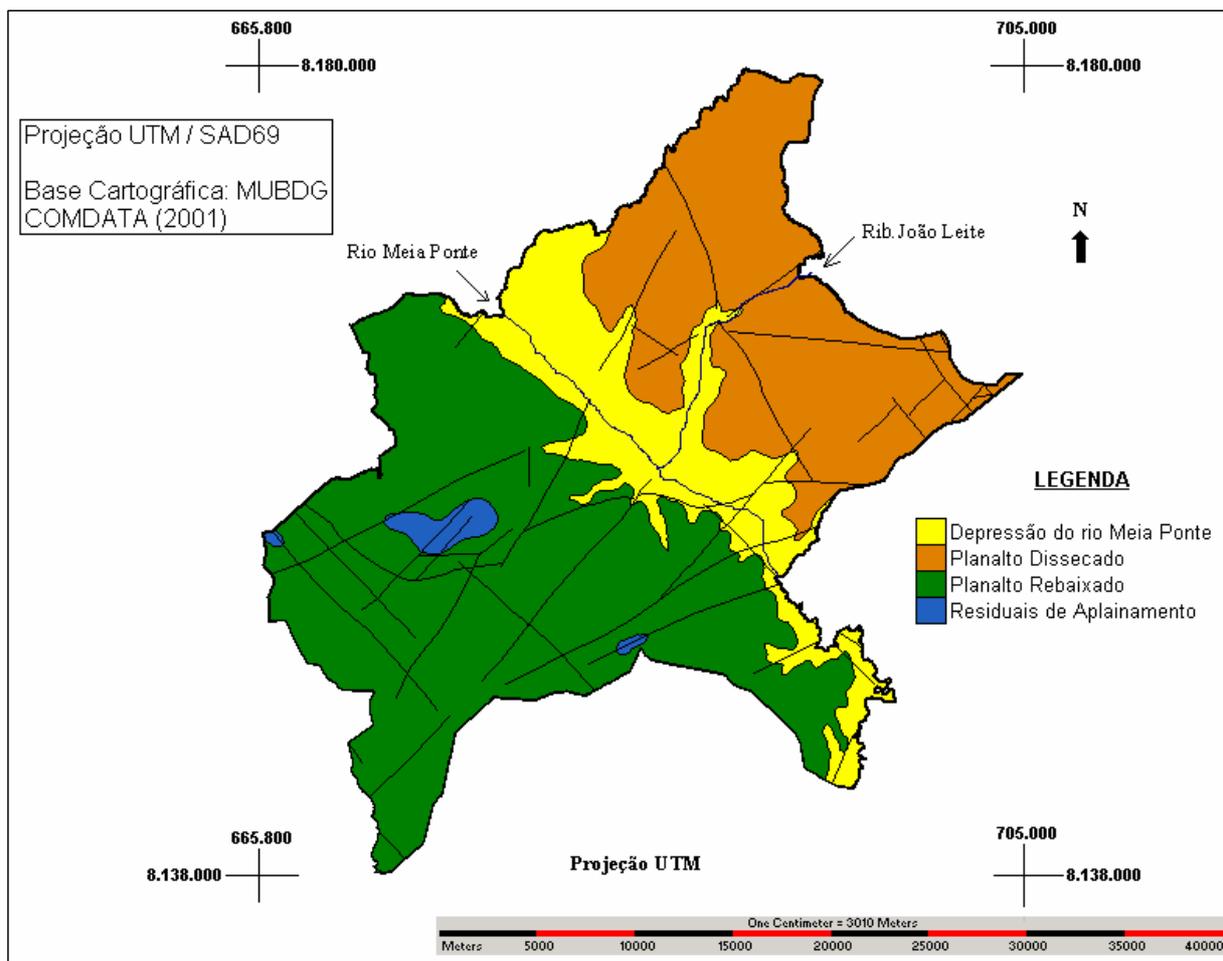


Figura 2.6 – Mapa Geomorfológico de Goiânia (modificado – SGM, 2003).

- Chapadões de Goiânia (altitudes médias entre 860 – 900 m) – Domínio de formas tabulares (setor sudoeste), elaboradas por pediplanação plio-pleistocênica, sustentadas por quartzitos intercalados e xistos, bem como concreções ferralíticas. Baixo grau de dissecação. Predomínio de escoamento difuso e laminar restrito. Solos com Horizonte B latossólico, vermelho-amarelos distróficos (álícos). Restos de pediplanos em topos de cristas monoclinais (Morro do Mendanha) sustentados por quartzitos. Perifericamente, domínio de vertentes retilíneas ou suavemente concavizadas, com colúvios sotopondo níveis de pedimentação elaborados no início do pleistoceno. Solos do tipo latossolo, em que se constata a presença do escoamento laminar e, às vezes, concentrado, respondendo pela gênese de ravinas ou mesmo boçorocamentos. Subunidades: a) Superfícies aplainadas – áreas com formas tabulares. Predomínio dos latossolos nesta região. Observa-se a existência de alguns “dales”⁴ –

⁴ Estas estruturas caracterizam um indício da presença de solos colapsíveis originados por processos pedogeoquímicos em situações de topografia mal drenada, onde predomina infiltração, associados à presença de nível impermeável em subsuperfície e a processo de laterização intensa.

popularmente conhecidos como veredas – que são depressões circulares produzidas por dissolução ou efeito de erosão interna, em regiões aplainadas próximo às cabeceiras de cursos d’água; e b) Superfícies rampeadas – situadas perifericamente às superfícies aplainadas. Caracterizam-se por vertentes retilíneas ou pouco côncavas, vinculadas aos efeitos denudacionais subseqüentes, onde se observam níveis de pedimentação coluvionares.

- Planalto Embutido de Goiânia (altitudes médias entre 750 – 850 m) – Domínio de formas suavemente (seção ocidental) e moderadamente (seção centro-oriental) convexizadas, com dissecação fraca a moderada. Rupturas de declives determinadas por efeitos tectônicos. Interflúvios representados por latossolos distróficos, com ocorrência de podzólicos nos fundos dos vales. Escoamento difuso a laminar, com evidências de fluxo concentrado em gradientes pronunciados das vertentes (efeitos tectônicos). Presença de níveis de pedimentação coluvionados, caracterizando extensas rampas. Subunidades: a) Superfície de formas convexas, onde o gradiente das vertentes é função do grau de dissecação – suavemente convexizadas, com declive de até 10% ou moderadamente convexizadas, com declives de até 20%. Corresponde à maior parcela da área do município e também à maior ocupação urbana do município. Os latossolos são predominantes neste domínio; b) Superfície de formas tabulares – correspondentes a remanescentes de pediplano embutido. Observa-se a presença de “dales” – p. ex. Hipódromo da Lagoinha – e a ocorrência de lateritas com nível de base.

- Terraços e Planícies da Bacia do rio Meia Ponte (altitudes médias entre 700 – 720 m) – Planícies fluviais com depósitos pleistocênicos (terraços de várzeas suspensos) e holocênicos (terraços atuais com planícies de inundação), constituídas por sedimentos arenosos intercalados às seqüências silto-argilosas. Ocorrências de diques marginais. Solos do tipo aluvial e hidromórficos (glei húmico). Subunidades: a) Terraços Fluviais Suspensos – vinculados às oscilações climáticas pleistocênicas. Observa-se a existência de cascalheiras sotopostas por seqüências alúvio-coluvionares; b) Planícies Fluviais de Inundação – observadas ao longo do rio Meia Ponte e ribeirão João Leite, são constituídas de sedimentos arenosos de idade holocênica, intercalados com seqüências silto-argilosas. Os solos hidromórficos são freqüentes.

- Fundos de Vale – Correspondem a faixas de transição processual (processos areolares e lineares) ao longo dos cursos d’água de diferentes ordens de grandeza, portadoras de solos podzólicos ou câmbicos, normalmente alterados pela ação da erosão acelerada, determinada pela forma indiscriminada de ocupação que resulta na degradação da mata ciliar. Agrupam-se nesta unidade, solos com formações distintas, mas que caracterizam a região entre o flúvio e o

interflúvio, com declives que chegam a ultrapassar os 40%. Predominam os solos podzólicos, câmbicos e hidromórficos.

2.5.2 Evolução Geomorfológica

Tomando como base a proposta de Casseti (1992) para um modelo de evolução morfológica para o município de Goiânia, Santos (1997) sintetizou algumas fases climáticas. Inicialmente, uma fase climática úmida, pós-oligocênica, determinou o entalhamento dos talwegues. Geraram-se, aí, as diferenças altimétricas existentes entre os testemunhos dos níveis elevados do Planalto Dissecado de Goiânia (920 – 980 m), a nordeste, e o pediplano intermontano, a sudoeste (860 – 900 m), correspondentes aos Chapadões de Goiânia. Estes níveis encontram-se preservados pela resistência litológica subjacente ou por concreções ferruginosas.

Seguiu-se, então, uma fase climática seca, no pliopleistoceno, responsável pelo recuo paralelo das vertentes a partir dos níveis de base deixados pelas condições úmidas anteriores. O prolongado período sob clima seco permitiu o seccionamento e desintegração mecânica de materiais de diferentes resistências, como dos quartzitos que compõem as seqüências do setor sudoeste. A decapitação dos horizontes aluviais possibilitou a exposição de horizontes lateríticos, gerados na fase climática úmida, antecedente, os quais foram então desagregados mecanicamente pela amplitude térmica. Segue-se, então, uma fase de pedimentação (800 – 860 m) caracterizada por detritos angulosos e rochas de concreções ferruginosas. A diferença altimétrica entre os níveis, anteriormente descritos a esta fase de pedimentação, deve-se provavelmente à ocorrência de um fenômeno epirogenético positivo. Uma fase climática úmida posterior corresponde ao processo de coluvionamento, que cobriu este pedimento.

Em uma fase posterior de pedimentação (750 – 800 m) houve um retrabalhamento dos níveis anteriormente descritos. Esta fase caracteriza-se principalmente pela presença de detritos subangulosos de quartzo leitoso (proveniente de veios) resultantes do retrabalhamento da rocha alterada *in situ*. Estes pedimentos também se encontram recobertos por colúvios.

A evolução geomorfológica da região de Goiânia prossegue até o Holoceno, através de novas alternâncias entre climas secos e úmidos (fases glaciais e interglaciais, respectivamente). Neste período prosseguem os processos de incisão do sistema de drenagem e desagregação mecânica. As fases de clima úmido foram também responsáveis pela formação dos terraços aluviais observados na área, ao passo que as cascalheiras existentes são atribuídas às fases climáticas secas.

Em síntese, as evidências morfo-estratigráficas observadas mostram que a compartimentação do relevo de Goiânia está vinculada principalmente às alternâncias climáticas ocorridas após o Oligoceno e que a condicionante estrutural também se faz presente de forma marcante.

2.6 SOLOS

Os solos de Goiânia estão associados às unidades geomorfológicas supracitadas e constituem-se de materiais de cobertura de solos transportados (coluvionares e aluvionares) e de solos residuais. Estes últimos formam os depósitos detrítico-lateríticos areno-argilosos, avermelhados, com presença de fragmentos de quartzo e de rocha extemamente decomposta, estruturados e micáceos. Os colúvios ocorrem indistintamente, constituindo-se de depósitos avermelhados, com presença de fragmentos de material laterítico concrecionado. Associados às planícies de inundação das principais drenagens ocorrem os aluviões compostos por cascalhos, areias, siltes e argilas. Segundo IBGE (1992), os solos residuais associam-se a relevo de forma tabular. Existem, restritos a planícies fluviais, os colúvio-aluviões e, nos domínios de fundos de vale, cascalhos, areias e siltes coluvionares.

Na região de Goiânia os substratos rochosos são pouco evidentes e a ocupação humana é intensiva. Os materiais de cobertura são representados por solos predominantemente do tipo latossolo, em geral ocorrendo em relevo plano a suave. A Figura 2.7 apresenta os solos de Goiânia classificados com base no Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 1999).

Os latossolos possuem as maiores espessuras na área de estudo e apresentam valores de condutividade hidráulica que aumentam ao longo do perfil e, portanto, resultando em melhores condições de recarga (SGM, 2003). As principais classes encontradas e de maior expressão consistem em latossolo vermelho-escuro (LV), latossolo roxo (LR), originados das rochas ultrabásicas, e latossolo vermelho-amarelo (LVA), com caráter petroplíntico.

Os latossolos apresentam Horizonte B latossólico, em avançado estágio de intemperismo, são muito evoluídos em função das grandes transformações sofridas pelo material de origem. Em geral são constituídos por quantidades variáveis de óxidos de ferro e alumínio, argilas com estrutura mineral 1:1, quartzo e outros minerais resistentes ao intemperismo, apresentando baixa capacidade de troca catiônica e expressiva atuação de processo de ferralitização (SGM, 2003). A diferenciação entre a seqüência de Horizontes A, B

e C é pouco evidente, sendo que a espessura total do *solum* pode superar 20 m. De modo geral, apresentam boa capacidade de infiltração (fortemente a bem drenados) e são solos extremamente ácidos, com baixa saturação por bases, distróficos ou álicos, sendo a cobertura por cerrados a principal fase natural de recobrimento.

Ocorrem ainda, em menor proporção, solos do tipo podzólico vermelho-escuro (PE), com pedregosidade, concreções e cascalhos; cambissolos (C), com presença de cascalhos, calhaus ou mesmo matacões; solos litólicos (R), com presença, em alguns casos, de grande quantidade de cascalhos, concreções ou mesmo de matacões, no perfil ou na superfície; gleissolos (G), compreendendo os gleis húmicos e gleis pouco húmicos; e solos aluviais (A), distribuindo-se estes três últimos em planícies fluviais (IBGE, 1992).

2.6.1 Latossolo Vermelho-Escuro (LV)

Os solos com Horizonte B latossólico ocupam a maior parte da área e são representados principalmente pelos latossolos vermelho-escuro distróficos com Horizonte A moderado, Horizonte B latossólico, profundos, bem drenados, friáveis, porosos, bastante intemperizados e de aspecto maciço.

Normalmente estes solos são associados aos relevos de padrão plano a suave ondulado, do Planalto Rebaixado, recobrimdo tanto litologias do Complexo Anápolis-Itaçu quanto do Grupo Araxá-Sul de Goiás. As manchas de vegetação sobre estes solos correspondem a campos limpos e sujos, além de pastagens.

Segundo SGM (2003), o índice físico de condutividade hidráulica da zona não-saturada desta classe, determinado por meio dos ensaios de infiltração *in situ*, varia na faixa entre 10^{-6} e 10^{-5} m/s

Os latossolos vermelhos distroféricos são derivados dos granulitos de composição básica e ultrabásica e sua determinação no campo pode ser facilitada pela presença de pequenos cristais de magnetita na superfície (SGM, 2003).

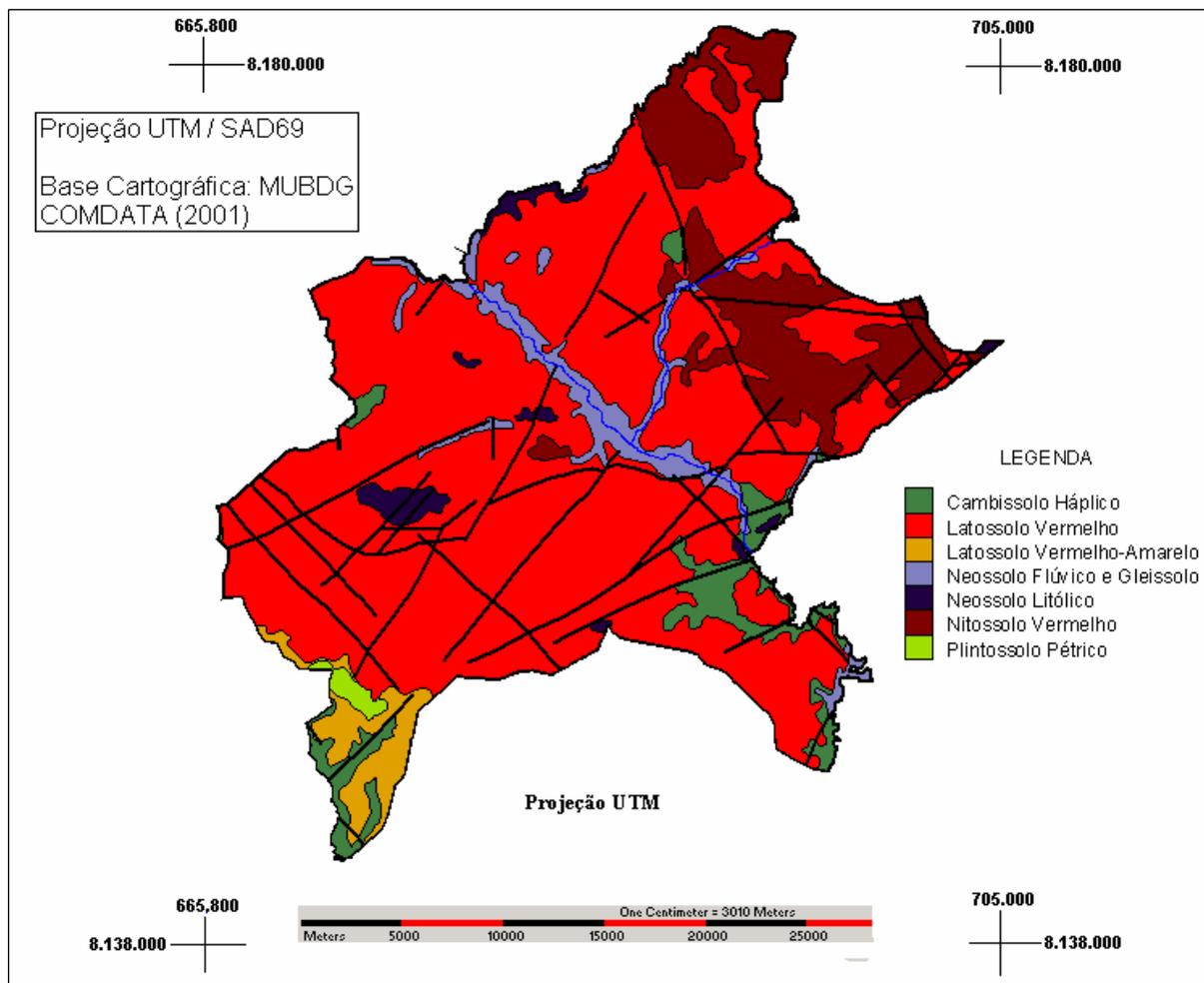


Figura 2.7 – Mapa de Agrupamento de Solos (modificado – SGM, 2003).

2.6.2 Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA)

Os latossolos vermelho-amarelos ocorrem recobrando as rochas metassedimentares do Grupo Araxá-Sul de Goiás e associados com relevo plano a suave ondulado. A cobertura vegetal observada nestes solos é representada por campos limpos e sujo de cerrado, freqüentemente substituídos por pastagens (braquiária).

A condutividade hidráulica para esta classe é da ordem de 10^{-5} m/seg (SGM, 2003).

2.6.3 Nitossolo Vermelho

Assim como os latossolos, os nitossolos apresentam grandes espessuras e ocorrem em condições de relevo similares àqueles. São solos bem drenados, moderada a fortemente estruturados, em que os grãos apresentam superfície reluzente e textura sedosa.

Conforme SGM (2003), compreendem solos com incremento no teor de argila, moderadamente ácidos a álicos, com saturação por bases variando de baixa a alta e com composição mineralógica predominantemente de caulinita e óxidos, por conseguinte apresentando argila de baixa atividade.

Estes solos se associam aos padrões de relevo ondulados a forte ondulados da unidade geomorfológica do Planalto Dissecado, recobrimdo as rochas máfico-ultramáficas do Complexo Anápolis–Itauçu. Conforme SGM (2003), estes solos abrangem uma área de 9% da região de Goiânia.

2.6.4 Cambissolos Háplicos

Os cambissolos também ocorrem nas áreas de relevo ondulado a forte ondulado, geralmente associados a solos litólicos ou a latossolos vermelho-amarelo. Compreendem solos que se apresentam em estágio inicial do desenvolvimento pedológico (pouco evoluídos), evidenciado pela fraca estruturação e por Horizonte B incipiente. Normalmente são associados às encostas convexas dos morros em áreas de relevo movimentado.

Na área estudada estes solos ocorrem associados aos compartimentos denominados: Depressão do rio Meia Ponte, Planalto Dissecado e Residuais de Aplainamento, recobrimdo principalmente as rochas do Grupo Araxá e, raramente, do Complexo Anápolis–Itauçu. A vegetação típica é o campo limpo e o campo sujo.

Os cambissolos são solos distróficos, com baixa capacidade de troca catiônica; a predominância de quartzo e fragmentos de rocha resulta em uma textura grossa a cascalhenta. Conforme dados de ensaios de infiltração *in situ* da SGM (2003) o valor da condutividade hidráulica estimada para estes solos é da ordem de 10^{-4} a 10^{-5} m/s para as profundidades de até 1 metro e de 10^{-6} a 10^{-7} m/s para as profundidades abaixo de 1 metro.

2.6.5 Plintossolo Pétrico

Os plintossolos ocorrem, em pequena proporção, na região sudoeste da área de estudo e se restringem ao recobrimento das rochas do Grupo Araxá. Associam-se ao padrão de relevo plano ou suave ondulado da unidade geomorfológica do Planalto Rebaixado e encontram-se sotopostos a uma vegetação de campos limpos e pastagens.

Consistem em solos mal drenados, predominantemente ácidos, eventualmente podem ocorrer alguns tipos com média a alta saturação por bases. Possuem textura cascalhenta e,

conforme SGM (2003), o valor da condutividade hidráulica é da ordem de 10^{-5} m/s até a profundidade de 1 metro e 10^{-6} m/s após 1 metro de profundidade.

2.6.6 Neossolo Litólico

Constituem-se em solos pouco espessos, com Horizonte B incipiente em face da baixa intensidade de atuação dos processos pedogenéticos. Os neossolos ocorrem em pontos limitados distribuídos em poucos locais da área estudo e sotopostos a uma vegetação típica de campo limpo.

De um modo geral, esta classe de solos apresenta Horizonte A sobreposto ao saprolito e são associados à unidade geomorfológica do Planalto Dissecado, com relevo ondulado a fortemente ondulado, recobrando os quartzitos do Complexo Anápolis–Itauçu e Grupo Araxá.

2.6.7 Neossolo Flúvico

Os neossolos flúvicos ocorrem ao longo da Depressão do rio Meia Ponte, eventualmente com gleissolos associados. Estes solos são derivados de sedimentos aluviais com Horizonte A em contato mútuo com o Horizonte C, constituindo estratos sem relação pedogenética entre si. São solos rasos, cascalhentos, em que predominam as matas galerias.

2.6.8 Gleissolos

Os gleissolos ocorrem em regiões de várzea, com vegetação arbustiva típica das matas ciliares em faixas estreitas ao longo das drenagens. São solos com deficiência de drenagem, com perfil profundo e elevados teores de matéria orgânica, onde a freqüente saturação gera uma condição de redução do estado de oxidação do ferro; neste caso apresentam apenas vegetação de gramíneas e arbustos especificamente adaptados e comumente se associam com campos de murunduns.

2.7 CLIMA, VEGETAÇÃO E DRENAGEM

O projeto do Diagnóstico Hidrogeológico da Região de Goiânia, publicado pela Superintendência de Geologia e Mineração, da Secretaria de Indústria e Comércio do

Governo do Estado de Goiás (SGM, 2003), apresenta um extenso estudo do comportamento climático da área em questão, visando à compreensão das relações entre a precipitação e o reabastecimento dos aquíferos profundos, objeto do referido projeto.

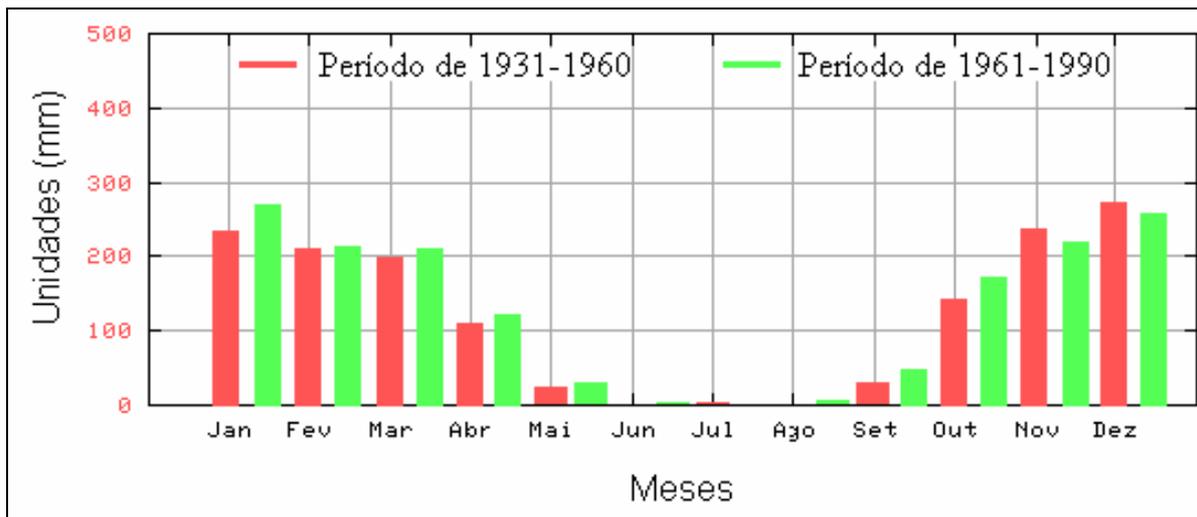
A intensidade relativa da precipitação pode ser associada às formações naturais, com extensão regional, do local onde ocorre o fenômeno pluviométrico. No projeto supracitado realizou-se uma análise estatística dos dados das estações pluviométricas, com base no acervo de suas séries históricas, para a determinação da sazonalidade dos períodos secos e chuvosos. A análise dos elementos climáticos da área foi elaborada com base nos dados de temperatura, umidade relativa do ar e do vento, evaporação e insolação obtidos nas várias estações pluviométricas da região de Goiânia.

A área em estudo localiza-se entre latitudes que proporcionam um regime do tipo tropical comandado pelos sistemas regionais de circulação atmosférica atuantes na região Centro-Oeste. O clima da região de Goiânia, segundo a classificação de Köppen, de 1948, citada em Santos (1997), é do tipo Aw, tropical úmido, com duas estações bem definidas. Uma delas, a seca, se dá nos períodos de outono e inverno (especialmente de maio a setembro) e a outra, úmida com chuvas torrenciais, durante a primavera e o verão.

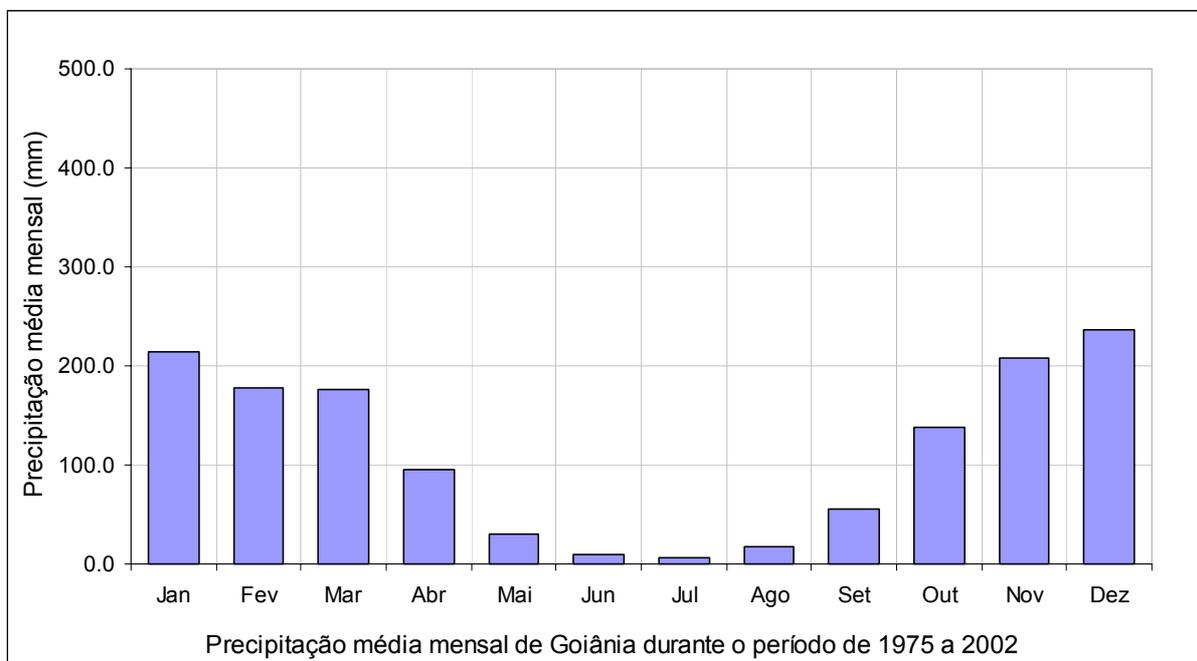
A precipitação média anual varia de 1.300 a 1.750 mm e concentra-se principalmente entre os meses de dezembro e março, com precipitação média de 250 mm mensais. Conforme Ferreira (1994), a precipitação média anual no período de 1950 a 1993 foi de 1.516 mm, com a máxima mensal de 559,6 mm (em janeiro/1980) e máxima diária de 155,6 mm (em 07/12/1954). De junho a agosto as precipitações médias mensais são praticamente nulas (abaixo de 10 mm). O número médio de dias de chuva por ano é 136.

Durante a elaboração do Projeto Básico do Metrô de Goiânia foram utilizados os dados das precipitações pluviométricas, no período de 1931 a 1990, obtidas na estação meteorológica do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (Estação Goiânia), situada no centro de Goiânia. Nesta pesquisa também são apresentados os dados da estação meteorológica da Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás (UFG), no período de 1975 a 2002. A Figura 2.8 mostra a precipitação média mensal na cidade, nos referidos períodos, em que se verificam as duas estações distintas.

O regime térmico da região apresenta temperaturas de amenas a elevadas sem variações significativas durante o ano. As médias térmicas anuais oscilam entre 21° C e 24° C. Segundo CPRM (2001), a média anual é de 23° C. A temperatura mínima oscila entre 18° C e 21° C e a máxima atinge valores entre 27° C e 30° C. A Figura 2.9 apresenta as temperaturas médias de Goiânia.



(a)



(b)

Figura 2.8 – Precipitações médias mensais: (a) de 1931 a 1999 (modificado – SEINFRA, 2005); e (b) de 1975 a 2002 (Escola de Agronomia da UFG – www.meteorgo.hpg.com.br. Acesso em 18 abr. 2005).

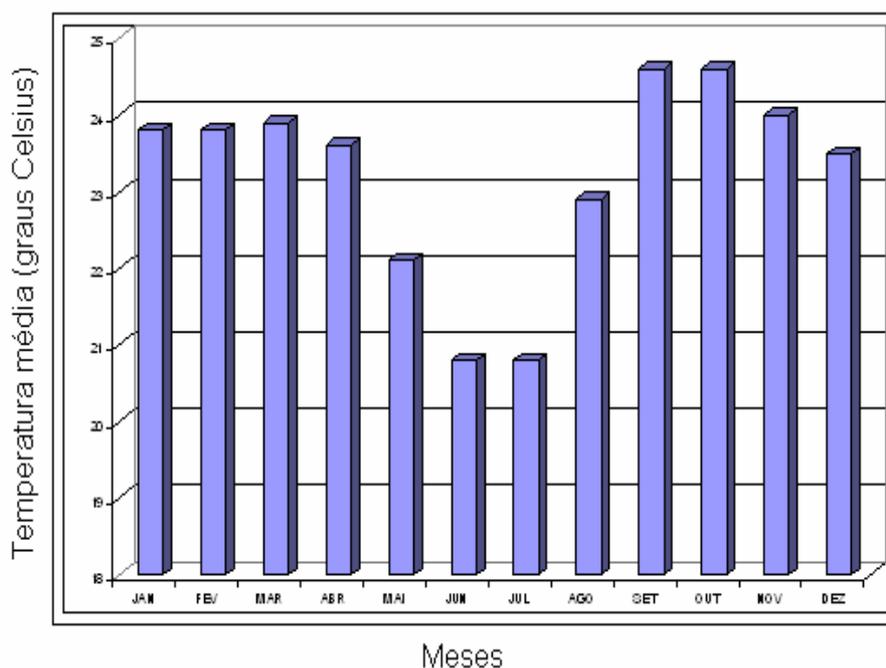


Figura 2.9 – Temperatura média em Goiânia de 1961 a 1990 (modificado – SEINFRA, 2005).

As temperaturas mais elevadas durante o ano ocorrem nos meses de setembro a dezembro, muitas vezes superando 35°C . Junho e julho correspondem aos meses mais frios, com médias mínimas de temperaturas oscilando entre 13 e 18°C , e com os menores índices de umidade relativa do ar. Nestes, a variação térmica diária chega até 10°C (SGM, 2003).

De maneira geral, os dados das séries históricas apresentadas no Diagnóstico Hidrogeológico da Região de Goiânia (SGM, 2003) indicam que ocorre uma redução na temperatura a partir do mês de maio, atingindo os menores valores em julho, e que as maiores temperaturas ocorrem nos meses de setembro e outubro. Segundo Sabino Jr. (1980), em 18/05/1977 a temperatura desceu a $5,7^{\circ}\text{C}$.

Quanto à insolação, que corresponde ao tempo (horas e décimos de hora) de duração da radiação solar, Goiânia apresenta uma média de 215 h de sol por mês, contudo a distribuição destas horas não é uniforme, atingindo o mínimo de 5,5 h por dia em dezembro e o máximo de 9,4 h por dia em junho.

Os dados apresentados em SGM (2003) indicam que o trimestre de junho a agosto possui maior incidência de radiação solar. Os dados de insolação total da Estação Goiânia apresentados nestes meses são 270,2 h em junho; 283,1 h em julho e 269,2 h em agosto (SGM, 2003). A Figura 2.10 mostra a variação da insolação total mensal em Goiânia.

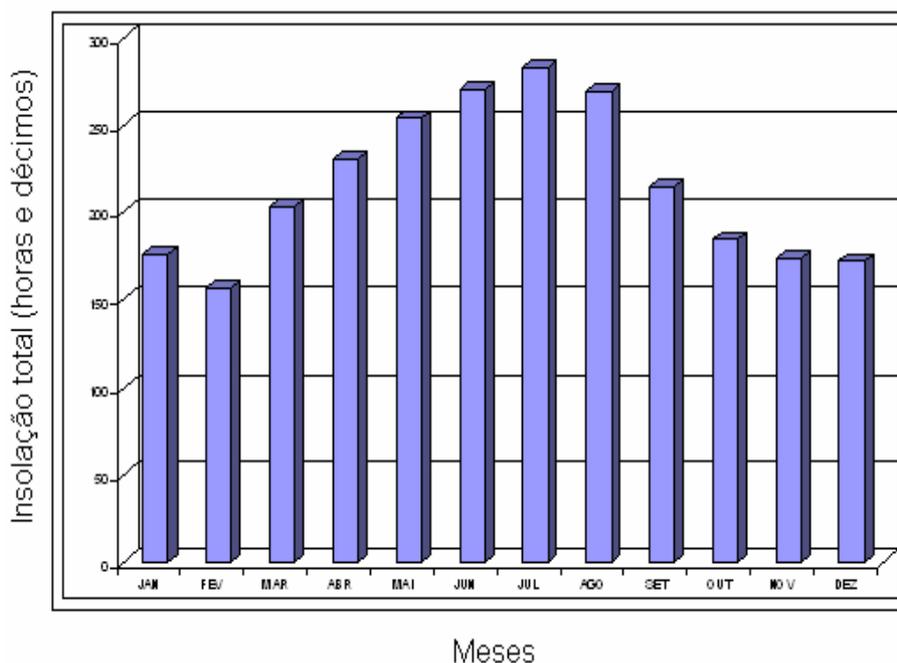


Figura 2.10 – Insolação total mensal em Goiânia, 1961-1990 (modificado – SEINFRA, 2005).

Um elemento climático crítico da região de cerrado do Brasil Central é a umidade relativa do ar, em face das conseqüências danosas a que são submetidos o clima, a vegetação, as atividades econômicas tradicionais da região (agricultura e pecuária) e até mesmo a população. Nesta região é comum a umidade relativa do ar, intimamente associada à quantidade de precipitação, atingir valores extremamente baixos na estação seca (abaixo de 20%), às vezes chegando até cerca de 10%.

Por estar localizada em uma área de clima tropical úmido, com período seco muito prolongado, a cobertura vegetal do município de Goiânia caracteriza-se por formações florestadas, conhecidas como cerradão (Savana Arbórea Densa) e formações mais abertas (Savana Arbórea Aberta), o cerrado e o campo cerrado, que ocorrem em colinas suaves em solos pobres e lixiviados. Em relevo colinoso e em áreas aluviais ao longo dos rios ocorrem também remanescentes de Floresta Estacional Semidecidual Aluvial ao longo do rio Meia Ponte, conhecida como floresta ciliar, de Floresta de Galeria, ao longo dos córregos, e de Floresta Estacional Semidecidual, como os grupamentos florestais existentes no Campus II da UFG. Existem também, em relevo colinoso, as áreas de transição fitogeográfica encontradas em formas de capões de contatos entre a Floresta Estacional e o Cerrado. Na parte noroeste do município, na região onde predominam rochas granulíticas ortoderivadas, são ainda encontrados capões de Floresta Estacional Decidual (Romão, 2006).

A publicação do Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil da CPRM (CPRM, 2001) indica que a vegetação original é constituída por matas tropicais, campos cerrados e matas-galerias, em que grande parte dela foi substituída por pastagens e culturas cíclicas, especialmente de grãos. Nas áreas dissecadas e nos interflúvios tabulares e colinosos, em virtude da umidade atmosférica atuante, ocorrem as matas tropicais, classificadas como Floresta Caducifólia Tropical. Estas se constituem de espécies descritas como formação arbórea alta, porém rala, povoada por árvores finas, em sua maior parte caducifólias, de folhas pequenas, com maior número de espécies.

O caráter caducifólio proporciona que o chão fique recoberto pelas folhas secas desprendidas das árvores, formando, no fim da estação de estiagem, um verdadeiro tapete. É justamente este manto, característico destas matas, que fornece excelente material, tanto para a formação do húmus quanto para o alastramento do incêndio, provocado pelas queimadas. Durante este período é notável a mutação gradual da cor da folhagem, passando do verde ao amarelo, vermelho e marrom, especialmente nos trechos situado sobre os divisores, onde a mata assume aspecto mais pobre e seco.

Os cerrados desenvolveram-se sobre os terrenos Pré-Cambrianos, moldados em superfícies tabulares e planaltos rebaixados com altitudes que variam de 650 a 1.200 m, e constituem-se por arbustos e árvores baixas, retorcidas. As matas ciliares (matas-galeria) ocorrem ao longo das drenagens.

Quanto à hidrografia, a rede de drenagem da Região Metropolitana de Goiânia é relativamente densa e os cursos d'água são, em geral, perenes. Existem quinze bacias hidrográficas identificadas no município de Goiânia, sendo que algumas delas são divididas em sub-bacias, de acordo com a função desempenhada no espaço geográfico.

A bacia do ribeirão Anicuns, que é atravessada pelo traçado do metrô, é subdividida em cinco sub-bacias, devido à sua complexa demanda em algumas áreas. Destas sub-bacias, duas delas são subdivididas por se situarem na área central da cidade e por serem responsáveis pelo esgotamento da área densamente povoada. É o caso das bacias do córrego Cascavel, com a sub-bacia do córrego Vaca Brava; e do córrego Botafogo, com a sub-bacia do córrego Capim Puba. A localização destas bacias encontra-se apresentada no Apêndice E, ao final deste trabalho.

A Figura 2.11 apresenta o mapa de drenagem em que se pode verificar (por seus traçados) que os principais ribeirões e córregos têm direção NE-SW e constituem a sub-bacia do rio Meia Ponte (maior rio da área), o qual percorre toda a extensão do mapa. Esta sub-

bacia adentra a região na parte N–NW e a partir da parte central toma rumo ao sul até desaguar no rio Paranaíba.

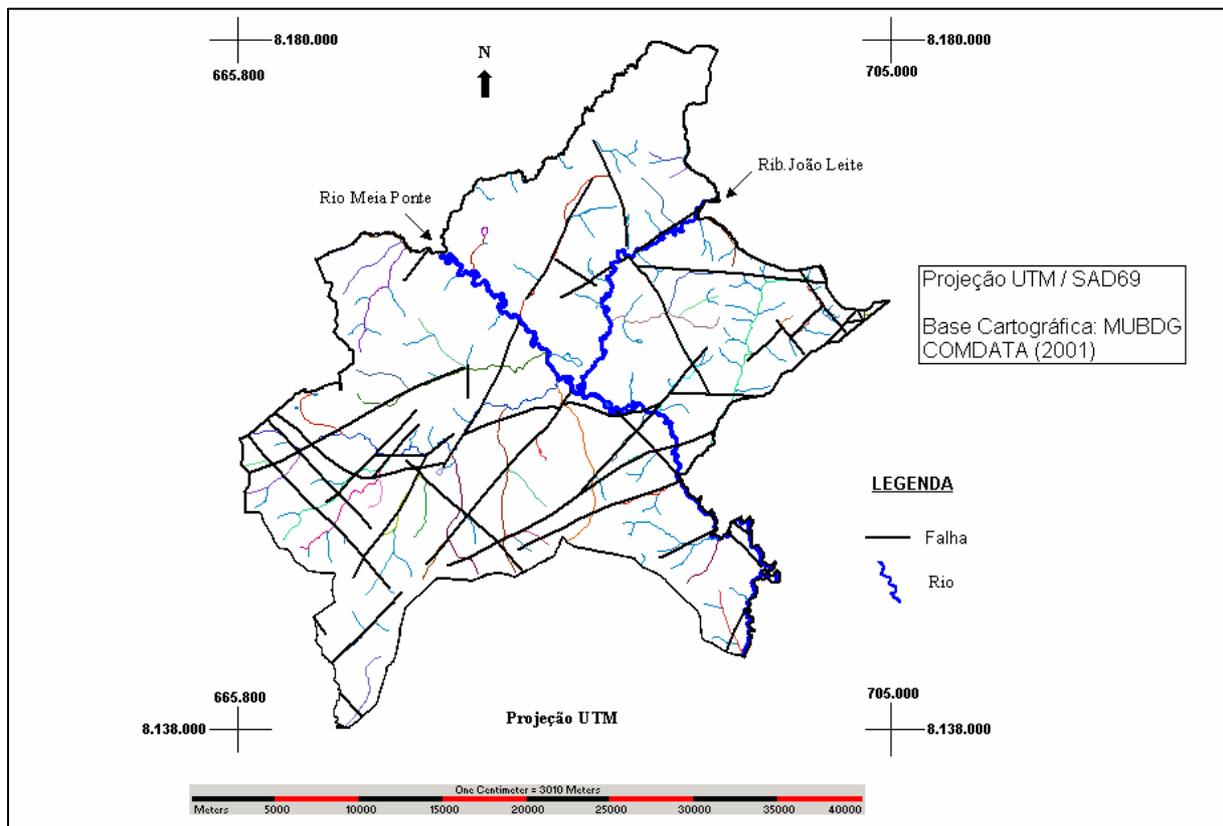


Figura 2.11 – Mapa de Drenagem de Goiânia (modificado – SGM, 2003).

Do ponto de vista hidrogeológico, o manto de alteração compõe o domínio poroso caracterizado por uma porosidade intergranular. Além deste, as rochas cristalinas (granulitos, xistos e quartzitos) constituem-se em aquíferos caracterizados predominantemente por uma porosidade secundária de origem tectônica, o que somente permite a acumulação de água em discontinuidades planares, como zonas de falhas e zonas de fraturas (SGM, 2003).

2.8 GEOLOGIA ECONÔMICA

No município de Goiânia não se registram ocorrências de jazidas minerais de natureza metalogenética. As atividades mineradoras ocorrem apenas em alguns locais restritos e conduzem a processos característicos de intervenção antrópica. Destacam-se as ocorrências, muitas delas não-registradas de brita e areia, além de cascalheiras aluvionares.

As ocorrências de pedreiras para a exploração de brita são bastante numerosas no município. Existem nove pedreiras regularmente instaladas na RMG e uma em processo de instalação. Dentre as instaladas, quatro exploram o micaxisto da região, três exploram o granulito e duas, o gnaisse. A última em processo de implantação está sendo instalada em uma área do substrato rochoso gnáissico, a nordeste da RMG.

A maioria delas produz mensalmente de 20.000 a 30.000 m³, cuja comercialização chega a mais de 90% deste total. Segundo dados do DNPM (DNPM, 2007), o valor da produção total de brita das pedreiras da RMG, em 2005, foi de 1.369.294 m³.

As pedreiras de maior produção exploram as rochas xistosas do Grupo Araxá-Sul de Goiás e localizam-se ao sul de Goiânia, especialmente em Aparecida de Goiânia que é o maior município produtor da região. O principal mercado consumidor é a própria capital, Goiânia, incluindo arredores, e abrange as áreas da construção civil e de pavimentação.

A extração de areia no município ocorre, geralmente, de forma clandestina em pequenas explorações nos córregos da região. Entretanto, grande parte do material que abastece a região é proveniente de áreas vizinhas. A principal jazida fornecedora é a da Serra da Areia, no município de Aparecida de Goiânia, onde a extração se dá a partir de quartzito friável, com lavra semi-mecanizada.

O espaço subterrâneo

3.1 HISTÓRICO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS

Desde a antiguidade as escavações subterrâneas têm sido executadas pelo homem para diferentes utilizações. O túnel mais antigo que se tem registro data da Idade Antiga (4000 a.C. a 476 d.C.), por volta do ano 2200 a.C., na região da Babilônia, atual República do Iraque. Construído sob o leito do rio Eufrates, teve a finalidade principal de estabelecer uma comunicação subterrânea entre o palácio real e o templo, separados por uma distância de cerca de 1.000 m (Assis, 2003). Registra-se que foi construído através do método de vala recoberta (ou *cut-and-cover*) e revestido de tijolos, além de ser considerado como uma obra notável para a época, em face da necessidade do desvio do rio Eufrates para a sua realização (Blanco, 1995). Esta obra é também admirável porque o túnel seguinte escavado sob o leito de um rio só foi executado quatro milênios mais tarde, em 1843, sob o rio Tâmis, em Londres (Foá, 2005).

É provável que os túneis tenham sido uma das mais antigas formas de construção executadas pelo homem. Na Era Antiga, os humanos utilizavam as cavernas subterrâneas para construção dos túmulos (Figura 3.1) e na Pré-História, como abrigo contra as intempéries e os predadores. Frequentemente, as escavações arqueológicas revelam a enorme importância que o homem antigo atribuía aos túmulos. Há séculos o homem realiza escavações para a exploração de bens minerais (a chamada Era Mineral). Todas estas obras são relevantes para a época, em face dos meios rudimentares de construção para a movimentação dos imensos volumes de materiais, os quais somente puderam ser removidos graças à grande quantidade de recursos humanos oriundos do trabalho escravo.

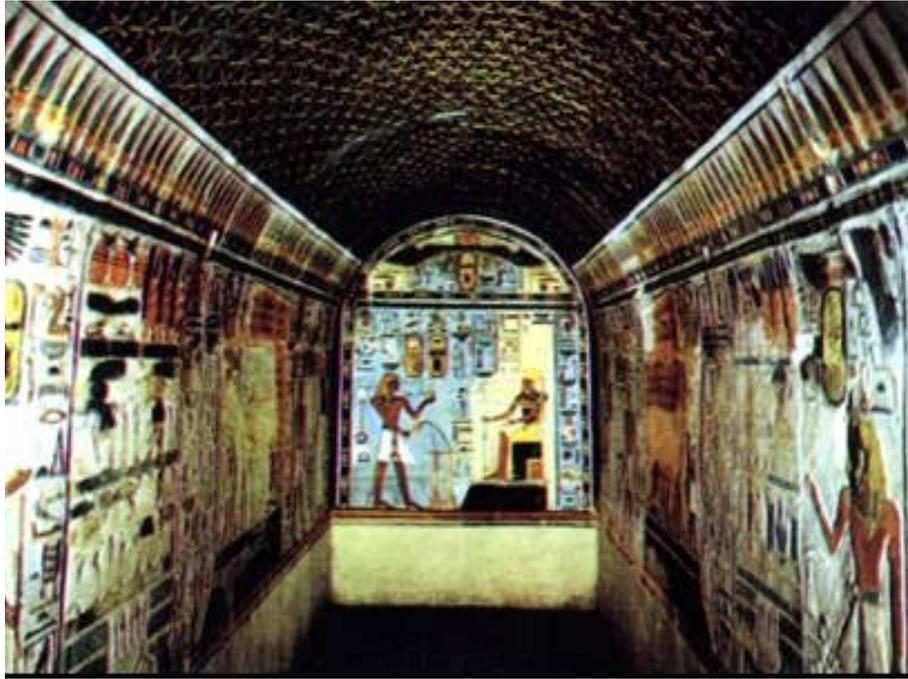


Figura 3.1 – Tumbas dos faraós egípcios, 2700 a.C. (Assis, 2005).

Blanco (1995) e Foá (2005) citam ainda as seguintes obras que datam da Idade Antiga:

- Em Jerusalém, por volta do ano 700 a.C., foi construído um túnel com extensão de 200 m e seção de 0,7 m x 0,7 m e que tinha a finalidade do abastecimento de água da cidade;
- No ano 600 a.C., na ilha grega de Samos, também com a finalidade de abastecimento de água, foi construído um túnel com 1,5 km de extensão e seção de 1,8 m x 1,8 m;
- A civilização Romana construiu uma grande quantidade de túneis com características de obras duráveis. Dentre algumas, ainda existentes, destacam-se os aquedutos de Atenas. No ano 70 a.C., Sextus Julius Frontinus foi nomeado Superintendente de Águas de Roma. Ele foi responsável pela construção de nove aquedutos, com comprimentos variáveis entre 22 km e 90 km, que juntos somam 424 km. O aqueduto de Appian, com aproximadamente 26 km é quase todo em túnel. O mais antigo aqueduto foi construído na Grécia há cerca de 2.500 anos. Era um túnel com 1,3 km de comprimento e situava-se próximo de Atenas;
- Além dos aquedutos, os romanos construíram vários túneis rodoviários (com extensão de até 900 m e 7,5 m de largura) e conjuntos de galerias e salas subterrâneas para sepultamentos: as catacumbas;
- Plínio, no século I, registra a construção de um túnel para a drenagem do lago Fucino como sendo a maior obra pública da época. A referência foi feita na ocasião como o mais longo túnel do mundo, com cerca de 5 km escavados por baixo do Monte Salviano. Nesta

obra, empregaram-se 30.000 operários durante 11 anos de construção. Com o declínio do Império Romano houve um declínio também das obras deste gênero.

Durante a Idade Média (476 a 1453 d.C.), a construção de túneis visava, essencialmente, ao propósito militar. Segundo Blanco (1995), o principal túnel da época, com 5,6 km de extensão, foi construído no ano 1400 na Hungria.

Ao final desta fase, durante a Idade Moderna (1453 a 1789 d.C.), os avanços nas escavações subterrâneas se deram principalmente em consequência da construção de grandes canais para navegação fluvial na Europa (a chamada Era da Navegação), os quais visavam ao escoamento das produções agrícola, industrial e mineira. Dentre estes se destaca o Canal de Midi, na França, concluído em 1681. Em 1679, o uso de explosivos (pólvora) foi introduzido primeiramente em obras civis durante a construção do canal de *Languedoc* na França.

O período mais produtivo para a construção de túneis foi durante a Revolução Industrial, com o desenvolvimento das máquinas a vapor (a chamada Era das Ferrovias). Foá (2005) cita alguns desenvolvimentos desta fase que valem ser lembrados. A construção do túnel sob o leito do rio Tâmisa em Londres foi iniciada em 1807, sendo sua construção abandonada por cerca de quinze anos devido a dificuldades construtivas. Sua conclusão, em 1843, só foi viabilizada com a utilização do primeiro *shield*, por Brunel. A partir deste período, houve uma rápida evolução nos métodos de abertura de túneis com a introdução das máquinas de escavação hidráulicas e pneumáticas (1857), da dinamite (1864), do ar comprimido para expulsar a água do lençol freático e dos *shields* cilíndricos (1869).

O evento mais importante ocorrido a partir deste período foi o desenvolvimento de um novo método de escavação: o NATM (*New Austrian Tunnelling Method*). Este método, que na realidade pode ser considerado mais como uma concepção do processo de escavação do que como um método construtivo, foi conceitualmente desenvolvido por meio dos estudos de Rabcewicz, em 1944 (Golser, 1980).

Após a II Guerra Mundial houve um aumento demasiado da população urbana mundial. Dentre os fatores que influenciaram este crescimento, destaca-se o processo de industrialização que produziu mais infra-estrutura e, conseqüentemente, mais oportunidades de emprego nos meios urbanos. Por outro lado, a crescente mecanização da agricultura causou uma elevação do desemprego nas áreas rurais e gerou um maior êxodo rural. O elevado crescimento desordenado das cidades, que concentram as oportunidades de emprego, educação e assistência médica, não foi contemplado com a melhoria nas condições de infra-

estrutura, o que causou uma precariedade da qualidade de vida nas cidades (Assis & Farias, 1998).

A partir da década de 60 as principais atribuições das obras subterrâneas se inserem num contexto internacional em que se busca a melhoria da qualidade de vida das populações urbanas. Surge a chamada Era Ambiental. Naquela década se iniciaram, nos países desenvolvidos, os debates sobre a degradação ambiental. Foá (2005) cita a Conferência de Estocolmo sobre o Meio Ambiente Humano, em 1972, em que se definiu que o novo modelo de desenvolvimento deveria garantir a melhoria da qualidade de vida e a conservação ambiental.

Além dos problemas supracitados, proporcionalmente ao crescimento das cidades aumentaram também os problemas com congestionamento do espaço superficial, seja por veículos automotores, seja por edificações. Com isto, aumentaram as poluições atmosférica, sonora e visual e, conseqüentemente, a deterioração da qualidade de vida. Esta situação, aliada ao crescente rigor das leis ambientais, tem levado, nas últimas décadas, a um crescimento da ocupação do espaço subterrâneo urbano (Talamini Neto, 2001).

Uma das principais atribuições das obras subterrâneas se refere à busca de meios mais eficazes de transporte urbano, o que inclui o aproveitamento do espaço subterrâneo. Conforme Talamini Neto (2001), os centros urbanos dos países em desenvolvimento ainda apresentam um baixo índice de construção subterrânea, apesar de constituírem as maiores concentrações populacionais do mundo.

Ao longo dos tempos a engenharia de túneis passou por diversas eras, cada qual com sua demanda específica. Com a Era Ambiental houve uma rápida expansão na engenharia de túneis, em face do aumento da demanda de estruturas subterrâneas cada vez mais seguras e com menor impacto ambiental. O uso do espaço subterrâneo torna-se, então, primordial para a instalação das infra-estruturas, deixando o espaço superficial para as necessidades mais nobres das populações, tais como moradia, trabalho, lazer etc, conforme está ilustrado na Figura 3.2. Num período mais recente da Era Ambiental tem-se procurado também desenvolver os sistemas de transporte interurbano, em que os túneis são priorizados de forma a se evitarem impactos ambientais em áreas de preservação ambiental e de túneis mais longos que originam uma economia de tempo, energia e custos de transporte. O uso do espaço de subsuperfície para sistemas de transporte começou na Europa e na América do Norte na primeira metade do século XIX, com o início do transporte ferroviário.

Ressalta-se que durante o período da Era Ambiental houve um melhor entendimento do comportamento dos túneis, o que levou ao desenvolvimento do dimensionamento dos

túneis (antes construídos empiricamente) e, conseqüentemente, a obras mais econômicas e seguras.



Figura 3.2 – Tendência urbana mundial (Assis, 2005).

3.2 VANTAGENS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS

Conforme citado na Revista Engenharia (IE, 2005), o estudo do engenheiro Adriano Murgel Branco concluiu que, até 1999, os prejuízos da população e da cidade de São Paulo com os congestionamentos chegava a 20 bilhões de reais. Ainda conforme o referido engenheiro, até 2005 estes números encontravam-se entre 25 e 30 bilhões de reais.

Considerando a assertiva acima, uma das vantagens do investimento em infra-estrutura em metrô possibilita a minimização dos custos da sociedade concernentes aos problemas de congestionamento de veículos no espaço de superfície. Além disso, o subterrâneo permite a instalação de determinadas facilidades, as quais se referem ao isolamento, ao meio ambiente, aos benefícios sociais, aos custos e aos benefícios indiretos da população (Foá, 2005).

3.2.1 Características do isolamento

Uma instalação no subterrâneo permite diversas vantagens quanto ao isolamento, dentre estas

destacam-se:

- Clima – o subterrâneo promove isolamento do clima da superfície. A temperatura do solo ou rocha oferece um ambiente térmico uniforme e moderado comparado com os extremos de temperatura da superfície, promovendo uma grande faixa de vantagens na conservação e armazenamento de energia. Estas vantagens também se estendem aos museus e bibliotecas que exigem um clima ameno e controlado para a preservação dos acervos. A Figura 3.3a mostra uma vista externa do prédio da biblioteca que foi expandida para o subsolo. Figura 3.3b ilustra o projeto de expansão da *Swedish Royal Library*;



Figura 3.3a – Vista da *Swedish Royal Library*, Estocolmo, Suécia.

(http://en.wikipedia.org/wiki/Swedish_Royal_Library. Acesso em 24 abr. 2007).

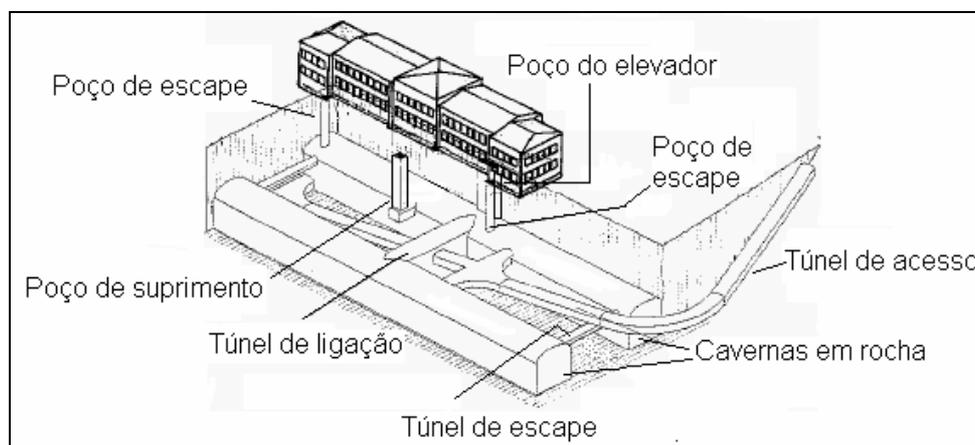


Figura 3.3b – Projeto de expansão da *Swedish Royal Library*, Estocolmo, Suécia (modificado – ITA, 2004c).

- Desastres Naturais – as estruturas subterrâneas são naturalmente protegidas de intempéries severas (tornados, furacões, tempestades e outros fenômenos naturais). Estações subterrâneas podem resistir a danos estruturais devido a enchentes e, com relação a ondas sísmicas, tendem a ser menos afetadas do que estruturas de superfície;
- Proteção – as estruturas subterrâneas preservam, sob condições de altas temperaturas ou em ambiente congelado, objetos ou produtos estocados. Existe ainda a proteção contra ruídos ou vibrações, que reduzem rapidamente com a profundidade no solo e a distância da fonte. No caso de explosões, precipitação radioativa e acidentes industriais, as estruturas subterrâneas podem funcionar como abrigo de emergência;
- Contaminantes – as estruturas subterrâneas permitem que se proteja a superfície da estocagem de materiais ou processos perigosos, como, por exemplo, a estocagem de resíduos nucleares;
- Segurança – os pontos de acessos são geralmente limitados e de fácil controle.

3.2.2 Aspectos ambientais

Neste tocante, a grande vantagem do uso do espaço subterrâneo refere-se à proteção ambiental, em que os impactos ao meio ambiente são reduzidos. Dentre os aspectos aqui referidos e que são contemplados pelas estruturas subterrâneas citam-se:

- Estética – a maioria das estruturas subterrâneas tem um menor impacto ambiental do que uma estrutura de superfície equivalente. Assim, podem-se camuflar algumas utilidades industriais próximas a áreas residenciais, reduzindo-se o impacto visual ao mesmo tempo em que se preserva a paisagem natural;
- Ecologia – as estruturas subterrâneas ajudam a preservar a vegetação natural e, conseqüentemente, danos menores ocorrem sobre o ciclo ecológico local e global. A vida das plantas, o habitat e a migração de animais, a respiração e evapotranspiração de plantas são preservadas em maiores proporções do que construções em superfície;
- Poluição Ambiental – as estruturas subterrâneas propiciam a diminuição da poluição atmosférica. Com a diminuição dos congestionamentos e aumento da velocidade média dos veículos automotores, na superfície, há a redução da emissão de monóxido de carbono e de vários outros poluentes liberados na atmosfera.

Os veículos automotores têm um papel importante na poluição das cidades. No Brasil, destaca-se a poluição atmosférica na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), com uma população superior a 17 milhões de habitantes, que constitui o terceiro maior conglomerado urbano do mundo. A RMSP é responsável por 1/6 do PIB nacional e por uma frota de aproximadamente 7,8 milhões de veículos automotores, o que representa 1/5 do total nacional (Cetesb, 2005).

Estes veículos automotores são fontes de emissões de monóxido de carbono (CO), de hidrocarbonetos totais (HC), de óxidos de nitrogênio (NO_x), de material particulado (MP) e de óxidos de enxofre (SO_x), na atmosfera. A estimativa de emissão destes poluentes na RMSP, segundo o relatório da Cetesb (2005), encontra-se apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Emissões de poluentes dos veículos automotores na RMSP.

| POLUENTES | QUANTIDADE (t/ano) | % |
|-----------------|--------------------|----|
| CO | 1.666.000 | 98 |
| HC | 391.880 | 97 |
| NO _x | 356.160 | 96 |
| MP | 31.500 | 50 |
| SO _x | 20.900 | 55 |

Tendo-se em vista estes elevados valores das emissões poluentes e dado que as frotas veiculares nas cidades vêm crescendo anualmente, conforme mostrado na Figura 3.4 relativa à frota de veículos automotores leves da RMSP (Cetesb, 2005), ressalta-se aqui a vantagem da implantação do sistema de metrô subterrâneo para minimizar os problemas de poluição do ar nas metrópoles.

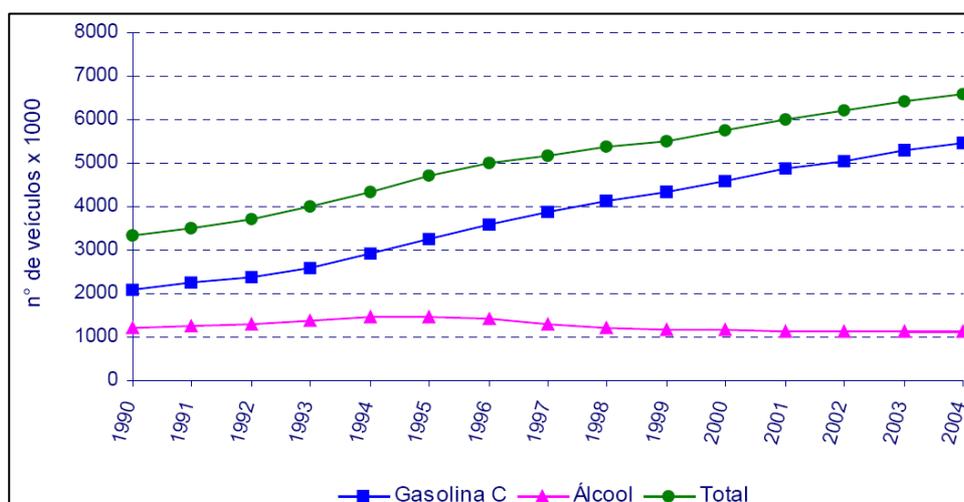


Figura 3.4 – Evolução da frota de veículos automotores leves na RMSP (Cetesb, 2005).

Em Goiânia, a frota de veículos automotores também vem crescendo anualmente e, segundo os dados do Departamento de Trânsito de Goiás (Detran, 2007), os veículos automotores registrados, nacionais e importados, que compõem a frota do município é de 736.797 veículos (dados de dezembro/2006), conforme discriminado na Tabela 3.2. O gráfico da Figura 3.5 ilustra a evolução anual da frota destes veículos desde 1999 até 2006.

Tabela 3.2 – Frota de veículos de Goiânia (veículos por tipo de combustível, em dez/2006).

| Álcool | Gasolina | Diesel | Gás Natural | Bicombustíveis | Outros | Total |
|--------|----------|--------|-------------|----------------|--------|---------|
| 74.326 | 514.642 | 65.693 | 2 | 48.156 | 33.978 | 736.797 |

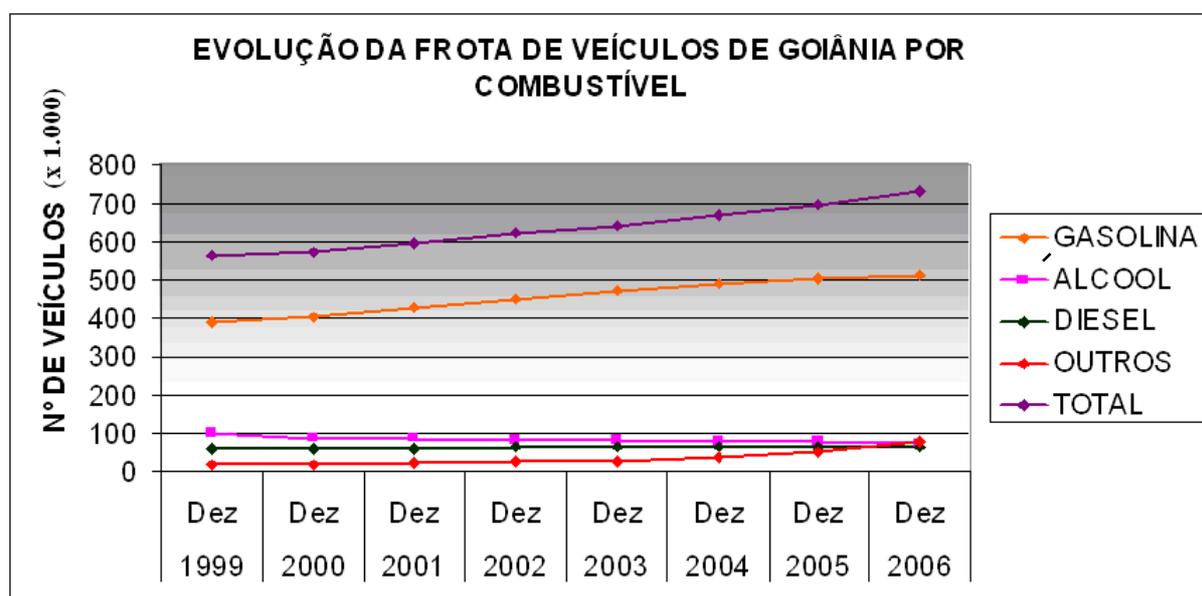


Figura 3.5 – Evolução anual da frota de veículos em Goiânia (desde 1999 até 2006).

Na Figura 3.5, verifica-se um aumento da produção dos veículos denominados Outros. Dentre eles destaca-se a maior produção dos veículos movidos a biodiesel, que são menos poluentes e que, segundo dados do Detran (2007), antes de 2006 não existiam na frota de Goiânia.

Segundo Sassine (2007), Goiânia possui uma proporção de 1,6 pessoas por automóvel e os veículos lançam 330.000 t/ano de gases poluentes na atmosfera, o que equivale relativamente à proporção lançada anualmente pelos veículos da capital paulista. Além disso, Goiânia é a capital com maior número de motocicletas nas ruas, proporcionalmente à população, o que agrava a qualidade do ar porque a motocicleta é uma grande emissora de óxido nitrogênio (NO_x) e de monóxido de carbono (CO), muito mais do que um automóvel. As motos saem da fábrica sem injeção eletrônica ou catalizador, o que faz com que emitam

dez vezes mais poluentes do que os carros.

A poluição do ar em Goiânia é agravada porque 25% dos veículos que circulam na cidade têm mais de 20 anos (quanto mais velho o veículo, maior o lançamento de poluentes). Os veículos movidos a diesel são os principais poluidores, sendo que os 10% dos veículos com este tipo de combustível respondem por 67% das emissões de gases. Os carros movidos a gasolina são a segunda maior fonte poluidora, com 28,5% dos gases lançados. Destaca-se ainda a participação poluidora expressiva do setor de transportes que, conforme o Ministério do Meio Ambiente, a emissão de gases por este setor de atividades representa 8% do total (Sassine, 2007).

A Secretaria Estadual do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos (Semarh), do Governo do Estado de Goiás, possui três estações de monitoramento dos gases na capital. Ela efetuou um levantamento da emissão de gases tóxicos oriundos da frota veicular de Goiânia e constatou que a poluição do ar chegou a níveis preocupantes, principalmente em regiões com fluxo de veículos intenso. Em uma das estações (a do Terminal Isidória) registrou-se uma média anual de 160,4 microgramas de poluentes por metro cúbico de ar, em 2006. Este valor é o dobro do que é recomendado por resolução do Conselho Nacional de Meio Ambiente (Conama). A circulação dos ônibus no terminal é a principal responsável pela poluição do ar (Sassine, 2007).

De acordo com o acima exposto, a agressão ao meio ambiente com a poluição atmosférica causada pelos veículos automotores produz uma resposta do clima com a alteração das temperaturas e do ciclo de chuvas, o efeito estufa e as complicações com a saúde humana. Tais aspectos ratificam as vantagens do uso do espaço subterrâneo como uma das soluções para a poluição provocada por aqueles veículos. No caso específico de Goiânia, uma delas, certamente, é a implantação do sistema metroviário predominantemente em subsuperfície.

3.2.3 Benefícios sociais

O desenvolvimento sustentável produz o crescimento das cidades levando em conta a qualidade de vida das populações, sob os aspectos ambientais, econômicos e sociais. Neste tocante, destacam-se os seguintes benefícios sociais:

- Transporte da água potável e servida nas áreas urbanas;
- Segurança, rapidez e não-obstrução das áreas urbanas ou do sistema de transporte de

massa;

- Os túneis de tráfego nas cidades retiram veículos das ruas, reduzem o ruído, o ar torna-se menos poluído e as áreas de superfície podem ser usadas para outros fins mais nobres;
- O estacionamento e centros de compras (*shopping centers*) subterrâneos liberam o espaço da superfície para recreação e parques.

3.2.4 Otimização de custos

A implantação de uma obra subterrânea requer um estudo rigoroso de custo x benefício. Dentre os aspectos de otimização dos custos de uma obra subterrânea, citam-se:

- Redução dos custos com a aquisição de terrenos e com indenizações nas áreas dos projetos;
- Valorização imobiliária das áreas na superfície próximas aos projetos, especialmente de metrô, em que há uma maior concentração populacional no entorno das estações, em face da facilidade de acesso ao transporte de massa;
- Redução de custos de projetos especiais em que o isolamento térmico propicia uma redução dos gastos com sistemas de refrigeração;
- Redução nos custos de manutenção, já que o isolamento físico do ambiente externo protege das intempéries os componentes deterioráveis da estrutura subterrânea e dos trens;
- Redução dos custos de reposição, visto que as estruturas subterrâneas são menos extensas do que suas equivalentes em superfície, gerando linhas menores de construção e menos horas rodadas dos trens.

Num primeiro momento pode-se pensar que o custo de construção de obras subterrâneas, principalmente de metrô, seja mais elevado do que o de soluções de superfície. Contudo, esta é uma idéia errônea, já que, em geral, a via de metrô elevado tem um custo aproximado ao da via em túnel, em face dos custos com as aquisições e desapropriações da via pública. Quanto à construção de elevados, menos aquela idéia se aplica, quando se consideram as questões urbanísticas de inserção de um metrô em via pública (Magalhães, 2005).

Conforme ITA (2004a), o custo da construção de túneis tem declinado em face de melhores tecnologias e produtividade. Quando se comparam custos de ônibus urbano e de

metrô, pensa-se que estes últimos são mais caros, porém isto é parcialmente verdade, visto que os sistemas metroviários têm uma vida útil mais longa do que os ônibus e um custo operacional menor. Além disso, não se costuma computar o investimento público no sistema viário, que permite a operação dos ônibus. Magalhães (2005), cita que, em geral, o custo operacional por passageiro transportado é mais barato em metrô.

Cabe ressaltar também o aumento da qualidade de vida das populações com as soluções subterrâneas, menos poluição atmosférica, visual e acústica, que não têm preço mensurável, embora atualmente isto já comece a receber tratamento que permita expressar estes ganhos em termos quantitativos e de retorno financeiro. A quantificação dos custos evitados pelos congestionamentos de veículos e acrescidos pela melhor qualidade do serviço farão, no futuro, que a comparação pese a favor dos metrô.

3.2.5 Benefícios Indiretos

De um modo geral, os benefícios diretos de uma obra subterrânea são estimados com certa precisão. Contudo, as vantagens desta nem sempre são adequadamente mensuráveis, monetariamente, especialmente quanto aos aspectos ambientais e de qualidade de vida das populações. Dentre os benefícios indiretos causados pela alternativa por obras subterrâneas podem-se destacar os seguintes:

- Menor tempo e viagem, em face da maior velocidade média dos trens de metrô (cerca de 60 km/h) em relação aos transportes de massa urbanos que operam em ruas com velocidades médias de cerca de 12 a 15 km/h. Na publicação da ITA (2004a), apresenta-se um estudo estatístico da economia no período de viagem, mostrando ser esta uma importante vantagem indireta dos trechos subterrâneos. Por exemplo, em Budapeste, houve uma economia de uma hora por dia no tempo total de viagem;
- Redução do tráfego de veículos leves, por exemplo: em Toulouse, o trânsito de carro privado diminuiu em 5% (ITA, 2004a);
- Liberação do espaço superficial, com a criação de ruas exclusivas para pedestres, quadras e parques. Em Toulouse, por exemplo, 50.000 m² de áreas para pedestres foram criadas desde 1991 (ITA, 2004a);
- Desenvolvimento urbano com a valorização de áreas no entorno das linhas;
- Economia de energia, por exemplo: em Tóquio, são economizados 4,12 bilhões de litros

de óleo por ano pelo uso de transporte de massa (ITA, 2004a);

- Inclusão social com o atendimento das necessidades de deslocamento das populações e com o desenvolvimento de oportunidades para os setores produtivos da sociedade e para as pessoas.

3.3 DEMANDA DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS

Como se pode verificar, em todas as épocas sempre ocorreu o uso do espaço subterrâneo. Contudo, o aumento acelerado deste uso somente ocorreu nos séculos XIX e, especialmente, no século XX, em face do desenvolvimento econômico e de novas tecnologias para obras subterrâneas. Durante esses períodos, destaca-se o intenso uso do espaço de subsuperfície na mineração, nos transportes e na construção de hidrelétricas. Sterling & Godard (2003) apontam as principais características deste espaço, listadas a seguir:

- O subterrâneo é um espaço que favorece a implantação de algumas atividades ou infra-estruturas que são difíceis, impossíveis ou indesejáveis, do ponto de vista ambiental, para se instalar na superfície (Figura 3.6);
- O espaço subterrâneo possibilita uma proteção mecânica, térmica e acústica;
- O espaço criado pela estrutura subterrânea protege o ambiente de superfície de riscos ou perturbações inerentes a certos tipos de atividades;
- O espaço subterrâneo somente é visível onde há conexão com a superfície.

A maioria dos países desenvolvidos, e em desenvolvimento, têm contribuído para a degradação do meio ambiente, ameaçando as formas de vida no planeta. Com a Era Ambiental, tais países são condicionados a se adaptarem aos padrões internacionais de desenvolvimento sustentável: crescimento com preservação ambiental, o qual visa a promover a harmonia entre a sociedade e a natureza.



Figura 3.6 – Infra-Estrutura de utilidades públicas enterradas (ITA, 2004c).

Foá (2005) cita que o desenvolvimento sustentável visa a promover a harmonia entre os seres humanos e a natureza, o qual requer os seguintes sistemas:

- Político que assegure a participação da sociedade no processo decisório;
- Econômico que seja viável, tecnicamente exequível e politicamente aceitável;
- De produção que preserve o conceito ecológico;
- Tecnológico que busque constantemente novas soluções;
- Transnacional que elimine barreiras comerciais;
- Administrativo que seja flexível e capaz da autocorreção.

Desta forma, o desenvolvimento sustentável apresenta-se fundamentado no tripé básico: economicamente viável, tecnicamente exequível e politicamente aceitável (FOÁ, 2005). As ações relativas às políticas de desenvolvimento sustentável devem abordar estratégias que tragam melhorias à economia, ao meio ambiente e à sociedade.

Segundo Foá (2005), entre os efeitos ambientais da modernização industrial, destacam-se os seguintes:

- A queima de combustíveis fósseis e biomassa, causando poluição do ar e doenças respiratórias, destruição de florestas e efeito estufa;
- A poluição de rios pela deposição de dejetos químicos e esgoto não tratado em um nível superior a sua capacidade de absorção;

- A inserção da agricultura mecanizada e pastagens extensivas em florestas nativas, provocando erosão do solo e o desequilíbrio do balanço hidrológico, ameaçando a diversidade animal e vegetal.

Neste cenário, as obras subterrâneas surgem como uma alternativa preferencial, já que permitem que a constante urbanização ocorra com um menor impacto ambiental. A partir dos anos 60, iniciou-se uma nova fase na engenharia de túneis visando a atender ao aumento da demanda de estruturas subterrâneas.

Deste modo, o incremento da população urbana mundial, aliado aos requisitos da Era Ambiental, têm contribuído para um aumento significativo na demanda de estruturas subterrâneas em meios urbanos, principalmente nas formas de túneis para transporte, túneis para utilidades públicas, cavernas para armazenamento e para outros fins, tais como estacionamento, bibliotecas, museus, controle de enchentes, recreação e lazer. A Figura 3.7 ilustra o uso expandido da subsuperfície com a implantação de sistema de metrô, túneis de utilidades públicas, para pedestres, lojas, estacionamento, estocagem de *containers* etc.



Figura 3.7 – Uso expandido do espaço subterrâneo (ITA, 2004c).

Cada vez mais, torna-se imprescindível a solução de ocupação do espaço subterrâneo para a melhoria da vivência nos centros urbanos. Conforme Ray (1998), dentro em breve mais da metade da população mundial estará vivendo nas cidades e até o ano de 2030 a população urbana terá o dobro do tamanho da população rural.

Segundo Selimoglu (2005), a população de Istambul cresceu nas duas últimas décadas para mais de 10 milhões, o que determinou que as autoridades municipais solucionassem o problema de transporte na cidade por meio da construção de 16 km de linhas de metrô, as quais foram concluídas ao final de 1992.

Parker (2004b) cita que:

- É fato que a população mundial está aumentando a passos largos;
- Em outubro de 1999, a população mundial passou da marca de 6 bilhões;
- É fato também que aquelas pessoas têm intensamente se mudado para as cidades;
- Em 1950, apenas 1/3 da população do mundo vivia nas cidades;
- Em outubro de 1999, cerca da metade dos 6 bilhões de pessoas viviam em áreas urbanas.

Esta ocupação é ainda mais importante nos países em desenvolvimento, onde há muitas deficiências nas utilidades públicas (adução d'água, esgotos, telefonia) e nos meios de transporte.

Segundo Assis (2003) e Assis & Farias (1998), as obras subterrâneas podem ser separadas nos principais grupos, de acordo com suas finalidades:

- Túneis de tráfego (metroviários; ferroviários; rodoviários; para pedestres; navegação etc.);
- Túneis de adução (para desvio de rio e circuito hidráulico em usinas hidrelétricas; para adução de água e esgoto; para transporte de produtos industriais e minérios; para cabos elétricos; telefonia e comunicação de dados etc.);
- Cavernas de armazenamento (água, petróleo, gás, rejeitos etc.);
- Cavernas para outros fins (cavernas para barragens; controle de enchentes; cavernas urbanas para estacionamento, lazer, museus, bibliotecas etc.).

Atualmente, a demanda maior para a construção de obras subterrâneas relaciona-se à construção de túneis de tráfego e cavernas de estocagem. Neste último caso, o relatório do Working Group 15 (ITA, 2004b) cita que há uma variedade de substâncias e materiais que estão sendo estocados na subsuperfície, dentre os quais se incluem vinho, papel, gás liquefeito de petróleo, gasolina, petróleo, produtos químicos e lixo nuclear. A estocagem destes produtos inflamáveis no subsolo reduz os riscos de incêndio. Neste tocante, destaca-se o trabalho de Guerreiro et al. (2002), o qual descreve a construção de duas cavernas de armazenagem subterrânea de gás natural num maciço de sal-gema, em Portugal. Este artigo apresenta, entre outros, o processo de avaliação e seleção de potenciais localizações e descreve os trabalhos que conduziram à viabilização do projeto, especialmente a prospecção

geofísica e a execução de sondagens profundas acompanhadas da realização de ensaios *in situ* e de laboratório.

Ainda em Portugal, Baptista & Leite (2002) também descrevem a demanda para a construção de caverna de estocagem subterrânea de gás para a expansão da capacidade de armazenamento de Propano na refinaria de Sines. Tal demanda se deu em face de repetidos e freqüentes abastecimentos no mercado internacional, a preços sujeitos às flutuações sazonais das cotações e aos custos dos fretes, o que reduzia a rentabilidade global do negócio.

O projeto de expansão da refinaria da Scanraff (*Skandinaviska Raffinaderi AB*), localizada na costa oeste da Suécia, prevê a construção de uma caverna subterrânea refrigerada para armazenamento de gás propileno (ITA, 2002).

Conforme Assis (2005), os projetos recordes de obras subterrâneas no mundo são:

- Referentes a túneis de transporte:
 - túnel metroviário: 37,9 km no Metrô de Moscou, Rússia;
 - túnel ferroviário (*Seikan*): 53,9 km no Japão (100 m abaixo do fundo do mar);
 - túnel rodoviário (*Laerthal*): 24,5 km na Noruega;
 - túnel hidroviário (*Rove*): 7,1 km no canal de Marselha, França.
- Referentes a obras de adução e armazenamento:
 - adução de água: 82,9 km nos rios *Orange* e *Fish*, África do Sul;
 - esgoto: 211 km em Chicago, EUA;
 - caverna: 1.000.000 m³ (Caverna *Henriksdal*) para armazenamento de resíduos em Estocolmo, Suécia;
 - poços: 3.500 m de profundidade em mina de ouro, África do Sul.

Nos centros urbanos densamente povoados, a carência de espaço de superfície e a crescente demanda por infra-estrutura atuam como fatores indutores do planejamento e implantação de obras subterrâneas. Estas demandas vão ao encontro das diretrizes da Era Ambiental, em que as populações cada vez mais exigem qualidade de vida e, portanto, liberação do espaço de superfície tornando os meios urbanos em locais mais agradáveis e confortáveis de se viver. Segundo Sellberg (1996), o uso preferencial do subsolo abre espaços nas cidades para lojas, centros de compras (*shopping centers*), áreas de trabalho, atividades recreativas, culturais e abrigos, além da criação de áreas para pedestres seguras e silenciosas e aumento de áreas verdes. Muitas vezes, a utilização do espaço subterrâneo é a única solução tecnicamente viável para o ambiente em questão (Godard & Sterling, 1995). Conforme Assis (2005), a Figura 3.8 ilustra as demandas atuais do espaço urbano.

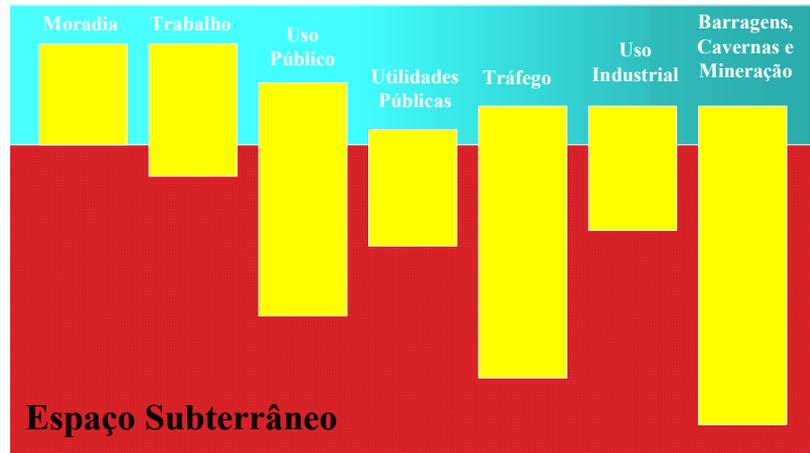


Figura 3.8 – Demanda do espaço urbano (Assis, 2005).

3.4 OCUPAÇÃO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO URBANO

Na maioria dos casos, o uso do espaço subterrâneo é o produto da carência do espaço de superfície. No subterrâneo pode-se construir onde é impossível dispor da superfície, seja por falta de espaço, seja pela degradação da superfície pelas obras que, conseqüentemente, não são aceitas pela sociedade. Noutros casos, é desejável que as obras sejam prioritariamente localizadas no subterrâneo, como por exemplo: utilidades públicas, estocagem de resíduos, estacionamentos ou transporte de massa.

Os espaços subterrâneos compreendem as vias e os logradouros públicos, incluindo suas praças, os espaços aéreos e subterrâneo, contemplando pontes, passarelas, passagens túneis e outras obras de arte. Estes bens são de domínio público, para uso exclusivo e indiscriminado do povo, em que prevalece o interesse público sobre o particular e específico. A gestão destes bens é de responsabilidade do poder público municipal, a quem cabe administrativamente a destinação do uso e o gozo de bens, atividades e direitos individuais, em benefício da coletividade ou do próprio Estado (Masi et al., 1995).

Assis & Farias (1998) citam que não devem ser negligenciadas as vantagens indiretas de estruturas subterrâneas nas cidades, especialmente aquelas relacionadas ao transporte de massa. Destas destacam-se a segurança, conforto e economia no tempo de viagem. A decisão final na construção de uma obra na superfície em vez de uma subterrânea não deve levar em consideração somente o custo absoluto de construção, mas também os aspectos de manutenção em longo prazo, economia de energia, custo com desapropriações e prioridade do espaço de superfície.

Segundo Fontoura (1995), um planejamento rigoroso das condições de utilização do subsolo, das condições topográficas, geológico-geotécnicas e culturais, deve preceder o projeto e a implantação de obras subterrâneas. Neste tocante, torna-se imprescindível o conhecimento das características do subsolo, as quais servirão de subsídio para a definição da solução mais adequada para o processo construtivo.

A maioria das obras urbanas planejadas refere-se aos sistemas de metrô e de utilidades públicas (sistemas subterrâneos para a adução de água e esgoto). A tendência mundial é de expansão dos sistemas de metrô integrados com centros comerciais. Segundo Godard & Sterling (1998), um sistema de transporte eficiente é uma vantagem para o desenvolvimento econômico de uma cidade. Ele cita que, ao redor do mundo, 80 cidades possuem um sistema de metrô tradicional, totalizando aproximadamente 270 linhas perfazendo uma extensão total de cerca de 4.700 km, com 4.300 estações. Destaca ainda que a taxa de crescimento destes sistemas metroviários é sustentada por aproximadamente 160 km de linhas e 175 estações que, em média, estavam sendo construídas a cada ano.

Conforme Fontoura (1995), a tendência internacional atualmente está direcionada para a sistematização da obtenção de dados, na disponibilidade de sistemas para armazenamento, consultas e interpretações das características do subsolo, a fim de subsidiarem as decisões técnicas e políticas para o uso do espaço subterrâneo.

Visando a apresentar subsídios para o planejamento e mapeamento do espaço subterrâneo, a *International Tunnelling Association* (ITA, 2000) realizou um levantamento em que apresenta a preocupação atual com o monitoramento dos níveis d'água, proteção do meio ambiente e de patrimônios históricos, com o desenvolvimento de técnicas para cadastramento das estruturas subterrâneas e com o mapeamento das diferentes condições geológicas do subsolo. Deste levantamento também se evidenciou a carência de planejamentos para obras subterrâneas e a deficiência de regularização destes pelos órgãos governamentais.

Em que pese à incipiente aplicação destes critérios, a partir da década de 80 começaram a surgir estudos visando a uma ocupação adequada do subsolo, especialmente por parte dos governos de países desenvolvidos. Segundo Sellberg (1996), os países escandinavos foram os que mais evoluíram nestes estudos. Na Suécia, cidades com mais de 50.000 habitantes já iniciaram seu processo de planejamento subterrâneo.

Talamini Neto (2001) descreve resumidamente os aspectos a serem considerados para um adequado uso do espaço subterrâneo:

- Uso e ocupação do espaço superficial;
- Definição dos locais adequados para acesso ao subsolo;
- Levantamento das obras subterrâneas existentes, tais como túneis, fundações, tubulações e galerias de redes públicas (água, esgoto, telefonia, elétrica);
- Distribuição espacial e conhecimento das características geotécnicas do subsolo.

De todos estes aspectos, o mais importante, certamente, é o conhecimento da geologia do subsolo para o planejamento das obras subterrâneas. Uma adequada campanha de investigações geotécnicas é condição determinante na escolha do local da obra e do método construtivo que, conseqüentemente, influem no custo total do empreendimento.

3.5 INVESTIGAÇÕES PARA OBRAS SUBTERRÂNEAS

Parker (2004a) cita que a geologia afeta intensamente quase todas as decisões no planejamento, projeto e construção de um túnel, determinando o custo e o comportamento final da estrutura. O conhecimento da geologia permite, entre outros, correlacionar metodologias construtivas de túneis, tipos de terrenos e históricos de casos. Para Maffei et al. (2004), nos perfis geológico-geotécnicos elaborados para obras de túneis deveria constar, além da descrição e dos índices de resistência à penetração dos solos encontrados, a identificação dos aspectos relevantes da geologia local e dos fatores importantes para o projeto e a execução dos túneis. Neste tocante, destaca-se a importância do papel da geologia de engenharia como condicionante nas fases de investigação para previsão de problemas futuros que possam ocorrer na obra de escavação e, conseqüentemente, do desempenho de túneis.

Em face das incertezas e riscos inerentes em projetos de obras subterrâneas, quanto mais cedo for obtido o conhecimento da geologia (e das características geotécnicas do subsolo) do local de implantação de uma obra subterrânea, melhor o potencial de otimização das estruturas e maior a redução dos custos. Parker (2004a) afirma que numerosos casos de projetos de túneis foram beneficiados pela mudança radical do traçado como resultado das investigações geotécnicas. Ressalta-se que no caso de metrô nem sempre esta mudança é viável, visto que estes são projetados como solução para o tráfego em áreas urbanas já consolidadas, por onde obrigatoriamente o traçado deve passar.

Um exemplo de mudança de traçado durante a construção, devido a um colapso, encontra-se apresentado em Maffei et al. (2004). Trata-se de um túnel que foi construído na

cidade de São Paulo, pela Eletropaulo, com 5,4 km de extensão e que ao atingir a região do Cambuci estava sendo escavado em uma camada de areia, sob uma camada de argila. Foram tomadas todas as medidas construtivas para o avanço seguro da frente de trabalho, as quais funcionavam a contento. Todavia, repentinamente houve uma ruptura de grandes proporções do lado esquerdo da escavação com afluxo de areia e água para dentro do túnel. Destaca-se que, segundo Maffei et al. (2004), todos os serviços que ocupavam a superfície, tais como a execução de sondagens e o rebaixamento do lençol freático, somente foram realizados do lado direito da rua, dada a dificuldade de serem executados também do lado esquerdo. Após a ocorrência foram realizadas investigações complementares que indicaram a ocorrência de uma região de falha ainda não identificada. Por isso, o túnel foi então deslocado para buscar a proteção sob a argila.

Conforme Talamini Neto (2001), a prática no acompanhamento da construção de túneis indica que a maior parte dos problemas nas escavações são decorrentes da carência de informações dos condicionantes geológicos que não foram previstos antecipadamente. Conforme Mangolim Filho & Ojima (1995), em túneis urbanos, as incertezas geológico-geotécnicas deverão ser minimizadas sob pena de causarem sérios riscos para a sociedade, tais como recalques que afetem as edificações vizinhas às obras, redes de utilidades públicas e o sistema viário superficial.

Deere et al. (1974) citam que condições geológicas adversas dificultam o planejamento de uma obra, mesmo quando identificadas antecipadamente. Nos casos em que estas condições são encontradas tardiamente, durante o andamento das obras, originam atrasos nos cronogramas construtivos, reduzem o fator de segurança e elevam os custos finais do empreendimento.

Para Mangolim Filho & Ojima (1995), a conceituação geológica e não a geométrica deve ser a base para o planejamento das investigações geológico-geotécnicas. Constantes ajustes do modelo geológico, com base nos dados obtidos naquelas investigações, devem ser feitos para prever o comportamento do maciço que poderá influenciar o projeto e como ele responderá às modificações impostas pela obra.

Segundo Parker (2004a), atualmente não há padrão aceitável para a quantidade, espaçamento e profundidades das sondagens, o que é controverso. Cada projeto deve ser avaliado de acordo com suas características. O custo de investigações geotécnicas reportado na literatura geralmente varia de 0,5 a 3% do custo total dos empreendimentos, embora já tenham sido registrados até 8% em alguns deles.

Em 1984, segundo Parker (2004a), foram realizados estudos nos Estados Unidos para determinar se um aumento das campanhas de investigações geotécnicas resultaria em uma redução no custo de obras de túneis. Este estudo fundamentou-se no fato de que pagamentos de indenizações (*claims*) aos construtores atingiram valores próximos a 12% do custo original dos projetos; alguns chegaram a 50% sobre o custo estimado pelos engenheiros.

Os métodos de investigações em áreas urbanizadas muitas vezes são insuficientes, seja por trazerem transtornos às populações das cidades, seja por economia de custos. Saber escolher os métodos mais adequados à obtenção dos dados geológico-geotécnicos é um desafio para os projetistas de obras subterrâneas urbanas. Certamente, os métodos indiretos, muitos deles imprescindíveis para o projeto, são os de menor custo e a tendência é de que os países desenvolvidos têm, preferencialmente, adotado os referidos métodos indiretos.

Conforme Mangolim Filho & Ojima (1995), os métodos de investigação, diretos e indiretos são apresentados a seguir.

Os métodos indiretos constituem-se de:

- Pesquisa bibliográfica (levantamento de dados disponíveis);
- Mapeamento geomorfológico;
- Mapeamento geológico;
- Aerofotointerpretação;
- Mapeamento geológico-geotécnico;
- Sondagens geofísicas.

Os métodos diretos, que permitem acesso ao material investigado, são:

- Sondagens mecânicas;
- Ensaios geotécnicos *in situ*;
- Poços e túneis piloto.

Dentre estes métodos, Mangolim Filho & Ojima (1995) destacam a importância das sondagens à percussão com ensaios de penetração, tipo SPT (*Standard Penetration Test*), em áreas com dados disponíveis historiados em obras; tais investigações fornecem informações preliminares adequadas a um projeto de túneis. Destacam ainda a importância da obtenção de dados hidrogeológicos, já que estes, juntamente com as condições geológicas, são fatores determinantes no grau de dificuldade e custo de uma obra subterrânea. As condições d'água constituem fatores intervenientes na escolha dos métodos construtivos e do revestimento final dos túneis. Tais condições são controladas pela geologia (litologia, estratigrafia, estruturas etc.), pela recarga e relevo. Em áreas intensamente urbanizadas, a ocupação humana altera os

processos de recarga e modifica as características hidrogeológicas (Mangolim Filho & Ojima, 1995).

Além dos ensaios de penetração, tipo SPT, em caráter preliminar, outros ensaios geotécnicos de campo são importantes em obras subterrâneas. Dentre eles, destacam-se:

- Ensaios de Cone (CPT) e Piezocone (CPTU) que têm sido caracterizados internacionalmente como uma das ferramentas mais importantes de prospecção geotécnica. Os resultados podem ser utilizados para a determinação estratigráfica de perfis de solos, para a determinação da variação espacial de suas propriedades mecânicas, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações (Schnaid, 2000);
- Ensaio Pressiométrico que, segundo Schnaid (2000), é particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ*. A interpretação dos resultados considera, conceitualmente, a expansão de uma cavidade cilíndrica e possibilita a estimativa de parâmetros geotécnicos tais como: módulo de deformabilidade do solo, ângulo de atrito interno, ângulo de dilatância e resistência ao cisalhamento não-drenada, além do estado de tensões geostático. Este é um ensaio de considerável alcance e interesse na solução de projetos de engenharia (Schnaid, 2000);
- Ensaio de Palheta que usualmente é empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada de depósitos de argilas moles. Segundo Schnaid (2000), complementarmente, este ensaio também permite obter informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão e sobre-adensamento (OCR).

Pode-se assim resumir que as investigações geotécnicas para obras subterrâneas, especialmente de túneis urbanos, incluem os aspectos relatados por Parker (2004a), quais sejam:

- A geologia deve ter o papel predominante nas decisões de planejamento, projeto e construção de um túnel e os dados geotécnicos devem conceitualmente planejados e obtidos o mais cedo possível;
- Por se tratar de uma obra subterrânea, cercada de incertezas e riscos, cada projeto é único e as investigações geotécnicas devem levar isto em conta e não seguirem “receitas” geométricas pré-estabelecidas;
- O custo das investigações deve ser da ordem de 3% do custo total do empreendimento, diferentemente de 1% usado no passado;

- Para o caso de áreas com riscos geológicos iminentes os custos devem ser da ordem de 8% do custo total ou mais, como no caso de lixo nuclear;
- As investigações devem fornecer aos construtores as informações suficientes para que eles possam prever os equipamentos necessários a serem mobilizados.

Vale ressaltar que além dos aspectos concernentes às condições geológico-geotécnicas no planejamento de uma estrutura subterrânea é importante se ter informações seguras da localização e características das obras subterrâneas existentes, especialmente as redes públicas, de modo a se posicionar mais satisfatoriamente possível a estrutura planejada, determinar o método construtivo mais apropriado e definir as precauções que deverão ser tomadas para o desenvolvimento dos trabalhos nas vizinhanças (Godard, 2004).

3.6 BREVE CRONOLOGIA DOS METRÔS

Conforme Blanco (1995), o primeiro metrô a ser construído no mundo foi o de Londres, no Reino Unido, que iniciou as obras em 1825 e concluiu o primeiro trecho em 1842. A segunda cidade a construir um metrô foi Paris que iniciou as obras em 1889, finalizando a primeira linha em 1905. Outras foram Boston, EUA (1896-1897); Berlim, Alemanha (1896-1899); Estocolmo, Suécia (1914-1953) e Moscou, Rússia (1934-1964).

Durante a Segunda Guerra Mundial (1939-1945), quase todas as obras deste gênero foram paralisadas. Nesta fase houve muitas descobertas e desenvolvimento de equipamentos e técnicas, com finalidade estratégica bélica.

No período pós-guerra, ocorreram aprimoramentos nas técnicas de escoramento de valas a céu aberto com uso de escoras, tirantes ou paredes diafragma que foram utilizados no metrô de Milão, Itália, em 1960, e de sistemas de rebaixamento do lençol freático, baseados em ensaios de bombeamento e executados por ponteiras. As técnicas de injeções químicas foram aprimoradas com o uso de novos materiais, nas décadas de 1950 e 1960. Os equipamentos se sofisticaram e técnicas mais eficientes passaram a ser utilizadas em vários metrôs do mundo.

A partir do final da década de 1960, com o desenvolvimento de tecnologias para a construção de túneis urbanos, se intensificaram as obras de metrôs. Segundo Blanco (1995), em 1971, vinte e uma cidades alemãs iniciaram a execução de seus metrôs, com uma taxa de escavação de 20 km/ano.

No Brasil, as obras subterrâneas passaram a ser utilizadas com maior destaque a partir da década de 1960. A cidade do Rio de Janeiro foi a que mais utilizou obras subterrâneas na década de 1970, construindo inúmeros túneis rodoviários e metroviários, além dos de comunicação, água e esgotos (Blanco, 1995). Atualmente, São Paulo é a cidade que mais executa obras subterrâneas e seu metrô foi o primeiro construído no Brasil.

O Metrô de São Paulo foi iniciado em 1968 e começou a funcionar no dia 14 de setembro de 1974. Seguiu-se o Metrô do Rio de Janeiro inaugurado em outubro de 1981. O Metrô de Brasília iniciou suas obras em janeiro de 1992 e foi inaugurado em 2001. Existem ainda outras cidades no país que dispõem de metrôs, porém sem a realização de escavações subterrâneas, sendo estes apenas de superfície, como é o caso de Recife, Belo Horizonte e Teresina (Blanco, 1995).

Escavações subterrâneas

Em face da grande demanda pelo uso do espaço subterrâneo, seja para estocagem, estacionamento, transporte metroviário, utilidades públicas etc., atualmente se tem presenciado avanços nas técnicas de escavação e construção subterrâneas.

A tendência mundial é a valorização do espaço de superfície das cidades. Vários autores e instituições, como a ITA, citam que muito já tem sido feito a este respeito, mas que as ações somente terão sucesso se combinadas com um suporte grande das autoridades locais e regionais em termos de um planejamento para o uso eficiente do espaço subterrâneo e autoridades nacionais e internacionais em termos de avanço das tecnologias disponíveis.

No caso de Goiânia, o rápido processo de urbanização resultou na demanda crescente de medidas dos gestores públicos para expandir e tornar mais eficiente e menos poluente o transporte público urbano. O sistema de transporte público de massa resulta na melhor opção para a mobilidade urbana e pode reduzir a dependência crescente dos automóveis.

Desta forma, o transporte de massa subterrâneo foi considerado no Projeto Básico do Metrô de Goiânia somente em alguns pequenos trechos nobres, especialmente na zona mais urbanizada, nas regiões sul e central da cidade. Na região norte, após a passagem pelo centro de cidade, o traçado foi projetado totalmente em superfície. Cabe ressaltar que o processo de urbanização nesta região norte tem progressivamente se intensificado, haja vista o desenvolvimento do comércio na região, tal como o asfaltamento e abertura de novas ruas.

O Metrô de Goiânia terá trechos subterrâneos nas áreas da região central e sob as praças e terminal de ônibus ao longo do traçado por onde passará. Como o projeto prevê a passagem sob estes, em solo, a pequenas profundidades, o método inicialmente proposto foi o de escavação mecanizada convencional a céu aberto, conhecido pelo termo em inglês *cut-and-cover* ou vala recoberta. Provavelmente, este processo foi previsto por apresentar, uma menor relação custo x benefício para a implantação quando comparado aos outros métodos de escavação subterrânea, como túneis, por exemplo. Entretanto, o estudo deste custo x benefício

inicial deverá ser mais bem aprofundado por envolver diversas outras variáveis no processo de construção, especialmente quanto aos custos com desapropriações, aos transtornos causados à cidade com a interrupção do tráfego de pessoas e veículos e à redução, mesmo que temporária, da atividade econômica local.

Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica dos diferentes métodos construtivos de escavações subterrâneas, com ênfase ao método convencional a céu aberto, já que foi o método construtivo considerado no Projeto Básico do Metrô de Goiânia. O método de escavação convencional, com base nos princípios do NATM, também será enfatizado, visto que esta técnica poderá vir a ser considerada em alguns trechos do traçado.

4.1 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Segundo Assis (2001), os principais métodos construtivos aplicados a túneis urbanos podem ser divididos em categorias, a saber: vala recoberta, mini-túneis, método da escavação seqüencial (filosofia NATM), escavação mecanizada através de tuneladora (TBM) e escavação a fogo.

A decisão fundamental em qualquer obra subterrânea é se ela será executada a partir da superfície (vala recoberta) ou por um método tuneleiro (mini-túneis, TBM, a fogo ou NATM). De acordo com Assis (2001), no passado esta escolha recaía mais freqüentemente para o método de vala recoberta, meramente por razões de custo. Mais recentemente este quadro tem-se invertido principalmente nos meios urbanos intensamente povoados, dadas as interferências danosas, prejuízos e impactos ambientais durante a construção.

As sociedades civis e as populações das cidades têm sido bem mais exigentes do que no passado. Isto tem efetivado esta tendência recente em direção aos métodos tuneleiros. Assis (2001) ilustra este fato destacando as obras das Linhas 1 e 3 do Metrô de São Paulo, construídas na década de 70. Cita que estas obras tinham, pelo menos, 80% de suas obras subterrâneas executadas pela metodologia de vala recoberta. Já para a Linha 2, construída nos anos 80, e a Linha 4, em fase de licitação em 2001, o percentual anteriormente citado se inverteu. Pelo menos 80% das obras subterrâneas destas linhas eram construídas por métodos tuneleiros (Assis, 2001). A Figura 4.1 apresenta a evolução dos métodos construtivos durante a obra do Metrô de São Paulo.

Outra citação de Assis (2001) refere-se à construção do Metrô do Cairo, onde cada quilômetro construído por vala recoberta exigiu cerca de 400 km de relocações de

interferências, tais como redes de água, esgoto, telefone etc. Este problema de grandes interferências também foi verificado durante a construção do Metrô de Brasília, onde a diferença entre o custo do método de vala recoberta e tuneleiro foi de duas vezes: US\$ 45.000/m para escavação a céu aberto contra US\$ 23.000/m de túnel (Assis, 2001).

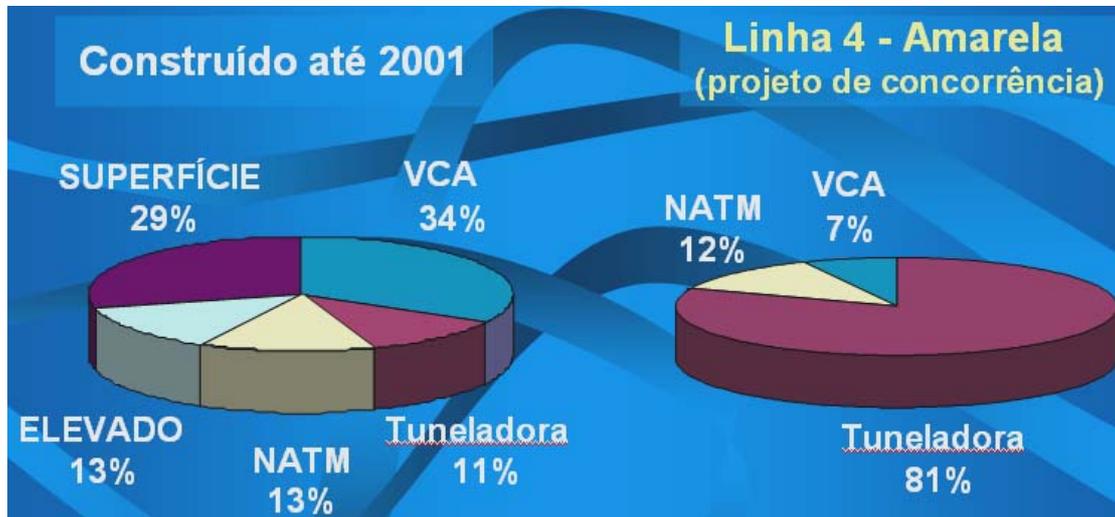


Figura 4.1 - Evolução dos métodos construtivos no Metrô de São Paulo (Assis, 2005).

4.2 TIPOS DE ESCAVAÇÃO

4.2.1 Escavação a fogo

Segundo Moraes Jr. (1999), os explosivos a base de pólvora foram empregados pela primeira vez em obras civis, no desmonte da face de escavação, em 1679. Com o advento da Revolução Industrial houve uma rápida evolução dos métodos de escavação, em face da demanda crescente por ferrovias. A introdução da dinamite nas escavações subterrâneas ocorreu em 1864.

As escavações subterrâneas em rocha ainda são predominantemente executadas a fogo. De uma maneira geral estas escavações ocorrem de forma lenta, dado aos processos executivos que englobam ciclos de (a) perfurações da rocha conforme planos de fogo; (b) carregamento de explosivos; (c) desmonte de rocha; e (c) tratamentos eventuais ou sistemáticos do maciço.

A produção de avanço deste método depende fundamentalmente da velocidade de perfuração e da potência do explosivo. Nos dias atuais ambos têm sofrido avanços significativos, seja na fabricação de perfuratrizes mais eficazes, seja na substituição dos

explosivos convencionais (dinamite e similares) por explosivos plásticos (*slurry explosives*), os quais têm custo ligeiramente superior aos anteriores, mas que compensam na composição do custo final devido ao sistema de carregamento mais eficaz e à redução da emissão de fumaças e poeiras tóxicas, o que produz economia no sistema de ventilação e melhora das condições ambientais dentro dos túneis. Isto tudo proporciona um menor custo final na medida em que há redução do tempo de ciclo entre detonações.

4.2.2 Escavação mecanizada

A escavação mecanizada atualmente é dominada pela utilização de tuneladoras (TBMs), onde a face do túnel é escavada de forma plena. Atualmente há duas categorias principais: TBM para maciços rochosos e TBM para maciços pouco competentes.

As TBMs de rocha são mais robustas, com diâmetros de até 12,50 m (Assis, 2001) e utilizadas para maciço de média a alta resistência e com boas condições de estabilidade (Figura 4.2). Os condicionantes importantes deste método são a geologia que pode às vezes não ser favorável e a pouca flexibilidade deste método com relação às eventuais mudanças na geometria do túnel. Em que pesem aos referidos condicionantes, as tuneladoras apresentam muitas vantagens, dentre elas estão as maiores condições de segurança da obra, o favorecimento das atividades laborais, as superfícies mais regulares e de melhor qualidade, os maiores avanços da escavação e a redução das sobre-escavações que, em geral, aumentam os custos dos revestimentos dos túneis, além de aumentarem as perdas de carga em túneis hidráulicos.

Quando comparados com a metodologia anterior de escavação a fogo, as TBMs ainda têm a vantagem de não induzirem vibrações no maciço rochoso que, às vezes, podem ser danosas para a obra e para as estruturas vizinhas.

Concernente às TBMs para maciços de solos, a tecnologia atual de controle da pressão na face escavada foi um avanço significativo. Estas máquinas tuneladoras têm dominado predominantemente o presente estado da tecnologia de túneis rasos escavados em solos e em meios urbanos (Assis, 2001). Segundo este autor, tais máquinas podem ser divididas em três tipos principais:

- TBM com pressão de face balanceada (EPB);
- TBM com bentonita na face (BS);
- TBM com ar comprimido na face (CA).



Figura 4.2 – Tuneladora para perfuração em maciços rochosos (Assis, 2005).

As primeiras a serem desenvolvidas foram as TBMs tipo CA, que atualmente são pouco utilizadas por problemas operacionais e condições insalubres de trabalho no campo. Os demais tipos (EPB e BS) são preferíveis em relação aos outros métodos sem proteção da couraça (*shields*), especialmente em túneis urbanos nos quais importam muito os deslocamentos induzidos pela escavação na superfície, já que aqueles oferecem um melhor controle da escavação do maciço (Assis, 2001).

4.2.3 Método da escavação seqüencial

Na década de 30, Rabcewicz iniciou o desenvolvimento de um novo método de escavação, utilizado pela primeira vez na construção do túnel de Lodano-Mosagno, em 1950. Este processo foi conhecido, inicialmente, como *New Austrian Tunnelling Method* – NATM (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) e foi oficializado em 1957. Ele foi idealizado para a escavação de túneis em rochas brandas. O método conduz a uma

estabilização do maciço com a redistribuição de tensões de forma controlada, reduzindo as tensões máximas induzidas. Modernamente, ele foi estendido para solos, sendo chamado de Método de Escavação Sequencial (Foá, 2005).

Segundo Lobato et al. (2005), a primeira utilização urbana de NATM em solo ocorreu em 1969, em Frankfurt. Conforme IE (2003), a introdução do método NATM para abertura de túneis subterrâneos, no Brasil, ocorreu no projeto da pista ascendente da Rodovia dos Imigrantes na década de 70.

O objetivo principal deste método é a estabilização da escavação por meio da instalação progressiva de sistemas de suportes (concreto projetado, cambotas e/ou chumbadores) com o monitoramento sistemático dos deslocamentos até que se estabilizem. Caso se constate uma tendência de instabilização, executa-se uma nova fase de suporte. Aí reside a filosofia do método: otimização do sistema de suporte por meio do aproveitamento da capacidade de auto-sustentação do maciço, o que exige uma instrumentação ativa durante todo o processo construtivo.

Embora as TBMs apresentem maiores vantagens de utilização, em face dos aspectos anteriormente mencionados e por serem utilizadas competitivamente em muitas obras subterrâneas, a mudança de geometria (tamanho e forma) dos túneis e das condições geológico-geotécnicas dos maciços podem acarretar atrasos indesejáveis nos cronogramas das referidas obras.

O método da escavação sequencial, baseado na filosofia NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), apresenta flexibilidade para as diversas obras subterrâneas que apresentem estas mudanças. Embora o termo NATM tenha a tendência de cair em desuso, seja porque os princípios já não são tão novos (já havia sido utilizado na época das ferrovias, no século XIX, como citado no capítulo 3 desta dissertação), seja porque não é exclusividade de túneis austríacos, já que reflete a prática corrente de escavação na Europa e não somente na Áustria, ele será aqui adotado como conceito para indicar a metodologia de escavação sequencial.

4.2.3.1 Conceitos teóricos

Antigamente assumia-se que ao escavar um túnel, ele estava sujeito a uma pressão ($\gamma.h$) correspondente a altura do solo/rocha sobreposta. Em face da escavação, a estrutura tenderia a fechar-se para não entrar em colapso e, por isso, necessitava de um sistema de suporte equivalente ao carregamento inverso que neutralizasse o fechamento. Assim, para re-

equilibrar as tensões era necessária a aplicação de um robusto sistema de suporte, extremamente pesado, que muitas vezes rompia-se em decorrência da ação de cargas provenientes dos deslocamentos sofridos pelo maciço. Esta filosofia era adotada nos métodos clássicos de abertura de túneis, que por serem empíricos, preocupavam-se em não permitir quaisquer deformações do maciço após a escavação. Por isso, nestes métodos instalava-se, logo após a face de trabalho, os sistemas de escoramento que, apesar de extremamente pesados, muitas vezes rompiam-se em decorrência da ação de cargas originadas pelos deslocamentos sofridos pelo maciço.

Sabe-se que ao redor das paredes do túnel há condições de tensões muito desfavoráveis. A tensão radial, em alguns casos, chega a zero, contudo a tensão de cisalhamento cresce muito aumentando o tamanho do tensor de tensões e pode até causar rupturas. A convergência pode estabilizar se o nível de tensões for mais baixo quando comparado com a resistência do maciço. Caso esta resistência seja atingida, o túnel entrará em colapso.

Atualmente, a filosofia do método parte do princípio de que ao escavar o túnel deixa-se o maciço deformar, já que toda vez que ele se deforma, parte da energia acumulada pelas tensões geradas pela escavação realiza trabalho ao convergir. Ao realizar trabalho, esta tensão perde capacidade de gerar novos deslocamentos. Assim, permite-se o fechamento parcial do maciço que irá produzir a dissipação da energia provocada pelas tensões e quando restar somente um pouco tempo antes da ruptura, aplica-se, então, o sistema de suporte para estabilizar a escavação. Tal suporte, aplicado neste instante, não serve para inibir as deformações, mas sim para conviver com a relaxação.

A auto-sustentação reside em trabalhar com a resistência do maciço. Se for necessário aplica-se o sistema de suporte somente se a rocha não suportar as tensões e causar trincas que acarretem a instabilidade do maciço. Desta forma, o sistema de suporte é mera consequência do meio escavado.

Ressalta-se que o mérito atual do NATM foi a obrigatoriedade de instrumentação dos túneis para monitorar a escavação e para indicar se a deformação caminha no sentido da estabilização ou da ruptura do maciço. A instrumentação define se a continuidade da escavação será feita da mesma forma ou se acarretará mudanças, tal como o reforço no sistema de suporte. Na escavação de um túnel, a instrumentação é ativa, já que é instalada na fase construtiva e são feitas leituras durante todo o período da obra, servindo como base para a tomada de decisões imediatas.

4.2.3.2 Princípios do método

O NATM é uma maneira eficiente para a construção de túneis. É denominada de escavação seqüencial porque, basicamente, logo após a escavação do maciço instala-se a estrutura de suporte, geralmente em concreto projetado, e complementa-se, quando necessário, por instalação de tirantes. Estes sistemas de suporte são instalados para garantir certos níveis de deslocamentos admissíveis ou para prevenir a ruptura do maciço.

Parece, à primeira vista, uma metodologia simples, contudo nela estão embutidos muitos conceitos fundamentais. O princípio mais importante do NATM é dimensionar a estrutura que suporta o maciço, de tal maneira a obter um equilíbrio permanente (Rabcewicz, 1979). Golser (1996) destaca o reconhecimento de que o verdadeiro material de suporte é o maciço; o revestimento desempenha apenas o papel de uma superfície auxiliar. Isto indica que o NATM busca caminhos adequados para tirar proveito, tanto quanto possível, da capacidade de sustentação do maciço.

O NATM foi inicialmente desenvolvido por Rabcewicz e patenteado em 1948 (Golser, 1996); teve uma evolução significativa na Europa entre o final da década de 50 e a primeira metade da década de 60. Conforme Assis (2001), o método se baseia em três princípios básicos, a saber:

- Permitir a deformação do maciço para redistribuir as tensões, logo o maciço passa a ser o principal elemento estrutural do túnel. Este princípio engloba a redução dos danos ao maciço; utiliza a capacidade de suporte do maciço para mobilizar o efeito arco (permitindo deformação) e previne deformações excessivas impedindo o afrouxamento do maciço;
- Caso haja risco de ruptura ou deslocamentos que não sejam admissíveis, instala-se um sistema de suporte ótimo, incluindo tipo, procedimento e tempo de instalação, rigidez e carga limite. Neste caso, para ser mobilizado, o anel do suporte deve estar fechado e o sistema de suporte deve estar em contato com o maciço. O tipo mais comum normalmente inclui o concreto projetado devido à sua flexibilidade⁵ e porque fornece um contato mais adequado com o maciço do que as cambotas metálicas. Ressalta-se que quando não há um perfeito contato entre o maciço e o suporte, ocorrerá um afrouxamento do terreno com conseqüente acréscimo de tensões sobre o suporte que, freqüentemente, entrará em colapso;

⁵ No Brasil, o concreto projetado é utilizado desde 1950 em pequenos trabalhos de estabilização de taludes e reparo em estruturas de concreto. Na década de 60 foi utilizado na construção da Usina Hidrelétrica de Furnas, localizada no curso médio do rio Grande, MG.

- Instalação de um sistema de instrumentação em túneis pilotos para o controle ativo durante a construção, visando permitir eventuais mudanças de projeto ou de procedimentos construtivos para adequação do controle de deslocamento do maciço. Aqui, a instrumentação avaliará o tempo de auto-sustentação e permitirá selecionar e calibrar o método de escavação, tipo de suporte e tempo de instalação, além de dimensionar a estrutura final do túnel e avaliar a segurança.

Desta forma, a concepção do NATM sugere a utilização de um suporte otimizado, que deve possuir uma determinada flexibilidade bem como ser instalado no momento oportuno. Atualmente, procura-se determinar o tempo ideal de instalação do suporte, uma vez que, caso a mobilização de sua capacidade se dê tardiamente, ultrapassando o tempo de auto-sustentação do maciço, ocorrerá o colapso. Caso o suporte seja instalado precocemente, o alívio de tensões no maciço será reduzido e, com isso, haverá necessidade de uma estrutura mais resistente e conseqüentemente mais onerosa.

Define-se como tempo de auto-sustentação do maciço (*stand-up time*) o período entre a abertura da cavidade e a ruína da mesma, sem que haja ação de qualquer agente externo. A avaliação do tipo de suporte deve considerar o tempo de auto-sustentação do maciço, a resistência requerida e o tempo de aplicação do suporte, ou seja, o tempo que o mesmo requer para adquirir a resistência prevista (Assis, 2002).

O procedimento construtivo básico do método é a parcialização da seção de escavação do túnel em diversos esquemas, em que a escavação e o sistema de suporte vão sendo conduzidos de forma seqüencial. Este princípio objetiva atender aos critérios de controle de deslocamentos do maciço, medidos por meio da instrumentação. Os principais esquemas, apresentados nas Figuras 4.3 e 4.4, incluem calota-bancada-arco invertido ou galerias laterais-calota-núcleo-bancada-arco invertido (Assis, 2001).

Vale destacar que uma escavação em solo muito rasa, a uma profundidade inferior a duas vezes o diâmetro do túnel, é complexa, já que envolve as interferências nas estruturas superficiais que, às vezes, não podem sofrer recalques. Para minimizar este efeito, o limite ideal para propiciar uma estabilização é de uma escavação à profundidade mínima equivalente a quatro vezes o diâmetro do túnel, o que encarece muito no caso das estações de metrô. No caso de túneis em solos, pode-se aumentar a capacidade de suporte reforçando o maciço, por meio de grampeamento, enfilagens cravadas, enfilagens injetadas ou *jet-grouting*.

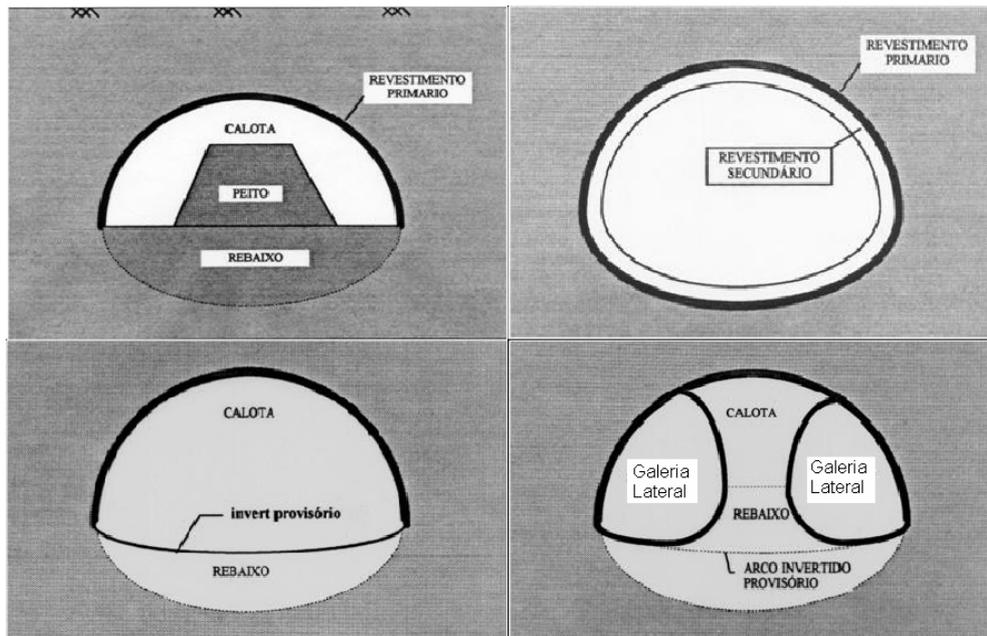


Figura 4.3 – Seções típicas do NATM (modificado – Assis, 2005).

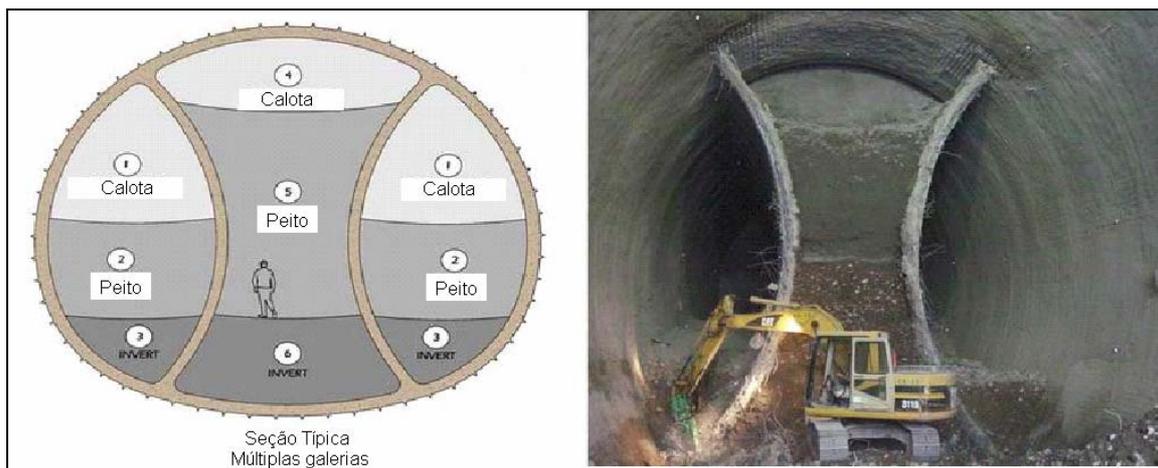


Figura 4.4 – Seção típica de NATM com múltiplas galerias (modificado – Assis, 2005).

As enfilagens são elementos auxiliares de suporte utilizados em conjunto com outros tipos de suporte e têm a função de garantir a estabilidade da abóbada da cavidade enquanto o suporte ainda não está ativado. São instaladas longitudinalmente na região da face da escavação, com pequena inclinação em relação à horizontal.

As enfilagens cravadas são, geralmente, constituídas de barras de ferro curtas aplicadas na periferia da cavidade. São utilizadas em maciços que apresentam tempo de auto-sustentação compatível com o processo construtivo. Elas mobilizam o efeito arco e as tensões da camada acima da calota são redistribuídas ao longo do arco, impedindo que cheguem ao teto do túnel.

A Figura 4.5 ilustra o esquema de construção de um “guarda-chuva” de enfilagens cravadas em solo, na calota do túnel Rupertus, Ferrovia *Österreichische Bundesbahnen* (Áustria). No lado esquerdo mostra-se o esquema de redistribuição das tensões (mini-arcos coloridos) entre as barras de ferro horizontais e no lado direito ilustra-se o processo operacional de instalação.

As enfilagens injetadas se constituem de calda de cimento injetada através de tubos instalados na abóbada e são aplicadas em maciços onde o solo é muito instável ou deformável. Nesta situação, as enfilagens têm a função de colaborar com a formação de um arco longitudinal à escavação viabilizando e tornando mais seguros os trabalhos na frente de escavação. A Figura 4.6 mostra o esquema da instalação de enfilagens injetadas, constituídas de tubos passantes instalados na abóbada do túnel sob aterro de ferrovia em operação em *Oberrieden* (Alemanha).

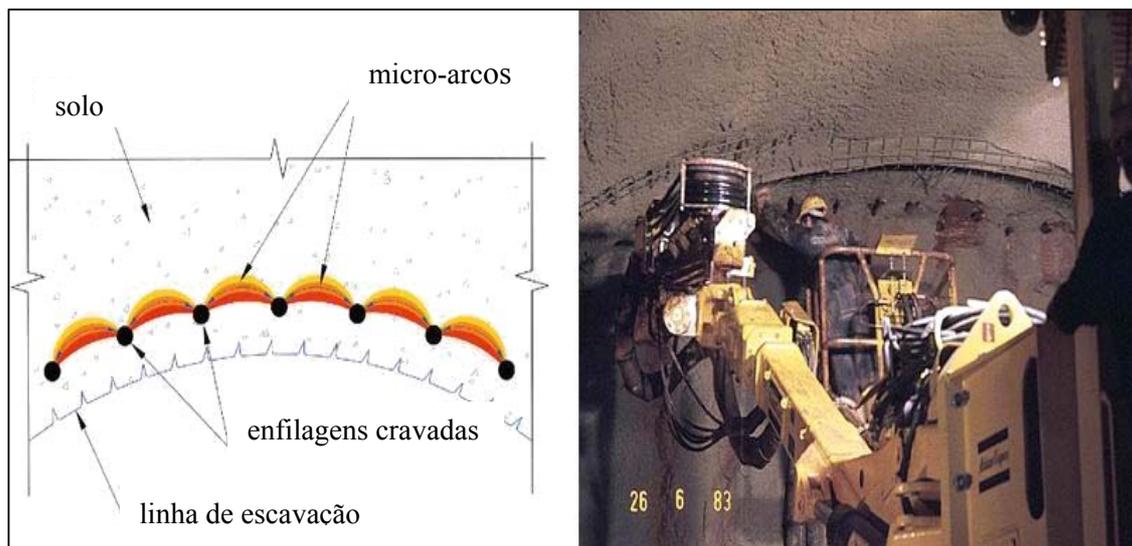


Figura 4.5 – Enfilagem no túnel Rupertus, Áustria, 1990 (modificado – Assis, 2005).

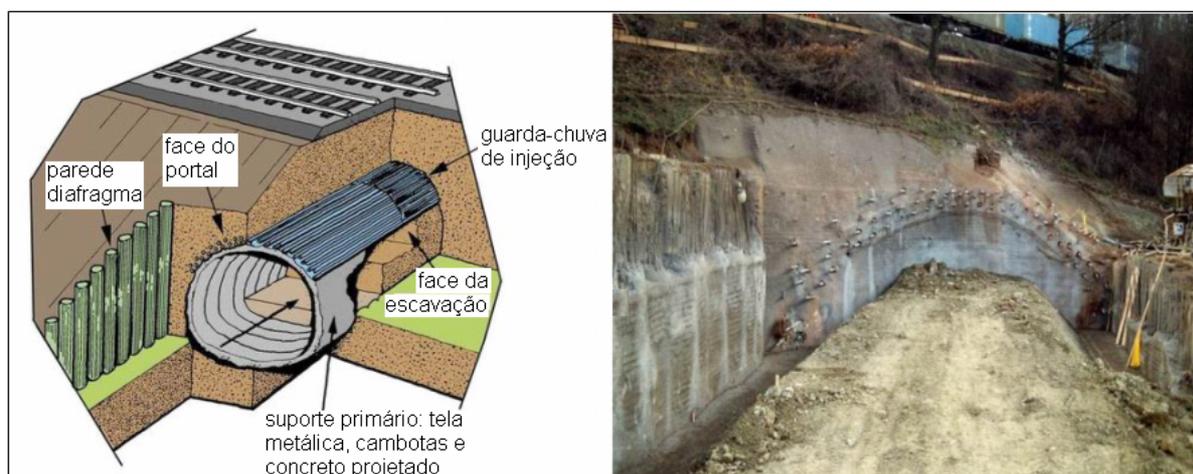


Figura 4.6 – Enfilagens injetadas passantes, Alemanha, 1990 (modificado – Assis, 2005).

4.2.4 Vala Recoberta

Este processo, também conhecido como *cut-and-cover*, consiste na abertura de grandes trincheiras ou valas de acesso, a partir da superfície, para implantação da obra subterrânea. No perímetro das valas são implantadas as estruturas de contenção e sustentação, total ou parcial, para propiciar a construção propriamente dita da estrutura da obra de forma convencional (de baixo para cima), a qual posteriormente será coberta para a liberação do espaço de superfície.

Em linhas gerais, os procedimentos são os seguintes:

- Construção de paredes laterais de contenção, escoradas ou em talude;
- Abertura de valas de grandes dimensões;
- Rebaixamento de lençol freático existente à profundidade necessária;
- Construção das estruturas definitivas, como paredes, lajes e pilares;
- Reaterro.

O problema maior desta metodologia é o transtorno causado à população no caso de ser construído em uma área densamente povoada, onde é impossível construir dadas às restrições urbanas (Figura 3.6). Como o tempo para liberação final da área é muito longo, são intensos os transtornos causados pela interferência que causa no trânsito, seja de pessoas, seja de veículos.

Concernente aos custos de construção, esta metodologia geralmente apresenta os valores mais baixos, em que pesem os transtornos à qualidade de vida das populações atingidas, em relação aos demais métodos que não causam as mesmas interferências danosas. Por isso, muitas vezes a adoção da vala recoberta pode causar tantos transtornos e prejuízos indiretos que a avaliação para a sua utilização é negativa. Peixoto & Carvalho (2006) cita o exemplo do Metrô de Brasília, onde em alguns locais o custo de construção a céu aberto foi superior ao da execução por meio da escavação seqüencial, dada à grande quantidade de interferências em infra-estruturas existentes, relocações de redes, além de escavações muito profundas a serem executadas. Em contrapartida, o autor cita também que em locais onde estas interferências não são problemáticas a vala recoberta é imbatível em relação aos demais métodos, como no caso da garagem Trianon, em São Paulo (Figuras 4.7 e 4.8).

A Figura 4.7 mostra a situação antes da obra, em que se pode visualizar a Praça Alexandre Gusmão sob a qual atravessa a linha do Metrô Paulistano. Nesta praça localizam-se o Parque Trianon e o Museu de Arte de São Paulo (ao fundo), onde são baixas as interferências construtivas. A Figura 4.8 exhibe a obra em construção a céu aberto, onde a

escavação foi, segundo Peixoto & Carvalho (2006), facilitada pelo baixo nível do lençol freático e pela construção em alguns locais de taludes sem escoramento. Os taludes com escoramento foram adotados em locais, p. ex., onde havia árvores a preservar. Outro ponto a destacar foi a preservação do coreto já existente, o qual não causou à obra uma interferência significativa a ponto de ser necessária sua remoção ou reconstrução.

Peixoto & Carvalho (2006) cita ainda que as obras subterrâneas com escavações a céu aberto têm sido também utilizadas em regiões já degradadas, onde não existem muitas interferências. Nestes locais as obras subterrâneas fazem parte de planos de revitalização, como p. ex., a Artéria Central de Boston (EUA) e a garagem da Praça de Marseille (França).

No caso de Goiânia, o Projeto Básico do Metrô prevê a metodologia construtiva da vala recoberta para os trechos subterrâneos. Como o traçado nestes locais será sob o canteiro central das avenidas por onde passará, sem passar por baixo de edificações, é possível a ocupação temporária para as escavações por meio da adoção deste método, sem grandes interferências, já que existe espaço suficiente para construir taludes apropriados com pouca interferência com as redes de serviços públicos e com as edificações.

O problema se complica nos locais a serem atravessados com presença de água ou pela necessidade de se adotar taludes muito íngremes. Nos locais com permeabilidades moderadas pode-se manter esta alternativa de vala recoberta com o auxílio do rebaixamento do lençol freático do terreno, sempre que não se produzam recalques ou efeitos prejudiciais no entorno.

De um modo geral, as soluções mais baratas são as de execução por meio da abertura de trincheiras (VCA), com freqüente uso de estruturas de contenção do tipo paredes de perfis metálicos e pranchões de madeira; paredes de estacas-pranchas de aço e paredes diafragmas. Ao contrário, as alternativas mais caras são em terrenos permeáveis, com lençol freático alto, onde se requerem cortinas contínuas de grande extensão e eventuais tratamentos do terreno (Ortiz, 1992).

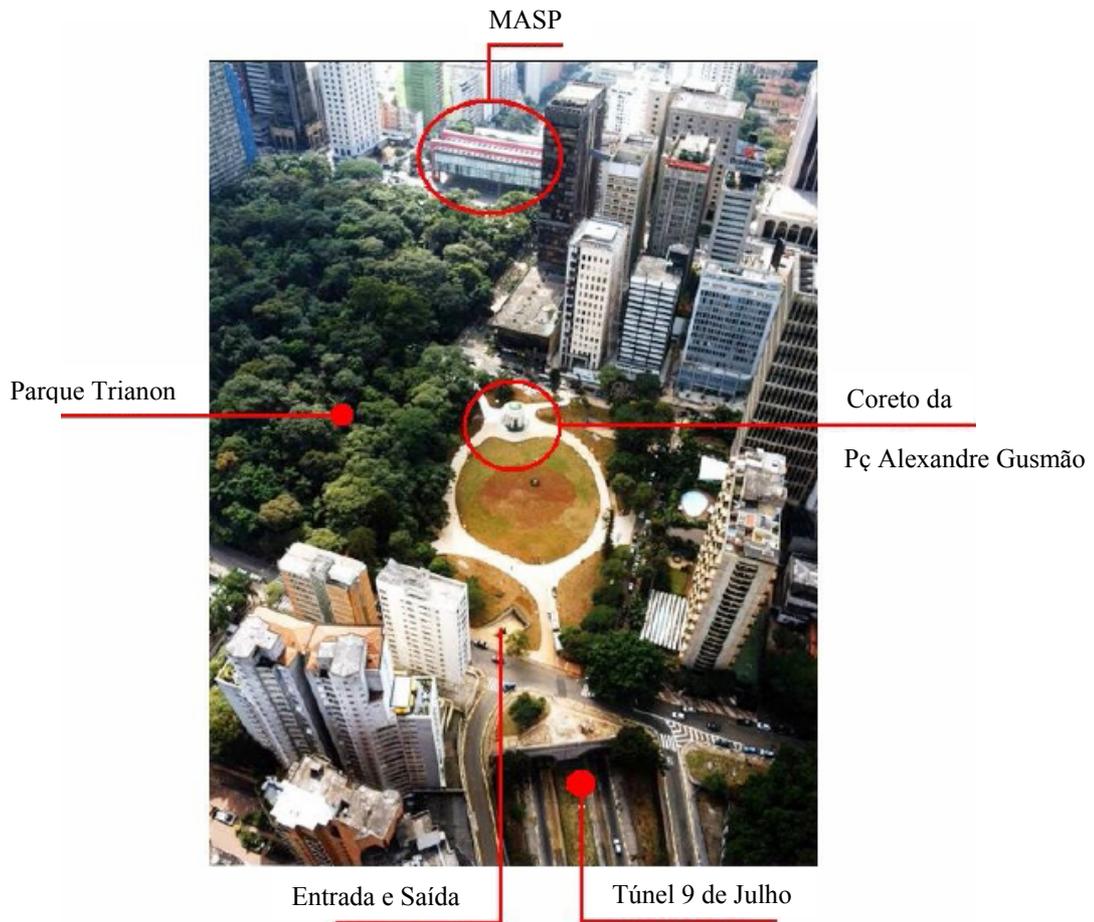


Figura 4.7 – Praça Alexandre Gusmão (modificado – Peixoto & Carvalho, 2006).



Figura 4.8 – Garagem Trianon em construção (modificado – Peixoto & Carvalho, 2006).

4.2.4.1 Tipos de Contenções

Segundo Ranzini & Negro Jr. (1996), contenção é todo elemento ou estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas no terreno que teve sua condição de equilíbrio modificada pela execução de uma escavação, um corte ou por um aterro de solo.

As estruturas de contenção podem ser muros (em alvenaria ou em concreto, de gabiões, contrafortes, atirantados), cortinas (estacas ou perfis cravados no solo, *jet-grouting*), solo reforçado (solo grampeado, terra armada) ou escoramentos (estacas-pranchas de concreto ou metálicas, paredes de perfis ou pranchões, estacas justapostas ou secantes e paredes-diafragmas).

Os registros mais antigos de obras de contenção são de muros de alvenaria de argila com aterros na região sul da Mesopotâmia (Iraque), construídos pelos povos sumerianos entre 3200 e 2800 a. C. No Brasil, as primeiras obras de contenções foram construídas em estruturas de defesa e fortificações militares edificadas no século XVII. A partir daí, com a vinda da Corte portuguesa, seu uso foi expandido para as obras portuárias e de contenções urbanas do século XVIII na Bahia e no Rio de Janeiro (Ranzini & Negro Jr., 1996).

A construção da estrutura de contenção por meio das paredes de perfis e pranchões é um processo muito econômico, o qual se inicia com a cravação de perfis metálicos (na forma “I” ou “H”) ao longo do perímetro a ser escavado (Figura 4.9), utilizando o mesmo equipamento bate-estacas adotado em obras de fundações.



Figura 4.9 – Contenção com perfis e pranchões (Peixoto & Carvalho, 2006).

O comprimento do perfil deve ser maior do que a profundidade a ser escavada e seu espaçamento normalmente é da ordem de 1,0 a 2,0 m, podendo ser reduzido em função da qualidade do solo. Após a cravação dos perfis, inicia-se a escavação em etapas. À medida que o material é retirado, instalam-se os pranchões de madeira entre os perfis. Neste caso, o empuxo do solo atua horizontalmente nos pranchões que redistribuem as cargas aos perfis.

Esta contenção somente será efetiva acima do lençol freático, ou com rebaixamento do mesmo, e em terrenos que suportem temporariamente a escavação para permitir a instalação dos pranchões de madeira. Segundo Peixoto & Carvalho (2006) esta solução é bastante econômica para solos nestas condições e com profundidades de cerca de 6,0 m.

Em Goiânia, o sistema de contenção com paredes de estacas metálicas com pranchões de madeira foi adotado na obra da implantação da Avenida Leste-Oeste. A Figura 4.10 mostra os perfis metálicos cravados no terreno e a instalação das pranchas de madeira para suporte do solo escavado. Ao final da obra os pranchões de madeira foram incorporados às estruturas definitivas constituídas de paredes de concreto (Figura 4.11).



Figura 4.10 – Estacas metálicas com pranchões de madeira, em Goiânia (Mota, 2007).



Figura 4.11 – Contenção definitiva com placas de concreto (modificado – Mota, 2007).

O sistema de estacas-pranchas é um tipo de contenção que consiste na cravação de perfis de placas de concreto armado ou de aço. As pranchas são dotadas de encaixes nas suas extremidades de modo que são cravadas sucessivamente, encaixando-se umas nas outras (Figura 4.12).



Figura 4.12 – Contenção com estacas-pranchas (Peixoto & Carvalho, 2006).

Este método é vantajoso em solos moles porque as estacas são encaixadas entre si, o que forma um paramento que retém o solo, embora não seja estanque. Dependendo da sua ficha pode ser construído abaixo do lençol freático, sem ser necessário o rebaixamento do mesmo. Uma das desvantagens é sua limitação quanto ao tamanho, o que faz com que sejam utilizadas somente em obras de pequeno porte. Para obras de grande porte, a fabricação exigiria pranchas muito robustas que dificultariam o manuseio na obra, podendo causar vibrações no solo ao redor.

A demanda cada vez maior de construções pesadas e estruturas com cargas concentradas muito elevadas e que exijam uma capacidade de carga das estacas na faixa de 3,5 a 5,0 MN, permitiu o desenvolvimento e uma constante utilização de um outro tipo de sistema de contenção nas construções civis e industriais denominado: estacas de grande diâmetro.

O conceito de estacas escavadas de grande diâmetro (comercialmente conhecidas como estacões) define as estacas com diâmetro igual ou superior a 600 mm, atingindo, em alguns casos, até 3,0 m. O uso dos estacões tem se difundido largamente pela facilidade e rapidez de execução e pela adaptabilidade a diversos tipos de terreno, bem como a pronta avaliação visual do material que é recolhido durante a escavação. Além disso, as estacas escavadas de grande diâmetro podem ser executadas em presença de lâmina d'água, o que ocorre em obras marítimas e em construção de pontes.

O processo construtivo é muito simples, econômico e se resume na execução (de maneira alternada para evitar desmoronamentos das paredes) de estacas de diferentes geometrias, em função das características dos terrenos, seguindo-se a concretagem das mesmas. Elas podem ser secantes ou justapostas, em solos menos resistentes, ou com espaçamento entre si, em solos que apresentem resistência que permite a estabilização das lamelas de solo livre entre as estacas ou engastadas em rocha.

A metodologia executiva consiste de um sistema de perfuração à rotação, com possibilidade de uso de lama bentonítica, cujo equipamento consiste de uma mesa rotativa que aciona uma haste telescópica (*kelly-bar*) que desliza através da mesa e que tem acoplada em sua extremidade inferior uma peça para escavação. Esta última depende da natureza do terreno a escavar, podendo ser um trado (*auger*) ou uma caçamba (*bucket*), para solos e rochas brandas, ou uma coroa (*coring crown*), para atravessar blocos de rocha (matacões) de pequenas dimensões. Se o projeto exigir pode-se engastar os estacões em solo de altíssima resistência ou em rocha. Neste último caso, ao atingir a rocha, o processo de escavação pode

ser trocado pela perfuração por meio do martelo de fundo, com utilização de *rock-bit* e circulação reversa de água ou lama bentonítica.

Nesta técnica, quando se atingem horizontes abaixo do lençol freático, a perfuração é executada com utilização de revestimentos metálicos (camisas) ou com lama bentonítica. Ressalta-se que a técnica de perfurações profundas desenvolveu-se graças ao emprego de lama bentonítica que tem a dupla função de garantir a estabilidade das paredes e de limpar o furo, mantendo em suspensão os detritos da desagregação do solo e evitando o uso de tubos de revestimento.

Concluída a perfuração até a profundidade de projeto para assentamento da estaca (e constatadas as condições do solo), procede-se a colocação da armadura, em gaiolas pré-fabricadas, por meio de guindaste auxiliar ou por meio do próprio guindaste da perfuratriz.

Por fim, executa-se a concretagem submersa da estaca, de baixo para cima, de forma contínua e uniforme. Este processo consiste no lançamento do concreto por gravidade através de um tubo-guia (tremonha), cuja extremidade inferior, durante a concretagem, se mantém sempre imersa no concreto. No início da concretagem, adapta-se um obturador no interior do furo para evitar a mistura da lama com o concreto e, após isto, prossegue-se com o lançamento do concreto de maneira que o peso próprio da coluna expulsa a lama, continuamente, preenchendo o furo de baixo para cima.

Esta solução com estacões de concreto armado é vantajosa porque, entre outros, permite escavar o terreno sem produzir um desconfinamento significativo do solo adjacente e sem produzir vibrações. Além disso, favorece o cronograma de obra e os custos de construção, já que, como a rigidez das estacas é grande, elas permitem um maior afastamento entre os escoramentos (tirantes ou estroncas).

Em resumo, as principais vantagens desta técnica são:

- Avaliação em tempo real das camadas atravessadas;
- Ausência de vibração, já que o processo é rotativo;
- Capacidade de carga elevada na estaca;
- Alcance a grandes profundidades (até cerca de 70 m);
- Execução em qualquer tipo de terreno, já que podem atravessar matacões com o emprego de peças especiais de perfuração;
- Possibilidade de executar estacas inclinadas;
- Possibilidade de utilização como cortina de contenção em diversas obras, especialmente, nas obras metroviárias.

A Figura 4.13 ilustra o processo executivo das estacas escavadas de grande diâmetro com emprego de lama bentonítica. Após a cura do concreto das estacas e ao adquirir resistência, o solo é escavado e as faces internas das paredes sofrem um acabamento, normalmente com concreto projetado, para evitar percolações d'água e desmoronamentos das paredes nas estacas espaçadas (Figura 4.14).

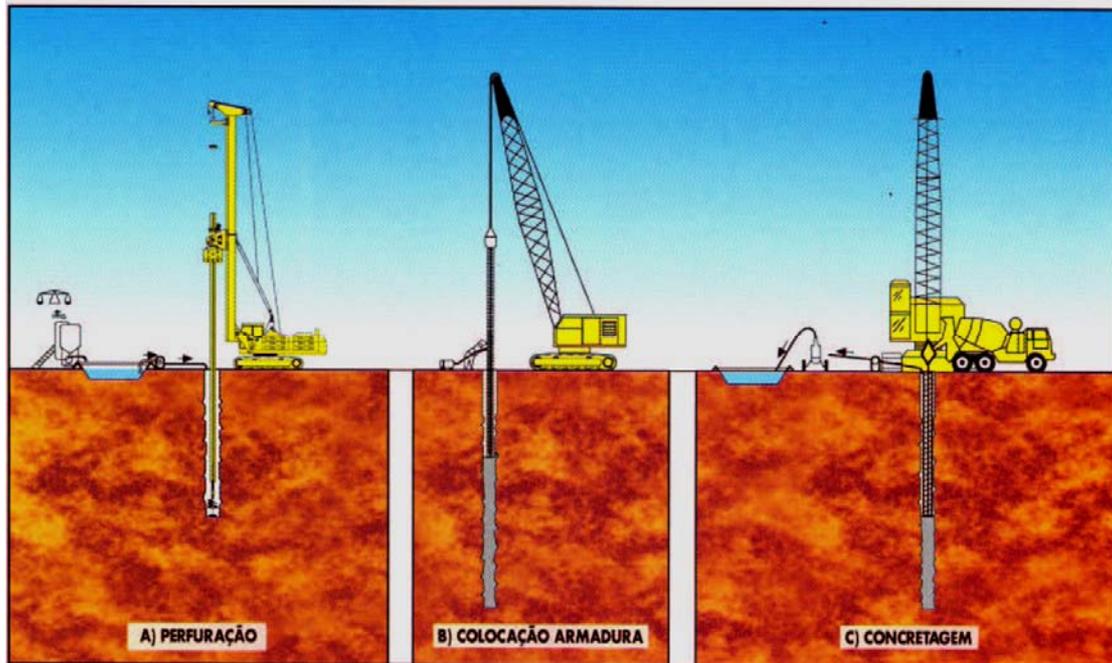


Figura 4.13 – Esquema executivo de estacas escavadas de grande diâmetro (Fundesp, 2001).



Figura 4.14 – Contenção com estacões de concreto atirantado (Peixoto & Carvalho, 2006).

Outro sistema de contenções é o executado por meio de paredes diafragma que é uma evolução da técnica de execução das estacas escavadas de grande diâmetro com utilização de lama bentonítica. Normalmente, as duas técnicas são diferenciadas, porém conceitualmente os métodos são equivalentes. De um modo geral, o conceito de parede diafragma é mais abrangente e consiste em realizar, no subsolo, um muro vertical através da escavação de sucessivas lamelas do solo – no caso dos estacões isto é feito através de perfurações prévias – e que são posteriormente concretadas *in situ* para dar sustentação às paredes que serão expostas após a remoção do solo do interior.

A Figura 4.15 mostra o esquema de construção das paredes diafragmas moldadas *in situ* e a Figura 4.16 ilustra a obra do Metrô do Rio de Janeiro durante a descida da armadura na execução da parede diafragma moldada *in situ* na estação Cardeal Arcoverde em Copacabana. Nas paredes diafragmas moldadas *in situ* (ou diafragma contínuo), as lamelas são de concreto armado, com largura variando de 1,0 a 6,0 m e espessura entre 30 e 120 cm, podendo superar profundidades de 50 m (Figura 4.17).

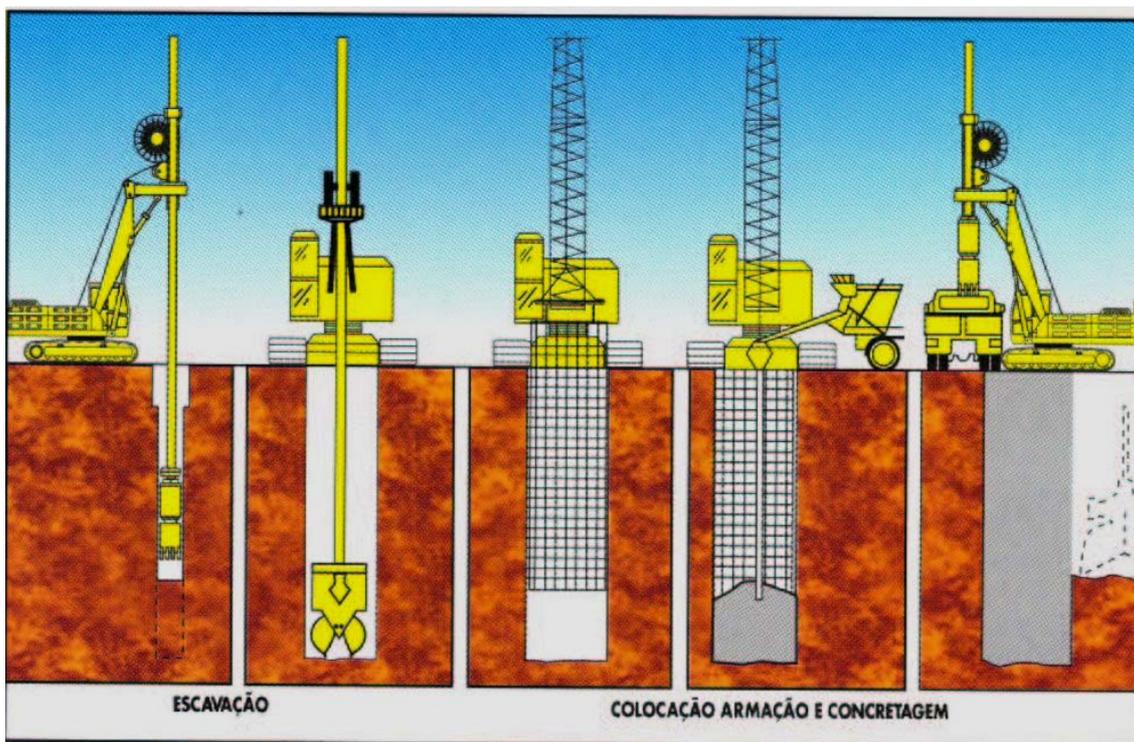


Figura 4.15 – Esquema executivo de paredes diafragmas moldadas *in situ* (Fundesp, 2001).



Figura 4.16 – Execução de parede diafragma no Metrô do Rio de Janeiro (Brasfond, 2007b).

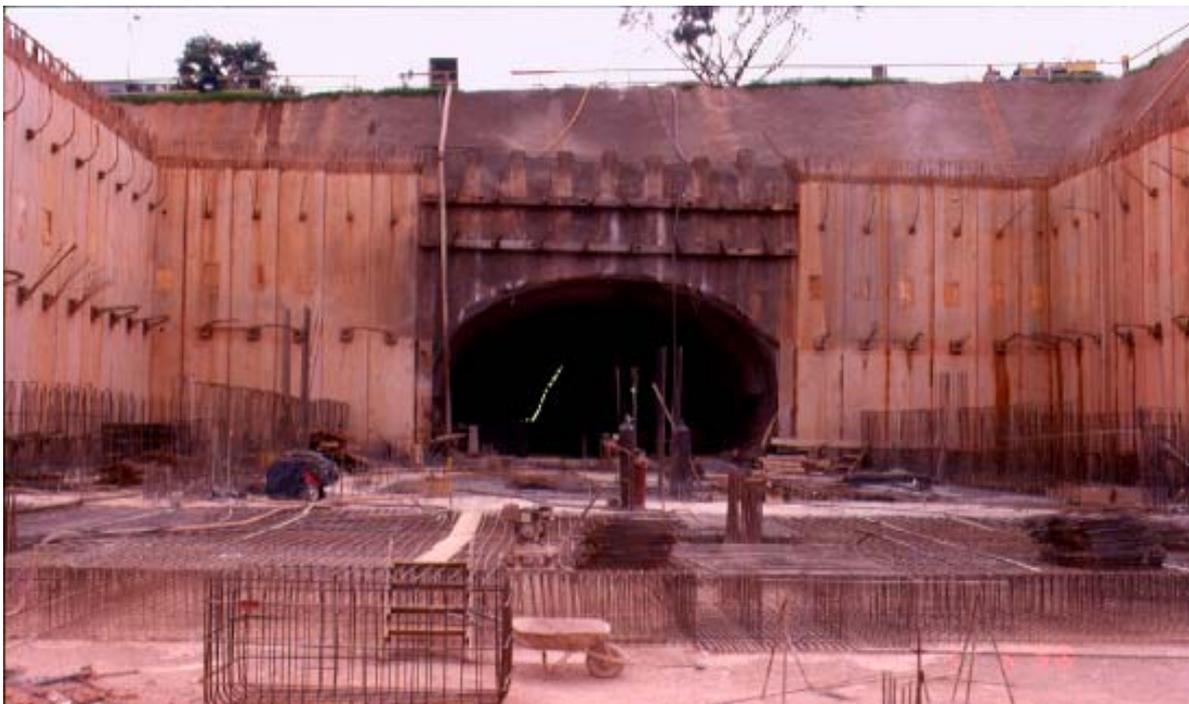


Figura 4.17 – Parede diafragma atirantada no Metrô de Brasília (Peixoto & Carvalho, 2006).

As vantagens deste sistema são:

- Facilidade de adaptação à geometria do projeto;
- Não causa vibração significativa;
- Praticamente não gera descompressão do terreno, o que evita danos nas estruturas superficiais;
- Alcança profundidades abaixo do nível d'água;
- Painéis podem ser incorporados às estruturas definitivas.

Uma das desvantagens desta técnica é a necessidade do uso de grandes volumes de lama bentonítica que, operacionalmente, exige espaços amplos no canteiro de obras para a implantação dos tanques de sedimentação para separação dos resíduos da escavação que permanecem em suspensão na lama. Outra desvantagem desta operação, em áreas urbanas com vias movimentadas, é que ela produz um problema ambiental que é o descarte da lama, além da sujeira provocada nas ruas pelo manuseio desta durante o processo de escavação.

Esta técnica de paredes diafragmas foi usada no edifício-sede da Caixa Econômica Federal em Goiânia (Figura 4.18).



Figura 4.18 – Parede diafragma atirantada, em Goiânia (Fundesp, 2001).

A Figura 4.19 ilustra a adaptação da parede diafragma moldada *in situ* à geometria do projeto, a qual foi executada com nichos para passagem de tubulação de esgoto na estação elevatória do Guarujá, SP.



Figura 4.19 – Parede diafragma com nicho para tubulação (Fundesp, 2001).

As paredes diafragmas pré-moldadas constituem uma inovação da técnica, na qual podem ser utilizados painéis de concreto armado ou protendido, produzidos em usina ou no próprio canteiro. Eles são aplicados nas trincheiras escavadas, cujos fundos são parcialmente preenchidos com concreto ou argamassa (fichas). O painel pré-moldado, além de possuir uma resistência estrutural superior a da moldada *in situ* (Brasfond, 2007b), pode-se verificar as seguintes vantagens:

- Possuem espessura menor que os moldados *in situ*;
- Perfeito acabamento da face exposta;
- Possibilidade de protensão, o que permite reduzir o peso dos painéis;
- Eliminação dos problemas de *overbreaks* do terreno que acarretam perda de concreto, especialmente nos bolsões como os gerados em argilas moles, e custos adicionais para regularização das paredes;
- Eliminação da fabricação de concreto na obra, o que reduz os custos e o perigo de atrasos no fornecimento durante a concretagem;
- Possibilidade de uso de juntas especiais de dilatação (tipo *fungerband*) que garantam a

estanqueidade da estrutura.

A fim de reduzir o peso do elemento pré-moldado, a parede pode ter a ficha concretada *in situ*. Neste caso as placas são vazadas para realizar a concretagem da ficha por dentro da placa. A Figura 4.20 apresenta o esquema de construção de parede diafragma pré-moldada e a Figura 4.21 ilustra o lançamento da placa pré-moldada no terreno. Nesta última, foi instalada uma junta de dilatação tipo *fungerband*.

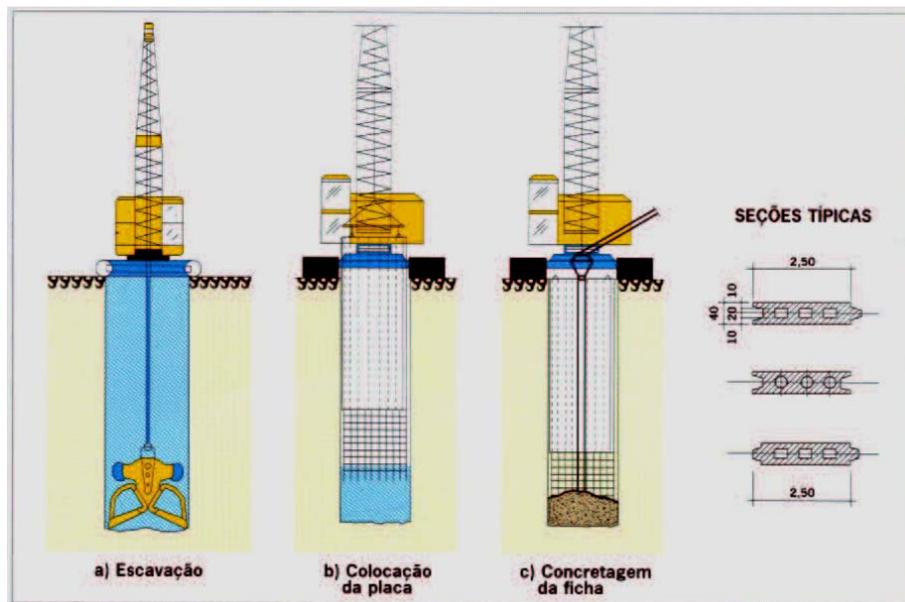


Figura 4.20 – Esquema de execução da parede diafragma pré-moldada (Brasfond, 2007b).



Figura 4.21 – Colocação da placa pré-moldada (Brasfond, 2007b).

Um dos métodos mais populares, no Brasil, para a construção de parede diafragma é o que utiliza o equipamento *clamshell*. Este pode ser dividido em mecânico (Figura 4.22); hidráulico (Figura 4.23) e hidráulico montado em haste *kelly* (Figura 4.24).

Além destes, para execução de paredes diafragma há ainda a hidrofresa ou *hidromill* (Figura 4.25). A hidrofresa pela sua capacidade de produzir uma parede com maior controle, qualidade e estanqueidade foi cogitado pelo Metrô de São Paulo como equipamento necessário para a execução das paredes na Linha 4 (Beck, 2003). Até a presente data, não há registro de empresa no Brasil que possua este tipo de equipamento.

A caçamba mecânica suspensa por cabo (Figura 4.22) é operada por dois cabos de aço, sendo que um deles move a caçamba para dentro e para fora da vala e o outro abre e fecha as mandíbulas da caçamba, promovendo a escavação do solo. Em face de seu processo de operação mecânico, as forças resistentes ao fechamento das duas mandíbulas nunca são equilibradas e esta diferença entre as forças impõe uma força resultante de rotação que causa o deslocamento da caçamba que age contra as laterais da escavação. Caso o solo ao redor seja pouco resistente, o mesmo não irá resistir às altas cargas horizontais e haverá deformação, o que produzirá um desvio da escavação referente ao alinhamento original.

Conforme Beck (2003), as vantagens principais deste equipamento são seu baixo custo e uso em solo e rochas brandas, sem limite de profundidade. Entretanto, a baixa força de fechamento das mandíbulas, a baixa produtividade, a necessidade de utilização de guindastes sobre esteiras com guincho de cabos muito longos e a necessidade de operadores com muita prática desestimulam seu uso indiscriminado.



Figura 4.22 – *Clamshell* mecânico (Brasfond, 2007a).

A caçamba hidráulica suspensa por cabo (Figura 4.23) também é introduzida na vala da mesma forma que a anterior, por meio de cabo conectado na parte superior do corpo da caçamba. A diferença reside no fato de que as mandíbulas são abertas e fechadas por meio de cilindros hidráulicos, o que favorece a escavação na medida em que geram grandes forças de fechamento nas mandíbulas e de penetração no solo. Como consequência desta força elevada de fechamento, resultam forças rotacionais também muito grandes que geram uma forte tendência ao desvio.



Figura 4.23 – *Clamshell* hidráulico (Brasfond, 2007b).

Neste caso, operacionalmente elas têm praticamente as mesmas vantagens da anterior, exceto por possuírem alto custo (Beck, 2003). Quanto às demais desvantagens também se

equivalem a anterior: elas produzem grandes desvios, requerem operadores muito práticos e guinchos muito longos, além de possuírem um alto custo de manutenção.

Dentre os três tipos aqui citados, a mais eficiente e mais produtiva é a caçamba hidráulica montada em *kelly*. Esta consiste em uma caçamba reforçada, operada hidráulicamente e montada sobre uma barra *kelly* telescópica (Figura 4.24), a qual proporciona uma reação muito efetiva contra as forças que causam rotação da caçamba e o desvio durante o fechamento das mandíbulas (Beck, 2003). Como não produz efeitos de rotação durante a operação de fechamento das mandíbulas, não há desvio.

Este tipo de equipamento possui uma produtividade maior devido ao seu projeto. Assim, como resultado da conexão rígida entre o guindaste e a caçamba produzida pela barra *kelly*, há um melhor controle do operador nas operações de giro, descarregamento e posicionamento da caçamba no retorno para dentro da vala.

As vantagens deste equipamento são: alta produtividade, perfeito alinhamento da vala, pode ser montado em guindastes menores, já que é possível manobrar a caçamba com cabos mais curtos, não requer operadores com muita prática e pode ser usado em solos pouco resistentes, médios ou em rochas brandas. Dentre as principais desvantagens, destacam-se a limitação de profundidade (55 m) e um custo relativamente alto (Beck, 2003).



Figura 4.24 – *Clamshell* de caçamba hidráulica montada em *kelly* (Assis, 2005).

O último equipamento aqui citado para execução de paredes diafragmas é a hidrofresa ou *hidromill*, o qual será apenas mencionado sem muitos detalhes por ser ainda pouco usual e sem semelhantes no Brasil.

Trata-se de um equipamento hidráulico de escavação que opera com remoção do material por meio de circulação reversa bombeada, em que dois conjuntos de rodas para corte de rocha ou solo são movidos por dois potentes motores hidráulicos. Cada roda de corte aciona também uma corrente de corte que serve para garantir o corte em toda a largura da vala e a verticalidade da escavação (Figura 4.25). A retirada do material escavado é feita por meio de uma bomba submersa montada próxima das rodas de corte.

Por apresentar possibilidade de corte também de concreto, esta técnica permite a execução de painéis intercalados com corte das faces do painel já concretado, o que permite uma boa junção das paredes no que tange à verticalidade e estanqueidade. Por isso, este equipamento é preferido para a construção de obras que necessitam de estanqueidade, como metrô, paredes de *cut-off* em barragens etc.

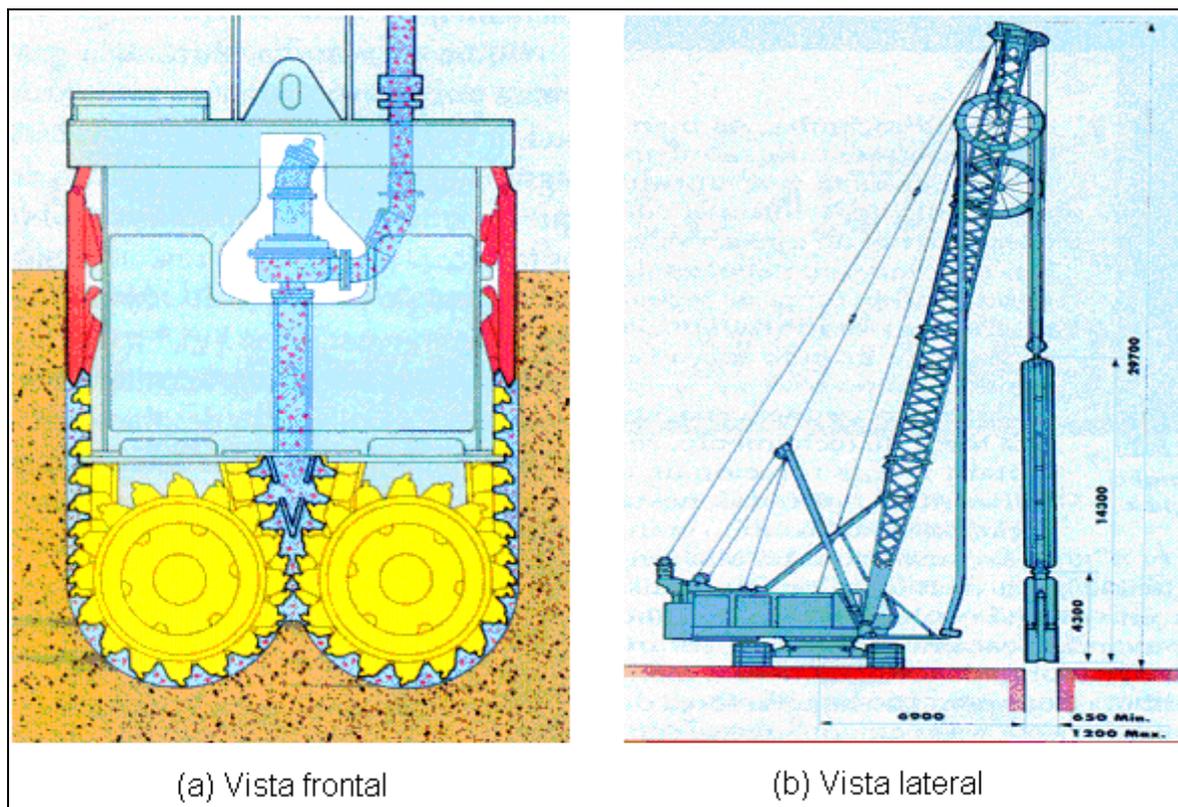


Figura 4.25 – Hidrofresa ou *hidromill* (modificado – Beck, 2003).

Outra técnica para a construção de paredes diafragmas é o *jet-grouting*. Este método consiste na execução de linhas de colunas secantes entre si, verticais a partir da superfície por meio da aplicação ao solo de um ou mais jatos de calda de cimento com elevada velocidade

(190 a 280 m/s), que saem de bicos ejetores de reduzido tamanho (1,8 a 4,0 mm) dispostos na extremidade de uma composição de perfuração com movimento de rotação ou translação. A energia dos jatos com alta pressão (20 a 50 MPa) desagrega o solo com o impacto e o mistura com a calda de cimento, homogeneizando-o, aumentando sua resistência e diminuindo a permeabilidade. A aplicação do *jet-grouting* cria um pré-revestimeto de solo cimento resistente, rígido, no contorno da escavação, estabilizando as paredes e minimizando as deformações internas e as ocorridas na superfície do terreno (Blanco, 1995).

O conceito de paredes de contenção de concreto engloba diversos outros métodos construtivos, tais como: estacas cravadas no solo com paredes de concreto intermediárias; estacas de solo-cimento, etc. Estes tipos de contenção por meio de paredes são muito utilizados em escavações a céu aberto, especialmente acima do nível d'água, e são economicamente mais recomendáveis para obras onde as contenções devem ser definitivas, como especialmente nas metroviárias, já que produzem estruturas que podem ser incorporadas à obra como um todo.

4.2.4.2 Tipos de Escoramentos

As estroncas são estruturas para escoramentos instaladas transversalmente às escavações. Elas trabalham comprimidas para evitar deslocamentos e manter a estabilidade das paredes. Os tipos mais utilizados são de madeira, concreto protendido ou metálicas. Segundo Peixoto & Carvalho (2006), elas podem ser provisórias ou definitivas e se limitam às distâncias entre os paramentos, de uma maneira geral, não sendo utilizadas em distâncias superiores a 12 m.

No caso da obra da implantação da Avenida Leste-Oeste, em Goiânia, as estroncas de perfis metálicos foram utilizadas como escoramentos das paredes construídas por estacas de perfis metálicos e pranchões de madeira (Figura 4.26). Neste caso, as estroncas foram fixadas em duas vigas laterais concretadas ao longo das paredes da escavação.

A vantagem deste sistema de escoramento é se limitar à área escavada, não necessitando de espaços externos vizinhos para sua instalação, contudo tem a desvantagem de atrapalhar as operações de escavação (pois se localiza no interior desta) e da execução da estrutura final (Figura 4.27).



Figura 4.26 – Estrondas incorporadas à estrutura de contenção definitiva (Mota, 2007).



Figura 4.27 – Estrutura de contenção com estrondas (Peixoto & Carvalho, 2003).

Outros tipos de escoramentos para as obras subterrâneas são os tirantes. Segundo Yassuda & Dias (1996), é milenar a utilização de elementos resistentes à tração no terreno para melhorar suas características mecânicas. A técnica de ancoragens em solo é um dos grandes desenvolvimentos da engenharia e construção neste século. No Brasil, as primeiras aplicações datam do fim de 1957.

Tirantes são elementos estruturais de suporte que produzem a transmissão de um esforço superficial para uma região pré-determinada no interior do maciço. Assim como os chumbadores, são geralmente utilizados em associação com outros tipos de suporte, tais como

cambotas metálicas e/ou concreto projetado, principalmente quando estes não são capazes de garantir a não-ocorrência de deformações excessivas.

Os tirantes são instalados e previamente protendidos de forma a promover a melhoria da distribuição de tensões no maciço, aplicando o carregamento da superfície do túnel em uma região situada a uma distância superior àquela entre a superfície da escavação e o arco induzido.

São peças montadas de acordo com as especificações de cada obra e atuam transmitindo ao terreno os esforços de tração. Eles são introduzidos no terreno através de perfurações prévias, nas quais são injetados aglutinantes (resinas ou calda de cimento) no fundo para a solidarização dos elementos mediante a formação do bulbo de ancoragem. Este é ligado à parede da estrutura por meio da cabeça do tirante. Assim, o esforço externo é aplicado na cabeça do tirante e transferido para o bulbo através do trecho livre constituído pelo elemento resistente à tração que pode ser barra, fio ou cordoalha de aço.

A norma específica da ABNT para a aplicação de tirantes é a NBR-5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. A disposição dos elementos e o procedimento para instalação de tirantes são ilustrados na Figura 4.28 e se constituem de:

- **Bainha:** isolamento do contato do tirante com o terreno no trecho livre e utilizado para proteção conjunta dos elementos de tração. Ela não permite que o trecho livre tenha alguma aderência com o bulbo que produz a aderência do tirante ao terreno.
- **Cabeça de ancoragem:** dispositivo que transfere a carga do tirante para a estrutura a ser ancorada. Constitui-se basicamente de placas de apoio planas, cunhas de inclinação e dispositivos de fixação dos elementos tracionados.
- **Trecho livre:** elemento resistente à tração, feito de aço (barra, fio ou cordoalha) que possui, de acordo com a NBR-5629, comprimento mínimo de 3,0 m.
- **Bulbo:** trecho de aglutinante que pode ser resina epóxi ou calda de cimento com relação água:cimento entre 0,5 e 0,7, em peso. O bulbo deve ser construído de forma a não sofrer arrancamento nem deformações excessivas durante os ensaios. A norma NBR-5629 determina que os ensaios de arrancamentos devem ser realizados com cargas de 120 a 175 % da carga estimada no projeto.

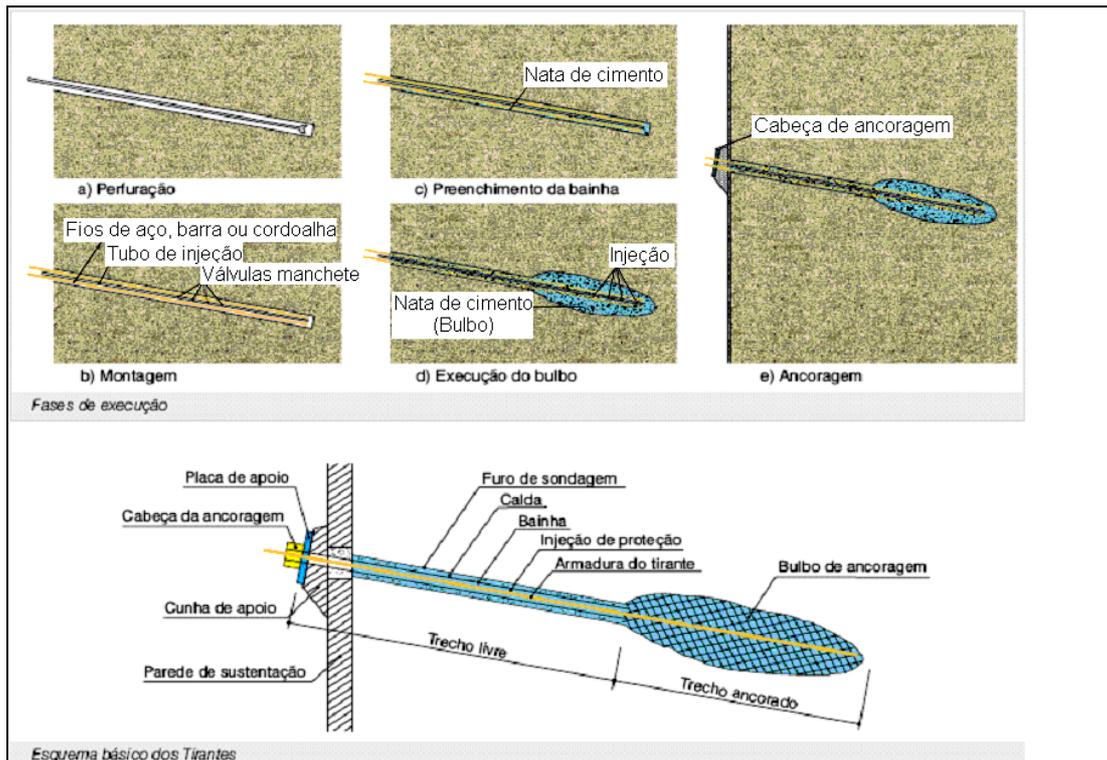


Figura 4.28 – Esquema básico de instalação de tirantes (modificado – Brasfond, 2007a).

A Figura 4.29 ilustra a execução de tirantes na obra de contenção para a passagem subterrânea sob a Avenida Rebouças, em São Paulo (SP). A Figura 4.30 mostra uma obra concluída de contenção de talude com cortina atirantada na rodovia Anhanguera, Osasco (SP).



Figura 4.29 – Execução de tirantes sob passagem subterrânea (Brasfond, 2007a).



Figura 4.30 – Cortina atirantada para contenção de talude (Tecnogeo, 2005).

O terceiro tipo de escoramentos para as obras subterrâneas são os grampos ou chumbadores, cuja utilização em obras de contenção de escavações é de fácil execução. O sistema de escoramento consiste na instalação de reforços por meio de grampos (barras metálicas ou sintéticas) solidarizados ao terreno por meio de argamassa injetada em perfurações executadas previamente (Figura 4.31).

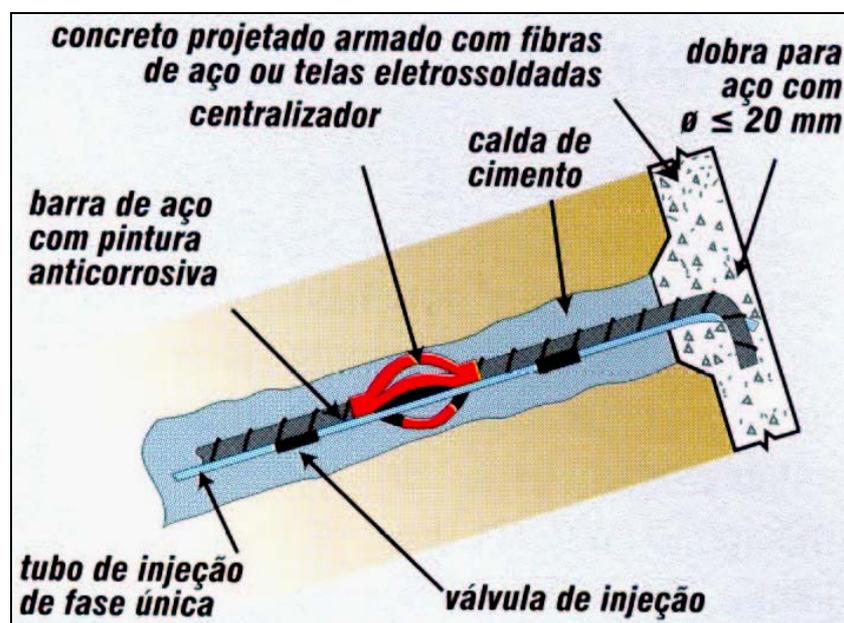


Figura 4.31 – Esquema construtivo de chumbador (Solotrat, 2003).

A seqüência construtiva consiste na execução do furo ($\text{Ø } 50$ a 100 mm), seguida da introdução da barra ($\text{Ø } 25$ a 32 mm) e na conclusão com a injeção, empregando baixas pressões, de calda de cimento e água, de argamassa (água:cimento:areia) ou de concreto auto-adensável.

O solo grampeado é um sistema de contenção que emprega chumbadores, concreto projetado e drenagem (superficial e profunda). Tem por objetivo a estabilização, temporária ou definitiva, de taludes. Suas principais características são a rapidez de execução e o baixo custo final, comparados às demais obras de contenção equivalentes, já que o sistema emprega equipamentos de pequeno e médio portes e pode se adaptar às condições de geometrias variáveis.

A metodologia executiva consiste em perfurar a primeira linha de chumbadores, a partir da escavação, aplicação do revestimento de concreto projetado, execução da drenagem e assim sucessivamente até o fundo da escavação. Se esta for executada de forma integral, pode-se trabalhar de forma ascendente ou descendente, o que for mais conveniente.

A eficácia da técnica de solos grampeados se dá pela interação do elemento de reforço (grampos) e da face exposta. Esta deve ser flexível o suficiente para evitar rupturas localizadas e para controlar os processos erosivos. O material mais utilizado na face é o concreto projetado, aplicado sobre malha metálica ou adicionado com fibra de aço. A Figura 4.32 mostra uma superfície acabada de talude com reforço utilizando a técnica de solo grampeado com chumbadores, concreto projetado e drenagem.

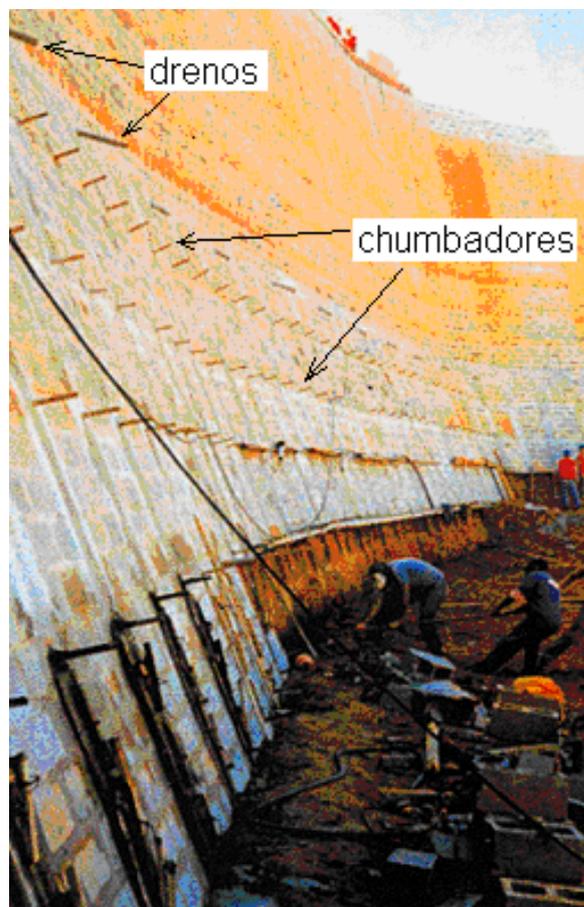


Figura 4.32 – Reforço em talude com solo grampeado (modificado – Solotrat, 2003).

Por último, existe o sistema de contenções com as próprias estruturas definitivas da construção. Em obras de escavações muito profundas com vários subsolos e em áreas densamente povoadas, onde não se conta com acessos laterais à escavação, adota-se o escoramento por meio das estruturas definitivas da obra, tais como: lajes e vigas do subsolo.

Isto pode parecer, a princípio, uma solução econômica, já que reduz os custos com escoramentos provisórios. Entretanto, em face das condições do terreno, pode elevar os custos com a construção de estruturas definitivas mais robustas que suportem as cargas do terreno, aumentando assim o tempo de construção.

4.2.5 Escavação Invertida

A metodologia de escavação invertida é equivalente à vala recoberta, contudo com a recomposição da superfície em tempo menor do que a primeira. Ela propõe a remoção de uma pequena cobertura de solo e a pré-instalação da laje do futuro teto da escavação, em concreto, apoiada em uma estrutura também previamente construída que pode ser a própria para contenção. Após a construção da laje, executa-se o re-aterro com o próprio material escavado e libera-se o espaço de superfície, continuando-se a escavação e construção da obra sob condições seguras sob a laje de teto. Este método apresenta-se mais vantajoso em obras onde a interferência longa na superfície não é possível, já que o tempo de paralisação é menor do que na metodologia de vala recoberta.

Em resumo, o procedimento é o seguinte:

- Execução das paredes de contenção a partir da superfície;
- Em seguida, é feita a laje de teto, que libera o tráfego de superfície;
- Depois, é feito o escoramento interno das paredes laterais;
- Conclui-se com as etapas sucessivas de escavação e execução de lajes intermediárias, até atingir a cota desejada.

Uma alternativa ao método de escavação invertida é o de teto enfilado. Neste caso, as enfilagens são como estacas cravadas no solo, horizontalmente, executadas para reforçar o solo e construir uma laje que permita escavar debaixo, sem interferir na superfície. Peixoto & Carvalho (2006) exemplifica o caso da construção do Metrô de São Paulo, sob a Avenida Paulista, onde as enfilagens foram cravadas a partir de trincheiras escavadas em ruas laterais.

Mais recentemente o método de escavação invertida foi adotado para túneis com a denominação de túnel invertido (Peixoto & Carvalho, 2006). Esta metodologia foi executada na construção do Metrô de Brasília, no trecho entre Taguatinga e Ceilândia.

Para a definição do método construtivo nesta obra havia as alternativas: da vala recoberta; NATM ou *Doorframe Slab Method* (DSM) que, segundo Hueb (1998), pode ser considerado uma fusão das técnicas de vala recoberta e NATM.

O DSM é uma metodologia utilizada em regiões de escavação de túnel com pouca cobertura de solo (< 6,0 m) e consiste em uma escavação pela técnica da vala recoberta, a partir da qual são cravadas estacas metálicas inclinadas para fundação da laje e estabilização das paredes da futura escavação, seguida da construção da laje do teto do túnel com concreto armado e re-aterro final. Esta laje proporciona a estabilização do teto do túnel para a escavação posterior pelo método NATM.

No referido trecho da obra do Metrô de Brasília, o DSM foi adaptado quanto ao procedimento de escavação por NATM e denominou-se de Método do Túnel Invertido.

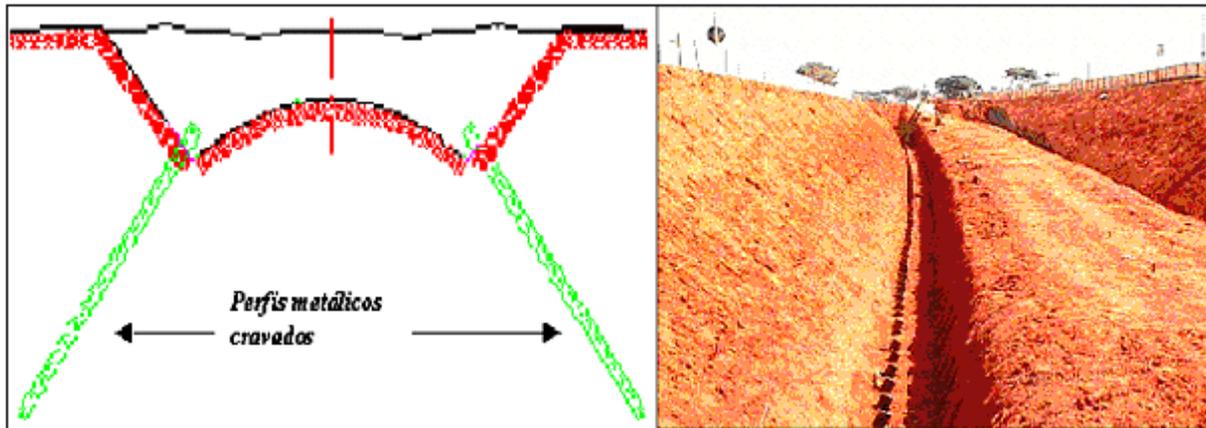
Hueb (1998), afirma que o fundo da escavação para o túnel invertido pode ser finalizado com a conformação em arco, de acordo com a geometria da laje adotada no projeto. Cita ainda que pode ser executada com conformação plana e, posteriormente, serem utilizadas formas curvas para a fundição da laje. Conforme Hueb (1998), no caso do Metrô de Brasília optou-se pela conformação em arco e a seqüência executiva está descrita a seguir.

1º) Remoção da cobertura de solo até o nível do teto do túnel e preparação da superfície. No caso apresentado na Figura 4.33 foi adotada uma conformação do terreno em arco para o teto do túnel.



Figura 4.33 – Conformação da laje de teto do túnel (Hueb, 1998).

2º) Execução da fundação da laje do teto do túnel. Como ilustrado na Figura 4.34, a fundação da laje de teto do túnel foi executada pela cravação de estacas metálicas de perfil “I” de 8” com 9,0 m de comprimento. As dimensões e inclinação das estacas foram pré-determinadas em função do raio de curvatura da laje e das condições físicas locais. Hueb (1998) afirma que, considerando o DSM, o comprimento das estacas seria da ordem de 5,0 m, em média, porém este valor foi acrescido, na obra, e as estacas passaram a atuar como enfilagens laterais que garantiram a estabilidade das paredes.



(a) Disposição das estacas

(b) Estacas cravadas no solo

Figura 4.34 – Fundação da laje do teto de túnel (modificado – Hueb, 1998).

3º) Concretagem da laje do teto moldada in loco e sobre a superfície conformada em arco. Após a conclusão da laje o material da escavação foi re-aterrado para liberar a superfície, o que restabeleceu a superfície em pouco tempo. O projeto contemplava a aplicação de concreto magro sobre o solo regularizado além de uma película isolante que permitisse, durante a escavação do túnel, que o concreto de regularização se desprendesse com facilidade do concreto estrutural. Contudo, por razões de economia, o concreto magro de regularização foi substituído por chapas de compensado resinado de 4 mm de espessura (Figura 4.35).

4º) Execução da escavação invertida com a aplicação de concreto projetado sobre tela metálica para a estabilização das paredes e com o incremento das estacas metálicas. O avanço da escavação foi executado, em sua maioria, em seção plena (Figura 4.36); somente nos trechos saturados é que foi feita a parcialização conforme os princípios do NATM (Hueb, 1998).

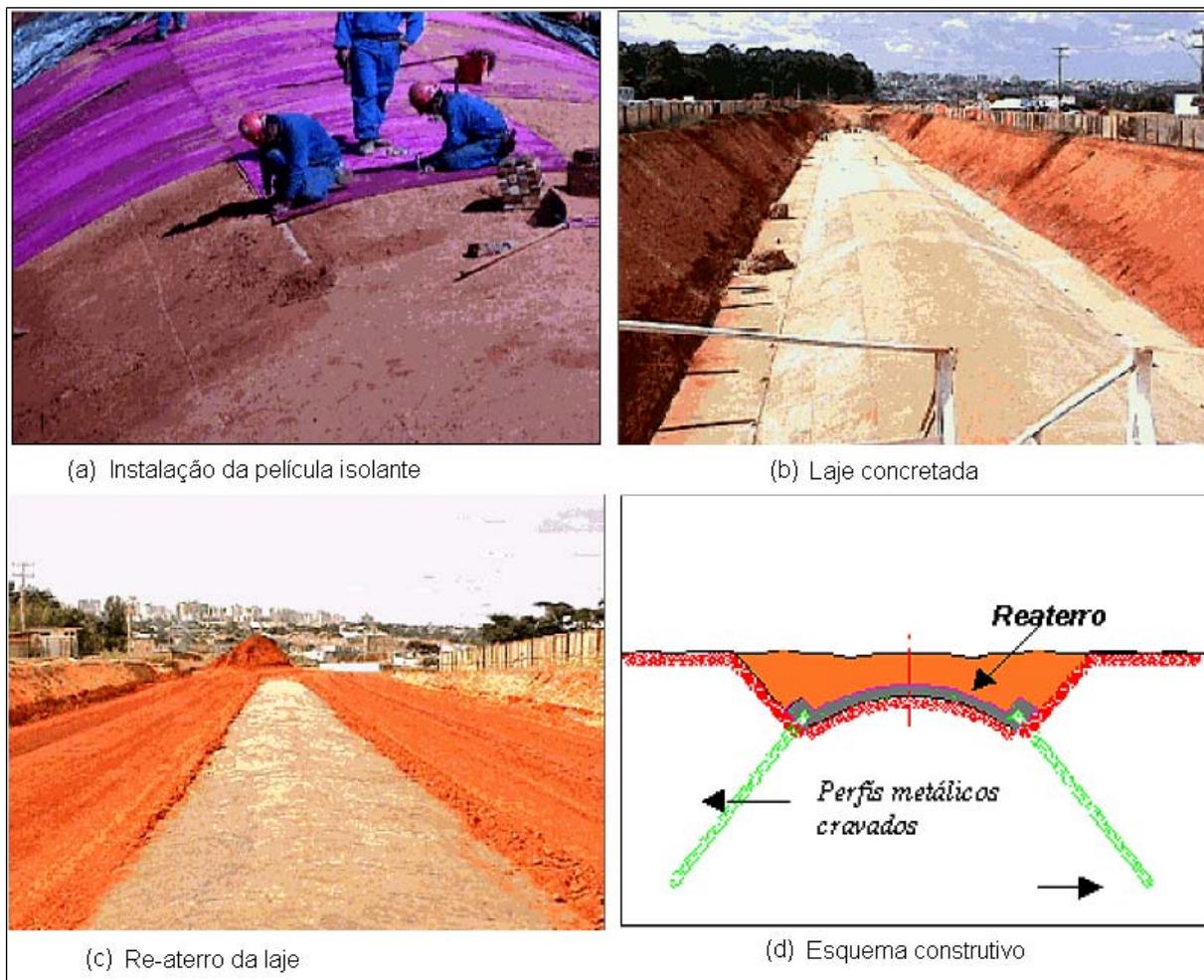


Figura 4.35 – Concretagem e re-aterro da laje de teto (modificado – Hueb, 1998).

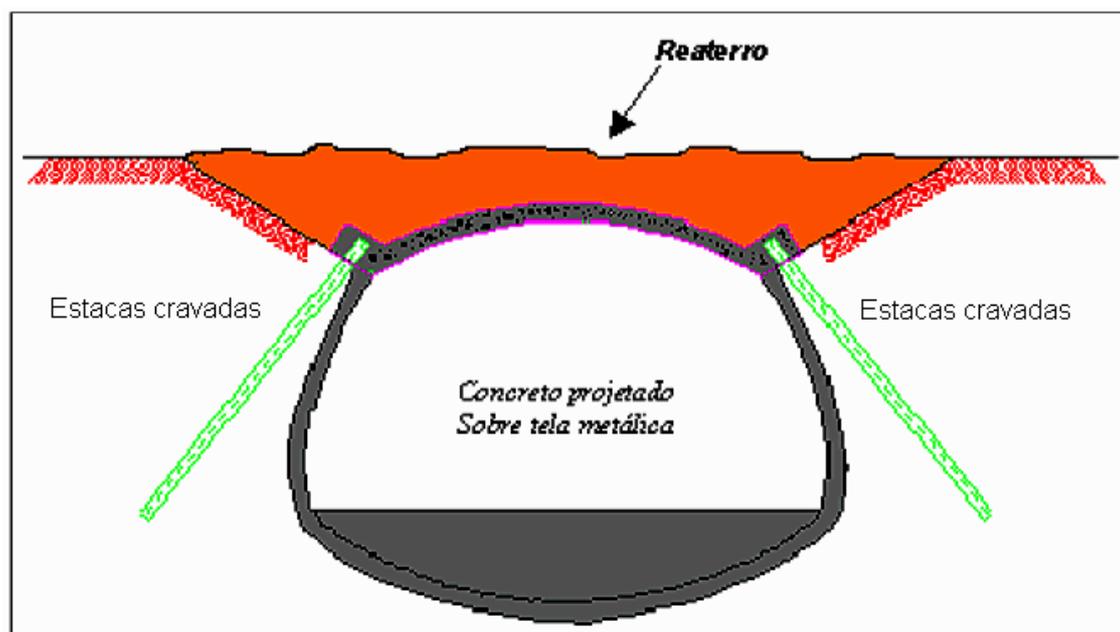


Figura 4.36 – Esquema da escavação invertida em seção plena (modificado – Hueb, 1998).

Segundo Hueb (1998), o procedimento de aumentar o comprimento das estacas metálicas e a construção de uma laje em concreto armado permitiu a eliminação das cambotas metálicas e a liberdade de um avanço da escavação subterrânea, em seção plena, com uma extensão maior do que quando comparada ao NATM convencional.

Neste tocante, se dá a adaptação do método NATM às condições locais, conforme supracitado, já que se passou a contar com a execução de um túnel cuja estabilização do teto se deu por meio da construção da laje de concreto armado e a estabilidade das paredes laterais foi garantida pelos perfis metálicos mais compridos.

4.2.6 Considerações

Em que pese à previsão de que a maioria da extensão do traçado do Metrô de Goiânia será em superfície, os principais métodos construtivos de escavação subterrânea aqui apresentados poderão ser utilizados na obra, já que os solos da região apresentam, em sua maioria, boas qualidades geotécnicas no que tange a este tipo de obra. Sabino Jr. (1980), afirma: “o terreno do município é geralmente compacto e de constituição uniforme ... apresentando boas condições para fundações de edifícios.”

Possivelmente, a opção principal por trechos superficiais considerou um custo mais alto para a construção de obras subterrâneas. Contudo, ressalta-se que na maioria das vezes a equação é meramente financeira e não leva em conta os elevados custos sociais e a problemática ambiental que podem ser minimizados pela opção subterrânea melhorando a qualidade de vida na cidade. Nestes casos, há que considerar ainda o custo da terra na opção superficial que implica a compra de terrenos e indenizações necessárias para desenvolver o projeto.

Sabe-se que, apesar do progresso em investigação de campo, geologia de engenharia e métodos construtivos, as estruturas subterrâneas, em geral, são mais onerosas do que a construção equivalente em superfície e produzem problemas pela necessidade de disposição do material removido na escavação (bota-fora). Entretanto, devem-se considerar todos os benefícios diretos e indiretos gerados pela construção desta modalidade de estruturas, já que muitas vezes estes custos podem ser minimizados, como por exemplo, pela redução dos custos de aquisição dos terrenos ou indenizações por desapropriações. No caso do Metrô de Goiânia, deve-se estudar mais detalhadamente a relação custo x benefício do traçado prioritariamente em subsuperfície, considerando ainda que o terreno apresenta boas condições geotécnicas para tal.

4.3 REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO

Em face do nível elevado do lençol freático em alguns terrenos, às vezes é necessário o rebaixamento temporário do NA do solo para permitir os trabalhos das obras de escavações. Segundo Alonso (1999), qualquer que seja o sistema de rebaixamento de NA empregado, impõe-se uma diminuição das pressões neutras no solo e, conseqüentemente, um aumento das pressões efetivas que podem causar recalques às estruturas situadas no raio de influência do rebaixamento, especialmente se o terreno constituir-se de camadas compressíveis como argilas moles ou areias fofas. Por isso, o projeto de rebaixamento deve ser antecedido por um estudo de recalques destas estruturas.

O rebaixamento do nível d'água durante as escavações subterrâneas pode ser executados por meio dos sistemas citados a seguir:

- **Bombeamento direto (ou esgotamento de vala):** é o mais comum e consiste na coleta de água em valetas executadas no fundo da escavação que são ligadas a poços de acumulação d'água que é recalçada ao atingir um determinado volume;
- **Ponteiras filtrantes (ou *well-point*):** dispõe-se um tubo coletor ao redor do perímetro da área, o qual é dotado de tomadas de água com espaçamento de cerca de 1,0 m. A água é retirada do solo utilizando vácuo em todo o sistema constituído de ponteiras (perfurações prévias no solo), ligadas às tomadas de água do tubo coletor (Figura 4.37). Embora o sistema seja construído de forma a evitar entradas de ar que diminuem a eficiência do vácuo, o grande número de juntas não se permite obter vácuo absoluto no sistema, já que sempre ocorrem entradas de ar. Por isso, embora a altura teórica máxima da aspiração seja de 10 m de coluna d'água (Alonso, 1999), na prática, o rebaixamento obtido é da ordem de 5,0 m junto à ponteira que, normalmente, tem 6,0 m de comprimento, já incluído o trecho filtrante de 1,0 m. Portanto, no centro da escavação, o rebaixamento é da ordem de 4,0 m, o qual é mais comum para escavações não muito profundas. Nestas, o sistema de rebaixamento é executado em vários estágios a partir de bermas executadas na escavação;



Figura 4.37 – Rebaixamento de lençol freático com ponteiras (modificado – Tecnogeo, 2005).

- Poços profundos com injetores: são utilizados para rebaixamentos abaixo dos 10 m de profundidade, em que são perfurados poços com 20 a 30 cm de diâmetro e profundidades de até 30 m (Gradis, 1996), no interior dos quais se instalam os injetores. O espaçamento entre os poços varia de 4,0 a 10 m. De um modo geral, eles são bombeados mantendo uma distância de cerca de 25 m da frente e o desligamento do sistema ocorre somente cerca de 30 m após a passagem da frente. O sistema funciona como um circuito semifechado, no qual se injeta água por meio de uma bomba centrífuga que alimenta uma tubulação horizontal (rede). Esta possui conexões onde se ligam os tubos de injeção que conduzem a água, sob alta pressão, até os injetores instalados no fundo dos poços (Figuras 4.38 e 4.39). A água introduzida através do tubo de injeção, desde a superfície, desce (com pressão de 0,7 a 1,0 MPa) e retorna pelo outro tubo (com pressão da ordem de 10% da pressão injetada) do sistema e, ao subir, produz uma sucção na extremidade inferior do poço, a qual promove a aspiração da água do lençol freático que adentra no tubo de escape e sobe junto, rebaixando o nível d'água do terreno;
- Bombas submersas: este processo é semelhante ao dos injetores, porém quando se necessita de vazões maiores por poço ou em grandes profundidades. Aqui são utilizadas bombas submersas como as instaladas em poços profundos (poços artesianos).

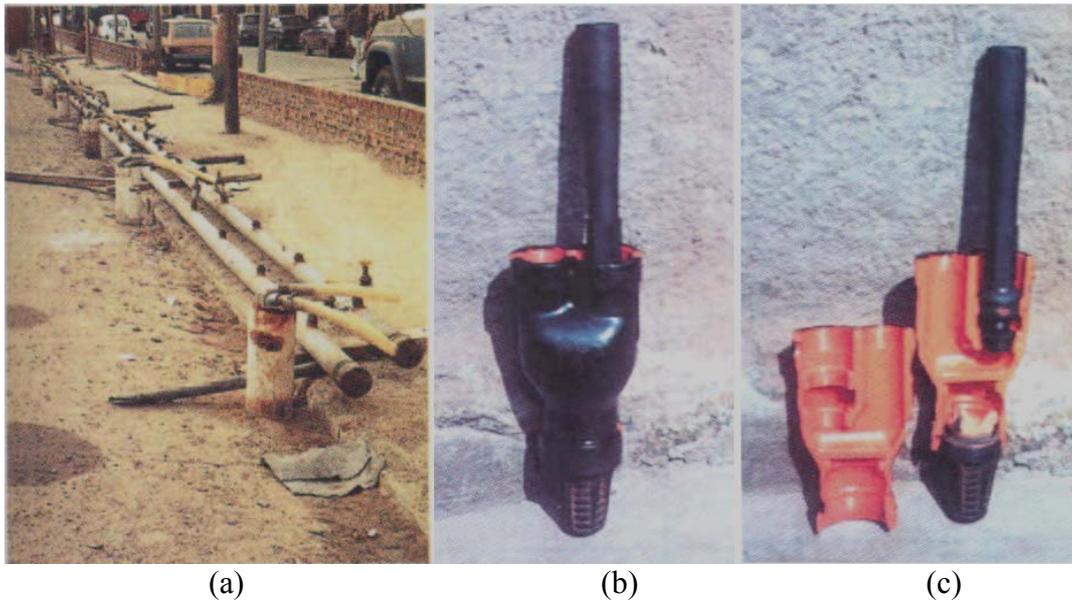


Figura 4.38 – Rede de poços (a) e injetor: (b) vista externa, e (c) interna (modificado – Tecnogeo, 2005).



Figura 4.39 – Injetores montados na tubulação (Tecnogeo, 2005).

No rebaixamento do lençol freático em escavações é comum o monitoramento por meio da instalação de medidores de nível d'água (MNAs) que consistem de tubos através dos quais são feitas as leituras do nível do lençol freático para comparações com as previsões de projeto. Estes tubos são instalados em furos de sondagem executados no solo, cujo espaço anelar é preenchido por areia e com um selo de argamassa ou bentonita na porção superior do furo.

Metodologia de tratamento dos dados

5.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA

A estrutura urbana e o sistema viário da Região Metropolitana de Goiânia (RMG) se expandiram além dos limites fixados no plano urbanístico original. O desenvolvimento da atividade econômica e o surgimento de novos pólos comerciais intensificaram o trânsito da capital. O crescimento populacional da RMG incentivou os primeiros estudos para solucionar os problemas inerentes a esta nova realidade. Tais estudos foram iniciados em 1984, no escopo do Plano Diretor do Transporte Urbano, e visavam à ampliação do sistema integrado de transportes, especialmente à estruturação do transporte coletivo com base na implantação do sistema metروviário na cidade de Goiânia.

Para atender a esta necessidade, o governo do estado de Goiás implantou o Programa de Reestruturação do Sistema de Transportes visando à ampliação da área geográfica de cobertura da rede de transporte público para garantir a acessibilidade, com conforto, qualidade, confiabilidade e segurança. Como resultado deste programa e com base na revisão do Plano Diretor da cidade de Goiânia, incluindo a conclusão do Plano Diretor da cidade de Aparecida de Goiânia, foi concebido o Programa de Intervenção Urbana na RMG, no qual se insere a construção do Metrô.

O objetivo principal para a construção do Metrô de Goiânia é a melhoria da qualidade de vida das pessoas que, dentre outros, inclui:

- Atendimento das necessidades de deslocamento da população na RMG;
- Redução dos congestionamentos do trânsito da capital;
- Redução da poluição sonora e melhoria da qualidade do ar com a redução dos veículos automotores nas ruas;
- Ordenação do tráfego por meio de sinalização inteligente e rapidez nos deslocamentos;

- Contribuição com o desenvolvimento dos setores produtivos da sociedade.

O que impulsionou a elaboração desta dissertação foi a carência de uma compilação das informações geológico-geotécnicas do subsolo ao longo do traçado desta obra metroviária que deverá ser executada em breve na cidade de Goiânia. Assim, procedendo a uma pesquisa bibliográfica, que fundamentou a organização e o tratamento destas informações, e utilizando ferramentas computacionais existentes no mercado, atingiu-se o objetivo principal desta dissertação.

5.2 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Durante o desenvolvimento do Projeto Básico do traçado do Metrô de Goiânia foram realizadas duas campanhas de investigações geológico-geotécnicas que englobaram a execução de sondagens e de ensaios especiais de campo e laboratório. Os detalhes destas campanhas, realizadas pela Secretaria de Infra-estrutura do estado de Goiás (Seinfra), encontram-se apresentados no Capítulo 6 desta dissertação.

A metodologia aqui desenvolvida compreende técnicas e métodos definidos em face de uma pesquisa bibliográfica prévia e do estudo dos dados daquele Projeto Básico que orientaram o desenvolvimento desta dissertação.

Desta forma, após a definição do escopo da pesquisa, inicialmente efetuou-se uma revisão bibliográfica visando à caracterização da área de estudo; ao destaque da importância do uso de espaço de subsuperfície, com ênfase às vantagens das obras subterrâneas, e à apresentação dos principais métodos construtivos usualmente empregados em obras de escavações subterrâneas.

Na seqüência, efetuaram-se o levantamento e a organização dos dados de campo e laboratório obtidos durante as duas referidas campanhas de investigações geológico-geotécnicas realizadas durante o Projeto Básico. Visando a complementar tais investigações de campo, efetuou-se um monitoramento do comportamento do lençol freático nos medidores de nível d'água (MNAs) instalados pela Seinfra ao longo do traçado.

As análises de todos os dados obtidos nestas campanhas de investigações permitiram elaborar o perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia, cujas conclusões são apresentadas no Capítulo 8 desta dissertação. A Figura 5.1 apresenta o fluxograma referente ao desenvolvimento dos trabalhos realizados para esta pesquisa.

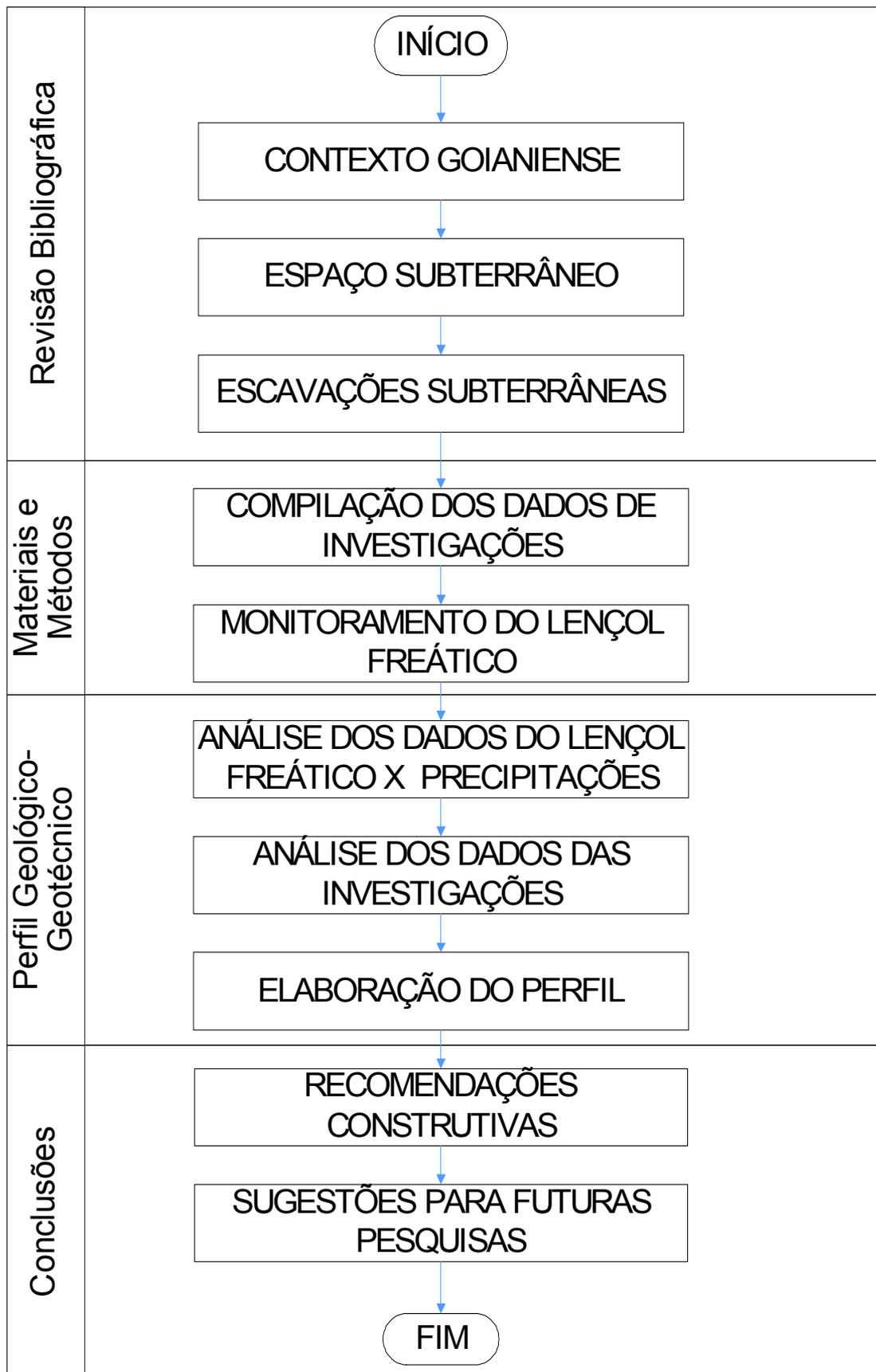


Figura 5.1 – Fluxograma de desenvolvimento da pesquisa.

5.3 METODOLOGIA

O levantamento bibliográfico para a caracterização da RMG foi realizado com base nos trabalhos desenvolvidos pela CPRM, pelo IBGE, pela SGM e os descritos em diversas publicações e trabalhos de pós-graduação elaborados na área em questão. Desta forma, foram elaborados os mapas de diversos temas: urbanização, geologia, geomorfologia, solos e drenagem, além da coluna estratigráfica da região de Goiânia e de gráficos dos dados climatológicos e aspectos da vegetação da área.

Na seqüência, a pesquisa bibliográfica foi orientada para destacar a importância das obras subterrâneas nos meios urbanos. Estes são considerados “bens” da população e, portanto, a responsabilidade da gestão desses bens cabe ao poder público municipal. Sabe-se, contudo, que muitas vezes a negligência dos governos, refletida pela falta de planejamento urbano, origina problemas efetivos na utilização do espaço subterrâneo. Com ênfase na efetiva ocupação do espaço subterrâneo, foram apresentados um breve histórico e as vantagens das obras subterrâneas, a demanda e os aspectos para a ocupação adequada do subsolo e a atuação da Geologia de Engenharia na construção das estruturas subterrâneas, destacando-se a importância das investigações do subsolo.

Visando-se a subsidiar as análises e considerações feitas durante a elaboração do perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô, procedeu-se o levantamento bibliográfico das principais técnicas e métodos construtivos de obras subterrâneas. Em face deste levantamento e à luz dos resultados obtidos nas investigações executadas, que determinaram os condicionantes geológico-geotécnicos atuantes na área em questão, foram indicados os procedimentos construtivos para utilização na obra do metrô.

Tendo em vista os estudos do Projeto Básico do traçado do metrô efetuou-se o tratamento dos dados de campo e laboratório obtidos durante as duas campanhas de investigações geológico-geotécnicas executadas na área. A primeira campanha, dividida em duas etapas distintas, foi executada com um número menor de investigações do que a segunda campanha. O traçado original, por razões técnicas e econômicas, foi parcialmente descartado no seu terço médio. Visando à alternativa para este trecho mediano, desenvolveu-se a segunda campanha de investigações ao longo de um outro traçado, o qual englobava os dois trechos extremos em comum com o primeiro – a disposição destes traçados pode ser visualizada na Figura 6.3 desta dissertação.

Para o desenvolvimento dos trabalhos aqui apresentados foram considerados os resultados desta segunda campanha de investigações, cujos principais trabalhos de campo foram a execução das sondagens (mistas e percussivas) e a instalação dos 8 MNAs ao longo do traçado. Destaca-se que também foram considerados alguns dados obtidos nas outras duas fases da campanha anterior, executada nos trechos em comum do traçado.

Complementando os trabalhos de campo realizados para esta pesquisa, efetuou-se o monitoramento do comportamento do lençol freático nos MNAs durante dois ciclos sazonais seguidos: de outubro/2004 a dezembro/2006. Visando a uma análise comparativa dos dados obtidos durante este monitoramento, efetuou-se o levantamento dos dados das respectivas precipitações nos mesmos dias de execução das leituras do NA do lençol freático. Tais dados pluviométricos foram fornecidos pelo 10º Distrito de Meteorologia de Goiânia, Instituto Nacional de Meteorologia, do Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (INMET, 2007) e coletados na Estação Pluviométrica de Goiânia, situada no centro da capital. A localização desta estação encontra-se apresentada na Tabela D.3, do Apêndice D.

O conjunto de todos os dados obtidos nestas campanhas de investigações subsidiou as análises que permitiram a elaboração do perfil geológico-geotécnico do subsolo. Tais análises foram precedidas do reconhecimento de campo ao longo do traçado, visando a elaboração do desenho do perfil em AutoCad 2006. Para facilitar o entendimento e a visualização deste perfil, o mesmo foi segmentado, de modo que se agruparam os trechos com características semelhantes do subsolo ou, especificamente, onde se previa a construção das obras subterrâneas.

Durante as análises das características dos horizontes dos solos atravessados nas sondagens ao longo do traçado, adotou-se a Norma NBR 6484/2001 para a classificação dos estados de compacidade e de consistência dos solos. A referida classificação encontra-se reproduzida na Tabela B.1, apresentada no Apêndice B deste trabalho. Para a avaliação do estado de alteração e coerência das rochas, bem como os graus de intensidade do fraturamento consideraram-se as tabelas apresentadas no Apêndice A, que foram reproduzidas de Serra Jr. & Ojima (1998).

Para as análises aqui apresentadas, o traçado do metrô foi dividido em dez trechos, sendo que, em face das peculiaridades do subsolo com características semelhantes, o Trecho VII – que é o mais longo (4,1 km de extensão) e, na maior parte, subterrâneo – foi subdividido em dois segmentos para um entendimento mais adequado das características do subsolo. Em cada um destes trechos as análises indicaram, com base na revisão bibliográfica aqui elaborada,

os processos construtivos e a implantação das estruturas mais adequadas que poderão ser adotadas no Projeto Executivo.

5.4 RECURSOS

A compilação das informações existentes na área de estudo, relacionadas ao meio físico do município de Goiânia, consistiu na fase inicial deste trabalho. Para tal, a Prefeitura de Goiânia cedeu uma base cartográfica digital – o Mapa Urbano Digital de Goiânia, MUBDG v.20 (COMDATA, 2006) – em que constam os dados planimétricos como arruamentos, divisas de quadras, bairros, municípios, logradouros e pontos notáveis, além dos dados altimétricos. As informações planimétricas existentes no MUBDG referem-se, aproximadamente, à área urbana e de expansão urbana de Goiânia, incluindo parte da região cornubada com o município de Aparecida de Goiânia. Todos os dados são georeferenciados ao elipsóide IUGG-67⁶, associado ao datum horizontal sul-americano de 1969 (SAD69).

Além da base de dados do MUBDG também foram compiladas, a partir de levantamento bibliográfico, outras informações georreferenciadas da área de estudo, tais como urbanização do município de Goiânia, geologia, geomorfologia, solos e drenagem, a partir do estudo do Diagnóstico Hidrogeológico da Região de Goiânia, elaborado pela Superintendência de Geologia e Mineração (SGM), da Secretaria da Indústria e Comércio do estado de Goiás, na escala de 1:50.000 (SGM, 2003).

Para a localização de algumas sondagens que não continham a amarração topográfica, somente indicavam os endereços nos laudos das sondagens, utilizou-se a base de dados planimétricos digitais contidas no Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia – MUBDG v.20, e aplicativo do Sistema de Informação Geográfica de Goiânia (SIGGO v.2.0).

O tratamento dos dados obtidos do Projeto Básico foi realizado com base nos seguintes documentos da Seinfra:

- Relatórios sobre a geologia e hidrologia da área, neste último caso destacando a caracterização hidrológica para definição dos sistemas de drenagem a serem implantados durante a construção;
- Perfis de sondagens e resultados de ensaios geotécnicos, de campo e laboratório, executados ao longo do traçado nas campanhas de investigações geológico-geotécnicas.

⁶ *International Union of Geodesy and Geophysics* é uma organização internacional dedicada à promoção e coordenação das pesquisas sobre a Terra. É constituída por mais de 100 países-membros.

Incluem-se aí os resultados dos ensaios pressiométricos realizados em furos de sondagem e os ensaios especiais de laboratório realizados em poços de investigação ao longo do traçado;

- Relatórios com os resultados da instalação de oito MNAs em trechos do traçado onde serão executadas escavações a céu aberto para implantação das obras subterrâneas. Neste caso, no Projeto Básico somente constam os dados dos ensaios de permeabilidade do solo obtidos durante a instalação dos MNAs, já que não foi executado o monitoramento das medidas do NA do terreno após sua instalação.

Além dos dados do Projeto Básico, o presente trabalho utilizou também os dados obtidos durante o monitoramento do lençol freático do terreno nos oito MNAs, realizado para esta pesquisa, conforme supracitado. Isto também se constituiu em uma ferramenta importante utilizada para as indicações das estruturas subterrâneas e dos métodos construtivos, com ou sem o rebaixamento do NA do terreno, a serem adotados durante a obra.

Visando à modelagem dos dados das sondagens, efetuou-se uma pesquisa de mercado para a utilização de um programa computacional especializado para este fim. Desta forma, a ferramenta selecionada foi o programa computacional Target – v.6.4 (Geosoft, 2006), para o gerenciamento e elaboração dos modelos digitais do terreno, especialmente nos locais das obras subterrâneas. O Target é um programa que organiza e gerencia bancos de dados georreferenciados para elaboração de mapas planos e para a modelagem e espacialização digitais das características dos terrenos. Este programa é comumente aplicado em obras de mineração, contudo visando à sua utilização inédita em trabalhos de geotecnia, com o apoio de Furnas Centrais Elétricas SA foi possível sua aquisição para esta pesquisa.

Utilizando esta ferramenta, elaboraram-se os perfis de resistência à penetração com base nos valores do índice de resistência à penetração do solo (N_{STP}) apresentados nos laudos de campo das sondagens executadas no Trecho VII, onde o traçado será subterrâneo. Objetivou-se, por meio da modelagem geotécnica digital do terreno, apresentar subsídios complementares para auxiliar na elaboração do Projeto Executivo e planejamento das obras de escavação do Metrô de Goiânia neste local.

Para os dados de entrada no Target, utilizou-se o banco de dados das informações geográficas da área de estudo – coordenadas UTM e elevações do topo das sondagens, em metros – e os dados geológico-geotécnicos para caracterização do subsolo com base nos laudos individuais das sondagens, ambos tratados sob a forma de planilhas eletrônicas em Excel. Assim, foram elaborados o mapa topográfico/hipsométrico, o mapa 3D, o mapa dos

bairros de Goiânia atravessados pelo traçado do metrô e os perfis de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) aqui apresentados.

Para a elaboração dos desenhos do perfil geológico-geotécnico ao longo do traçado utilizou-se o programa computacional comercial AutoCAD 2006, cuja licença de utilização foi autorizada por Furnas.

Vale ressaltar que a utilização de programas computacionais gráficos tornou-se uma rotina em trabalhos de geotecnia, exceto o Target que, conforme supracitado, é corriqueiramente utilizado em trabalhos de mineração. Contudo, de acordo com o exposto em Celestino & Diniz (1998), estas ferramentas computacionais devem ser utilizadas com restrições e não como meras interpoladoras de informações. Neste tocante, é essencial o conhecimento do geólogo para a interpretação dos dados das investigações obtidas em sondagens e mapeamentos de campo, tais como: litologia e mineralogia das rochas (que são importantes em estudos de reação álcali-agregado), gênese dos solos, falhas, contatos ou outras feições para as quais as técnicas triviais de interpolação não se aplicariam (Celestino & Diniz, 1998).

O projeto do Metrô de Goiânia

6.1 O METRÔ DE GOIÂNIA

6.1.1 Antecedentes

O estudo de viabilidade para o transporte de massa na RMG iniciou o processo para o financiamento do empreendimento, solicitado pelo Governo de Goiás ao Ministério dos Transportes, por meio de recursos do Banco Mundial.

Conforme Seinfra (2005), o Governo Federal aprovou, em 2002, um montante de US\$ 382.000.000 para o projeto, sendo até US\$ 155.000.000 para empréstimo do Banco Mundial, com a contrapartida da União em até US\$ 79.000.000.

O Banco Mundial já realizou duas missões, cujas observações estão sendo consideradas nos estudos complementares que vêm sendo realizados pelo estado de Goiás, em conjunto com as prefeituras municipais de Goiânia e de Aparecida de Goiânia.

6.1.2 Programa de Intervenção Urbana

A Seinfra, juntamente com a Prefeitura Municipal de Goiânia, participam do projeto de melhoria da qualidade de vida e inclusão social na RMG, no qual se insere a construção do Metrô de Goiânia. O organismo metropolitano de gestão é formado pela participação de 25% do Governo de Goiás; 50% da Prefeitura Municipal de Goiânia e 25% formado pelas outras dez prefeituras municipais da RMG: Aparecida de Goiânia, Hidrolândia, Aragoiânia, Abadia de Goiás, Trindade, Goianira, Santo Antônio de Goiás, Nerópolis, Goianópolis e Senador Canedo. Além destas cidades participantes diretas do referido projeto, serão também beneficiadas as cidades que fazem parte da denominada Região de Desenvolvimento

Integrado de Goiânia, que inclui mais sete municípios do aglomerado urbano da capital: Bela Vista de Goiás, Bonfinópolis, Brazabrantes, Caturai, Inhumas, Nova Veneza e Terezópolis de Goiás.

O projeto foi concebido dentro do contexto da reestruturação do transporte coletivo da RMG para implantar o corredor norte-sul de transporte. O projeto está integrado às características físico-ambientais da cidade e atende às recomendações dos planos diretores urbanos dos municípios de Goiânia e Aparecida de Goiânia (Seinfra, 2005). Estas constituem as duas maiores cidades da região metropolitana e, por suas características sociogeográficas de cidades vizinhas, são as cidades diretamente beneficiadas com a intervenção urbana. A Figura 6.1 mostra o aglomerado urbano de Goiânia.

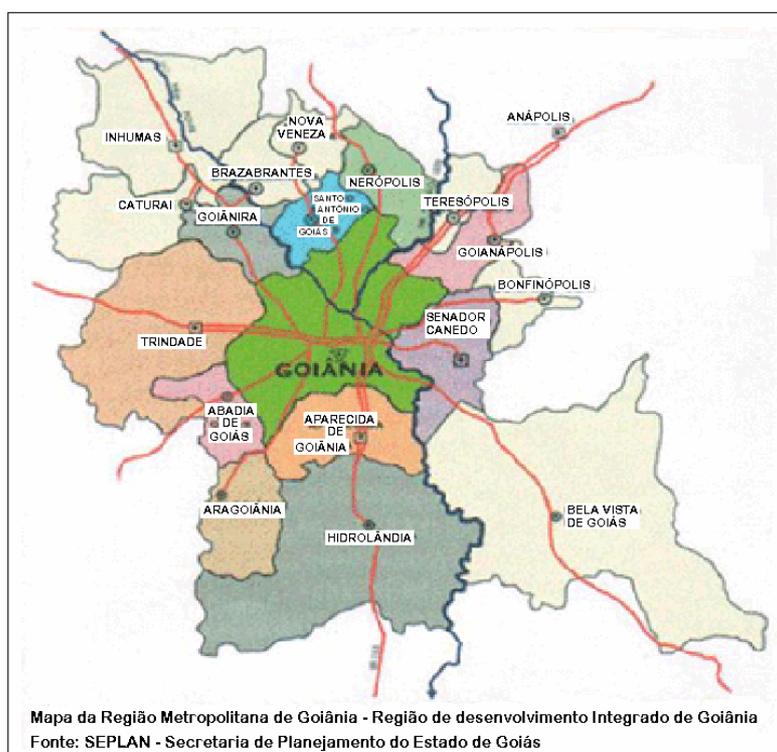


Figura 6.1 – Mapa do aglomerado urbano de Goiânia (modificado – Seinfra, 2005).

De acordo com a Seinfra (2005), Goiânia possui um sistema de transportes em crise e por isso está sendo ampliado e readequado às demandas, que originaram a elaboração de um Programa de Intervenção Urbana. Este programa visa:

- À ampliação da área de cobertura da rede de transporte público para garantir acessibilidade, qualidade, regularidade, confiabilidade e segurança;
- Ao aprimoramento do sistema integrado de transporte (SIT) com melhoria da gestão do trânsito;

- À melhoria do saneamento básico na região metropolitana;
- Aos aspectos ambientais na preservação da paisagem urbana, tais como: elevação da qualidade do ar e recuperação dos fundos de vales dos córregos afluentes do rio Meia Ponte. De acordo com o projeto, estas áreas que abrangem os leitos dos córregos, as margens e uma extensão em torno destes cursos d'água (onde há preservação obrigatória) devem ser transformadas em área de lazer e convivência;
- À inclusão social, já que a população de baixa renda será diretamente beneficiada com o asfaltamento de ruas utilizadas pelo sistema de transporte atualmente não-pavimentadas, o que promoverá o desenvolvimento das áreas mais carentes da região metropolitana.

A missão do Metrô de Goiânia é atender às necessidades de deslocamento da população, de forma a contribuir com o desenvolvimento dos setores produtivos da sociedade e com a melhoria da qualidade de vida da população (Seinfra, 2005).

6.2 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

A estimativa do governo estadual é que a obra seja concluída em três anos após seu início. As principais características do veículo são: média capacidade, piso baixo, com 35 m de comprimento, monoarticulado e bi-direcional. O veículo é elétrico, possui velocidade média de 30 km/h e rodará sobre os trilhos ladeados por grama (Figura 6.2). A linha terá 17 estações, capacidade de transporte de 600 passageiros por vez, em dois carros, e estima-se que deverá transportar entre 12 mil e 25 mil passageiros/sentido. Avalia-se que o trajeto total de 15 km seja percorrido em 36 min.



Figura 6.2 – Modelo do veículo para o Metrô de Goiânia (Seinfra, 2007).

A tecnologia do Metrô prevista no projeto é de VLT que roda na superfície em linha de via dupla, com alimentação elétrica de 750 Vcc e rede aérea catenária (ou rede aérea de tração). No trecho em superfície terá sinalização semafórica com prioridade para o transporte público.

Apesar de ser denominado de metrô de superfície ele percorrerá alguns trechos subterrâneos. Esta opção aliviará o trânsito em alguns locais de fluxo intenso ou avenidas estreitas.

Segundo Blanco (1995), dentre as principais vantagens do VLT estão:

- Segurança: com o metrô dificilmente ocorrem acidentes como os que ocorrem eventualmente com os ônibus, portanto reduzem-se os acidentes no trânsito;
- Conforto: maior espaço para acomodação, devido a maior frequência da passagem dos veículos pelas estações;
- Eficiência: redução dos tempos médios das viagens dentro das cidades. Em Brasília houve uma redução de um terço das cidades satélites ao plano piloto;
- Não-poluente: movido por força elétrica, não emite gases à atmosfera, e produz pouca quantidade de ruídos;
- Confiabilidade: regularidade de horário, devido à ausência de congestionamentos e por ser protegido das intempéries climáticas.

6.3 O PROJETO DO TRAÇADO DO METRÔ DE GOIÂNIA

Como já citado anteriormente, por questões técnicas e econômicas, o traçado proposto inicialmente foi modificado e a disposição do traçado definitivo, em superfície, na direção norte-sul parte da Avenida Perimetral Norte, que é uma via rápida e periférica, encaminhando-se pela Avenida Goiás Norte e, em subterrâneo, a partir da Estação Rodoviária, continuando sob a Avenida Goiás, na região central, passando embaixo da Praça Cívica e continuando pela Avenida 84 até a Praça do Cruzeiro, sendo que, originalmente, este último trecho era em superfície. Na superfície, segue sobre a Rua 90 até o terminal de ônibus Isidória, ponto este a partir do qual será novamente em subterrâneo.

Após passar sob o Terminal Isidória, volta a percorrer em superfície quando passar pela Avenida Quarta Radial e até o Terminal Integração da Vila Brasília, próximo à central da Empresa Brasileira de Correios e Telégrafos, onde volta a ser em subterrâneo por um pequeno trecho de cerca de 75 m, sob a Avenida Rio Verde, na confluência com a Avenida José

Rodrigues de Moraes Neto. A partir daí, rodará novamente em superfície, ao longo da Avenida Rio Verde, seguindo até o fim do trajeto, no terminal de ônibus Cruzeiro do Sul em Aparecida de Goiânia. Na Figura 6.3, este traçado está ilustrado nas cores vermelho-azul-vermelho. Originalmente se previa enterrar a linha ainda na Avenida Rio Verde, no local da confluência com a Avenida José Rodrigues de Moraes Neto e seguir em subterrâneo até o fim. Contudo, o projeto final contemplou somente a passagem enterrada sob aquela confluência.

A partir da Praça Cívica, a concepção inicial, anterior a 2002, previa o traçado original seguindo o alinhamento básico da Avenida 85 até próximo à Avenida Rio Verde, rodando até o final por esta avenida. Na Figura 6.3, este trajeto está ilustrado nas cores vermelho-verde-vermelho. Contudo, este traçado original, que previa a travessia do morro da Serrinha por meio de túnel a ser construído pelo método NATM, foi descartado e estudou-se uma alternativa de trajeto, o que originou o traçado definitivo supracitado.

No traçado definitivo, a opção por trechos subterrâneos foi prevista no projeto para aliviar o trânsito em algumas localidades do centro por onde o metrô vai passar e também para preservação arquitetônica das praças e terminal de ônibus atravessados, além da necessidade da construção de pátios de manobras e manutenção dos trens. A disposição do traçado do Metrô de Goiânia ao longo das ruas e avenidas da cidade está ilustrada na Figura 6.3 e o croqui de localização das estações está mostrado na Figura 6.4. A Figura 6.5 apresenta a imagem de satélite abrangendo a RMG e a posição do traçado.

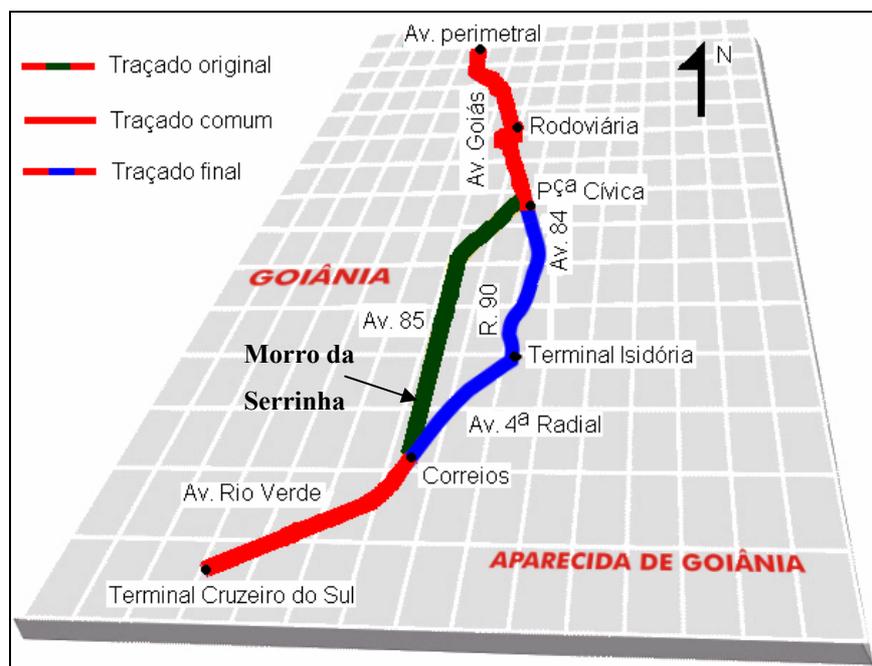
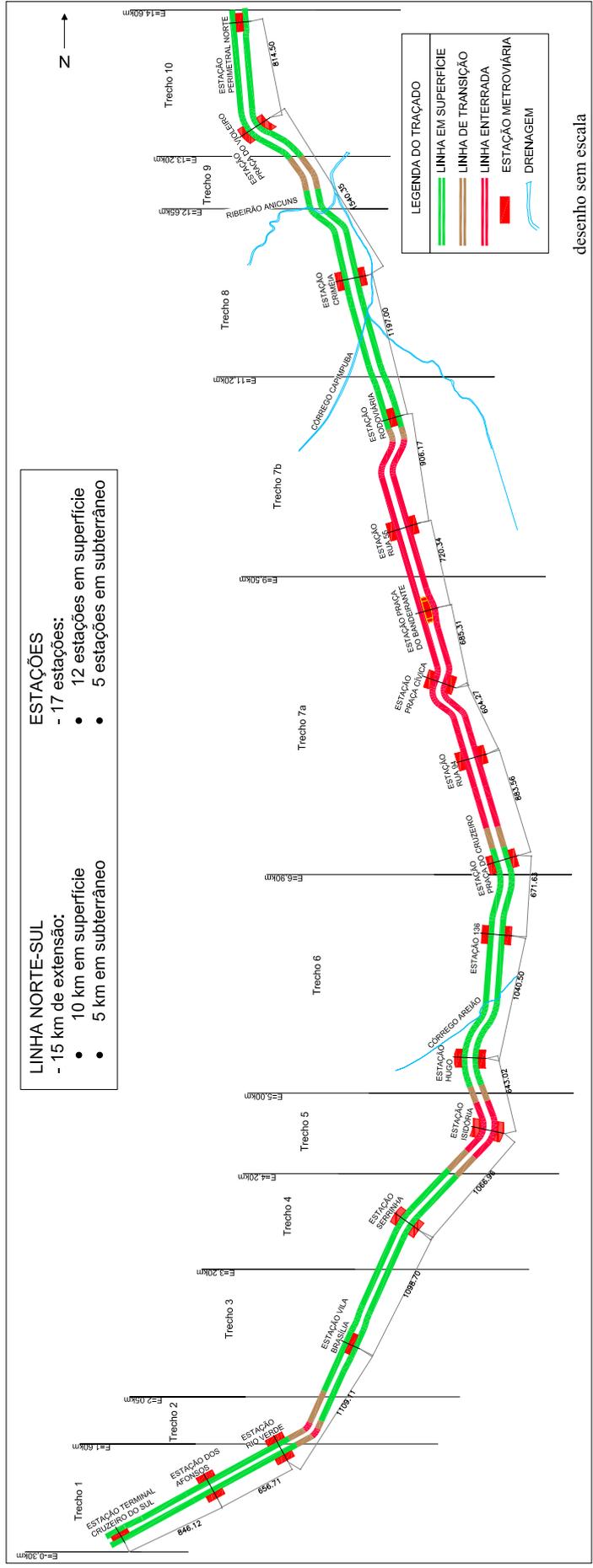


Figura 6.3 – Disposição do traçado pelas ruas e avenidas (modificado – Seinfra, 2007).



desenho sem escala

Figura 6.4 - Localização das Estações do Metrô de Goiânia

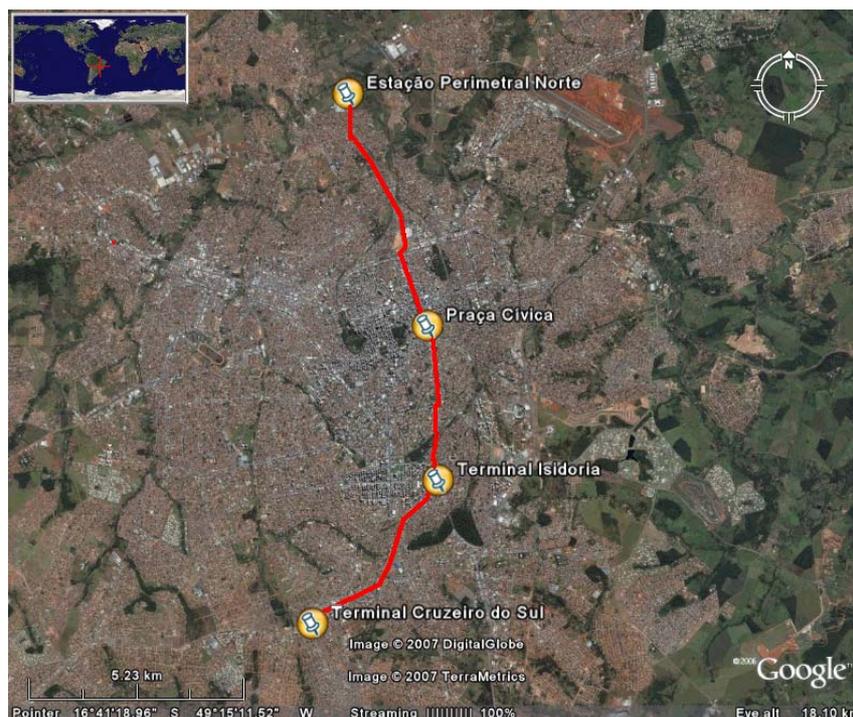


Figura 6.5 – Traçado do Metrô de Goiânia – Imagem de satélite modificada do Google Earth, acesso em 21 mar. 2007.

O traçado do Metrô de Goiânia localiza-se em sua maior parte sobre um divisor de águas, passando por duas travessias em regiões de fundos de vales de córregos afluentes do rio Meia Ponte, ao norte, principal drenagem da região metropolitana e que atravessa toda a cidade. A Figura 6.6 exhibe o mapa topográfico da região metropolitana de Goiânia mostrando a hipsometria ao longo do traçado do Metrô. A Figura 6.7 mostra a disposição 3 D do mapa topográfico/hipsométrico. Estas duas últimas figuras foram elaboradas utilizando o programa computacional Target v.6.4 (Geosoft, 2006), cuja digitalização topográfica foi obtida da SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*) que é um projeto comum entre as agências NGA e Nasa com o objetivo de produzir dados topográficos digitais para 80% da superfície da Terra.

Espera-se que após a implantação do sistema de transporte metroviário da cidade ocorra o crescimento urbano e a valorização dos bairros no entorno do traçado. A Figura 6.8 apresenta o mapa parcial da área urbanizada de Goiânia com a indicação da locação das sondagens executadas ao longo do traçado, os pontos de interesse e os bairros diretamente beneficiados pela linha do metrô. A locação das sondagens nesta figura foi elaborada no programa computacional Target v.6.4, a partir do qual foram incluídos os dados georreferenciados da planta dos bairros do MUDDG v.20.

6.4 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Os estudos geológico-geotécnicos de campo que subsidiaram o Projeto Básico do Metrô de Goiânia foram realizados pela Seinfra em duas campanhas de investigações. A primeira, dividida em duas etapas, contemplava o traçado original cortando a cidade no sentido norte-sul, seguindo o alinhamento básico das Avenidas 85 e Goiás e passando pela Praça Cívica.

Na primeira etapa da campanha inicial foram apenas executadas sondagens percussivas, com a realização de ensaios de resistência à penetração do solo (tipo SPT), em cada um dos locais das estações metroviárias. Na segunda etapa, as investigações foram complementadas com sondagens mistas, especialmente no trecho com previsão de passagem subterrânea através do Morro da Serrinha (El. aproximada de 900 m) por meio de túnel. Assim, esta última etapa foi complementada também por investigações para caracterização geológico-geotécnica do maciço formador daquele morro.

Este traçado original por meio de túnel foi descartado por onerar o custo de construção inicialmente estimado. Para tal, se estudou uma alternativa construtiva mais econômica que contemplasse a passagem do traçado ao lado daquele morro, em superfície e seguindo o alinhamento das vias: Avenida Quarta Radial – Rua 90 – Avenida 84. Desta forma, para contemplar esta alternativa ao traçado original foi realizada a segunda campanha de investigações. A disposição destes traçados, original e alternativo, encontra-se apresentada na Figura 6.3 deste capítulo.

Vale ressaltar que o custo de construção por meio de túnel é, *a priori*, mais elevado do que a alternativa de superfície. Contudo, se forem aprofundados os estudos para a composição da relação de custo x benefício, considerando os fatores socioeconômicos, de indenizações das áreas afetadas, os problemas ambientais e a qualidade de vida das populações atingidas pela obra, como citado no terceiro capítulo desta dissertação, o custo inicialmente previsto será, possivelmente, menor.

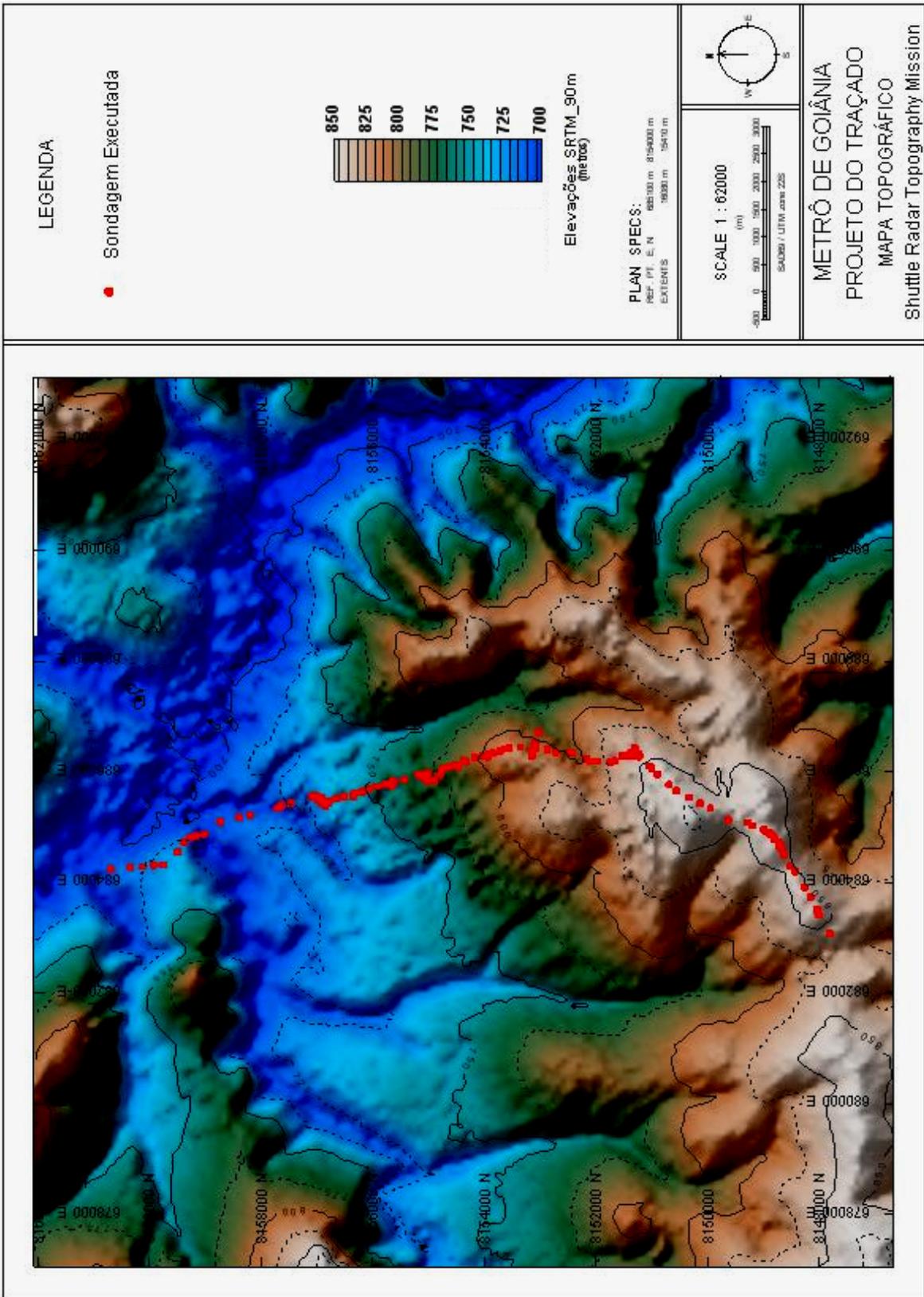


Figura 6.6 – Mapa topográfico/hipsométrico da Região Metropolitana de Goiânia

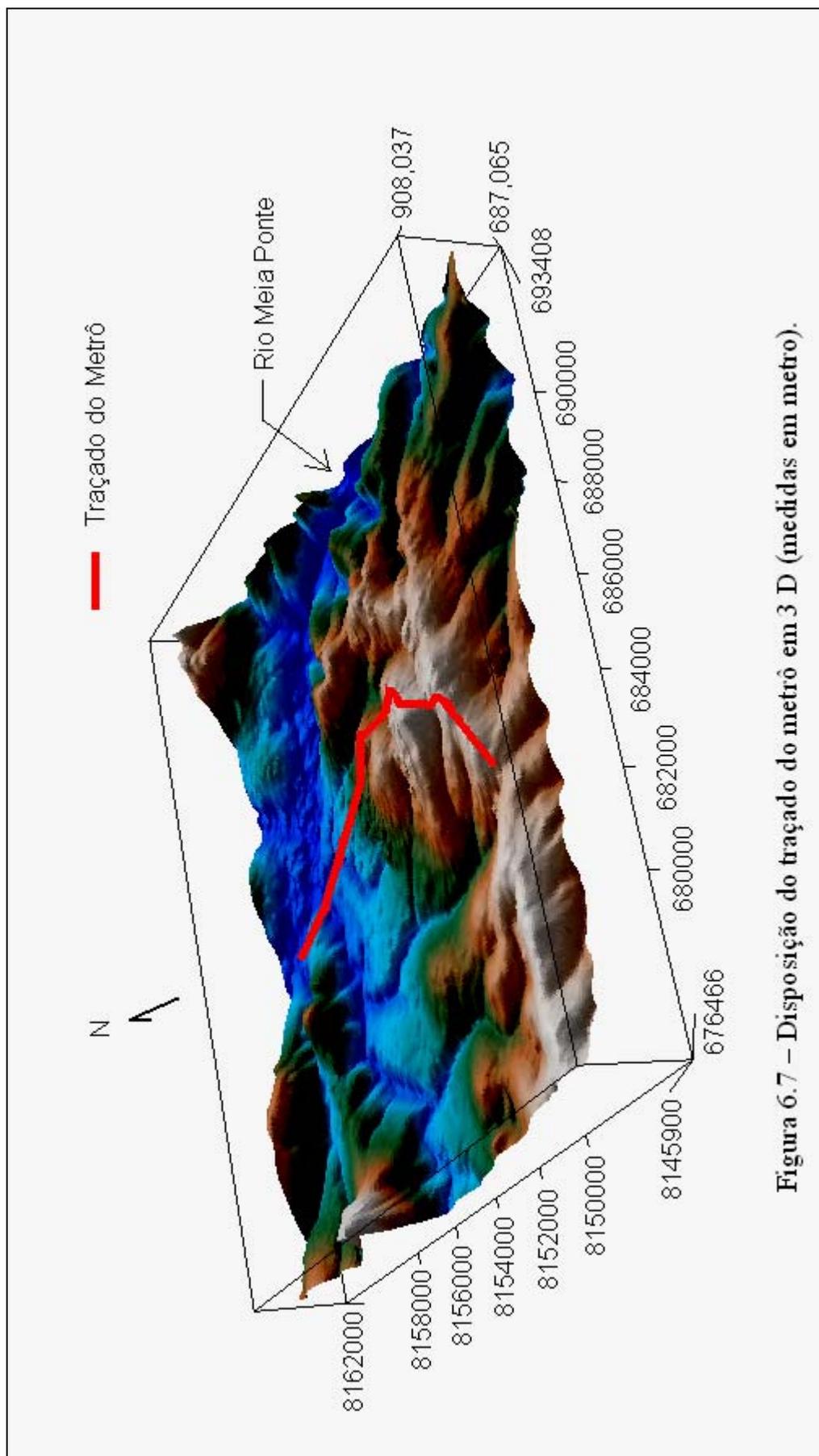


Figura 6.7 – Disposição do traçado do metrô em 3 D (medidas em metro).

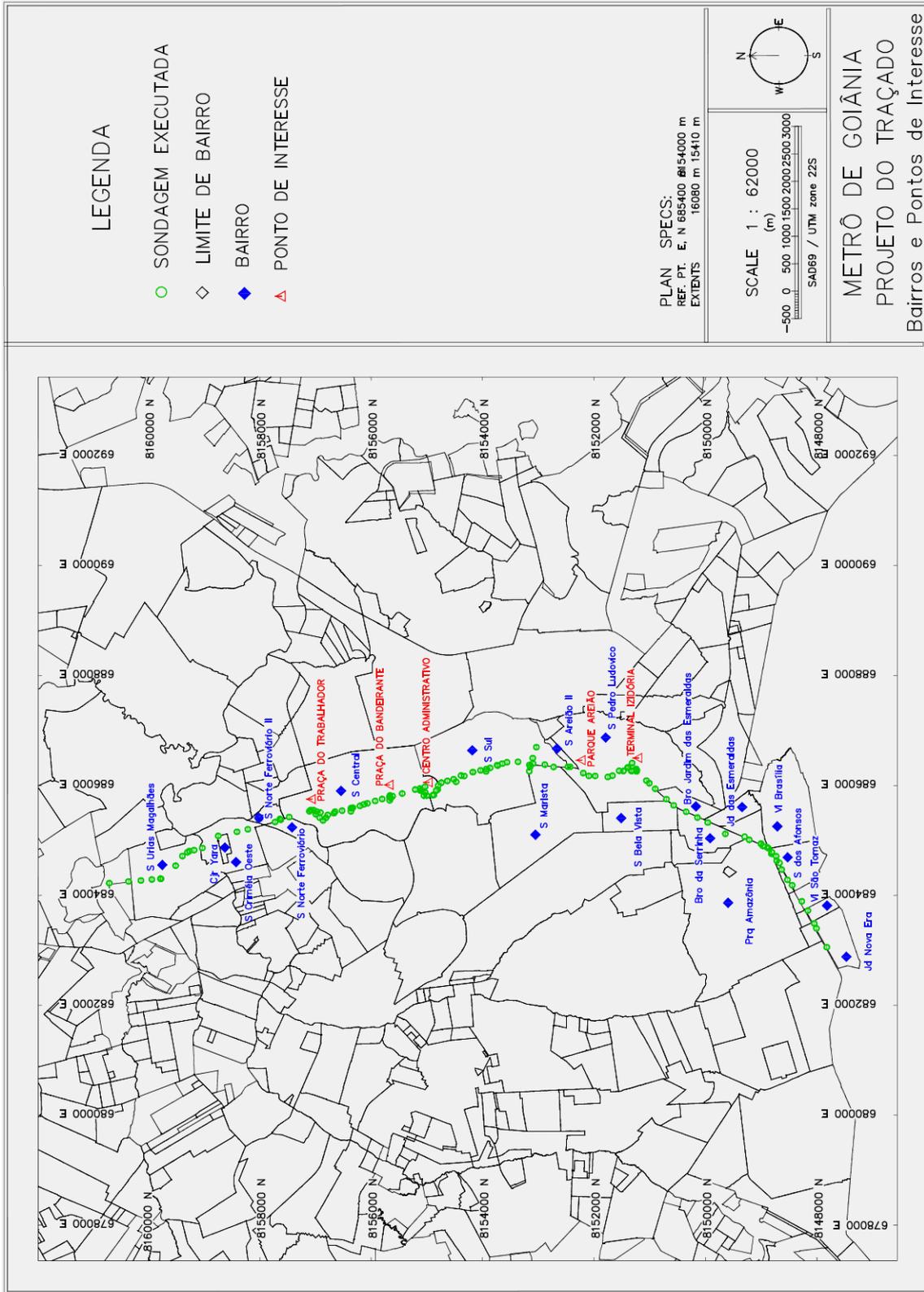


Figura 6.8 – Mapa dos bairros de Goiânia atravessados pelo traçado do Metrô.

Tendo em vista que as investigações da primeira campanha foram somente limitadas aos locais das estações metroviárias previstas e ao Morro da Serrinha, não se têm subsídios para uma comparação mais precisa entre as características geotécnicas deste traçado original com o traçado alternativo aqui abordado.

Por isso, serão aqui consideradas as investigações geológico-geotécnicas concernentes à alternativa do traçado definitivo executadas durante a segunda campanha de investigações, que foi mais abrangente. Ressalta-se que também serão considerados alguns dos resultados obtidos na primeira campanha e que fazem parte dos trechos comuns dos traçados original e definitivo.

6.4.1 Primeira Campanha de Investigações

Nesta campanha, a primeira etapa (1A) foi realizada no período de agosto a setembro/2000, em cada um dos pontos das estações previstas, e constituiu-se de:

- Coleta de dados locais existentes;
- Mapeamento geológico, com base na literatura sobre a área;
- Execução de 20 sondagens a percussão (SPT), perfazendo 303,4 m.

Visando à complementação dos resultados da etapa anterior, especialmente na região do Morro da Serrinha, realizou-se a segunda etapa (1B) de sondagens durante o período de novembro/2000 a janeiro/2001. Os serviços executados estão descritos a seguir:

- Execução de 16 sondagens, sendo 4 à percussão (SPT) e 12 mistas, perfazendo 277,5 m;
- Caracterização geológico-geotécnica do maciço do Morro da Serrinha, com base na literatura e nos resultados dos ensaios de campo e laboratório.

Nesta etapa 1B, em particular, os estudos contemplavam a região do túnel entre as estações Vila Brasília e Serrinha, visando à determinação das características geológico-geotécnicas para a escolha da forma da seção transversal, do revestimento do túnel, dos sistemas de suporte necessários e dos métodos construtivos, de acordo com as condições geomecânicas do maciço.

6.4.2 Segunda Campanha de Investigações

Visando a subsidiar os estudos da alternativa ao traçado original, a Seinfra realizou uma segunda campanha de sondagens, mais abrangente, durante o período de agosto a novembro/2003. Os serviços, que foram executados para complementar o Projeto Básico do Metrô de Goiânia, estão descritos a seguir:

- Execução de 108 sondagens à percussão (SPT), perfazendo 1.327,3 m. Estas sondagens foram executadas ao longo do segmento do traçado alternativo, onde ainda não havia investigações, e também complementaram as investigações executadas nas duas etapas anteriores, ao longo dos segmentos comuns contemplados no traçado original;
- Instalação de 8 MNAs ao longo do traçado, perfazendo 88,6 m perfurados e realização de ensaios de permeabilidade do solo, conforme apresentado no Apêndice D;
- Execução de ensaios de campo (Pressiométricos) e de laboratório (Triaxiais), estes últimos em blocos indeformados retirados ao longo do traçado;
- Realização de ensaios de permeabilidade *in situ* em furos de sondagens.

O perfil geológico-geotécnico do metrô

As análises dos dados obtidos nas campanhas de investigações geológico-geotécnicas, complementados com os resultados dos ensaios pressiométricos e os ensaios especiais de laboratório realizados, permitiu elaborar o perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do eixo da via do metrô.

Para facilitar a realização destas análises, agruparam-se os segmentos do perfil com características semelhantes do subsolo ou, especificamente, onde se previa a construção das obras subterrâneas. Assim, os subitens a seguir apresentam as análises do comportamento do lençol freático e do subsolo ao longo do perfil do traçado, à luz dos dados geológico-geotécnicos obtidos no monitoramento do NA e nas campanhas de investigações, além dos desenhos dos respectivos trechos do perfil geológico-geotécnico.

7.1 MONITORAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO

As análises aqui apresentadas foram realizadas com base no monitoramento realizado nos MNAs instalados nos locais com previsão das obras subterrâneas, juntamente com os dados das precipitações fornecidos pelo INMET.

Em escala regional, o município de Goiânia situa-se na bacia do rio Paranaíba, que é uma sub-bacia da bacia do rio Paraná. A região de Goiânia, engloba basicamente a bacia do rio Meia Ponte. Atualmente, no município existem somente cinco estações fluviométricas: três no rio Meia Ponte, uma no ribeirão João Leite e uma no ribeirão Dourados.

Conforme observado no Apêndice E, ao sul (na Vila Brasília) o traçado atravessa, aproximadamente, o divisor das bacias dos córregos Serrinha e Botafogo; continua próximo ao divisor das bacias dos córregos do Areião e Vaca Brava e, posteriormente, entre as bacias

dos córregos Capim Puba e Botafogo. Quando a via se torna em superfície, ocorre a transposição de dois cursos d'água: o córrego Capim Puba e o ribeirão Anicuns.

Nos locais previstos para os trechos subterrâneos, onde haverá escavações a céu aberto do tipo vala recoberta, instalaram-se oito MNAs, identificados pela sigla PMZ seguida do número seqüencial, para o monitoramento do lençol freático.

A localização e a amarração topográfica dos referidos medidores de nível d'água encontram-se nas Tabelas D.1 e D.2, respectivamente, do Apêndice D. A Figura 7.1 apresenta o gráfico consolidado dos 8 MNAs durante o monitoramento do lençol freático e o gráfico da precipitação total mensal. O primeiro mostra as curvas traçadas com os dados das leituras de NA obtidas durante o monitoramento de cada MNA. O segundo gráfico apresenta os valores das precipitações totais mensais que foram coletados na Estação Pluviométrica de Goiânia. A amarração topográfica desta Estação Goiânia, do INMET, encontra-se apresentada na Tabela D.3 do Apêndice D.

Segundo Souza (2005), a condutividade hidráulica dos solos não-saturados, como é o caso do solo a área de estudo, sofre variação de acordo com o teor de umidade. Quando ocorre uma precipitação, a velocidade de avanço da água, representada pela condutividade hidráulica, é tanto menor quanto menor o grau de saturação do solo. Isto se justifica devido à dificuldade que o fluxo de água tem para expulsar o ar dos vazios do solo.

O avanço da água de chuva que se infiltra no solo ocorre sob a forma de uma frente de saturação que depende do grau de saturação do solo antes da infiltração, do seu índice de vazios, da intensidade e duração da chuva e das propriedades de fluxos d'água no solo. Cada evento de chuva gera uma frente de saturação que atingirá uma profundidade que depende destes fatores. Cessada a chuva, ocorre no subsolo uma redistribuição da água que aumenta seu teor de umidade. Um novo evento chuvoso, atingindo o terreno com a mesma intensidade, produzirá um avanço da frente de saturação com velocidade superior, já que o solo agora se encontra mais úmido e, portanto, com maior condutividade hidráulica (Souza, 2005).

A comparação chuva x solo aqui apresentada visa a fornecer subsídios para o planejamento da obra do Metrô de Goiânia, especialmente no que concerne às obras de escavações a céu aberto. A análise dos dados monitorados na área de estudo, tendo como base a Figura 7.1, revela que:

- O comportamento do lençol freático é função direta da ocorrência de chuvas. As elevações máximas dos níveis do lençol freático, medidos nos MNAs, sistematicamente ocorrem quase 30 dias após as últimas precipitações máximas. Isto indica que não ocorre uma

manutenção constante do NA do solo devida à recarga permanente das bacias ou drenagens ao redor da área. Ao contrário, a recarga principal do lençol freático é devida exclusivamente à frente de saturação originada pela infiltração direta da água de chuva através do solo. Complementarmente, ratificando o acima exposto, apresentam-se as Figuras D.1 a D.8, do Apêndice D, com os resultados do monitoramento individual de cada MNA, e a Figura D.9, com o gráfico das precipitações totais diárias medidas nos mesmos dias das leituras. Destaca-se que em alguns dias não houve precipitações quando foram feitas leituras do NA;

- Na estação chuvosa de 2004/2005 ocorreu uma grande concentração de chuvas em março/2005, o que implicou um pico, em todos os registros, no dia 08/04/2005. Na estação seguinte (em 2006), as chuvas foram mais regulares, incluindo um veranico em janeiro/2006 e não houve ocorrência do pico supracitado;
- A estação seca em 2005 foi mais severa. Num período de sete meses choveu menos de 250 mm no total (entre abril – outubro). Já em 2006, a seca englobou cinco meses, de maio a setembro. Esta diferença implicou um nível mínimo mais baixo do lençol freático em 2005 do que em 2006;
- Não somente os valores de máximo e mínimo do lençol freático, mas também a forma das curvas de variação do NA estão diretamente relacionadas à distribuição das chuvas. Isto pode ser constatado pela regularidade (paralelismo) das oito curvas, de forma que, grosso modo, pode-se efetuar um traslado de uma sobre a outra com uma boa sobreposição.

Vale ressaltar que o regime de precipitações é caracterizado também pelo número de dias de chuva (NDC). Segundo o INMET (2007), os dados de precipitações da média mensal de NDC é muito variável em Goiânia: desde 01 dia para os meses de junho e julho, a valores de 18 a 21 dias nos meses de dezembro a fevereiro. Esta distribuição deverá ser levada em consideração no planejamento de construção da obra, especialmente da execução das obras de escavações a céu aberto, de modo que se possam especificar (ou não) os prováveis sistemas de rebaixamentos do lençol freático.

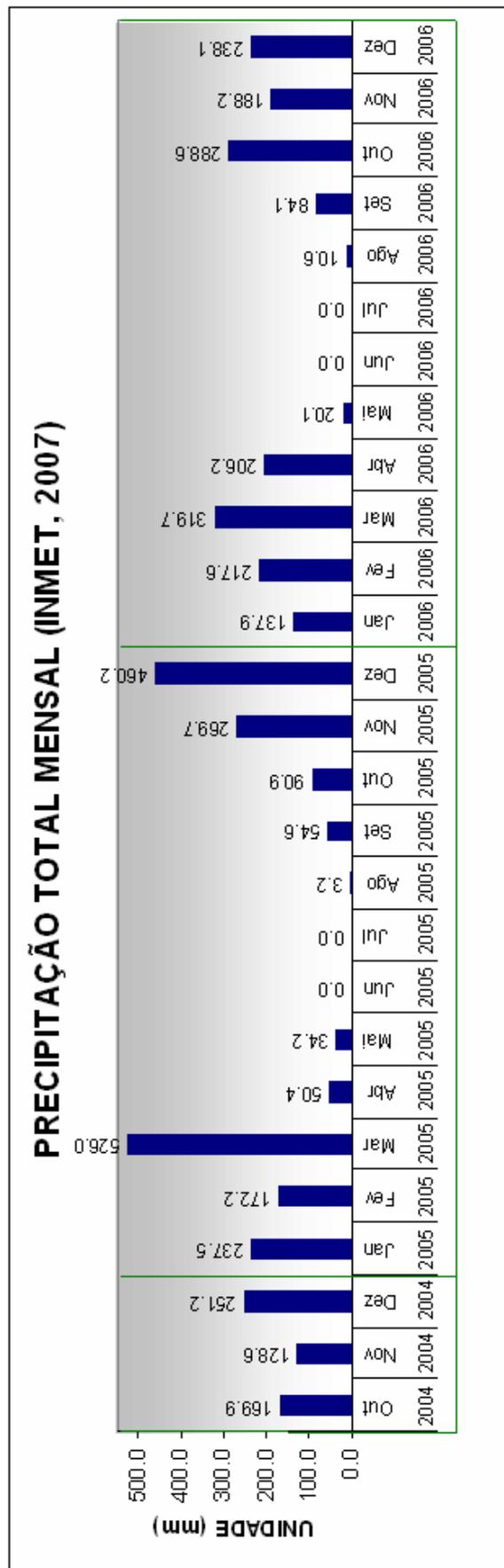
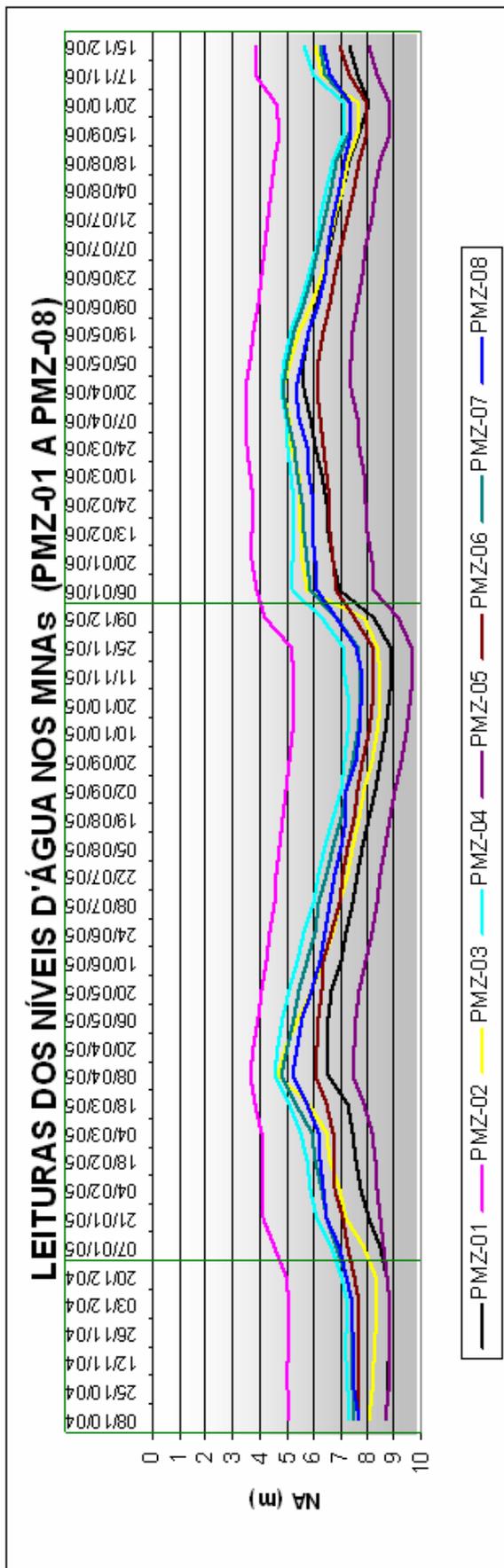


Figura 7.1 - Gráficos do monitoramento do NA e da precipitação total mensal

7.2 INTERPRETAÇÃO DAS SONDAGENS

Apresenta-se, a seguir, a análise das características dos solos atravessados nas sondagens ao longo do traçado definitivo, com base nos laudos dos perfis das sondagens e dos resultados dos ensaios realizados durante as campanhas de investigação realizadas para o Projeto Básico do metrô.

Para esta análise o traçado foi subdividido em trechos com características homogêneas do subsolo. Para a classificação dos estados de compacidade e de consistência dos solos aqui identificados, considerou-se a Tabela B.1 apresentada no Apêndice B, reproduzida da Norma NBR-6484/2001.

Como produto desta análise será aqui apresentado o desenho do Perfil Geológico-Geotécnico ao longo do traçado do Metrô de Goiânia. Para facilitar o entendimento e a visualização deste perfil, o mesmo foi segmentado e encontra-se apresentado em desenhos de perfis parciais considerando-se os mesmos trechos adotados para a análise supracitada.

7.2.1 Trecho I

Este trecho está compreendido entre o Terminal Cruzeiro do Sul e a Estação Rio Verde, entre as estacas E(-)0,30 km a E-1,60 km e foram executadas onze sondagens a percussão: SP-101; SP-103; SP-105; SP-107; SP-109; SP-111; SP-113; SP-115; SP-116; SP-117 e SP-118, perfazendo um total de 150,01 m lineares perfurados. Este trecho foi dividido em dois. A Figura 7.2 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho I/1 e a Figura 7.3, do Trecho I/2.

Os furos SP-105; SP-113; SP-115 e SP-117 apresentaram uma camada de aterro com cerca de 1,0 m de espessura.

Verifica-se que a camada de solo transportado apresenta pouca profundidade, em torno de aproximadamente 3,0 a 4,0 m, exceto no furo SP-101 que atinge 7,0 m de profundidade. Possui origem coluvionar e se caracteriza, preferencialmente, por uma argila de consistência mole a média, eventualmente com presença de camadas de areia compacta e de pedregulhos. Esta camada de solo transportado apresenta, em geral, baixa resistência à penetração, atingindo um valor máximo do $N_{SPT} = 7$, exceto nas lentes arenosas e de pedregulhos, as quais atingiram até valores de $N_{SPT} = 22$.



Figura 7.2 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho I/1

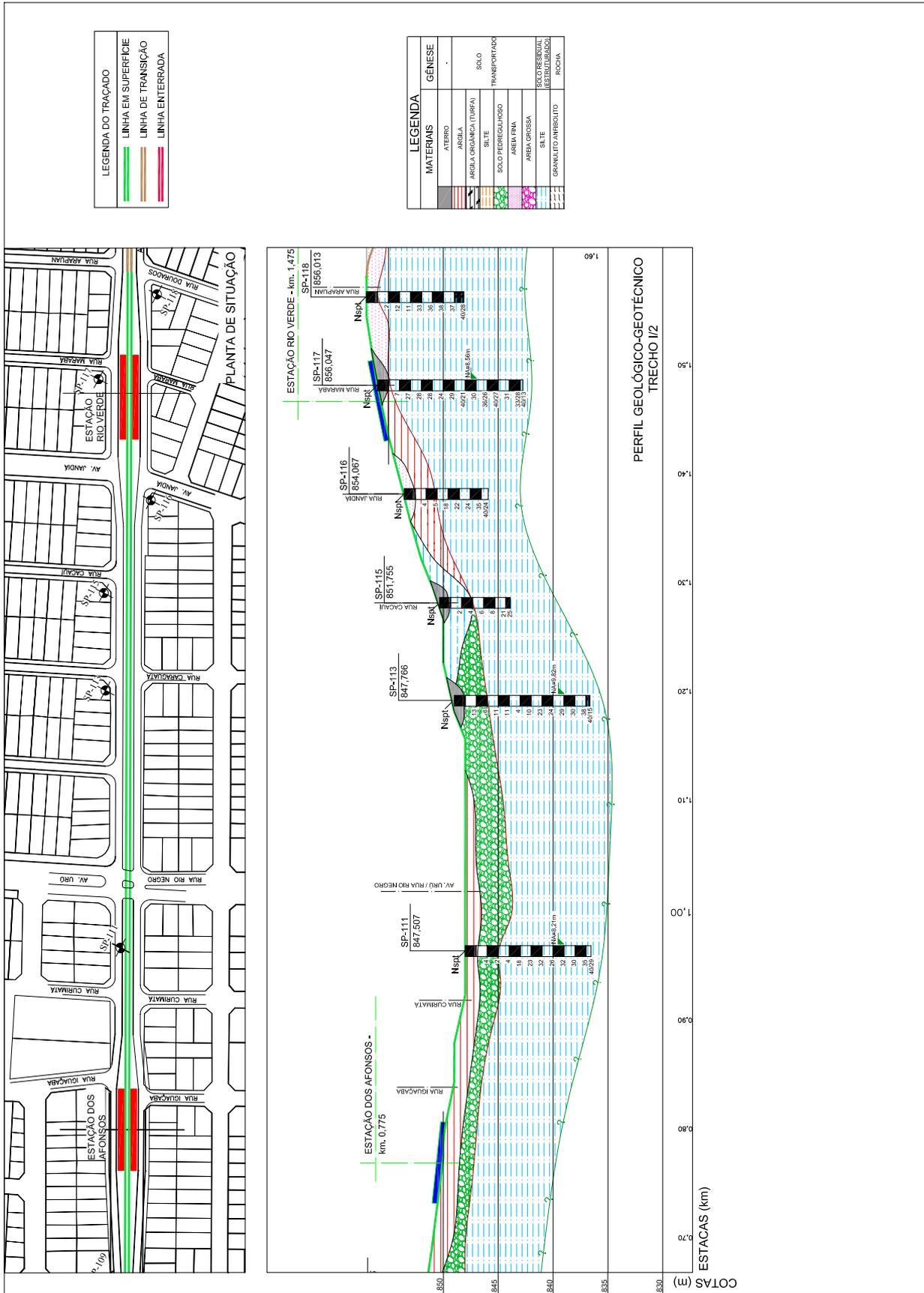


Figura 7.3 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho I/2

Sotoposto à camada supracitada ocorre o solo residual de micaxisto, caracterizado essencialmente por um silte arenoso, medianamente compacto a muito compacto, micáceo, estruturado, exibindo vestígios da xistosidade da rocha matriz. De um modo geral, este solo residual apresenta resistência à penetração crescente com a profundidade e valores de $N_{SPT} > 10$, exceto nos furos SP-109; SP-111 e SP-115 que apresentam valores entre $4 < N_{SPT} < 9$, próximo ao contato com o solo transportado sobreposto.

Como se projetou o traçado neste trecho em superfície, os trilhos estarão apoiados em solo transportado, em geral com $N_{SPT} > 3$, exceto localmente onde possui valores de $N_{SPT} = 2$. Embora seja menos resistente que o solo residual sotoposto, não haverá necessidade de se escavar esta camada de solo transportado, já que sua espessura é muito pequena, aproximadamente de 3,0 m, e se deverá utilizar um material resistente para o lastro dos trilhos, com boa compactação, dentro dos limites a serem especificados para o suporte da carga dos trens.

7.2.2 Trecho II

Este trecho terá um segmento subterrâneo sob a Avenida José Rodrigues de Moraes Neto e, além deste, compreende os segmentos das linhas de transição de entrada e saída da linha enterrada. O trecho todo está disposto entre as estacas E-1,60 km a E-2,05 km e foram executadas seis sondagens a percussão: SP-119; SP-120; SP-191; SP-192; SP-121 e SP-122, perfazendo um total de 96,2 m lineares perfurados. A Figura 7.4 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho II.

O subsolo neste trecho possui uma camada de solo transportado com 4,0 m de espessura e resistência à penetração entre $3 < N_{SPT} < 16$, ratificadas pelas sondagens SP-120; SP-121 e SP-122. A textura predominante desta camada é argilosa, mole a média, com lentes de areia medianamente compacta. A sondagem SP-120 apresentou uma camada de aterro de cerca de 1,0 m de espessura.

A sondagem SP-119 apresentou o limite de impenetrabilidade aos 11,41 m de profundidade e foi classificada como sendo totalmente perfurada em solo transportado. Contudo, como a camada a partir de 2,0 m de profundidade apresentou textura de silte arenoso, compacto a muito compacto, micáceo, com veios de cor variada e grãos de quartzo, semelhante ao solo residual de micaxisto típico da região e identificado nas sondagens do trecho anterior, sugere-se que esta camada também seja do referido solo residual.



Figura 7.4 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho II

Além disto, ressalta-se que nos perfis das outras cinco sondagens vizinhas deste trecho não foi identificado o limite da camada do solo residual abaixo dos 5,0 m de profundidade, o qual ocorreu a partir de 4,0 m de profundidade nas sondagens SP-120 a SP-122; a partir de 1,0 m na SP-191 e a partir de 5,0 m na SP-192.

Prevê-se uma escavação de cerca de 6,0 m de profundidade, atingindo o solo residual com boa resistência e crescente com a profundidade ($9 < N_{SPT} < 50$). Esta escavação não deverá sofrer interferência do nível d'água, já que a cota mais elevada foi medida, durante a campanha de monitoramento do PMZ-1 instalado neste trecho, na profundidade de 5,64 m, em 20/04/2006, estando a maioria das medições do NA abaixo dos 6,0 m de profundidade (Figura D.1). Portanto, em face do período em que será executada a obra, possivelmente não será necessário o rebaixamento do NA ou, caso contrário, isto não será dispendioso, dada à pequena espessura de solo abaixo deste que será escavado.

A assertiva supracitada é ratificada pelo resultado do ensaio de permeabilidade do solo executado neste trecho. Este ensaio indicou ser um terreno de permeabilidade moderada (Figura D.10), cuja escavação poderá ser executada por meio da técnica de vala recoberta, em que pese à pouca coesão do solo, já que, além disso, não haverá interferência significativa do NA. Ressalta-se, contudo, que mesmo se tratando de um solo com permeabilidade moderada pode-se manter esta alternativa de vala recoberta com o auxílio do rebaixamento do lençol freático do terreno, somente se não forem produzidos recalques ou efeitos prejudiciais no entorno, o que deverá ser investigado antes da construção.

Na sondagem SP-119 foi executado um ensaio de caracterização do solo transportado (Tabela 7.1) até 3,0 m de profundidade. Conforme a carta de plasticidade para a classificação dos solos finos pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS (Vargas, 1977), trata-se de um silte arenoso de baixa plasticidade (ML).

Tabela 7.1 – Resultados de ensaios de caracterização do solo transportado na SP-119.

| Furo | Prof. (m) | % pedreg. | % areia | % silte | % argila | W _L (%) | W _p (%) | IP (%) |
|--------|-----------|-----------|---------|---------|----------|--------------------|--------------------|--------|
| SP-119 | 0,0 | 11,56 | 28,96 | 47,48 | 12,00 | 29,00 | 26,81 | 2,19 |
| | 1,0 | 12,62 | 32,77 | 40,61 | 14,00 | 39,70 | 34,48 | 5,22 |
| | 2,0 | 7,81 | 38,97 | 38,42 | 14,80 | 33,70 | 31,94 | 1,76 |
| | 3,0 | 2,43 | 35,01 | 49,06 | 13,50 | 38,65 | 35,45 | 3,20 |

A estrutura de contenção indicada para esta escavação poderá ser a de paredes de perfis e pranchões (Item 4.2.4.1), visto que deverá ser instalada quase totalmente acima do

NA e em terreno que, embora pouco plástico, deverá suportar temporariamente a escavação para permitir a instalação dos pranchões de madeira. Além disso, esta solução é bastante econômica para escavações com profundidades de cerca de 6,0 m, como no caso em questão.

Quanto ao sistema de drenagem, como a via do metrô passará abaixo do nível da avenida, deverão ser implantados tubos coletores para captar as águas pluviais e conduzi-las ao sistema de drenagem urbano.

7.2.3 Trecho III

Este trecho localiza-se entre as estacas E-2,05 km a E-3,20 km, onde foram executadas quatro sondagens a percussão na segunda campanha: SP-193; SP-123; SP-124 e SP-125, além do furo SP-1 que foi executado na primeira etapa da primeira campanha de investigações. Neste trecho, perfurou-se um total de 42,9 metros lineares. A Figura 7.5 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho III.

As sondagens identificaram uma camada mais espessa de argila oriunda de um solo transportado, com até 6,0 m de espessura. Esta se constitui de uma argila de consistência mole a rija, localmente arenosa e com presença de pedregulhos, com resistência à penetração crescente, sendo $N_{SPT} = 2 - 6$ nas camadas superficiais das sondagens até $N_{SPT} = 16$ abaixo de 2,0 m de profundidade.

A sondagem SP-193 apresenta uma textura de silte arenoso com coloração variegada, micáceo, com grãos de quartzo e estratificado, a partir de 3,0 m de profundidade, a qual corresponde ao solo residual de micaxisto típico da região. Esta sondagem SP-193 foi concluída com 10,45 m e a camada de solo residual apresenta resistência à penetração variando de fofo a pouco compacto até os 5,0 m de profundidade e de medianamente compacto a compacto a partir daí.

A sondagem SP-1 alcançou o solo residual, medianamente compacto a compacto, na profundidade de 4,0 m e foi concluída aos 13,10 m. De 9,45 a 13,10 m ocorre um silte muito compacto e os quatro últimos trechos de ensaio se mostraram impenetráveis ao SPT, com $N_{SPT} > 40$. A sondagem SP-124 apresentou uma camada de solo transportado constituída de areia com pedregulhos, compacta, no intervalo de 6,0 a 7,0 m de profundidade. Esta mesma camada ocorre na sondagem SP-125, entre 2,0 m e 3,0 m, porém medianamente compacta.

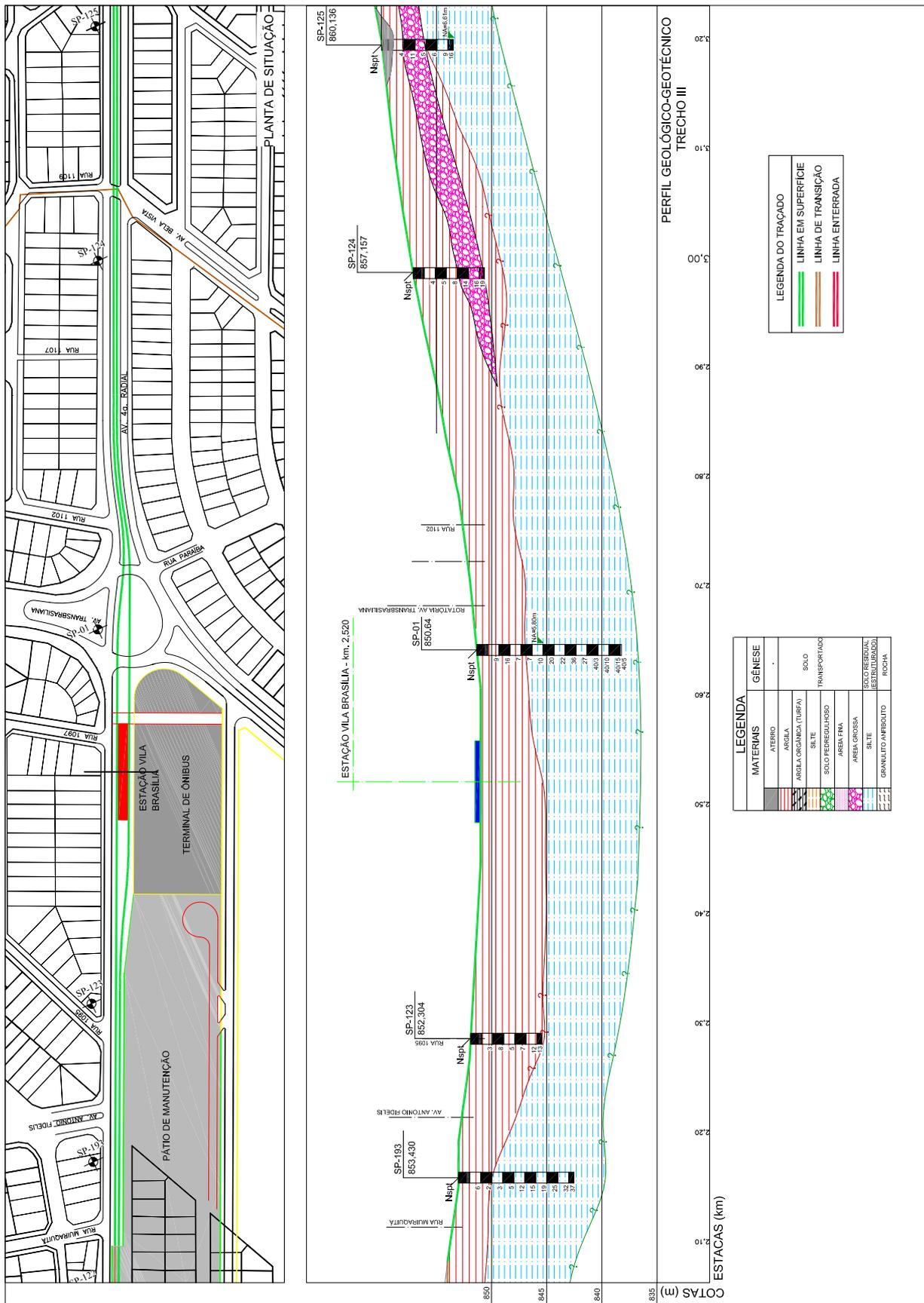


Figura 7.5 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho III

As sondagens SP-123 e SP-124 foram limitadas até a profundidade de 7,0 m, antes de atingirem o limite de impenetrabilidade, possivelmente por se tratar de um trecho em que a linha será na superfície, e foram interrompidas na camada de solo transportado. As sondagens SP-193 e SP-125 atingiram o solo residual, respectivamente, aos 3,0 e 4,0 m de profundidade. Com os resultados destas últimas e da sondagem SP-1 foi possível inferir a transição entre o solo transportado e o solo residual no perfil do traçado neste trecho. De 0,0 a 1,0 m a sondagem SP-125 perfurou uma camada de aterro.

Da mesma maneira que no Trecho I, como se projetou o traçado neste Trecho III em superfície, os trilhos estarão apoiados em solo transportado argiloso de consistência mole a rija. Também não haverá necessidade de escavar esta camada de solo transportado, já que se deverá utilizar um material resistente para o lastro dos trilhos, com capacidade de suporte para a carga dos trens.

7.2.4 Trecho IV

Este trecho compreende o segmento entre as estacas E-3,20 km a E-4,20 km, onde foram executadas as sondagens a percussão: SP-126; SP-127B; SP-128 e SP-129. Além destas, anteriormente à execução da SP-127B e por terem atingido o impenetrável antes da profundidade de 2,0 m, foram executadas outras duas sondagens ao redor: SP-127 (com profundidade de 1,59 m) e SP-127A (com profundidade de 1,44 m). O comprimento total perfurado neste trecho foi de 28,92 m lineares, incluindo aquelas duas sondagens descartadas: SP-127 e SP-127A. A Figura 7.6 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho IV. Exceto na sondagem SP-129, nas demais executadas neste trecho não foi possível identificar com precisão o limite de transição para o solo residual.

Nas três sondagens da série SP-127 a impenetrabilidade ocorreu na camada de solo transportado em face da presença de fragmentos de quartzo. As sondagens SP-126 e SP-128 foram concluídas também nesta camada por uma limitação de projeto concernente à profundidade final (7,0 m), possivelmente por se tratar de um trecho em superfície. Pelo fato destas sondagens não terem atingido a camada de solo residual, não foi possível determinar com precisão o limite de transição entre o solo transportado e o solo residual de micaxisto.



Figura 7.6 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho IV

A sondagem SP-129 apresentou uma camada de solo transportado no intervalo de 0,0 a 3,0 m de profundidade. Este solo é uma areia fina argilosa, fofa, marrom, às vezes com presença de pedregulhos. O solo residual de micaxisto ocorre a partir dos 3,0 m de profundidade e foi perfurado até o limite impenetrável, na profundidade de 10,35 m. Constitui-se de um silte arenoso, com resistência à penetração crescente com a profundidade ($6 < N_{SPT} < 50$), variando de pouco compacto próximo ao contato com o solo transportado até muito compacto a partir dos 10,0 m de profundidade.

O traçado neste trecho será construído sobre o solo transportado sobreposto ao solo residual de micaxisto, onde não deverão ocorrer problemas de deformabilidade do terreno, visto que este solo transportado apresenta uma capacidade de suporte razoável, com $N_{SPT} \geq 4$, exceto na camada superficial da sondagem SP-129 que apresentou $N_{SPT} = 2$ a 3.

7.2.5 Trecho V

Este trecho, localizado entre as estacas E-4,20 km a E-5,00 km, será subterrâneo e passará sob o Terminal Isidória com previsão de uma escavação em torno de 6,0 a 7,0 m de profundidade. No total foram executadas onze sondagens a percussão, nesta ordem no perfil: SP-130; SP-131; SP-132; SP-132A; SP-133; SP-134B; SP-135A; SP-135; SP-136 e SP-137, perfazendo um total de 135,41 m lineares perfurados. A Figura 7.7 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho V.

Neste trecho, as sondagens SP-130; SP-132A; SP-135A e SP-136 apresentaram uma camada de aterro de argila arenosa. Até a sondagem SP-135, o subsolo no local apresenta a camada de solo transportado com espessura de 3,0 a 4,0 m de profundidade com resistência à penetração entre $2 < N_{SPT} < 19$. Predominam a argila e o silte arenosos, localmente com presença de lentes de areia, às vezes com pedregulhos. Com exceção das sondagens SP-130 e SP-131 que apresentam as camadas superficiais do solo transportado com resistência medianamente compacta, em face da presença de pedregulhos e fragmentos de rocha com $N_{SPT} = 15$ e 17, as demais sondagens apresentaram as referidas camadas com resistências mais baixas: $2 < N_{SPT} < 10$.

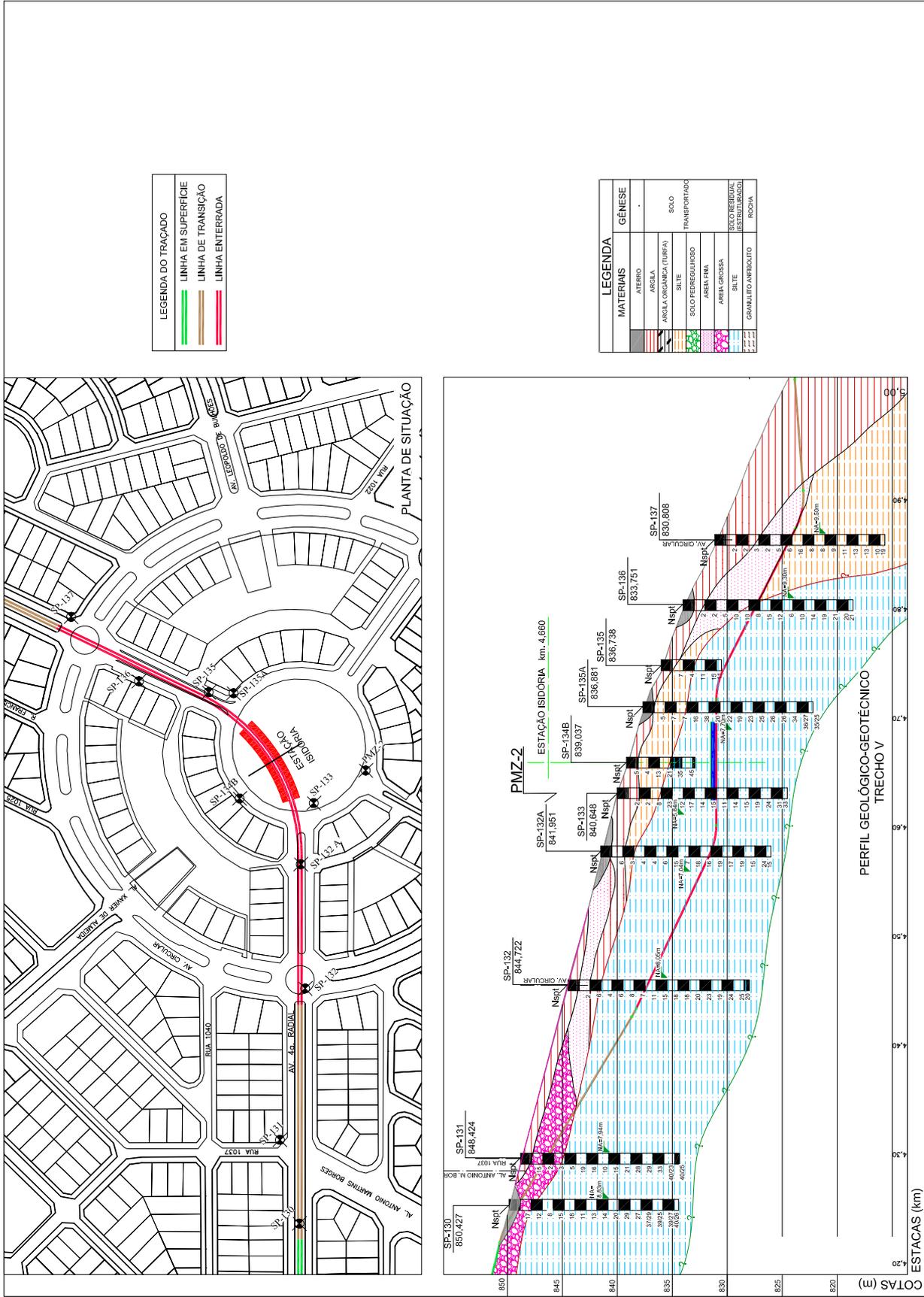


Figura 7.7 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho V

Esta camada de solo transportado se torna mais espessa, em torno de 6,0 m de profundidade, na sondagem SP-136 e além dos 15,0 m na sondagem SP-137, executada na extremidade norte da escavação projetada, já na área da linha de transição para a superfície. Esta sondagem foi perfurada até a profundidade final de 15,45 m, totalmente dentro daquela camada e sem atingir o limite impenetrável.

Originalmente o projeto previa a execução da sondagem SP-134, porém sua denominação foi substituída, no campo, por SP-134A. Este furo atravessou o solo transportado na profundidade de 4,0 m, passando para o solo residual de micaxisto até a profundidade de 6,21 m, onde se mostrou impenetrável. Este furo foi deslocado, possivelmente para a confirmação do nível impenetrável no local, e se executou outro furo próximo (SP-134B) que foi perfurado até o limite de 7,0 m de profundidade sem atingir o impenetrável. Contudo, ressalta-se que este último furo, embora não tenha atingido a impenetrabilidade, apresentou resistências do solo residual (medianamente a muito compacto) semelhantes ao da sondagem SP-134A. Por ser um trecho subterrâneo, destaca-se que durante o Projeto Executivo a profundidade do topo rochoso deverá ser mais bem investigada.

O solo residual no local da escavação, com profundidade prevista em torno de 6,0 a 7,0 m, está caracterizado pelas sondagens executadas (exceto pela SP-137) como um silte arenoso, com veios de cores variadas, micáceo, bastante estruturado, exibindo vestígios da estrutura xistosa da rocha matriz (micaxisto). A resistência à penetração deste solo residual é crescente com a profundidade e se encontra com valores entre $4 \leq N_{SPT} < 50$, sendo que os valores menores ($N_{SPT} = 4$ a 5) ocorreram somente no topo da camada das sondagens SP-131; SP-132 e SP-132A. De um modo geral, o solo residual do micaxisto no local da escavação apresenta-se pouco a medianamente compacto, localmente muito compacto, este último caracterizado pelas sondagens SP-134A e SP-135A. Desta forma, como a resistência cresce com a profundidade, as condições para a implantação das contenções do terreno durante as escavações e das fundações das estruturas serão favoráveis.

Em que pesem às condições favoráveis para as escavações, por se tratar de um solo residual estruturado, originado de rochas xistosas, esta camada deverá ser mais bem caracterizada por meio da execução de ensaios especiais de laboratório para a obtenção dos parâmetros geotécnicos de projeto. Vale destacar o exposto em Diniz (2005) que ressalta que a principal feição dos saprolitos é a estrutura reliquiar da rocha matriz, constituída por foliação, acamamento ou fraturas, estruturas estas que condicionam as propriedades geotécnicas dos saprolitos e a profundidade do topo rochoso ou impenetrável.

Neste local foi instalado o medidor de nível d'água (PMZ-2) para monitoramento do NA e previsão das estruturas de contenção. Dos oito MNAs instalados ao longo do traçado, este foi o que apresentou o NA mais elevado. Durante todo o período de monitoramento (de outubro/2004 a dezembro/2006), a profundidade mais rasa do NA foi medida neste PMZ-2 aos 3,47 m, em 20/04/2006. Portanto, para permitir os trabalhos da escavação neste trecho será necessário o rebaixamento do NA, o qual poderá ser executado por meio de ponteiros filtrantes (Item 4.3). Sugere-se este método por ser mais comum para escavações não muito profundas e por produzirem, na prática, um rebaixamento obtido da ordem de 7,0 m, como são as características apresentadas pela obra de escavação a ser executada neste trecho.

Em face desta posição elevada do NA, o cronograma de planejamento da obra deverá contemplar que o referido rebaixamento do lençol freático seja permanente, qualquer que seja o período de execução dos trabalhos de escavação, incluindo a verificação da possibilidade de ocorrência de recalques nas edificações vizinhas.

A técnica construtiva mais indicada para a execução desta escavação é o método de vala recoberta, já que se trata de uma área cujo adensamento populacional não é muito grande e sem muitas restrições urbanas. Desta forma, considera-se aceitável a interferência causada ao trânsito de pessoas e de veículos, às redes de serviços públicos e às edificações, pelo tempo para liberação final da área. Entretanto, durante a execução do rebaixamento do lençol freático deverá ser realizada uma análise para verificar a possibilidade de ocorrência de recalques nas edificações vizinhas.

Quanto à obra de contenção a ser utilizada, a mais adequada no local é a que se constitui na execução de uma cortina com estacões (estacas escavadas de grande diâmetro) de concreto armado, moldados *in loco*. Trata-se de um processo construtivo simples e econômico, cuja técnica é indicada para solos menos resistentes, como é o caso da camada que será escavada no local. Neste trecho, o solo residual apresenta-se pouco a medianamente compacto, o que facilitará a escavação dos estacões. Além disso, como se trata de um projeto metroviário, estas estruturas serão definitivas e incorporadas à obra como um todo. O processo construtivo destes estacões de concreto armado encontra-se descrito, com mais detalhes, no Item 4.2.4.1.

Conforme acima sugerido para o Trecho II, quanto ao sistema de drenagem deverão ser aqui também implantados tubos coletores para captar as águas pluviais e conduzi-las ao sistema de drenagem urbana.

7.2.6 Trecho VI

Este trecho será em superfície e encontra-se entre as estacas E-5,00 km a E-6,90 km, entre as estações Isidória e Praça do Cruzeiro. Aqui foram executadas 15 sondagens a percussão: SP-138 a SP-140; SP-194; SP-141 a SP-148; SP-152; SP-153, com um total perfurado de 126,88 m lineares. Este trecho foi dividido em dois; a Figura 7.8 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho VI/1 e a Figura 7.9, do Trecho VI/2.

De um modo geral, a camada de solo transportado apresenta-se muito espessa neste trecho e se estende até aproximadamente a estaca E-6,45 km, conforme os resultados apresentados pelas sondagens executadas até a SP-146, inclusive, que não atingiram o topo do solo residual. Isto ocorre porque neste local desenvolve-se o talvegue do vale do córrego do Areião, delimitando a área da antiga bacia de inundação e deposição desta drenagem. Esta camada espessa de solo transportado se inicia na sondagem a percussão SP-137, do trecho anterior, até cerca da SP-146 (estaca E-6,45 km), onde não foi possível se determinar e indicar no perfil do traçado, com precisão, o limite entre o solo transportado e o solo residual.

Até a sondagem SP-146 o solo transportado é argiloso, eventualmente com presença de pedregulhos, e com baixa capacidade de suporte. Entre as estacas E-5,70 km a E-6,00 km, correspondente à passagem sobre o córrego do Areião, foram executadas duas sondagens a percussão (SP-142 e SP-143) que apresentaram uma argila orgânica (turfa) pouco arenosa, às vezes siltosa ao longo do perfil. Em geral, até a profundidade de 7,0 m o solo possui consistência de argila mole (SP-142) com resistência muito baixa, chegando até medianamente compacta somente quando ocorre a presença de pedregulhos e de lentes arenosas e siltosas. Em face das características da camada superficial, parece que parte dela constitui o aterro da ponte atualmente existente no local.

Neste local, em face da ocorrência de solo orgânico em ambas as margens, será necessária a execução de uma nova campanha de investigações geotécnicas de campo e de laboratório. Esta campanha deverá ser realizada para uma caracterização mais detalhada do subsolo ao longo da travessia do córrego do Areião durante o Projeto Executivo. Ressalta-se que este trecho será elevado para transpor, aproximadamente, 300 m sobre córrego, o que exigirá a execução de fundações profundas.

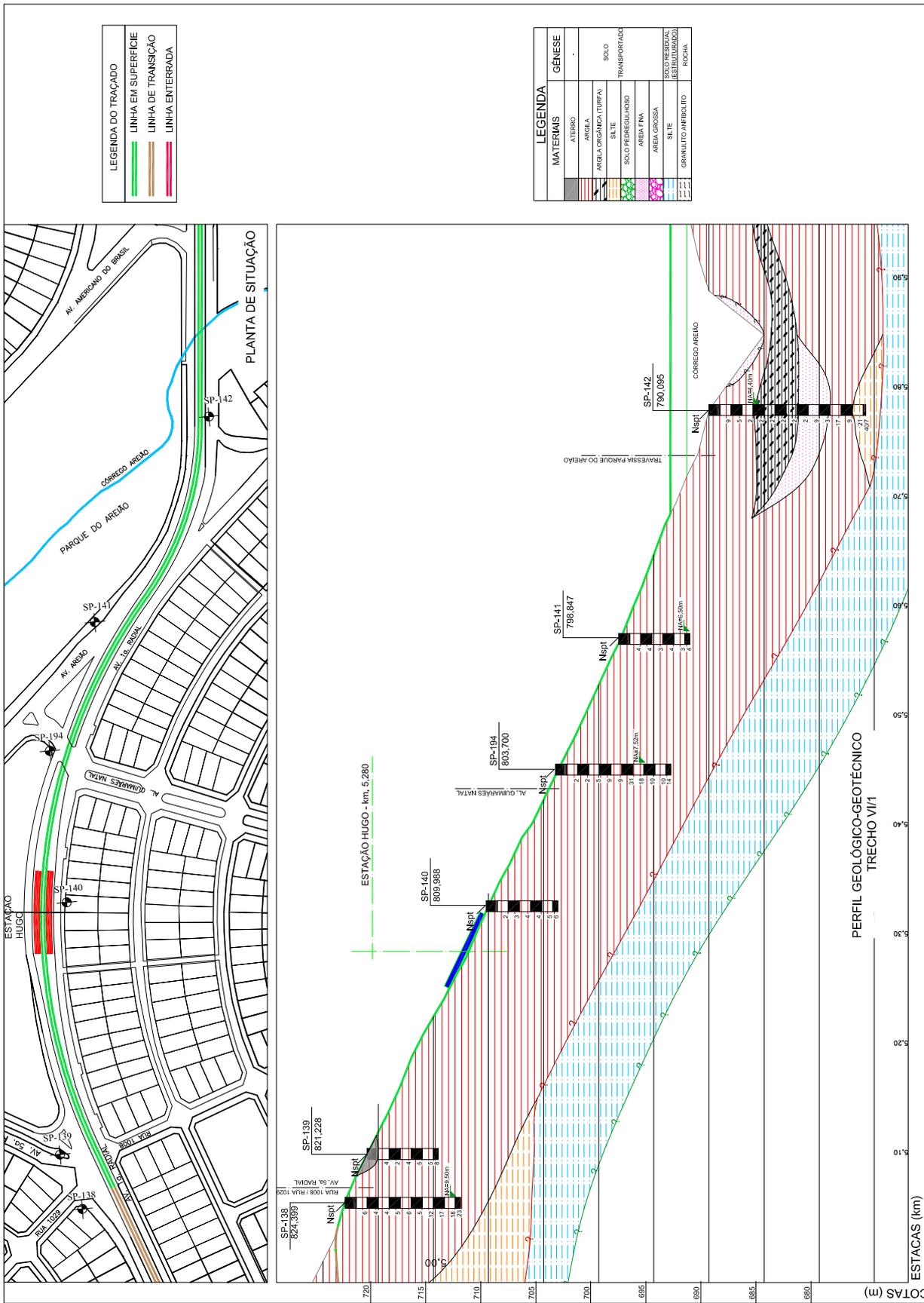


Figura 7.8 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VI/1

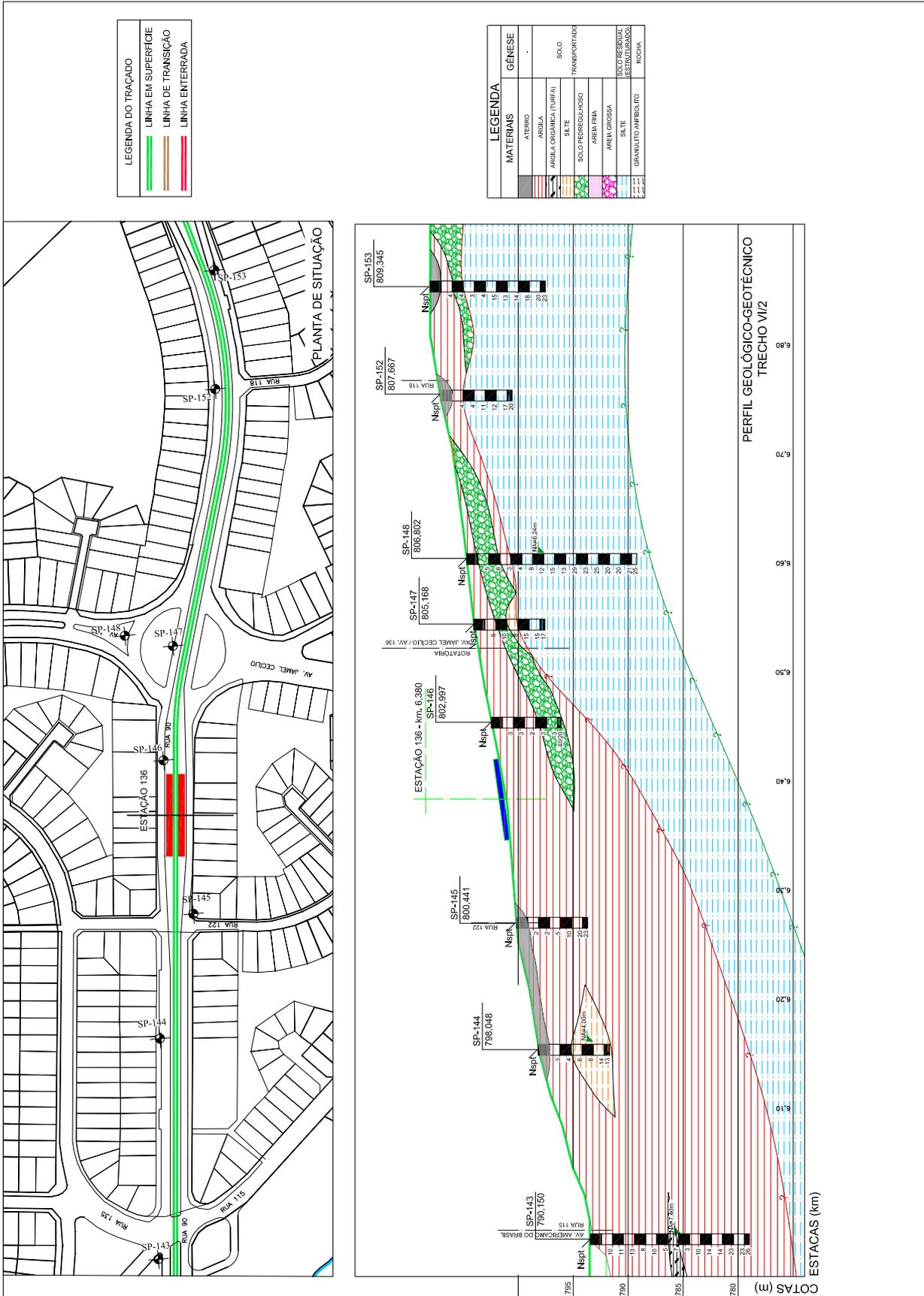


Figura 7.9 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VI/2

A partir da sondagem SP-147, identificou-se o solo residual do micaxisto mais superficialmente, o qual é silto-arenoso, micáceo e estratificado, exibindo vestígios da xistosidade da rocha original. Neste trecho, a profundidade mais rasa onde foi encontrado este solo residual foi a 2,0 m, na sondagem SP-152. Quanto à resistência à penetração, este solo apresenta-se pouco compacto, nos níveis superficiais, a predominantemente compacto a partir dos 5,0 m de profundidade.

Este trecho não deverá apresentar dificuldades construtivas, já que a linha será em superfície e, exceto no trecho da travessia do córrego do Areião, que apresenta uma argila orgânica de baixa resistência, o restante do traçado será sobre um solo de com capacidade de suporte maior (pouco compacto a compacto).

Neste trecho, a via do metrô transporá um curso d'água que atravessa o perímetro urbano de Goiânia e sobre o qual não constam dados de fluviometria, tampouco de batimetria. Portanto, as obras de arte a serem aí executadas deverão ser precedidas de um levantamento para determinar as condições da estrutura hidráulica existente e de um estudo detalhado para o dimensionamento das galerias de drenagem. Em que pese ao fator de segurança contra a inundação da via do metrô, o fato de que esta será construída em elevação superior à elevação da avenida urbana, estes estudos deverão ser elaborados antes do início das obras, já que o talvegue natural do córrego do Areião foi modificado por ação antrópica devida à urbanização da área.

7.2.7 Trecho VII

Entre as estacas E-6,90 km a E-11,20 km a via será em subsuperfície para evitar a passagem sobre duas Praças (do Cruzeiro e Cívica) e avenidas densamente povoadas, na região central da capital (Avenida 84 e Avenida Goiás). No fim da Avenida Goiás, ao chegar perto da Estação Rodoviária (E-10,75 km), a via torna a ser em superfície e segue assim até o fim do trajeto na direção sul-norte.

Este trecho é o mais longo, onde foram executadas 51 sondagens com um total perfurado de 776,86 m lineares. A maior extensão do trecho será em subsuperfície e terá parte de sua escavação no solo residual de micaxisto resistente, com N_{SPT} atingindo valores superiores a 40 golpes. Em face das peculiaridades desta camada, este trecho foi subdividido nos subtrechos VII-A e VII-B para um entendimento adequado das características do subsolo.

Por ser o local com maior densidade populacional ao longo do traçado, ao final deste item, será apresentada uma modelagem e visualização digitais (2D) da resistência do subsolo

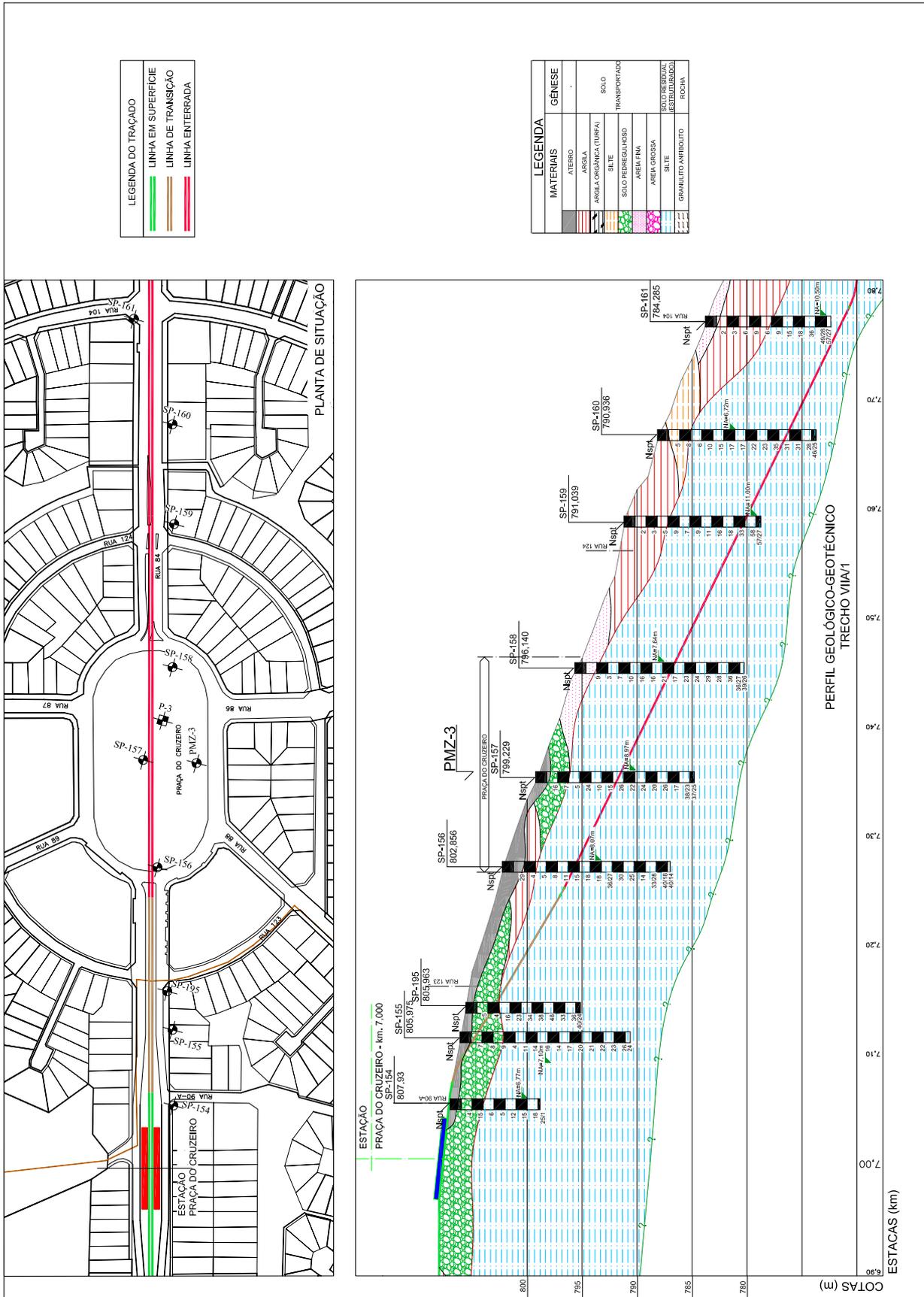
no segmento deste trecho em subsuperfície, elaborada utilizando-se o programa computacional Target – v.6.4 (Geosoft, 2006).

7.2.7.1 Subtrecho VII-A

Este trecho, entre as estacas E–6,90 km a E–9,50 km, é constituído por 32 sondagens e perfaz um total de 494,20 m lineares perfurados, conforme a Tabela 7.2. A ordem das sondagens encontra-se, na referida tabela, apresentada na seqüência em que as mesmas foram executadas no campo. Este trecho foi dividido em três; a Figura 7.10 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-A/1; a Figura 7.11, do Trecho VII-A/2 e e Figura 7.12, do Trecho VII-A/3.

Tabela 7.2 – Sondagens entre as estacas E–6,90 km a E–9,50 km.

| Sondagem | Limite inferior das camadas (m) | | | Prof. Final (m) |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------|-----------------|
| | Aterro | Solo Transportado | Solo Residual | |
| SP-154 | 1,00 | 3,00 | 8,04 | 8.04 |
| SP-155 | 1,00 | 4,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-195 | - | 3,00 | 10,39 | 10.39 |
| SP-156 | 2,00 | 3,00 | 11,25 | 11.25 |
| SP-157 | 1,00 | 3,00 | 14,40 | 14.40 |
| SP-158 | - | 1,00 | 15,41 | 15.41 |
| SP-159 | - | 4,00 | 12,42 | 12.42 |
| SP-160 | - | 3,00 | 14,40 | 14.40 |
| SP-161 | - | 6,00 | 11,42 | 11.42 |
| SP-162 | 1,00 | 6,00 | 15,45 | 15.42 |
| SP-163 | - | 6,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-164 | - | 6,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-165 | - | 5,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-166 | - | 6,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-167 | - | 6,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-167A | - | 7,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-168A | - | 4,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-169A | - | 5,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-168 | - | 4,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-169 | 2,00 | 4,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-170A | - | 5,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-170 | 2,00 | 8,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-171 | - | 10,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-8 | - | 13,00 | 14,15 | 14.15 |
| SM-10 | - | 16,00 | 20,45 | 20.45 |
| SM-102 | - | 16,00 | 20,45 | 20.45 |
| SM-101 | - | 16,00 | 20,45 | 20.45 |
| SM-103 | - | 19,00 | 20,45 | 20.45 |
| SP-197 | - | 17,45 | - | 17.45 |
| SM-104 | - | 17,45 | 20,45 | 20.45 |
| SP-172 | - | 14,00 | 15,45 | 15.45 |
| SP-173 | 1,00 | 12,00 | 15,45 | 15.45 |



LEGENDA DO TRACADO

| | |
|---|---------------------|
| — | LINHA EM SUPERFICIE |
| — | LINHA DE TRANSIÇÃO |
| — | LINHA ENTERRADA |

LEGENDA

| MATERIAS | GENESE |
|-------------------------|----------------------------|
| ATERRO | - |
| ARGILA | - |
| ARGILA ORGANICA (TURFA) | SOLO |
| SILT | TRANSPORTADO |
| SOLO FREDRIQUICO | - |
| AREIA FINA | - |
| AREIA GROSSA | - |
| SILT | SOLO RESIDUAL (RETRIBUADO) |
| GRANULITO/AMBIOLITO | ROCHA |

Figura 7.10 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII A/1

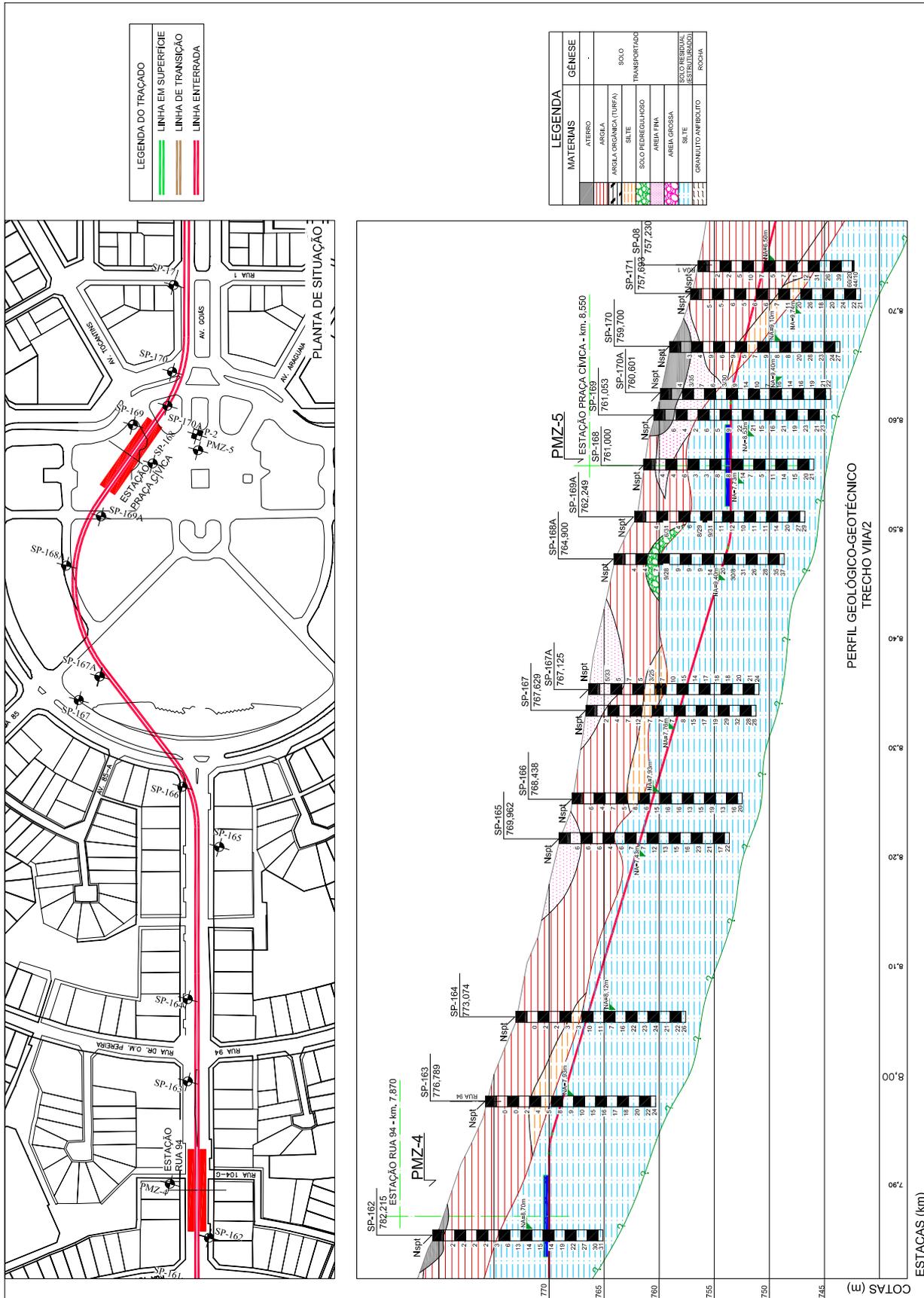


Figura 7.11 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIIA/2



LEGENDA DO TRACADO

| | |
|--|---------------------|
| | LINHA EM SUPERFICIE |
| | LINHA DE TRANSIÇÃO |
| | LINHA ENTERRADA |

LEGENDA

| MATERIAIS | GENESE |
|-----------|-----------------------------|
| | ATERRO |
| | AREIA |
| | AREIA ORGÂNICA (TURFA) |
| | SILT |
| | SOLO PEDREGULHO |
| | AREIA FINA |
| | AREIA GROSSA |
| | SILT |
| | SOLO RESIDUAL (ESTRUTURADO) |
| | GRANULITO AMPOLITO |
| | ROCHA |

Figura 7.12 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIIA/3

No subtrecho que é limitado pela Estação da Praça do Cruzeiro e Estação da Praça Cívica (seqüência de furos entre SP-154 e SP-170A), o solo transportado apresenta-se com espessura máxima de 7,0 m, conforme se verifica na Tabela 7.2, sendo que somente a sondagem SP-167A apresentou esta espessura e os valores que prevalecem não ultrapassam os 5,0 m de profundidade. Este solo transportado é predominantemente uma argila arenosa mole, nas camadas superficiais, a média, nas mais profundas, às vezes siltosa, localmente com presença de grãos de quartzo e de pedregulhos, o que eleva o valor do N_{SPT} , tornando a camada mais rija. A resistência à penetração deste solo, em geral, é baixa e com capacidade de suporte pequena. Os valores de N_{SPT} têm a tendência de crescimento com a profundidade e predominam os valores abaixo de 5, sendo que os valores maiores do que este ocorrem nas camadas arenosas e com presença de pedregulhos.

Na seqüência deste trecho, entre as sondagens SP-170 a SP-173, a camada de solo transportado torna-se mais espessa, atingindo valores de até 19,0 m de profundidade (como indicado no furo SM-103). Neste segmento, o solo transportado é basicamente constituído por uma argila arenosa de consistência muito mole a média, e com presença de lentes de areia e de pedregulhos de compactidade fofa. Abaixo desta camada argilosa, até a transição para o solo residual, o solo transportado é predominantemente um silte argiloso, às vezes arenoso, com presença de grãos de quartzo, mole a rijo, este último próximo ao limite com o solo residual.

O solo residual de micaxisto é predominantemente silto-arenoso, micáceo, estruturado, com vestígios da xistosidade de rocha original, sendo que às vezes, localmente, ocorre com textura de areia fina. Neste caso também a resistência à penetração do solo tem a tendência de crescer com a profundidade, até atingir o limite de impenetrabilidade. Os valores de N_{SPT} indicam ser um solo pouco a medianamente compacto ($5 < N_{SPT} < 10$) até cerca dos 7,0 m de profundidade. A partir daí, passa a ser um solo compacto a muito compacto, apresentando valores de N_{SPT} entre 20 e 50.

Em alguns locais as escavações chegarão aos 10,0 m de profundidade e na maioria das vezes será necessário remover totalmente o solo transportado e parte do solo residual. No primeiro caso, as obras de escavação não deverão apresentar problemas para a remoção, em face da resistência mais baixa do solo transportado. Contudo, abaixo dos 6,0 a 7,0 m de profundidade será necessário escavar alguns solos muito resistentes, com $N_{SPT} > 50$, o que dificultará o processo construtivo. O método construtivo para a execução das estruturas de contenção aqui indicado é o das estacas escavadas de grande diâmetro (estações de concreto

armado) que, além do condicionante geotécnico do solo aqui citado, elas poderão ser aproveitadas como contenções definitivas e serem incorporadas à obra como um todo.

Em virtude das características do solo residual, estas estacas de concreto moldadas *in loco* poderão ser construídas com espaçamentos superiores a 1,0 m entre si, já que a resistência do terreno permitirá a estabilização das lamelas de solo livre entre as estacas. Para o acabamento e sustentação do solo entre as mesmas poder-se-á utilizar o concreto projetado e, nas estações, as placas de concreto convencional para a formação e acabamento das paredes.

Como este trecho será totalmente em subsuperfície, foram instalados quatro MNAs (PMZ-3 a PMZ-6) para o monitoramento do lençol freático e definição do processo construtivo das obras subterrâneas nestes locais. Estes MNAs são indicados nos respectivos trechos do perfil geológico-geotécnico apresentados neste Capítulo 7.

Quanto à posição do lençol freático neste trecho, analisaram-se conjuntamente as profundidades do NA das sondagens (Tabela C.1), lidas em até 24 h após as datas em que foram concluídas, e os resultados do monitoramento dos seis MNAs instalados, conforme apresentado nos gráficos dos medidores PMZ-3 a PMZ-6 e nas Figuras D.3 a D.6, do Apêndice D. Tais análises indicaram que o NA se manterá dentro dos limites a serem escavados e, por isso, será necessário o rebaixamento provisório do NA durante as escavações, o qual poderá ser executado por meio de ponteiras filtrantes. Aqui também será necessário monitorar a possibilidade de ocorrência de recalques nas edificações vizinhas, durante a execução do rebaixamento do lençol freático.

7.2.7.2 Subtrecho VII-B

Este trecho engloba as estacas E-9,50 km a E-11,20 km, onde foram executadas dezenove sondagens, perfazendo um total de 282,66 m lineares perfurados, conforme a Tabela 7.3. A ordem das sondagens também se encontra, na referida tabela, apresentada na seqüência em que as mesmas foram executadas. Até a sondagem SP-183, inclusive, próxima à Estação Rodoviária, o traçado é subterrâneo. Na seqüência, as sondagens SP-10; SP-13 e SP-13A foram executadas em um segmento da via que será em superfície.

Tabela 7.3 – Sondagens entre as estacas E–9,50 km a E–11,20 km.

| Sondagem | Limite inferior das camadas (m) | | | Prof. Final (m) |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------|-----------------|
| | Aterro | Solo Transportado | Solo Residual | |
| SP-174 | 1,00 | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-198 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SM-11 | - | 18,45 | - | 18,45 |
| SP-175 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-176 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-9 | - | 15,35 | - | 15,35 |
| SP-177 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-178 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-199 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-179 | 1,00 | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-180 | 1,00 | 10,45 | - | 10,45 |
| SP-180A | - | 11,41 | - | 11,41 |
| SP-181 | - | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-182A | 1,00 | 15,45 | - | 15,45 |
| SP-182 | - | 6,45 | - | 6,45 |
| SP-183 | - | 10,45 | - | 10,45 |
| SP-10 | - | 15,15 | - | 15,15 |
| SP-13A | - | 18,00 | 22,20 | 22,20 |
| SP-13 | - | 10,00 | 18,25 | 18,25 |

Este trecho foi dividido em dois. A Figura 7.13 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho VII-B/1 e a Figura 7.14, do Trecho VII-B/2. Entre as estações da Praça Cívica e da Rodoviária, predomina a camada de solo transportado com intercalações freqüentes de camadas de areia fina, em elevações decrescentes até próximo dos valores mais baixos do traçado (El. 700,0 m). A maioria das sondagens atravessou somente a camada de solo transportado, sem atingir o limite com o solo residual, exceto as duas últimas sondagens (SP-13A e SP-13) que apresentaram este solo residual abaixo dos 10,0 m de profundidade. Por isso, não foi possível indicar no perfil, com precisão, o limite entre o solo transportado e o solo residual.

No caso das sondagens deste trecho, apenas os furos SP-13 e SP-13A atingiram o limite de impenetrabilidade pela ocorrência do solo residual. As demais sondagens perfuraram somente o solo transportado e foram limitadas por um critério de paralisação em torno dos 15,0 m de profundidade; nenhuma delas atingiu o solo residual, tampouco o limite de impenetrabilidade a percussão. Este solo transportado é caracterizado por uma argila vermelha, por vezes arenosa, muito mole a média nos horizontes mais superficiais, cujos índices N_{SPT} apresentam valores que oscilam entre 2 e 10. Nos níveis mais profundos, especialmente além dos 4,0 a 5,0 m, esta camada se torna mais rija, principalmente quando ocorrem pedregulhos e grãos de quartzo (N_{SPT} até 26). Como no trecho anterior, a resistência à penetração deste horizonte, em geral, é baixa e com capacidade de suporte pequena.



LEGENDA DO TRACAO

| | |
|---------------------------------------|---------------------|
| — | LINHA EM SUPERFICIE |
| — | LINHA DE TRANSICAO |
| — | LINHA ENTERRADA |

LEGENDA

| MATERIAS | GENESE |
|------------------------|----------------------------|
| ATERRO | .. |
| AREIA | |
| AREIA ORGANICA (TURFA) | SOLO |
| SILT | TRANSPORTADO |
| SOLO DE REGULHO SO | |
| AREIA FINA | |
| AREIA GROSSA | |
| SILTE | SOLO RESIDUAL (RESTRUMADO) |
| GRANULITO AMPOLITO | ROCHA |

Figura 7.13 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII/1

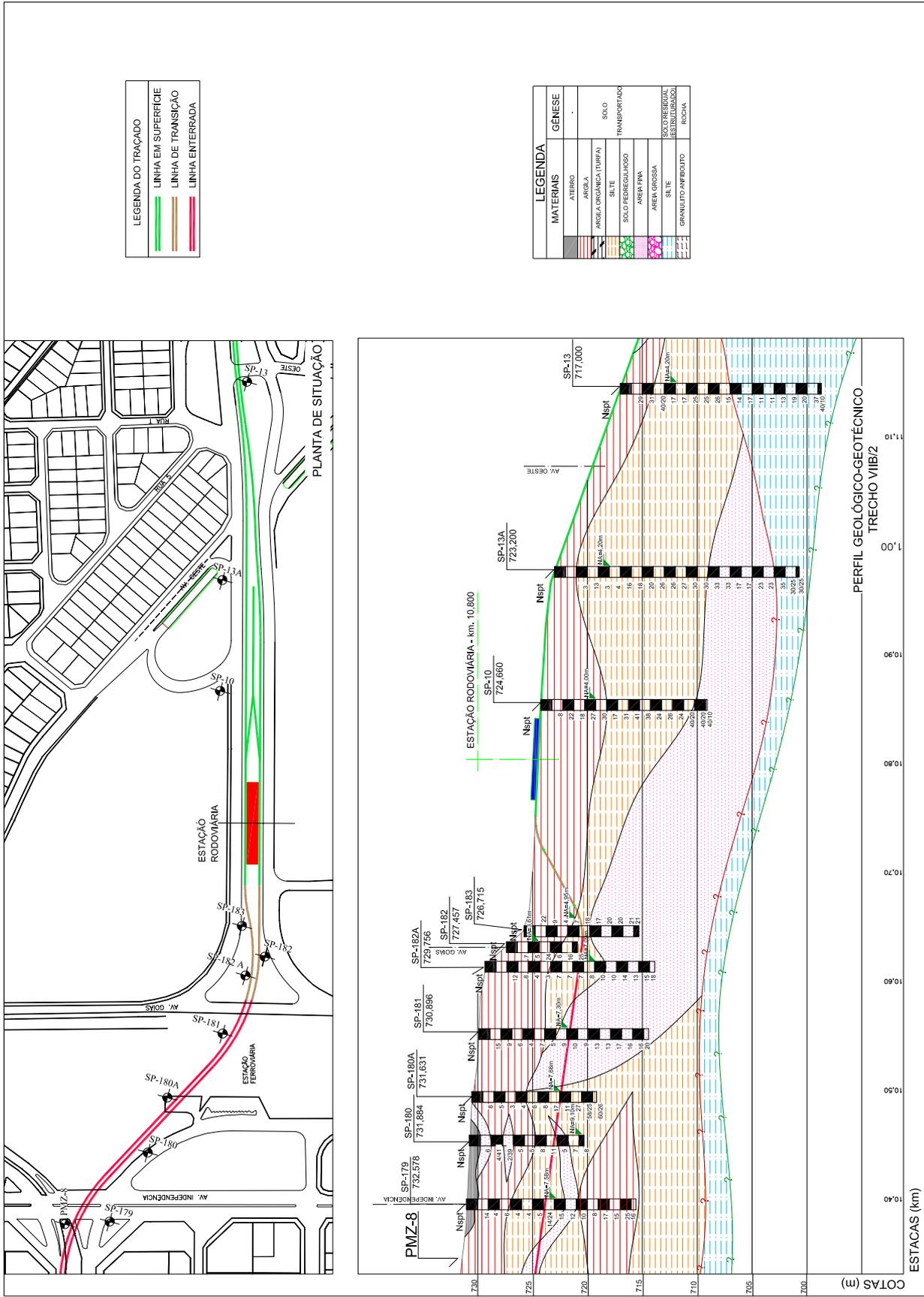


Figura 7.14 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIB/2

As escavações para o trecho no subsolo serão em torno dos 7,0 m de profundidade e não ocorrerão dificuldades com a remoção deste solo transportado, em face da resistência mais baixa da camada. Por isso, para a construção das estruturas de contenção, o método construtivo aqui indicado são paredes com estacas metálicas e pranchões de madeira, já utilizadas com resultados satisfatórios em obra rodoviária em Goiânia (Figura 4.10). Nos locais das estações metroviárias, as técnicas das paredes-diafragmas moldadas *in situ* ou das estacas escavadas de grande diâmetro (estações de concreto) poderão ser adotadas visando sua incorporação às estruturas definitivas. Além disso, por se tratar de uma área central, densamente povoada, ressalta-se ainda que estas técnicas não causam vibrações muito grandes e não geram descompressão do terreno, o que evita danos às estruturas vizinhas superficiais.

Neste subtrecho subterrâneo instalaram-se os dois últimos MNAs (PMZ-7 e PMZ-8) para o monitoramento do lençol freático, mostrados nos respectivos desenhos dos trechos do perfil geológico-geotécnico apresentados neste trabalho.

As análises da posição do lençol freático foram realizadas com base nos dados das profundidades do NA apresentadas pelas sondagens (Tabela C.1), lidas em até 24 h após as datas em que foram concluídas, e nos resultados do monitoramento daqueles dois MNAs, os quais foram indicados nos gráficos dos medidores PMZ-7 e PMZ-8 apresentados nas Figuras 7.1, D.7 e D.8. Neste caso, o NA mostrou-se elevado (entre 4,0 a 6,0 m de profundidade) e será atingido pelas escavações; por isso, será também necessário o rebaixamento provisório do lençol freático durante as escavações, o qual também poderá ser executado por meio de ponteiros filtrantes. Indica-se ainda verificar a possibilidade da ocorrência de recalques nas edificações vizinhas.

A seguir encontram-se descritas algumas correlações entre a caracterização geológico-geotécnica com as características geológicas/geomorfológicas apresentadas neste trecho:

- Constata-se a evolução da unidade geomorfológica proposta por Caseti (1992), baseada no grau de dissecação do relevo e de rupturas de declives determinadas por efeitos tectônicos: Planalto Embutido de Goiânia. A presença de solos espessos e neossolos em margens distintas de drenagens retilíneas indicam o rebaixamento recente de blocos limitados pelas drenagens, no caso, os córregos Capim Puba e Botafogo;
- A predominância do solo sedimentar também está caracterizado em Romão (2006) que afirma que as espessuras de materiais inconsolidados apresentam seus maiores valores localizados principalmente na região de menor declividade e maior entropia (superfícies planas), sendo também ocorrentes, na sua maioria nas quebras negativas do relevo, com

declividade passando da classe de 1 a 3% para 3 a 7%, que são marcadas pelas curvaturas côncavas do perfil. Tais quebras estão situadas na região central de Goiânia, associadas à unidade geomorfológica Planalto Embutido de Goiânia;

- Romão (2006) também afirma que quanto à textura do material inconsolidado é possível destacar a frequência do horizonte superficial argiloso e, em face da área (norte ou centro-sul), os trechos inferiores do perfil apresentam materiais desde siltoso até argiloso, sendo comum a ocorrência de horizontes compostos também por pedregulhos de quartzo e concreções lateríticas ao norte.

7.2.7.3 Modelagem do Trecho VII

Foi efetuada a modelagem do Trecho VII, incluindo os subtrechos VII-A e VII-B, com o objetivo de elaborar o perfil de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) no segmento onde o metrô será em subsuperfície.

Para tal, os dados cadastrais das sondagens aqui consideradas foram tabulados em planilhas eletrônicas (em Excel) que foram importadas para o programa computacional Target v. 6.4 (Geosoft, 2006) e utilizadas para a estruturação do banco de dados. Após a inserção de todos os relatórios das sondagens no banco de dados elaborou-se a modelagem digital bidimensional, a qual consistiu nas seguintes fases:

- Definição da estratigrafia do terreno e das faixas de valores de N_{SPT} de acordo com a Norma NBR-6484/2001.
- Modelagem digital 2D do perfil de resistência à penetração do solo com interpolação dos valores N_{SPT} (Figura 7.15).

Embora o Target permita a realização de modelagens 3D, nesta fase não foi possível realizar este trabalho em face da pouca quantidade de informações laterais das sondagens. Recomenda-se, entretanto, que no Projeto Executivo seja realizada uma campanha de sondagens nos trechos subterrâneos, cujas localizações dos furos sejam dispostas sistematicamente de forma lateral para permitir uma modelagem tridimensional dos terrenos. Destaca-se que esta modelagem é importante neste trabalho em face da variabilidade natural dos solos, especialmente daqueles originados de rochas metamórficas, como é o caso do traçado do metrô de Goiânia.

Neste Trecho VII, a estratigrafia do terreno apresenta a camada de solo transportado com espessura média em torno dos 3,0 m, desde o furo SP-154 até o furo SP-161, no Subtrecho VII-A. A partir daí, observa-se um aumento gradativo da espessura de solo transportado até a ocorrência de um mergulho acentuado da estratigrafia cerca da SP-171, ainda no Subtrecho VII-A. Esta camada espessa de solo transportado continua ao longo de todo o Subtrecho VII-A, passando pelo Subtrecho VII-B, e se estendendo até o limite do trecho seguinte (Trecho VIII).

Na porção da camada de solo transportado com espessura menor, no início do Subtrecho VII-A, ocorrem intercalações de lentes arenosas e de solo pedregulhoso, sendo que na porção mais espessa, estas lentes passam a ocorrer com mais frequência na camada predominantemente de textura siltosa, logo abaixo da camada superficial argilosa.

Esta descontinuidade abrupta observada na estratigrafia deste trecho pode ser correlacionada à ocorrência de quebra negativa do relevo na região central do município, associada à unidade geomorfológica Planalto Embutido de Goiânia, conforme descrito em Romão (2006). Tal fato pode também ser ratificado pela modelagem da resistência à penetração do terreno feita por meio do programa Target v.6.4 (Geosoft, 2006), a qual está apresentada na Figura 7.15. Esta modelagem demonstra que os menores valores do índice N_{SPT} (inferiores a 10 golpes) estão associados à porção mais espessa de solo transportado e, por conseguinte, àquela região de quebra negativa do relevo.

Ressalta-se que a modelagem aqui apresentada deve ser analisada com reservas, já que como foi executada considerando-se os resultados de sondagens alinhadas ao longo do eixo do traçado, poderá sofrer mudanças localizadas em face da possível ocorrência de variações laterais das características dos terrenos circunvizinhos.

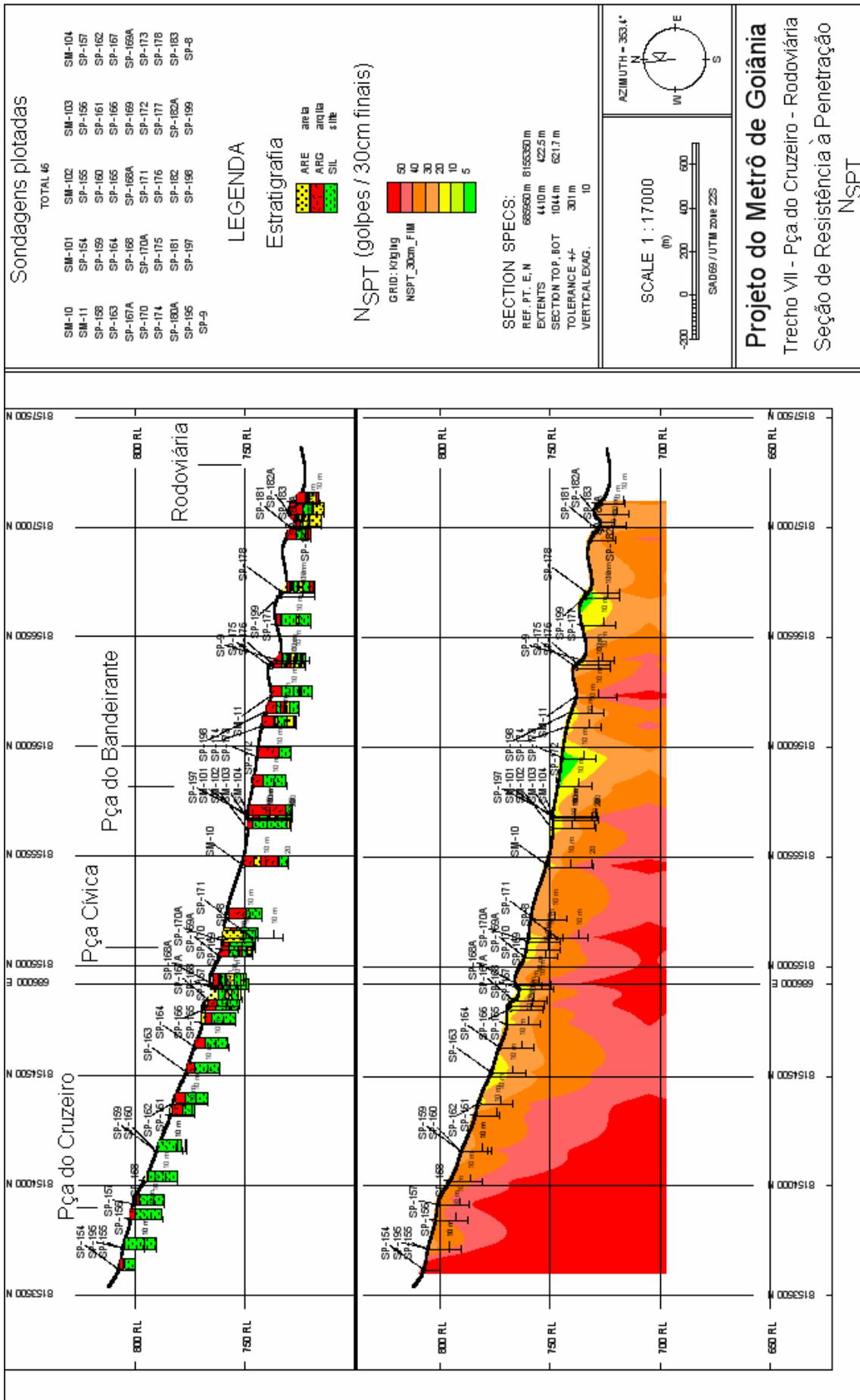


Figura 7.15 - Perfil de resistência à penetração do solo (Nspt) entre a praça do Cruzeiro e a Rodoviária

7.2.7.4 Ensaios especiais de laboratório

Ao longo do Trecho VII foram executados três poços de investigação para a coleta de amostras indeformadas e realização de ensaios especiais de laboratório. Tais ensaios foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas Centrais Elétricas SA, em Aparecida de Goiânia, para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos por meio de ensaios de compressão triaxial adensados, não-drenados, em corpos-de-prova saturados (CUSat). Um resumo dos resultados destes ensaios está apresentado na Tabela 7.4, o qual foi reproduzido de Seinfra (2005).

Tabela 7.4 – Resumo dos parâmetros efetivos da resistência obtidos em ensaios triaxiais.

| Local | Coordenadas UTM | | Poço | Prof. (m) | Solo* | N _{SPT} | Parâmetros Efetivos | |
|-------------------|-----------------|------------|------|-----------|-------|------------------|---------------------|------------|
| | N | E | | | | | Coesão (kPa) | ϕ (°) |
| Pç do Bandeirante | 8.155.593,39 | 685.807,60 | P-1 | 2,50 | ST | 2 | 1 | 25,0 |
| Pç do Bandeirante | | | P-1 | 4,90 | ST | 3 | 9 | 22,0 |
| Pç Cívica | 8.155.011,12 | 685.907,17 | P-3 | 2,30 | ST | 5 | 18 | 22,4 |
| Pç Cívica | | | P-3 | 5,00 | SR | 7 | 16 | 32,8 |
| Pç do Cruzeiro | 8.153.995,62 | 686.275,91 | P-2 | 3,20 | ST | 6 | 17 | 27,6 |
| Pç do Cruzeiro | | | P-2 | 5,00 | SR | 9 | 25 | 27,4 |

* ST – Solo Transportado; SR – Solo Residual.

Ressalta-se que o critério de ruptura adotado para a determinação dos parâmetros apresentados na Tabela 7.4 foi o de acréscimo da tensão axial máxima (resistência de pico).

As características dos solos ensaiados são as seguintes:

- Na Praça do Cruzeiro, a amostra a 3,20 m de profundidade (Bloco 1) foi retirada na camada de solo transportado, que é uma argila arenosa média, com pedregulhos, e a amostra na profundidade de 5,00 m (Bloco 2) é da camada de solo residual de micaxisto, silto-arenoso medianamente compacto;
- Na Praça Cívica, a amostra referente ao solo transportado (aos 2,30 m) se constitui de uma argila arenosa mole e a do solo residual de micaxisto (aos 5,00 m) é um silte arenoso, às vezes com pedregulhos, pouco compacto;
- Na Praça do Bandeirante, ambas as amostras fazem parte da camada de solo transportado, sendo a primeira, aos 2,50 m, uma argila muito mole e a segunda, aos 4,90 m de profundidade, uma argila mole, com pedregulhos.

Para as análises aqui efetuadas, ressalta-se que os valores da coesão foram determinados com base nos resultados dos ensaios em amostras saturadas, portanto, a favor da segurança. Nestes casos, como as escavações se darão ou em solo seco ou em trecho onde o lençol freático será rebaixado, os valores aqui determinados para a coesão poderão ser ainda

maiores, principalmente considerando-se o caráter temporário das obras de contenção que serão executadas no local.

Nas Praças do Cruzeiro e Cívica, os solos exibem texturas e resistências à penetração semelhantes e, por isso, é possível extrapolar os valores dos ângulos de atrito obtidos nos ensaios triaxiais e apresentados na Tabela 7.4. Estes valores deverão ser limitados até as profundidades de escavação previstas em projeto e para todo o intervalo entre as referidas praças. Desta forma, estima-se um ângulo de atrito, dentro destes limites, na faixa de 22,4 a 32,8° para o respectivo intervalo. Para a Praça do Bandeirante o ângulo de atrito a ser estimado encontra-se na faixa de 22 a 25°.

Da mesma forma que para o ângulo de atrito, no intervalo entre as Praças do Cruzeiro e Cívica pode-se estimar uma coesão média em torno de 17 kPa e para a Praça do Bandeirante, 5 kPa. Em ambos os locais, certamente, a coesão irá se alterar com a variação da umidade (NA), e conseqüentemente, da sucção do solo, nestes casos atingindo valores maiores. Assim, se as escavações forem executadas em época de estiagem, quando o NA do terreno estiver nos níveis mais inferiores, pode-se estimar valores da coesão maiores do que os aqui apresentados.

Ressalta-se, contudo, que os valores acima descritos devem ser considerados apenas como referenciais, já que ocorre uma variação relativamente grande dos parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório apresentados na Tabela 7.4, em face do reduzido universo de amostras ensaiadas. Neste tocante, cabe destacar que os valores do ângulo de atrito acima descritos poderão ser ainda maiores, visto que já se verificou a ocorrência de solos residuais da região de Goiânia com valores de 34° para este parâmetro, conforme apresentado por Palocci et al. (2000).

Nestes locais, em face da pequena quantidade de ensaios realizados e visando a uma economia no dimensionamento das contenções temporárias das escavações, indica-se a execução de mais ensaios especiais de laboratório em amostras retiradas em novos poços de investigação. Sugere-se ainda executar tais ensaios considerando a umidade natural do solo, de modo a obterem-se parâmetros geotécnicos (c e ϕ) mais próximos dos que reflitam as condições do solo *in situ*.

7.2.7.5 Ensaios pressiométricos

Complementarmente, nas mesmas praças em que foram realizados ensaios especiais de laboratório, também foram executados ensaios pressiométricos de campo em

profundidades próximas. Estes ensaios foram executados em cinco furos de investigação: um furo (identificado como B31) na Praça do Cruzeiro, em que foram executados dois ensaios (identificados como B31T1 e B31T2); dois furos (B32 e B33) na Praça Cívica, com um ensaio em cada um deles (B32T1 e B33T1) e os dois últimos furos (B34 e B35) na Praça do Bandeirante, em que foram feitos dois ensaios (B34T1 e B35T1) em cada um dos furos.

Em face da proximidade dos pontos de coletas, considera-se que as características dos solos ensaiados são semelhantes às aquelas descritas para os poços de investigação executados para a realização dos ensaios especiais de laboratório acima referidos:

- Na Praça do Cruzeiro, a amostra identificada como B31T1, a 2,60 m de profundidade, corresponde ao solo transportado, argilo-arenoso, com pedregulhos e a amostra B31T2, na profundidade de 4,70 m, é da transição para o solo residual, silto-arenoso, pouco a medianamente compacto;
- Na Praça Cívica, a amostra B32T1, aos 2,60 m de profundidade, corresponde ao solo transportado argilo-arenoso e a B33T1, na profundidade de 5,30 m, é do solo residual, silto-arenoso;
- Na Praça do Bandeirante, ambas as amostras, B34T1 e B35T1, respectivamente aos 2,70 m e 6,50 m de profundidade, são argilas de consistência mole e fazem parte da camada de solo transportado.

Estes ensaios foram executados utilizando o pressiómetro autoperfurante de Cambridge SBP-MPX, tipo VIII, pertencente à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Contudo, em face das dificuldades operacionais para o uso deste equipamento no solo tropical de Goiânia, com presença de muitos fragmentos de quartzo ou da chamada “linha de pedras” (Prado, 2000), as perfurações para os ensaios foram executadas com uma sonda rotativa sem a introdução de água. Em todos os ensaios realizaram-se dois ciclos de descarregamento-recarregamento e obtiveram-se curvas completas dos ensaios com um bom contato da sonda pressiométrica à parede do pré-furo. Detalhes adicionais sobre a execução destes ensaios constam do artigo de Cunha et al. (2004), os quais foram realizados para a obtenção da estimativa da pressão inicial aplicada (P_0) ou tensão horizontal total *in situ* (σ_H). A Tabela 7.5 apresenta o resumo dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos, incluindo os valores de K_0 aqui estimados com base nestes resultados e nos resultados dos ensaios especiais de laboratório executados nos mesmos locais.

Para a estimativa dos valores de K_0 aqui apresentados considerou-se como tensão horizontal os valores de P_0 obtidos durante os ensaios pressiométricos e como valores de

densidade úmida os obtidos nos ensaios especiais de laboratório (Item 7.2.7.4). Em ambos os casos, os ensaios foram todos realizados em profundidades acima do NA do terreno.

Ressalta-se que as amostras indeformadas coletadas para os ensaios especiais de laboratório são de profundidades distintas, porém próximas, no máximo com 0,50 cm de diferença em relação àquelas onde foram realizados os ensaios pressiométricos. Portanto, para os cálculos da tensão vertical adotada na estimativa do K_0 , os resultados do peso específico aparente natural do solo (γ), obtidos nos ensaios de laboratório, foram extrapolados para as profundidades onde se realizaram os ensaios pressiométricos.

Tabela 7.5 – Valores de P_0 e K_0 determinados com base nos ensaios pressiométricos.

| Local | Furo | Ensaio | Profund. (m) | Solo | P_0 (kPa) | K_0 |
|-------------------|------|--------|--------------|---------------------|-------------|-------|
| Pç do Cruzeiro | B31 | B31T1 | 2,60 | Argila arenosa | 19 | 0,48 |
| Pç do Cruzeiro | | B31T2 | 4,70 | Silte arenoso | 40 | 0,53 |
| Pç Cívica | B32 | B32T1 | 2,60 | Argila arenosa | 23 | 0,64 |
| Pç Cívica | B33 | B33T1 | 5,30 | Silte arenoso | 50 | 0,64 |
| Pç do Bandeirante | B34 | B34T1 | 2,70 | Argila mole a média | 29 | 0,78 |
| Pç do Bandeirante | B35 | B35T1 | 6,50 | Argila mole a média | 75 | 0,79 |

O artigo de Cunha et al. (2004) destaca o uso do pressiômetro como uma ferramenta de campo ainda pouco utilizada no meio técnico nacional, em face do raro conhecimento do potencial de uso da mesma em projeto. Contudo, observa a importância da obtenção de diversos parâmetros de grande utilidade para análises numéricas ou projeto convencional de obras subterrâneas. Visando a este objetivo, encontram-se apresentados diversos outros parâmetros geotécnicos, no referido artigo, que foram estimados com base na técnica de ajuste de curva, na qual a curva pressiométrica obtida a partir do ensaio é sobreposta por uma curva teórica gerada com o emprego da teoria de expansão de cavidade cilíndrica. Segundo Cunha et al. (2004), os dados apresentados são relevantes para a simulação da escavação, contudo devem ser considerados de forma aproximada, visto que foram obtidos com base em uma relação teórica única adotada para a simulação do comportamento do material estudado.

Portanto, os resultados apresentados em Cunha et al. (2004) poderão ser considerados nas especificações das escavações a serem elaboradas para o Projeto Executivo do Metrô de Goiânia. Contudo, indica-se aqui que deverão ser executados mais ensaios deste tipo, neste e nos outros locais onde estão previstas obras subterrâneas, para uma estimativa mais precisa do coeficiente K_0 do solo a ser escavado.

7.2.7.6 Comparação entre os ensaios de laboratório e pressiométricos

Para os solos das Praças do Cruzeiro e Cívica, Cunha et al. (2004) obteve, por meio de uma interpretação analítica das curvas pressiométricas, vários parâmetros geotécnicos para os solos daqueles locais, dentre eles o ângulo de atrito e a coesão. A Tabela 7.6 apresenta uma comparação entre estes resultados e os resultados dos ensaios especiais de laboratório, obtidos conforme citado no Item 7.2.7.4.

Tabela 7.6 – Comparação entre parâmetros de ensaios de laboratório e *in situ*.

| Local | Ensaio de Laboratório | | | Ensaio Pressiométrico | | |
|----------------|-----------------------|--------------|------------|-----------------------|--------------|------------|
| | Prof. (m) | Parâmetros | | Prof. (m) | Parâmetros | |
| | | Coesão (kPa) | ϕ (°) | | Coesão (kPa) | ϕ (°) |
| Pç Cívica | 2,30 | 18 | 22,4 | 2,60 | 5 | 25 |
| Pç Cívica | 5,00 | 16 | 32,8 | 5,30 | 20 | 29 |
| Pç do Cruzeiro | 3,20 | 17 | 27,6 | 2,60 | 15 | 28 |
| Pç do Cruzeiro | 5,00 | 25 | 27,4 | 4,70 | 20 | 40 |

Observa-se que na Tabela 7.6 os valores descritos apresentam apenas uma aproximação razoável entre os parâmetros de c e ϕ . A discrepância entre estes é, até certo ponto, compreensível em se tratando da pequena amostragem estatística, com poucos ensaios realizados, e pelo fato de os resultados terem sido obtidos por meio de métodos distintos de ensaios (no laboratório e *in situ*).

Em face desta discrepância verificada na comparação dos resultados dos ensaios aqui descritos, conclui-se que para subsidiar o Projeto Executivo há a necessidade da complementação dos resultados por meio da realização de mais ensaios especiais de campo (PMT, DMT ou CPT) e de laboratório para a obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo, especialmente para a estimativa do coeficiente K_0 .

7.2.8 Trecho VIII

Este trecho, entre as estacas E-11,20 km a E-12,65 km, é constituído por cinco sondagens: SP-184; SP-185; SP-14; SP-16; SP-23, perfazendo um total de 66,11 m perfurados. Ele se inicia um pouco depois da Estação Rodoviária, engloba a travessia do córrego Capim Puba, em superfície, e se estende até cerca da travessia do ribeirão Anicuns. Este trecho foi dividido em dois; a Figura 7.16 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII/1 e a Figura 7.17, do Trecho VIII/2.

O solo transportado tem uma espessura, em geral, de 4,0 m, como apresentado em todas as sondagens executadas no local, exceto o furo SP-185 que apresentou esta camada com 1,0 m de espessura. Constitui-se de uma argila arenosa, às vezes é uma areia fina, com pedregulhos e com matéria orgânica. Possui resistência à penetração baixa (muito mole) próximo à travessia do córrego Capim Puba e varia de mole a rija nas outras sondagens. A maioria das sondagens identificou a presença de matéria orgânica nas camadas superficiais deste trecho, que indica ser uma antiga planície de inundação das duas drenagens próximas (córrego Capim Puba e ribeirão Anicuns).

O solo residual é um silte argiloso, às vezes arenoso, de resistência mole, nas camadas próximas ao contato com o solo transportado, tornando-se rijo a duro com a profundidade. Apresenta-se estruturado exibindo a estrutura gnáissica da rocha matriz. No início do trecho, as sondagens SP-184 e SP-185 não atingiram o limite de impenetrabilidade, conforme ABNT (2001), sendo assim limitadas a 15,45 m de profundidade. Ao contrário, as sondagens SP-14, SP-16 e SP-23 apresentaram tal impenetrabilidade no intervalo entre 9,0 m e 12,0 m de profundidade.

Para a travessia do córrego Capim Puba o projeto não indica uma passagem elevada, mas sim no nível atual da Avenida Goiás Norte. Entretanto, em face da suposição de ser uma antiga planície de inundação, é conveniente que o projeto considere o escoamento superficial que poderá ser afetado, conduzindo-o ao sistema de drenagem urbano.



Figura 7.16 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho VIII/1

Neste trecho, o córrego Capim Puba atravessa um bueiro originalmente projetado com quatro passagens, totalizando cerca de 30 m² de área útil (Figura 7.18). Atualmente, a região encontra-se em processo de expansão urbana, a qual produz um incremento da área impermeabilizada e um conseqüente aumento das vazões de cheias. Portanto, o Projeto Executivo do Metrô deverá avaliar as condições deste bueiro para verificar se o mesmo suportará o referido aumento das vazões, evitando possíveis erosões em áreas (lotes) ainda não pavimentadas.

Nesta travessia verificou-se, pelas análises da posição do lençol freático realizadas com base nos dados das profundidades do NA apresentadas pelas sondagens (Tabela C.1), que o perfil da profundidade do NA coincide, em geral, com o limite do solo residual.



Figura 7.18 – Bueiro celular de concreto armado no córrego Capim Puba, à montante da via.

7.2.9 Trecho IX

Este trecho corresponde à travessia do ribeirão Anicuns, entre as estacas E-12,65 km e E-13,20 km em trecho elevado, cuja via, após atravessá-lo, será encaixada em um corte a ser executado para suavização do traçado devido à subida do relevo neste local.

As sondagens que constam deste trecho são cinco: SP-17; SM-12; SP-186; SP-200 e SP-187, perfazendo 56,15 m lineares perfurados. A Figura 7.19 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho IX.

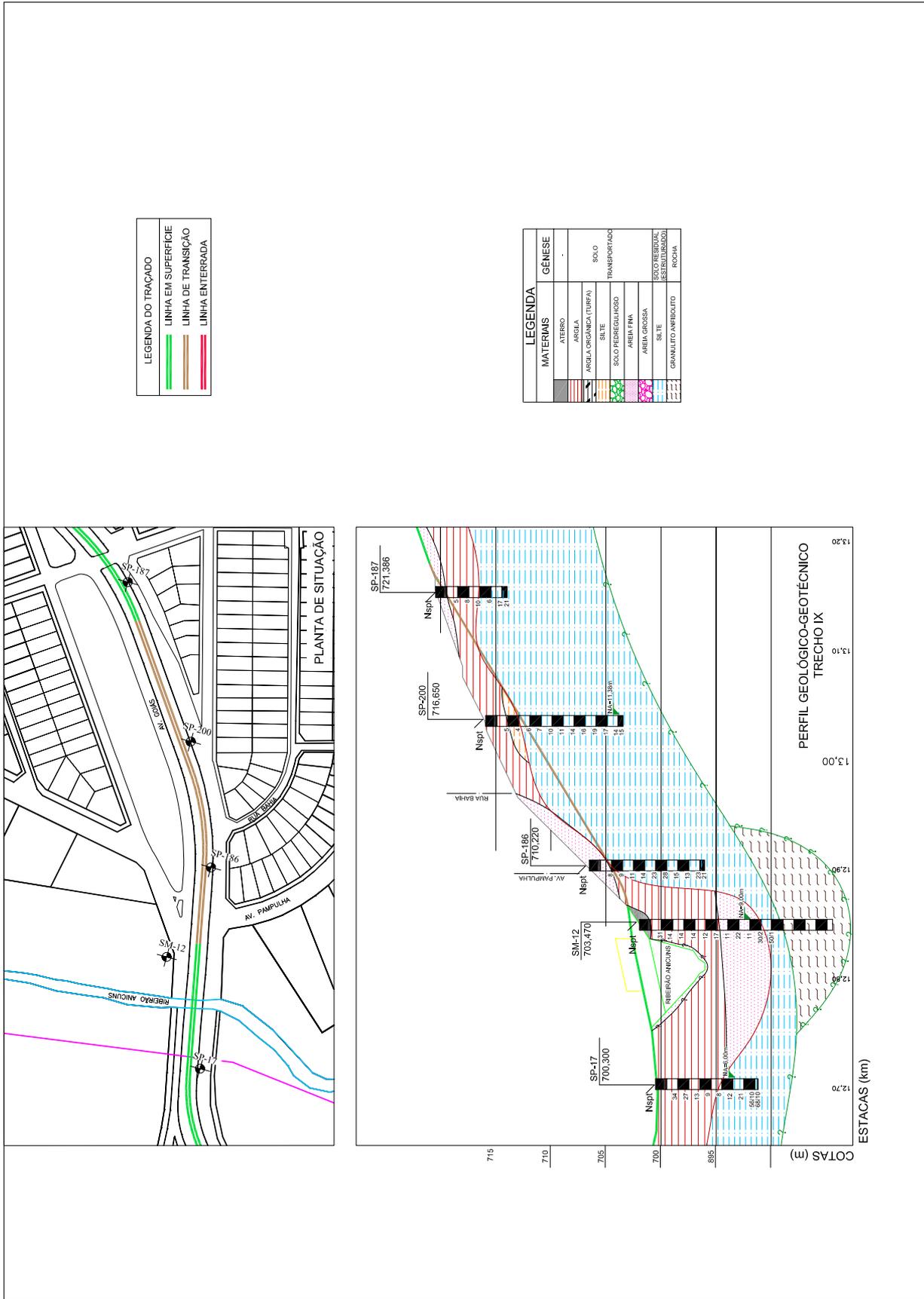


Figura 7.19 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho IX

O solo transportado apresenta-se oscilando entre 2,0 m de profundidade (SP-186) até 6,0 m de profundidade (SP-17), sendo que atinge 9,45 m na SM-12. É, predominantemente, uma argila arenosa, mole a média, com baixa resistência à penetração ($4 < N_{SPT} < 10$), com variações para areia fina, medianamente compacta. Verificou-se na SP-17 a presença de uma camada dura constituída de argila concrecionada, com pedregulhos e grãos de quartzo.

O solo residual de gnaiss apresenta resistência maior que o solo transportado e é um silte argiloso, às vezes arenoso, com grãos de quartzo, estratificado, no qual se podem verificar vestígios da estrutura gnáissica da rocha original. Trata-se de um solo com consistência oscilando de média a dura e valores de N_{SPT} entre 6 a 28, sendo maior do que 50 na sondagem SP-17 que atingiu o limite de impenetrabilidade aos 8,0 m de profundidade.

Na margem esquerda do ribeirão Anicuns executou-se a sondagem mista⁷ SM-12 para verificar a condição da rocha de fundação da ponte a ser construída para a travessia. O perfil desta sondagem indicou uma camada de aterro (0,0 a 2,0 m) constituído por uma argila dura, com grãos de quartzo e matéria orgânica. Abaixo desta camada, até atingir 9,45 m de profundidade, ocorre um solo transportado com resistência mais elevada ($11 < N_{SPT} < 22$). Este solo é constituído por uma argila arenosa com grãos de quartzo, rija, até 6,45 m de profundidade. A partir daí, até o topo do solo residual (aos 9,45 m), ocorre uma areia argilosa com grãos de quartzo, rija a dura. O solo residual (de 9,45 a 12,0 m) constitui-se de um silte arenoso, muito estruturado, com pedregulhos de quartzo e fragmentos de rocha bastante decomposta. De 12,0 a 13,0 m de profundidade, o furo atravessou o saprolito de gnaiss, com vestígios da estrutura da rocha matriz. De 13,0 m até o final, aos 17,5 m de profundidade, a sondagem atravessou a rocha de fundação, cuja litologia é um Gnaiss Biotítico cinza, com veios brancos de quartzo (Ortogranulito). Quanto à classificação geotécnica⁸ este gnaiss apresenta-se medianamente alterado (A-2), com boa recuperação (superior a 50%), medianamente coerente (C-2) e pouco fraturado (F-2).

Visando a precisar o limite do topo rochoso e para caracterizar a rocha de fundação, deverão ser executadas sondagens rotativas no local da travessia, uma sondagem em cada ponto previsto para a construção dos pilares da ponte.

Como este trecho apresenta uma subida íngreme para o metrô, será executado um corte com altura de cerca de 5,0 m para passagem da via. O limite da base deste corte para

⁷ Sondagem mista é executada pelo método à percussão no terreno penetrável por esse processo e executada por meio de sondagem rotativa a diamante nos materiais impenetráveis à percussão.

⁸ Para a avaliação do estado de alteração e coerência das rochas, bem como os graus de intensidade do fraturamento vide as tabelas apresentadas no Apêndice A.

implantação da via coincide com o topo do solo residual. Portanto, não se esperam dificuldades construtivas, já que toda a escavação se dará em solo transportado de baixa resistência.

A estrutura de contenção a ser utilizada deverá ser a mesma que foi adotada na obra da implantação da Avenida Leste-Oeste (Figuras 4.10 e 4.11): com paredes de estacas metálicas e pranchões de madeira. Estas poderão ser englobadas nas estruturas definitivas da obra, conforme foi adotado naquela obra.

De acordo com as análises da posição do lençol freático, realizadas com base nos dados das profundidades do NA das sondagens (Tabela C.1), o perfil do NA encontra-se, ao longo do corte, com o mínimo de 8,0 m e o máximo de 15,0 m de profundidade. Portanto, para a execução do corte não será necessário o rebaixamento do NA.

O ribeirão Anicuns é um curso d'água de maior porte do que o córrego Capim Puba e possui uma calha com largura de cerca de 20,0 m. Na Figura 7.20, observa-se uma planície de inundação extensa, a qual amortece as possíveis enchentes antes que as mesmas atinjam a ponte. Ressalta-se ainda que nesta área verificam-se vários indícios de que o nível máximo de cheia não atinge a ponte, tais como cabos de alta tensão a poucos metros acima da ponte, casas e postes instalados abaixo do nível da ponte etc.



Figura 7.20 – Vista da planície de inundação do ribeirão Anicuns.

Entretanto, em que pese à via do metrô ser construída acima da elevação da avenida urbana, da mesma forma que indicado na travessia do córrego Capim Puba, indica-se nesta passagem sobre o ribeirão Anicuns (um dos principais afluentes do rio Meia Ponte) considerar

as conseqüências da interferência da obra no escoamento superficial e, se necessário, conduzi-lo para o sistema de drenagem urbano.

Ressalta-se que neste caso, e no caso anterior do córrego Capim Puba, estas prováveis medidas corretivas deverão ser consideradas ainda no Projeto Executivo, sob pena de, conforme exposto em Botelho (1998), causar um alto custo social originado pela urbanização acelerada e impermeabilização do terreno. Neste caso, ocorrerá um aumento dos picos de vazão nas ruas e, conseqüentemente, mais inundações em áreas nunca antes inundadas, criando novas necessidades de galerias pluviais ou mesmo obras caras de desassoreamento e retificação dos cursos d'água. Associados a estas obras, incluem-se os custos com desapropriações e remoção dos habitantes que ocupam os fundos de vale.

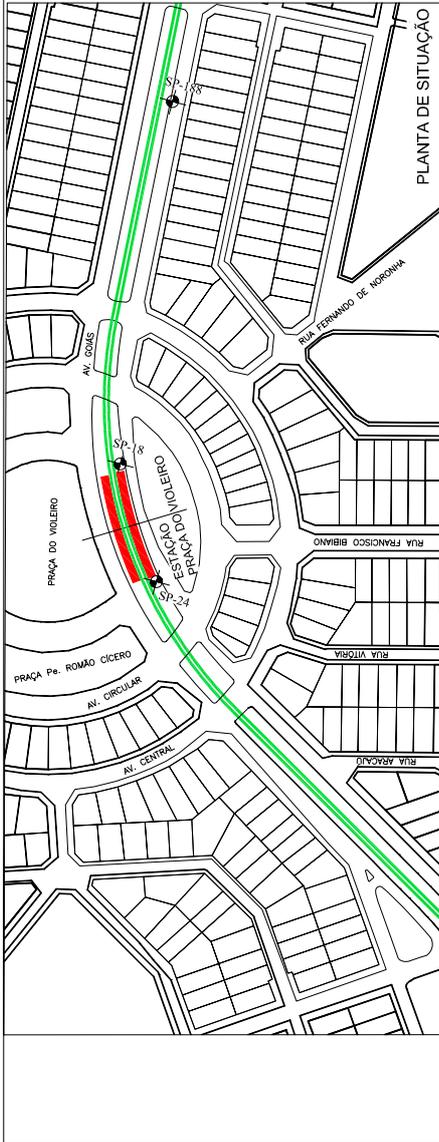
7.2.10 Trecho X

Este é o trecho final na extremidade norte do traçado, entre as estacas E-13,20 km e E-14,60 km (Estação Perimetral Norte), será em superfície e contém as seguintes sondagens: SP-24; SP-18; SP-188; SP-19; SP-189; SP-20, perfazendo um total de 97,94 m lineares perfurados. Este trecho foi dividido em dois; a Figura 7.21 apresenta o perfil geológico-geotécnico do Trecho X/1 e a Figura 7.22, do Trecho X/2.

O solo transportado neste trecho apresenta uma espessura de camada de cerca 7,0 m de profundidade e constitui-se de uma argila arenosa, com lentes de areia argilosa com pedregulhos e de silte argiloso. Possui resistência à penetração oscilando de mole, mais superficialmente, a dura, em profundidade. O furo SP-189 identificou uma camada de aterro a 1,0 m de profundidade.

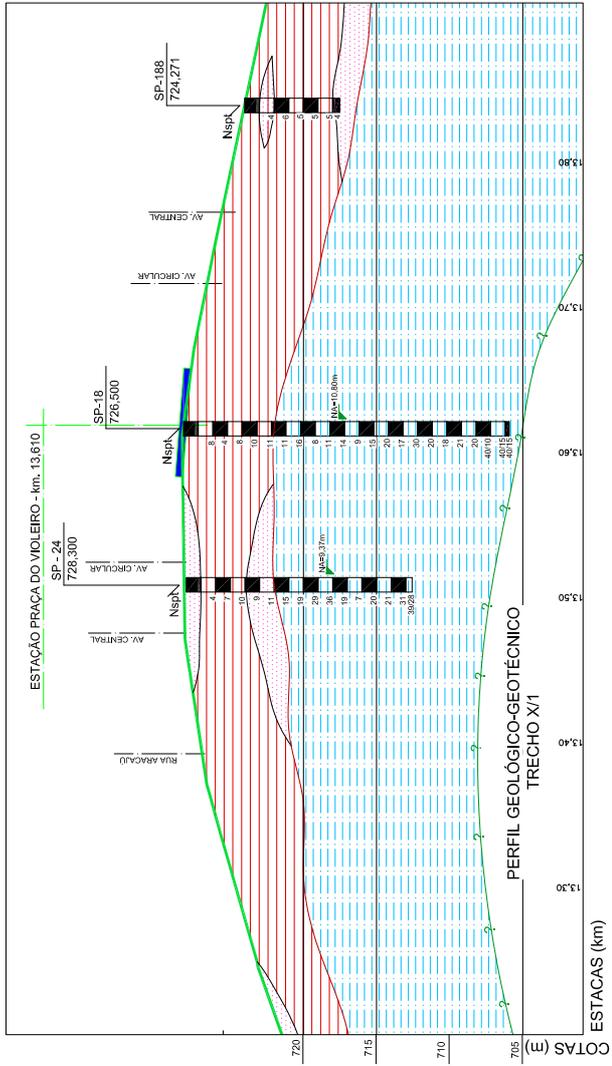
O solo residual apresenta-se com carga de suporte, em geral, elevada e é constituído de um silte arenoso, localmente argiloso, médio a duro com a profundidade ou compacto a muito compacto nas passagens mais arenosas. Apresenta-se estruturado exibindo a estrutura da rocha original. Os valores de N_{SPT} variam entre 4 a 30, sendo maior do que 50 nas sondagens SP-19; SP-20 e SP-24 que atingiram o limite de impenetrabilidade abaixo dos 15,0 m de profundidade.

Este trecho apresenta-se com topografia suave e com solo resistente, o que não deverá causar problemas construtivos relacionados aos recalques.



LEGENDA DO TRAÇADO

| | |
|--|---------------------|
| | LINHA EM SUPERFÍCIE |
| | LINHA DE TRANSIÇÃO |
| | LINHA ENTERRADA |



LEGENDA

| MATERIAS | GÊNESE |
|----------|-------------------------|
| | ATERRO |
| | ARGILA |
| | ARGILA ORGÂNICA (TURFA) |
| | SILTE |
| | SOLO PEDREGULOSO |
| | AREIA FINA |
| | AREIA GROSSA |
| | SILTOS |
| | ARGILA |
| | GRANULITO ANFIBOLITO |
| | ROCHA |

Figura 7.21 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho X/1

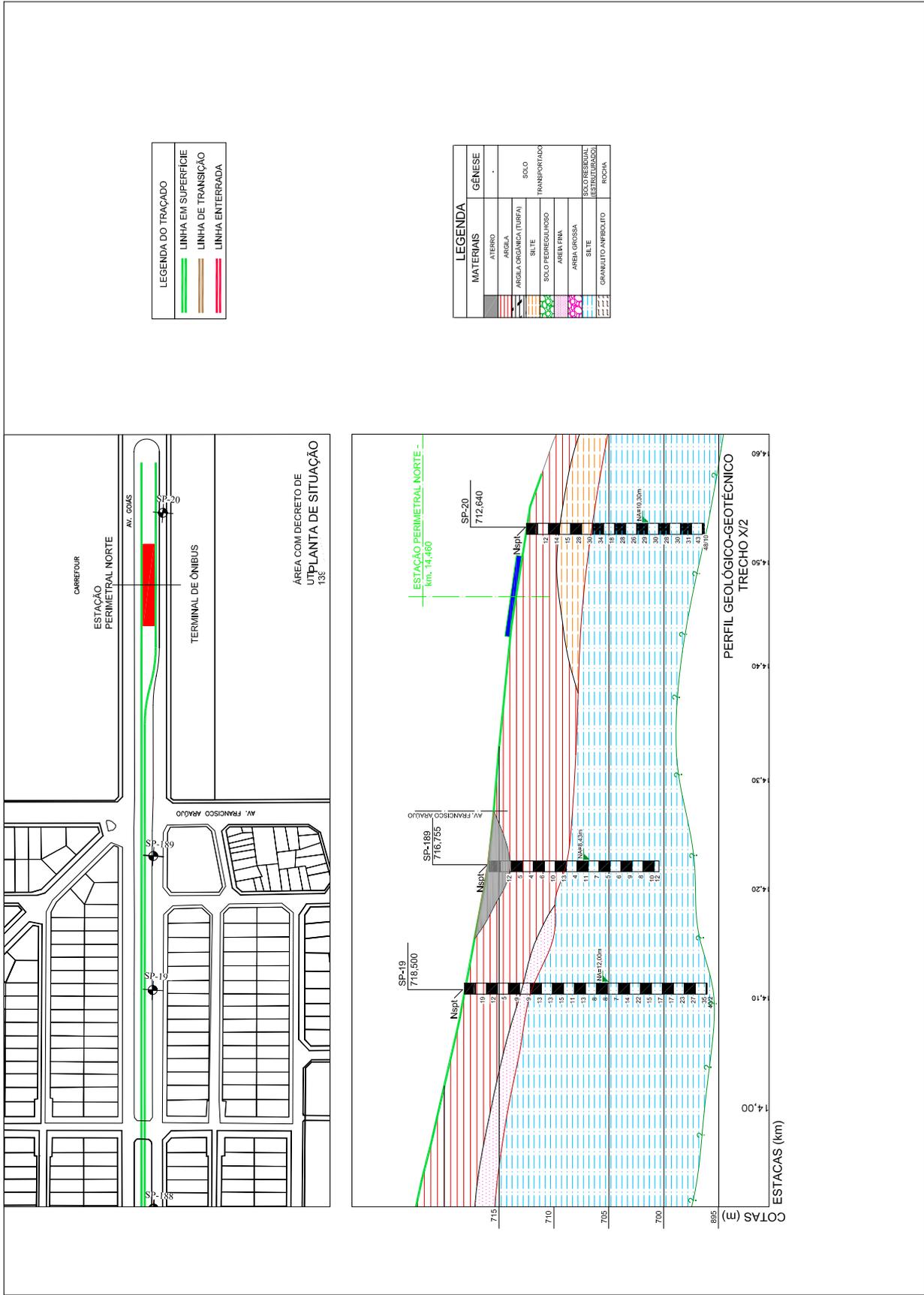


Figura 7.22 - Perfil geológico-geotécnico do Trecho X/2

7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas análises efetuadas neste capítulo, apresentam-se a seguir algumas considerações sobre o comportamento geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado.

- A presença de pedregulhos e de camadas arenosas nos diferentes horizontes do subsolo ao longo do perfil do traçado associa-se ao aumento da resistência à penetração, em face do aumento médio das partículas dos solos. Isto vem ao encontro do que foi exposto por Schnaid (2000), o qual afirma que além da influência do equipamento, devem-se reconhecer os efeitos das condições do solo na resistência à penetração. A referência citada apresenta uma tabela em que se compilaram todos os fatores conhecidos que afetam a penetração em solos granulares e seus efeitos. Dentre eles, é citado o tamanho das partículas e se correlaciona que o aumento do tamanho médio aumenta a resistência à penetração.
- O solo argiloso apresenta-se com fração areia (geralmente com ocorrência de pedregulhos de quartzo) sobre os granulitos paraderivados e fração silte sobre os ortoderivados, sendo que nestes últimos os índices variam de $5 < N_{SPT} < 12$ e nos primeiros, de $4 < N_{SPT} < 30$.
- As maiores espessuras de solo transportado (inconsolidado) se localizaram principalmente na região de menor declividade e na sua maioria nos locais das quebras negativas do relevo, marcadas pelas curvaturas côncavas das vertentes (curvatura do perfil). No perfil do subsolo do traçado do metrô, tais quebras são observadas no talvegue do córrego do Areião (Trecho VI) e, especialmente, na região central, logo após a Estação Praça Cívica até próximo da Estação Rodoviária (Trecho VII-A, parcial, e Trecho VII-B). Destaca-se que estas quebras estão associadas à unidade geomorfológica Planalto Embutido de Goiânia.
- As regiões de maior declividade apresentaram as menores espessuras de solo transportado ao longo do traçado. Estas regiões, predominantemente, se localizam associadas ao substrato rochoso: (a) dos quartzitos micáceos na região sul, no início do eixo estaqueado (Trechos I e II) e cerca das Estações Isidória (entre as sondagens SP-129 e SP-135) e Pç do Cruzeiro (entre as sondagens SP-147 e SP-160); e (b) dos granulitos paraderivados, desde cerca do córrego Capim Puba até o final do estaqueamento (Trechos VIII, IX e X).
- No que concerne às correlações das espessuras do material inconsolidado com a geomorfologia destaca-se que as maiores espessuras coincidem com os locais de menores altitudes (em média, em torno da El. 750 m), associados às unidades geomorfológicas

Planalto Embutido de Goiânia e dos Fundos de Vales. Cabe ressaltar que as maiores espessuras não ocorrem nas altitudes superiores a El. 840 m.

- Com relação à textura do material inconsolidado destaca-se a maior ocorrência do horizonte de solo predominantemente argiloso, sendo que localmente ocorrem lentes de materiais siltosos e arenosos, às vezes com pedregulhos de quartzo. Na região do talvegue do córrego do Areião e, especialmente na região central, destaca-se a ocorrência das maiores espessuras de solo transportado, sendo que nesta última, abaixo do horizonte argiloso superficial, verifica-se a ocorrência de material predominantemente siltoso, com frequentes intercalações de areia e de pedregulhos.
- Embora aqui tenham sido feitas correlações dos diferentes horizontes de solos com o Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}), não é conveniente se padronizarem valores únicos de resistências para cada horizonte, dada à variabilidade das condições do subsolo. Não se deve adotar que o horizonte de solo transportado ou residual tenha uma resistência em uma determinada faixa que vale para toda a camada, sem se considerar que possam existir valores acima ou abaixo desta faixa. Isto porque houve casos de camadas argilosas superficiais, normalmente menos resistentes, que atingiram N_{SPT} em torno de 30 golpes (p. ex. SP-156; SP-10 e SP-13), assim como valores de $N_{SPT} = 3 - 4$ no topo do solo residual (p. ex. SP-119; SP-129; SP-131; SP-132A; SP-153; SP-155; SP-158; SP-168; SP-170A e SP-189) que por natureza apresentou valores maiores do que 10 golpes, em média.
- Em alguns locais não foi possível se determinar, com precisão, o limite da transição do solo transportado para o solo residual, já que as sondagens foram paralisadas em solo transportado e antes do limite de impenetrabilidade, em face de uma limitação de projeto, especialmente nos trechos em que a linha será em superfície. Nestes casos, o topo do solo residual foi inferido nos desenhos do perfil (com simbologia de sinais de interrogação), com base nos resultados das sondagens próximas onde este limite foi transposto e, até certo ponto, por uma tendência de concordância deste limite com a superfície topográfica, já que não foram identificadas estruturas tectônicas significativas, como por exemplo, falhamentos, ao longo do eixo do traçado do metrô. Assim, pode-se concluir que a posição do topo do solo residual nos referidos casos não se encontra muito além do que ora está apresentado nos desenhos dos perfis.
- Concernente a estas deficiências de investigação acima referidas, conclui-se que é prudente para a obra, executar novas investigações geotécnicas em alguns locais do traçado

para subsidiar os estudos do Projeto Executivo. Dentre estes locais indica-se a execução de sondagens rotativas adicionais na região do talvegue do córrego do Areião, onde não se determinou o topo do solo residual com precisão, especialmente na travessia deste córrego, onde se verificou a presença de turfa e haverá obras de fundações profundas para a via elevada. Outro local é na área da Estação Praça do Bandeirante, onde a espessura do solo transportado chega até 19,0 a 20,0 m e todas as estruturas serão implantadas neste horizonte. Aí se indica a execução de ensaios geotécnicos especiais para a determinação dos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) e para a determinação do empuxo lateral do solo, em repouso (K_0), até pelo menos os 8,0 m de profundidade, pouco abaixo do nível da Estação, já que os ensaios pressiométricos neste local somente foram realizados até a profundidade de 6,7 m.

- Quanto às características dos solos que serão escavados nas obras subterrâneas do metrô, especialmente os residuais que são predominantemente silto-arenosos, deve-se considerar o fato de uma desagregabilidade maior destes solos em presença de água. Portanto, conclui-se que as obras de escavação não deverão ser executadas no período em que o nível do lençol freático apresenta-se mais elevado e afetado pelo período chuvoso. Assim, estas obras de escavação deverão ser prioritariamente executadas durante os meses de junho a novembro, que possuem os níveis do lençol freático mais baixos, já que a partir do início do período chuvoso (setembro–outubro) este nível é afetado pela ocorrência das precipitações e se mantém elevado até o mês de maio. Vale destacar que embora as precipitações se iniciem em setembro, somente a partir de fins de dezembro e princípio de janeiro é que estas começam a produzir efeitos sobre o lençol freático. De outro modo, embora as precipitações se reduzam a partir de fins de março, somente a partir de fins de abril e início de maio os níveis do lençol freático começam efetivamente a baixar, como pode ser verificado nos gráficos de monitoramento do NA e de precipitações apresentados na Figura 7.1.

- Vale ressaltar que os métodos construtivos de escavação e de contenção aqui indicados são sugestivos e deverão ser analisados sob o ponto de vista da relação custo x benefício, considerando os resultados das investigações de campo e laboratório complementares aqui propostas. A Tabela 7.7 apresenta o resumo das características dos trechos a serem escavados, incluindo as indicações da necessidade de rebaixamento do NA, os tipos de contenções recomendadas e as observações pertinentes a cada trecho.

Tabela 7.7 – Resumo dos trabalhos para os trechos a serem escavados.

| Trecho | Estacas (km) | Sondagens Executadas | Perfuração (m) | Rebaixamento do NA | Contenções Recomendadas | Observações |
|--------|---------------|----------------------|----------------|--------------------|--|--|
| II | 1,60 a 2,05 | 6 | 96,20 | NÃO * | Paredes de perfis metálicos e pranchões de madeira. | * Se a obra for executada fora do período chuvoso (dez.-mar.) - Ensaios para determinar c e ϕ . - Rebaixamento do NA por meio de ponteiros filtrantes. - Monitoramento de recalques na vizinhança. |
| V | 4,20 a 5,00 | 11 | 135,41 | SIM | Cortina com estações de concreto armado, moldados <i>in loco</i> , com acabamento de concreto projetado entre as estacas. | - Ensaios para determinar c e ϕ . - Rebaixamento do NA por meio de ponteiros filtrantes. - Monitoramento de recalques na vizinhança. |
| VII-A | 6,90 a 9,50 | 32 | 494,20 | SIM | Cortina com estações de concreto armado, moldados <i>in loco</i> com acabamento de concreto projetado entre as estacas. | - Ensaios para determinar c e ϕ . - Rebaixamento do NA por meio de ponteiros filtrantes. - Monitoramento de recalques na vizinhança. |
| VII-B | 9,50 a 11,20 | 19 | 282,66 | SIM | Paredes com estacas metálicas intermediadas com pranchões de madeira e, nos locais das estações, paredes-diafragmas moldadas <i>in loco</i> (ou estações de concreto). | - Ensaios para determinar c e ϕ . - Rebaixamento do NA por meio de ponteiros filtrantes. - Monitoramento de recalques na vizinhança. |
| IX | 12,65 a 13,20 | 5 | 56,15 | NÃO | Paredes com estacas metálicas intermediadas com pranchões de madeira. | - Execução de sondagens rotativas nos locais dos pilares da ponte. |

Capítulo

8

Conclusões

8.1 CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Com base nos trabalhos de campo, sondagens e ensaios de laboratório executados durante as campanhas de investigações geológico-geotécnicas para o Projeto Básico do Metrô de Goiânia, pode-se concluir o que segue.

- Nos Trechos I, III e IV, o traçado será executado sobre o solo transportado sobreposto ao solo residual de micaxisto com capacidade de suporte razoável. Em geral, nestes trechos a resistência à penetração apresenta valores iguais ou superiores a 4 golpes, sendo localmente entre 2 e 3 golpes. Logo, conclui-se que não deverão ocorrer problemas de deformabilidade do terreno nestes locais, já que o solo transportado apresenta aquela capacidade de suporte supracitada ($N_{SPT} \geq 4$). Conclui-se também que mesmo onde o terreno apresente, localmente, resistências menores ($N_{SPT} = 2$ e 3), não será necessário escavar o solo transportado caso se utilize um material resistente para o lastro dos trilhos, com capacidade de suporte suficiente para a carga dos trens.
- No Trecho II, entre as estacas E-1,60 km a E-2,00 km, onde se prevê uma escavação de cerca de 6,0 m de profundidade, atingindo o solo residual com boa resistência e crescente com a profundidade, conclui-se que a posição do lençol freático não deverá influenciar nas obras de escavação, desde que sejam executadas entre os meses de junho e novembro, fora do período de recarga do NA. Neste período não será necessário o rebaixamento do NA, já que a cota mais elevada foi medida, durante a campanha de monitoramento do PMZ-1 instalado neste trecho, na profundidade de 5,64 m, em 20/04/2006, estando a maioria das medições abaixo dos 6,0 m de profundidade (Figura D.1). Fora deste período, pode-se adotar a alternativa construtiva por meio de VCA, com o auxílio do rebaixamento do lençol freático do

terreno, entretanto, dever-se-á investigar os efeitos produzidos pelos possíveis recalques no entorno, o que deverá ser efetuado antes da construção.

- O Trecho V, entre as estacas E-4,20 km a E-5,00 km, será um trecho subterrâneo, com escavações em torno de 6,0 a 7,0 m, o que engloba toda a remoção do solo transportado e parte do solo residual. Conclui-se que concernente à escavação do solo transportado, menos resistente, não haverá dificuldades. Tampouco em relação à escavação do solo residual, que embora possua resistência à penetração crescente com a profundidade, as condições para a implantação das contenções do terreno durante as escavações e das fundações das estruturas serão favoráveis. Conclui-se ainda que a dificuldade maior neste local será a interferência do lençol freático durante as escavações, visto que a posição do NA mostrou-se acima do nível de base da escavação durante o período de monitoramento. Isto exigirá um rebaixamento do lençol freático constante durante a obra, independentemente da época de sua implantação.

- O segmento do Trecho VI que se localiza entre as estacas E-5,10 km e E-5,80 km é um antigo talvegue da bacia de inundação do córrego do Areião, preenchido em parte por ação natural e complementada por atuação antrópica. Neste local são encontrados solos menos consolidados (argila orgânica de baixa resistência), NA em pequenas profundidades e uma estrutura hidráulica para a travessia do córrego do Areião que parece ser inadequada. Como não constam dados de fluviometria, tampouco de batimetria, do referido córrego, conclui-se que as obras de arte a serem aí executadas para a travessia da linha do metrô deverão ser precedidas de um levantamento que deverá contemplar a determinação das condições reais daquela estrutura hidráulica existente e de um estudo detalhado para o dimensionamento das galerias de drenagem. Além disso, em face da existência de material turfoso neste local concluiu-se que há a necessidade da execução de novas sondagens para a caracterização do subsolo no trecho da travessia do córrego do Areião, especialmente no leito deste córrego. Como serão implantadas fundações profundas nesta travessia, sugere-se a execução de sondagens rotativas, nos locais dos pilares da travessia, visando à determinação do topo e qualidade da rocha sob o córrego.

- No Trecho VII, a travessia da Praça Cívica, que contempla a linha do metrô passando a profundidades em torno de 10,0 m, será feita em solo residual de micaxisto. O solo superficial deste trecho, com cerca de 5,0 m de profundidade, não é muito resistente e concluiu-se que isto implicará a necessidade de algum processo construtivo de reforço adicional que melhore as propriedades deste solo superficial. No caso, indica-se a construção de uma cortina de *jet-grouting* até cerca de 15,00 m de profundidade, principalmente próximo ao coreto e ao

monumento do relógio no início da Avenida Goiás. Este tratamento com *jet-grouting* é indicado também para o solo transportado de baixa resistência a ser escavado para a construção da Estação Praça do Bandeirante.

- No segmento Trecho VII localizado entre as estacas E-8,70 km a E-11,10 km, a escavação para a construção da linha do metrô atravessará grandes espessuras de solo transportado, com um mínimo de 7,0 m de profundidade, as quais são camadas menos consistentes que apresentam N_{SPT} inferior a 10, em média, possuem NA elevado entre os meses de janeiro a maio e estão dispostas numa seqüência de diversas camadas sedimentares. Neste local, o solo residual somente foi alcançado abaixo dos 18,0 m de profundidade, o que implica que as escavações (com cerca de 6,0 a 7,0 m de profundidade) serão, em sua maioria, limitadas ao solo transportado menos resistente. Desta forma, conclui-se que em alguns locais com N_{SPT} entre 2 – 4, deverão ser executadas cortinas contínuas ou paredes diafragmas para a contenção das escavações pelo método de vala recoberta (*cut-and-cover*). Outra conclusão que se faz necessária neste local, relaciona-se especialmente ao subtrecho entre as estacas E-8,70 km e E-10,25 km, situado sob a Avenida Goiás. Esta é a via de maior densidade populacional do traçado e, portanto, o projeto deverá investigar e precisar os esforços causados pelo empuxo lateral originado nas camadas com diferentes resistências dos solos, sob pena de ocorrerem colapsos e recalques às estruturas circunvizinhas durante as escavações. As camadas de solos transportados são mais delgadas somente no início do referido subtrecho, próximos à Praça Cívica, onde o solo residual apresenta resistências mais altas. Ao contrário, as camadas com materiais homogêneos, porosos e com resistências mais baixas no restante do trecho possuem características geotécnicas de solos transportados e são mais espessas, com valores mínimos em torno de 7,0 m. Em face da pequena quantidade de ensaios geotécnicos especiais para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos neste trecho, a solução de escavação a céu aberto nos locais com valores de N_{SPT} baixos pode elevar muito os custos da construção das cortinas contínuas ou das paredes diafragmas. Ressalta-se que para o dimensionamento das cortinas é importante a avaliação precisa dos empuxos laterais do terreno, sobretudo a influência da coesão e da água. Desta forma, conclui-se que, ao longo deste trecho, é imprescindível a realização de mais ensaios geotécnicos, além dos já executados, para a determinação dos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ). Neste caso, indica-se também a execução de ensaios *in situ* de Penetração de Cone, além de mais ensaios pressiométricos para a estimativa do K_0 .

- Em face da grande espessura do solo transportado no local da Estação Praça do Bandeirante (até cerca de 20,0 m de profundidade) e como se prevê a implantação de todas as estruturas neste horizonte, conclui-se que é imprescindível a realização de mais ensaios especiais de campo e laboratório para a determinação dos parâmetros de resistência (c e ϕ) e do empuxo lateral do solo em repouso (K_0). Ressalta-se que tais ensaios geotécnicos deverão ser executados até pelo menos a profundidade do nível de base das escavações (aproximadamente entre 7,0 e 8,0 m).
- No trecho em superfície, entre a Estação Rodoviária e o córrego Capim Puba, o solo apresenta boa capacidade de suporte a partir dos 2,0 m, donde se conclui que não haverá problemas de recalques devido à construção de aterros superiores a 5,0 m de altura para a travessia do córrego.
- No cruzamento com o ribeirão Anicuns, que possui uma calha mais aberta no cruzamento com a Avenida Goiás Norte, antiga área de inundação, o trecho da travessia deverá ser mais bem caracterizado na etapa do Projeto Executivo. Assim, a conclusão aqui é que deverão ser executadas mais sondagens mistas, com recuperação de testemunhos, para a caracterização da rocha de fundação e elaboração do projeto de fundação dos pilares que contemple o suporte do trecho elevado em rocha de boa qualidade. Destaca-se que convém executar uma sondagem em cada ponto previsto para a construção dos pilares da ponte.
- Ao longo do perfil, a presença local das lentes arenosas e dos pedregulhos de quartzo elevou a resistência das camadas mais superficiais.
- O horizonte argiloso superficial de solo transportado apresentou uma variabilidade menor dos valores do índice N_{SPT} , os quais sofreram um aumento com a profundidade na camada de solo residual.
- Verificou-se uma relação entre uma menor espessura de solo transportado e a geologia da região. Em geral, no trecho do traçado concernente aos granulitos, ao norte da área de estudo, o solo transportado apresenta uma espessura menor do que no trecho dos micaxistos.
- Nos trechos em que o monitoramento aqui realizado indicou uma posição elevada do NA, haverá a necessidade da elaboração de um cronograma de planejamento da obra, prevendo os trabalhos de rebaixamento constante do lençol freático, qualquer que seja o período de construção, incluindo a verificação da possibilidade de ocorrência de recalques nas edificações vizinhas.

- Uma recomendação importante que aqui se faz é sobre a previsão de um plano de monitoramento e controle das escavações durante esta obra metroviária, já que ela será a maior obra de escavação urbana a ser executada em Goiânia. Neste tema, destaca-se a integração e parcerias que deverão existir entre a academia, representada pelas universidades e centros de pesquisa em engenharia civil, e a indústria, que constituirá o possível consórcio de empresas a ser concebido para a execução da obra.

8.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O perfil geológico-geotécnico aqui apresentado, o qual foi elaborado com base nas análises das investigações realizadas durante o Projeto Básico, contribuirá metodologicamente com a obra do Metrô de Goiânia a ser futuramente executada. Entretanto, ressaltou-se a necessidade de estudos complementares que poderão aprimorar as indicações e recomendações construtivas apresentadas nesta pesquisa. A seguir são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Realização de mais ensaios geotécnicos *in situ* (PMT, DMT ou CPT), de laboratório (caracterização, adensamento e triaxiais) e de sondagens à percussão (SPT) para a complementação dos parâmetros de resistência do solo já obtidos, visando ao aprimoramento do Projeto Executivo;
- Elaboração de um estudo de viabilidade financeira para a construção do metrô totalmente subterrâneo. Para esta composição de custos, além dos aspectos geológico-geotécnicos e de construção civil, outras variáveis deverão ser consideradas. Dentre estas se destacam: os aspectos sociais, ambientais, econômicos, urbanísticos e os demais concernentes à qualidade de vida da população e do desenvolvimento sustentável da cidade, o qual visa a promover a harmonia entre as pessoas e o meio ambiente;
- Execução de mais sondagens com espaçamento lateral maior em relação ao eixo do traçado, visando a ampliar o banco de dados para obter uma modelagem tridimensional do terreno ao longo do eixo, utilizando o programa Target aqui apresentado.

Referências bibliográficas

- ABNT (2001). Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos – método de ensaio: NBR-6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 12 p.
- ABNT (2006). Execução de Tirantes Ancorados no Terreno – método de ensaio: NBR-5629. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2ª. Ed., 32 p.
- Alonso, U.R. (1999). Rebaixamento Temporário de Aquíferos. Tecnogeo & Geofix (eds.), São Paulo, SP, 131 p.
- Assis, A.P. & Farias, M.M. (1998). Escavações de Túneis em Solos Porosos e Colapsíveis: Caso Histórico do Metrô/DF. XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF, 4 (Pós-Congresso): 179-194.
- Assis, A.P. (2001). Métodos Construtivos Aplicados a Túneis Urbanos. Curso Sobre Túneis em Meios Urbanos. Sociedade Portuguesa de Geotecnia & Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, Conferência: 12 p.
- Assis, A.P. (2002). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas. Publicação G.AP-AA004/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 57 p.
- Assis, A.P. (2003). Mecânica e Engenharia de Rochas. Publicação G.AP-AA002/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 1: 2.1-2.45.
- Assis, A.P. (2005). Obras Subterrâneas. Apresentações de Aula do Curso de Pós-Graduação, Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF.
- Baptista, R. & Leite, M. F. (2002). I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, ABMS/SPG, São Paulo, SP: 181-197.
- Barbosa, O. (1966). Geologia Estratigráfica, Estrutural e Econômica da Área do Projeto Araguaia. Monografia, nº. 19, Divisão de Geologia e Mineração/DNPM, Rio de Janeiro, RJ: 94 p.
- Beck, O. (2003). Execução de paredes diafragma. Engenharia, 60(558): 132-135.
- Blanco, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília - Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 019/95, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 95 p.
- Botelho, M.H.C. (1998). Águas de Chuva – Engenharia das Águas Pluviais nas Cidades. Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, SP, 240 p.
- Brasfond (2007a). Brasfond Fundações Especiais. Disponível em: <<http://www.brasfond.com.br>>. Acesso em: 22 mar. 2007.
- Brasfond (2007b). Catálogo técnico, Brasfond Fundações Especiais, São Paulo, SP, 54 p.

- Cassetti, V. (1992). Geomorfologia do Município de Goiânia-GO. Boletim Goiano de Geografia. Instituto de Química e Geociências, Departamento de Geografia, UFG, Goiânia, GO, v.12 (1): 65-85.
- Celestino, T.B. & Diniz, N.C. (1998). Informática. Geologia de Engenharia, Oliveira, A.M.S & Brito, S.N.A. (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, SP, pp. 227-241.
- Cetesb. (2005). Relatório de Qualidade do Ar no Estado de São Paulo 2004. Série Relatórios 2004, Cia. de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, SP, 142 p. Página web disponível em: <<http://www.cetesb.sp.gov.br/Ar/relatorios/relatorios.asp>>. Acesso em: 26 nov. 2005.
- Chiossi, N.J. (1983). Tabela Resumida para Identificação Macroscópica dos Principais Tipos de Rochas. Geologia Aplicada à Engenharia, Editora do Grêmio Politécnico da Associação dos Alunos da EPUSP, São Paulo, SP, pp.65-83.
- COMDATA (1999). Sistema de Informações Geográficas de Goiânia – SIGGO, V.2.0, Visualizador, COMDATA, Goiânia, GO. 1 CD-ROM.
- COMDATA (2006). Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia – MUBDG V.20, SIGGO V2.0, COMDATA, Goiânia, GO. 1 CD-ROM.
- CPRM (1994a). Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: Goiânia – Folha SE.22-X-B-IV. Estado de Goiás. Escala 1:100.000. CPRM/DNPM, Brasília, DF, 120 p, incluindo 2 mapas dobráveis.
- CPRM (1994b). Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: Nerópolis – Folha SE.22-X-B-I. Estado de Goiás. Escala 1:100.000. CPRM/DNPM, Brasília, DF, 124 p, incluindo 2 mapas dobráveis.
- CPRM (2001). Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – Projeto de Mapeamento Geológico/Metalogenético Sistemático: Goiânia – Folha SE.22-X-B. Estado de Goiás. Escala 1:250.000. CPRM, Brasília, DF. 74 p.
- Cunha, B.C.C.; Potiguar, L.A.T.; Ianhez, A.C.; Bezerra, P.E.L.; Pitthan, J.H.L.; Souza Jr., J.J.; Montalvão, R.M.G.; Sousa, A.M.S.; Hildred, P.R.; Tassinari, C.C.G. (1981). Geologia. Projeto Radambrasil, Folha SC.22 Tocantins, Levantamento de Recursos Naturais, Divisão de Publicação, DNPM, Rio de Janeiro, RJ, 22(1): 21-196.
- Cunha, R.P.; Sales, M.M.; Pinto, C.S.; Sampaio Jr., J.L.C. (2004). Ensaio Pioneiros de Pressiômetro Auto-Perfurante em Solos da Cidade de Goiânia. V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABFE/ABMS, São Paulo, SP, 1: 521-532.
- Deere, D.U.; Merrit, A.H.; Cording, E.S. (1974). Engineering geology and underground construction. 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology. ABGE, São Paulo, Proceedings, 2: VII-GR.1 – VII-GR.27.
- Detran (2007). Relatório de Veículos Incluídos por Tipos e Combustíveis: Goiânia, Quadro 2006, Fevereiro/2007. Departamento Estadual de Trânsito de Goiás, Gerência de Estatística, Goiânia, GO, 83 p.

- Diniz, N.C. (2004). Evaluación geológico-geotécnica de suelos tropicales para ordenamiento territorial. Agua, Minería y Medio Ambiente, Libro Homenaje al Profesor Rafael Fernández Rubio, J.A. López-Geta, A. Pulido Bosch, J.C. Baquero Úbeda (eds.), Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 40 p.
- DNPM (2007). Quadro da Produção e Comercialização por Substância de GO e DF em 2005. Disponível em: <http://www.dnpm.gov.br/mostra_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=1485>. Acesso em 08 abr. 2007.
- Drago, V.A.; Pinto, A.C.; Montalvão, R.M.G.; Santos, R.O.B.; Simões, M.A.; Oliveira, F.C.; Bezerra, P.E.L.; Prado, P.; Fernández, C.A.C.; Tassinari, C.C.G. (1981). Geologia. Projeto Radambrasil, Folha SD.22 Goiás, Levantamento de Recursos Naturais, Divisão de Publicação, DNPM, Rio de Janeiro, RJ, 25(1): 27-300.
- Embrapa (1999). Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Produção de Informação, Embrapa, Brasília, DF, 412 p.
- Foá, S.B. (2005). Análise dos Recalques de Fundações e Seus Danos em Edifícios Devido a Escavações Subterrâneas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-031/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 308 p.
- Ferreira, J.P. (1994). Análise da Estabilidade de uma Encosta em Fundo de Vale em Goiânia-GO. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, RJ, 98 p.
- Fontoura, S.A.B. (1995). Tendências Internacionais no Projeto de Escavações Subterrâneas em Zonas Urbanas. Turb – Simpósio sobre Túneis Urbanos, ABGE/CBT, São Paulo, SP, pp. 81-92.
- Fundesp (2001). Catálogo técnico, 5^a ed., junho/2001, FUNDESP, São Paulo, SP, 62 p.
- Geosoft (2006). Target: Surface and Drilling Mapping System for Oasis montaj, version 6.4, Geosoft, Toronto, Ontario, Canada. 1 CD-ROM.
- Godard, J.P. & Sterling, R.L. (1995). General Considerations in Assessing the Advantages of Using Underground Space. TUST, 10(3): 287-297.
- Godard, J.P. & Sterling, R.L. (1998). Construction costs vs. transport social costs. Tunnel and Metropolises, in Negro Jr. & Ferreira (eds.), São Paulo, SP, vol. 1, pp. 3-13.
- Godard, J.P. (2004). Urban Underground Space and Benefits of Going Underground. World Tunnel Congress, Singapore, pp. 22-27.
- Golser, J. (1980). Recent developments in the NATM. Water Power & Dam Construction, 27: 35-39.
- Golser, J. (1996). Retificações sobre as opiniões do professor Kovári sobre o novo método austríaco de abertura de túneis – tradução n^o. 14, ABGE, São Paulo, SP, 16 p.

- Grandis, I. (1996). Rebaixamento e drenagem, *Fundações Teoria e Prática*. Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds.) Pini, São Paulo, pp. 581-602.
- Guerra, A.T. (1989). *Dicionário Geológico-Geomorfológico*. Fundação IBGE, 7ª. edição (3ª. impressão), Rio de Janeiro, RJ, 447 p.
- Guerreiro, V.; Quintanilha, J.E.; Reis, V. (2002). I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, ABMS/SPG, São Paulo, SP, v. único, pp.167-179.
- Hasui, Y. (1990). Neotectônica e Aspectos Fundamentais da Tectônica Ressurgente no Brasil. In I Workshop sobre Neotectônica e Sedimentação Cenozóica Continental no Sudeste Brasileiro, SBG/Núcleo Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 11: 1-31.
- Hueb, M. (1998). Túnel Invertido. Prêmio Destaque 98, Produtividade 07, Metrô DF – Fase II. Publicação Interna da Construtora Norberto Odebrecht, Brasília, DF, 9 p.
- Ianhez, A.C.; Pitthan, J.H.L.; Simões, M.A.; Arco, J.O.; Trindade, C.A.H.; Luz, D.S.; Fernández, C.A.C.; Tassinari, C.C.G. (1983). Geologia. Projeto Radambrasil. Sequência Vulcano-Sedimentar das Regiões de Amorinópolis e Piranhas no Sudeste de Goiás, Folha SE.22, Goiás, Levantamento de Recursos Naturais, Divisão de Publicação, DNPM, Goiânia, GO, 31(1): 23-348.
- IBGE (1991). Zoneamento Ecológico-Econômico da Área do Aglomerado Urbano de Goiânia. Página web disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/sds/zee/go/index.htm>>. Acesso em 14 mar. 2007.
- IBGE (1992). Projeto Saneamento Básico e Problemas Ambientais em Goiânia. Diretoria de Geociências, Divisão de Geociências de Goiás, IBGE, Goiânia, GO, 174 pp.
- IBGE (2003). Atlas do Censo Demográfico 2000. IBGE, Rio de Janeiro, RJ, 127 p.
- IE (2003). O forte viés tecnológico da Figueiredo Ferraz. *Engenharia*, 556: 25-27.
- IE (2005). Transportes metropolitanos: corrigindo décadas de falta de integração. *Engenharia*, 571: 23-24.
- INMET (2007). Precipitação total mensal da Estação 83423. Seção de Observação e Meteorologia Aplicada, 10º Distrito de Meteorologia de Goiânia, INMET, Ministério da Agricultura Pecuária e Abastecimento, Goiânia, GO.
- ITA (2000). Planning and Mapping of Underground Space – An Overview (Official Report, Working Group Number 4). TUST, 15 (3): 271-286.
- ITA (2002). Refrigerated Rock Caverns for Propylene Gas Storage. Tribune 24. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/cms/577.html>>. Acesso em 27 nov. 2005.
- ITA (2004a). Underground or aboveground? Making the choice for urban mass transit systems. A report by the International Tunnelling Association. Prepared by Working Group Number 13 (WG13). “Direct and indirect advantages of underground structures”.

- TUST 19, 1: 3–28. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/cms/1113.html>>. Acesso em 27 maio 2005.
- ITA (2004b). Environmental and Sustainable Development Reasons for Going Underground. A report by the International Tunnelling Association (ITA). Prepared by Working Group Number 15 (WG15). “Tunnelling and the Environment”. Open Session in World Tunnel Congress, Singapore. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/cms/1093.html>>. Acesso em 27 maio 2005.
- ITA (2004c). Why Go Underground? ITA Presentation – Underground Structures Worldwide. Prepared by Jean-Paul Godard. Open Session in World Tunnel Congress, Singapore. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/cms/1093.html>>. Acesso em: 27 nov. 2005.
- Lobato, F.H.C.; Moresi, M.V.D.; Kuwajima, F.M.; Matsui, M.M. (2005). Evolução do concreto projetado na construção. O caso histórico do lote 1 da linha 2 do metrô/SP. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, ITA/CBT/ABMS, São Paulo, SP. 1 CD ROM.
- Maffei, C.E.M.; Gonçalves, H.H.S.; Chanquini, C. (2004). Casos de sucesso e insucessos em obras de túneis no Brasil. 1º. Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas & Seminário Internacional “South American Tunnelling”, CBT, São Paulo, SP, 40 p. 1 CD-ROM.
- Magalhães, G. (2005). Estimativas comparadas de custos históricos de transporte público: metrô x ônibus urbano. Engenharia, 62(570): 71-80.
- Mangolim Filho, A. & Ojima, L. M. (1995). Planejamento de investigações. TURB – Simpósio sobre Túneis Urbanos, ABGE/CPT, São Paulo, SP, p. 11-20.
- Marini, O.J. (1974). Mapa geológico do projeto Serra Dourada. Escala 1:50.000 – relatório final. Convênio DNPM/UnB, Brasília, DF, v. 2.
- Marini, O.J.; Fuck, R.A.; Danni, J.C.M.; Dardenne, M.A.; Loguercio, S.O.C.; Ramalho, R. (1984). Geologia do Brasil – as faixas de dobramentos Brasília, Uruaçu e Paraguai-Araguaia e o maciço mediano de Goiás. Geologia do Brasil, DNPM, Brasília, DF, pp. 251-303.
- Masi, A.; Brasil, T.O.C.; Almeida, J.I.S.; Zanatta, G.; Medina, M. (1995). Legislação sobre ocupação do espaço subterrâneo. Turb – Simpósio sobre Túneis Urbanos, São Paulo, 1995, ABGE/CBT, p. 3-10.
- Moraes Jr., A.H.V. (1999). Análise Tridimensional de Escavações Subterrâneas pelo Método NATM. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 121 p.
- Moreton, L.C. (1994). Estratigrafia. Moreton, L.C. (org). Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: Goiânia – Folha SE.22-X-B-IV. Estado de Goiás. Escala 1:100.000. DNPM/CPRM, Brasília, DF, 124 pp.

- Mota, R.J. (2007). Análise da Interação Solo-Estrutura em Obras de Contenção. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF (dissertação em elaboração).
- Ortiz, J.M.R. (1992). Túneis a céu aberto (em Espanhol). Curso sobre Tuneles Urbanos y Suburbanos, Tomo I, Capítulo 3, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Ministerio de Obras Públicas y Transporte, Gabinete de Formación y Documentación, Madrid, Espanha, pp. 1-57.
- Palocci, A.; Fleury, S.V. & Oliveira, D.M. (2000). Ensaio dilatométrico em um solo residual de micaxisto. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia e Seminário Brasileiro de Investigações de Campo. ABFE, São Paulo, SP, 342 p.
- Parker, H.W. (2004a). Planning and site investigation in tunneling. I Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas e Seminário Internacional "South American Tunnelling". CBT/ABMS, São Paulo, SP. 1 CD ROM.
- Parker, H.W. (2004b). Underground space: good for sustainable development, and vice versa. ITA, Open Session, World Tunnel Congress, Singapore, 17 p.
- Peixoto, B.A.M & Carvalho, M.A. (2006). Proposta de Garagem Subterrânea como Ferramenta de Otimização do espaço Urbano no Centro de Brasília, Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 84 p.
- Prado, H. (2000). Solos do Brasil: gênese, morfologia, classificação e levantamento. USP, Divisão de Biblioteca e Documentação, Piracicaba, SP, 182 p.
- Rabcewicz, L. (1979). Princípios e modos de aplicação do novo método austríaco de abertura de túneis com atenção particular às condições geotécnicas e topográficas brasileiras – Tradução nº. 8, ABGE, São Paulo, SP, 36 p.
- Ranzini, S.M.T. & Negro Jr. A. (1996). Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas, Fundações Teoria e Prática. Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds.), Pini, São Paulo, pp. 497-515.
- Ray, K. (1998). Tunnels and infrastructure for metropolises: the habitat agenda perspective. Tribune, ITA Newsletter, 7: 23-26.
- Romão, P.A. (2006). Modelagem de Terreno com Base na Morfometria e em Sondagens Geotécnicas – Região de Goiânia – GO. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, DF, 166 p.
- Sabino Jr, O. (1980). Goiânia Global. Ed. Oriente, Goiânia, GO, 1 vol., 286 p.
- Santos, R.M.M. (1997). Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Município de Goiânia, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 120 p.

- Sassine, V.J. (2007). “A poluição que vem das ruas”. *Jornal O Popular*, Goiânia, GO, Ano 69, Nº 19.454, pp: 3-4, 08 abr. 2007.
- Schnaid F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 pp.
- Seinfra (2005). *Programa de Intervenção Urbana da Secretaria de Infra-estrutura do Governo do Estado de Goiás – Melhoria da Qualidade de Vida e Inclusão Social na Região Metropolitana de Goiânia – Metrô de Goiânia*, Goiânia, GO. Dados de projeto. 1 CD ROM.
- Seinfra (2007). *Programa de Intervenção Urbana da Secretaria de Infra-estrutura do Governo do Estado de Goiás – Melhoria da Qualidade de Vida e Inclusão Social na Região Metropolitana de Goiânia, Metrô de Goiânia*. Disponível em: <<http://www.metrodegoiania.goias.gov.br>>. Acesso em 21 mar. 2007.
- Selimoglu, O. (2005). *The Study on Geotechnical Factors Effecting the Excavation Performance in Istanbul Metro Tunnels. Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Istanbul, Turkia, Erdem & Solak (eds). Balkema. 1 CD ROM.
- Sellberg, B. (1996). *Swedish R&D Plans, Policy and Results on the Urban Underground. International Conference on North American Tunneling, Washington DC, Proceedings Rotterdam*, Balkema, 2: 839-845.
- Solotrat (2003). *Manual técnico*. Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda. São Paulo, SP, 64 p.
- Serra Jr, E. & Ojima, L.M. (1998). *Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos. Geologia de Engenharia*, Oliveira, A.M.S & Brito, S.N.A. (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, SP, pp: 211 – 226.
- Souza, M.A.L. (2005). *Influência de Índices Pluviométricos na Umidade de Solos Tropicais como Indicador da Succção Aplicado a Fundações*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-136/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 213 p.
- Sterling, R. L. & Godard, J. P. (2003). *Geoengineering considerations in the optimum use of underground space*, ITA – Technical Reports. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/cms/415.html>>. Acessado em 10 nov. 2005.
- SGM (2003). *Diagnóstico Hidrogeológico da Região de Goiânia*. Secretaria da Indústria e Comércio do Governo de Goiás, Goiânia, GO, 107 p. 1 CD ROM.
- Talamini Neto, E. (2001). *Caracterização Geotécnica do Subsolo de Curitiba para o Planejamento de Ocupação do Espaço Subterrâneo*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, SP, 176 pp.
- Tecnogeo (2005). *Catálogo Técnico*. Tecnogeo Engenharia e Fundações Ltda., São Paulo, SP, 4 p.

Vargas, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. McGraw Hill do Brasil Ltda., São Paulo, SP, 509 p.

Yassuda, C.T. & Dias, P.H.V. (1996). *Tirantes*. Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds.), Pini, São Paulo, pp. 603-640.

APÊNDICE A

TABELAS PARA AVALIAÇÃO DOS GRAUS DE ALTERAÇÃO, COERÊNCIA E FRATURAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS

As Tabelas A.1 e A.2 foram reproduzidas do livro de Geologia de Engenharia (Serra Jr. & Ojima, 1998) e a Tabela A.3, do livro Geologia Aplicada à Engenharia (Chiossi, 1983).

Tabela A.1 – Graus de alteração (modificado – Serra Jr. & Ojima, 1998).

| GRAUS DE ALTERAÇÃO | | |
|--------------------|-----------------------------|--|
| Siglas | Denominações | Características da Rocha |
| A1 W1 RS | Rocha sã ou praticamente sã | Apresenta minerais primários sem vestígios de alterações ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida. |
| A2 W2 RAD | Rocha medianamente alterada | Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida. |
| A3 W3 RAM | Rocha muito alterada | Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis. |
| A4 W4 REA | Rocha extremamente alterada | Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para cores de solo. |

Tabela A.2 – Graus de coerência (Serra Jr. & Ojima, 1998).

| GRAUS DE COERÊNCIA | | |
|--------------------|-----------------------------|---|
| Siglas | Denominações | Características da Rocha |
| C 1 | Rocha coerente | Quebra com dificuldade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos de bordas cortantes. Superfície dificilmente riscável por lâmina de aço. Somente escavável a fogo. |
| C 2 | Rocha medianamente coerente | Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Superfície riscável com lâmina de aço. Escavável a fogo. |
| C 3 | Rocha pouco coerente | Quebra com facilidade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável com lâmina de aço. Escarificável. |
| C 4 | Rocha incoerente | Quebra com a pressão dos dedos, desagregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável com lâmina. |

Tabela A.3 – Graus de fraturamento (Chiossi, 1983).

| GRAUS DE FRATURAMENTO | | |
|-----------------------|--------------|---------------------------|
| Siglas | Fraturas / m | Denominações do Maciço |
| F 1 | < 1 | Ocasionalmente fraturado. |
| F 2 | 1 a 5 | Pouco fraturado. |
| F 3 | 6 a 10 | Medianamente fraturado |
| F 4 | 11 a 20 | Muito fraturado |
| F 5 | > 20 | Extremamente fraturado. |

APÊNDICE B

TABELA DE CARACTERIZAÇÃO DOS ESTADOS DE COMPACIDADE E DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS

Tabela B.1 – Estados de compactidade e consistência (NBR 6484/2001).

| Solo | Índice de resistência à penetração N | Designação |
|----------------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| Areias e siltes arenosos | ≤4 | Fofa(o) |
| | 5 a 8 | Pouco compacta(o) |
| | 9 a 18 | Medianamente compacta(o) |
| | 19 a 40 | Compacta(o) |
| | >40 | Muito compacta(o) |
| Argilas e siltes argilosos | ≤2 | Muito mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média(o) |
| | 11 a 19 | Rija(o) |
| | >19 | Dura(o) |

As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

APÊNDICE C

IDENTIFICAÇÃO DAS SONDAGENS

Tabela C.1 – Amarração topográfica das sondagens.

| FURO | COORDENADAS – UTM | | COTA (m) | PROF. (m) | NA (m) |
|---------|-------------------|------------|-------------|--------------|------------|
| | N | E | | | |
| SM-101 | 8155663.798 | 685818.481 | 749.019 | 20.45 | 7.50 |
| SM-102 | 8155615.918 | 685805.326 | 750.000 | 20.45 | 7.55 |
| SM-103 | 8155649.053 | 685769.749 | 748.754 | 20.45 | 7.61 |
| SM-104 | 8155670.617 | 685790.354 | 748.389 | 20.45 | 7.43 |
| SP-101 | 8147825.006 | 683057.005 | 841.476 | 15.45 | 3.84 |
| SP-103 | 8148011.078 | 683399.184 | 852.119 | 15.45 | 9.43 |
| SP-105 | 8148050.025 | 683488.060 | 853.198 | 15.45 | 10.48 |
| SP-107 | 8148164.228 | 683722.974 | 852.281 | 12.41 | 10.38 |
| SP-109 | 8148273.068 | 683891.515 | 850.695 | 8.24 | não medido |
| SP-111 | 8148445.886 | 684183.914 | 847.507 | 11.44 | 8.21 |
| SP-113 | 8148530.978 | 684282.866 | 847.766 | 12.30 | 9.82 |
| SP-115 | 8148634.160 | 684468.966 | 851.755 | 6.45 | seco |
| SP-116 | 8148675.234 | 684590.869 | 854.067 | 7.59 | seco |
| SP-117 | 8148723.796 | 684628.643 | 856.047 | 13.23 | 8.56 |
| SP-118 | 8148734.143 | 684713.399 | 856.013 | 8.43 | seco |
| SP-119 | 8148812.942 | 684788.412 | 858.801 | 11.41 | 10.41 |
| SP-120 | 8148875.142 | 684858.964 | 858.001 | 15.30 | 8.85 |
| SP-121 | 8148971.920 | 684899.259 | 856.909 | 12.39 | 10.42 |
| SP-122 | 8149006.405 | 684938.708 | 856.474 | 10.45 | 8.35 |
| SP-123 | 8149298.503 | 685066.577 | 852.304 | 6.45 | seco |
| SP-124 | 8149960.041 | 685325.113 | 857.157 | 6.45 | seco |
| SP-125 | 8150145.177 | 685415.687 | 860.136 | 6.45 | 6.61 |
| SP-126 | 8150347.290 | 685520.362 | 862.726 | 6.45 | 5.79 |
| SP-127B | 8150572.821 | 685637.698 | 863.069 | 2.64 | seco |
| SP-128 | 8150702.446 | 685750.550 | 858.230 | 6.45 | seco |
| SP-129 | 8150903.270 | 685939.014 | 853.618 | 10.35 | 6.17 |
| SP-130 | 8151008.918 | 686040.135 | 850.427 | 15.41 | 8.83 |
| SP-131 | 8151061.236 | 686089.409 | 848.424 | 14.40 | 7.94 |
| SP-132 | 8151317.920 | 686408.156 | 837.511 | 16.45 | 8.05 |
| SP-132A | 8151236.967 | 686255.231 | 841.951 | 15.45 | 7.04 |
| SP-133 | 8151247.400 | 686301.533 | 840.648 | 15.45 | 5.64 |

Tabela C.1 – continuação.

| | | | | | |
|---------|-------------|------------|---------|-------|----------|
| SP-134B | 8151321.000 | 686267.000 | 839.037 | 6.45 | estimado |
| SP-135 | 8151401.295 | 686321.934 | 836.738 | 5.45 | estimado |
| SP-135A | 8151389.000 | 686332.000 | 836.881 | 15.45 | 7.70 |
| SP-136 | 8151474.149 | 686262.208 | 833.751 | 15.45 | 9.30 |
| SP-137 | 8151549.390 | 686266.323 | 830.808 | 15.45 | 9.50 |
| SP-138 | 8151671.000 | 686178.000 | 824.399 | 10.45 | 9.50 |
| SP-139 | 8151754.403 | 686154.532 | 821.228 | 6.45 | fechado |
| SP-140 | 8151980.337 | 686173.027 | 809.988 | 6.45 | seco |
| SP-141 | 8152194.720 | 686225.445 | 790.792 | 6.45 | 6.50 |
| SP-142 | 8152429.599 | 686338.064 | 790.095 | 14.15 | 4.40 |
| SP-143 | 8152469.703 | 686340.457 | 790.150 | 14.45 | 7.40 |
| SP-144 | 8152726.148 | 686336.458 | 798.048 | 6.45 | seco |
| SP-145 | 8152884.128 | 686379.884 | 800.441 | 6.45 | fechado |
| SP-146 | 8153094.977 | 686399.211 | 802.997 | 6.33 | seco |
| SP-147 | 8153160.000 | 686374.000 | 805.168 | 6.45 | fechado |
| SP-148 | 8153146.913 | 686339.694 | 806.802 | 15.45 | 6.24 |
| SP-152 | 8153365.509 | 686430.615 | 807.687 | 6.45 | seco |
| SP-153 | 8153563.494 | 686421.764 | 809.345 | 10.45 | seco |
| SP-154 | 8153645.021 | 686398.744 | 807.930 | 8.16 | 6.77 |
| SP-155 | 8153736.968 | 686371.325 | 805.975 | 15.45 | 7.10 |
| SP-156 | 8153865.843 | 686319.096 | 802.856 | 15.25 | 8.07 |
| SP-157 | 8153933.017 | 686298.622 | 799.229 | 14.40 | 8.97 |
| SP-158 | 8154037.652 | 686275.619 | 796.140 | 15.41 | 7.64 |
| SP-159 | 8154175.419 | 686243.906 | 791.039 | 12.42 | 11.00 |
| SP-160 | 8154175.000 | 686243.000 | 790.936 | 14.40 | 6.72 |
| SP-161 | 8154331.025 | 686170.941 | 784.285 | 11.42 | 10.50 |
| SP-162 | 8154386.359 | 686180.085 | 782.215 | 15.45 | 8.70 |
| SP-163 | 8154520.010 | 686113.689 | 776.789 | 15.45 | 7.93 |
| SP-164 | 8154632.411 | 686082.798 | 773.074 | 15.45 | 8.12 |
| SP-165 | 8154739.865 | 686051.316 | 769.962 | 15.45 | 7.43 |
| SP-166 | 8154796.764 | 685999.477 | 768.438 | 15.45 | 7.93 |
| SP-167 | 8154808.139 | 685924.504 | 767.929 | 15.45 | 7.76 |
| SP-167A | 8154832.000 | 685907.000 | 767.125 | 15.45 | seco |
| SP-168 | 8154873.660 | 685828.470 | 764.000 | 15.45 | 7.73 |
| SP-168A | 8154893.069 | 685823.147 | 764.900 | 15.45 | 9.40 |
| SP-169 | 8155053.735 | 685817.478 | 761.053 | 15.45 | 8.53 |
| SP-169A | 8155028.467 | 685867.100 | 762.249 | 15.45 | seco |
| SP-170 | 8155119.349 | 685907.489 | 759.700 | 15.45 | 9.10 |

Tabela C.1 – continuação.

| | | | | | |
|---------|---------------|-------------|---------|-------|-------|
| SP-170A | 8155102.516 | 685913.251 | 760.601 | 15.45 | seco |
| SP-171 | 8155209.836 | 685924.728 | 757.693 | 15.45 | 9.74 |
| SP-172 | 8155802.617 | 685752.975 | 746.715 | 15.45 | 9.80 |
| SP-173 | 8155927.206 | 685717.423 | 744.510 | 15.45 | 9.86 |
| SP-174 | 8156066.575 | 685674.541 | 740.146 | 15.45 | 9.34 |
| SP-175 | 8156329.771 | 685595.309 | 738.228 | 15.45 | 7.45 |
| SP-176 | 8156348.220 | 685590.767 | 738.028 | 15.45 | 7.61 |
| SP-177 | 8156521.223 | 685541.080 | 734.715 | 15.45 | 7.02 |
| SP-178 | 8156666.951 | 685494.676 | 733.795 | 15.45 | 6.90 |
| SP-179 | 8156779.187 | 685463.003 | 732.578 | 15.45 | 7.58 |
| SP-180 | 8156863.589 | 685364.358 | 731.884 | 10.45 | 9.10 |
| SP-180A | 8156911.489 | 685507.771 | 731.631 | 11.36 | 7.66 |
| SP-181 | 8156977.744 | 685525.524 | 730.896 | 15.45 | 7.30 |
| SP-182 | 8156992.574 | 685476.993 | 727.457 | 6.45 | 3.61 |
| SP-182A | 8157034.670 | 685552.315 | 729.756 | 15.45 | 7.09 |
| SP-183 | 8157084.602 | 685553.077 | 726.715 | 10.45 | 4.95 |
| SP-184 | 8157620.950 | 685376.590 | 713.740 | 15.45 | 6.40 |
| SP-185 | 8157636.980 | 685389.980 | 708.880 | 15.45 | 6.75 |
| SP-186 | 8159177.000 | 684824.000 | 710.220 | 10.45 | seco |
| SP-187 | 8159386.563 | 684715.736 | 721.386 | 6.45 | seco |
| SP-188 | 8159935.053 | 684288.995 | 724.271 | 6.45 | seco |
| SP-189 | 8160354.111 | 684252.523 | 716.755 | 15.45 | 8.43 |
| SP-191 | 8148900.000 | 684879.000 | 857.834 | 11.32 | 10.67 |
| SP-192 | 8149004.000 | 684940.000 | 856.404 | 12.45 | 11.18 |
| SP-193 | 8149216.420 | 685010.560 | 853.430 | 10.45 | seco |
| SP-194 | 8152094.820 | 686173.140 | 803.700 | 10.45 | 7.52 |
| SP-195 | 8153736.000 | 686367.000 | 805.963 | 10.39 | seco |
| SP-197 | 8155670.617 | 685790.350 | 748.700 | 17.45 | 10.83 |
| SP-198 | 8156129.750 | 685655.980 | 740.850 | 15.45 | 6.90 |
| SP-199 | 8156647.357 | 685522.931 | 733.000 | 15.45 | 7.91 |
| SP-200 | 8159261.304 | 684806.689 | 716.650 | 12.45 | 11.38 |
| SP-1 | 8.149.644.570 | 685.118.600 | 850.640 | 13.10 | 5.80 |
| SP-8 | 8.155.124.700 | 685.945.130 | 757.230 | 14.15 | 6.50 |
| SP-9 | 8.156.362.560 | 685.585.270 | 735.930 | 15.35 | 4.00 |
| SP-10 | 8.157.108.810 | 685.530.010 | 724.660 | 15.15 | 4.00 |
| SP-13 | 8.157.470.660 | 685.424.700 | 717.000 | 18.25 | 4.20 |
| SP-13A | 8.156.921.730 | 685.412.730 | 723.200 | 22.25 | 4.20 |
| SP-14 | 8.157.724.180 | 685.333.850 | 706.000 | 10.45 | 3.00 |

Tabela C.1 – continuação.

| | | | | | |
|-------|---------------|-------------|---------|-------|-------|
| SP-16 | 8.158.407.000 | 685.156.500 | 707.670 | 12.45 | 4.20 |
| SP-17 | 8.159.028.070 | 684.862.270 | 700.300 | 9.25 | 6.00 |
| SP-18 | 8.159.770.410 | 684.300.340 | 726.500 | 22.25 | 10.80 |
| SP-19 | 8.160.130.600 | 684.270.430 | 718.500 | 22.05 | 12.00 |
| SP-20 | 8.160.699.100 | 684.221.950 | 712.640 | 16.15 | 10.30 |
| SP-23 | 8.158.743.240 | 685.081.190 | 705.600 | 12.23 | 3.50 |
| SP-24 | 8.159.781.800 | 684.302.540 | 728.300 | 15.43 | 9.37 |
| SM-10 | 8.155.442.860 | 685.853.350 | 750.830 | 20.45 | 5.00 |
| SM-11 | 8.156.200.710 | 685.627.660 | 738.200 | 18.45 | 5.82 |
| SM-12 | 8.159.507.730 | 684.540.090 | 703.470 | 11.00 | 9.00 |

APÊNDICE D

INFORMAÇÕES DOS MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

Tabela D.1 – Localização dos Medidores de Nível d'Água (MNAs).

| MNA | LOCALIZAÇÃO |
|---------------|---|
| PMZ-01 | Av. Rio Verde esquina com Av. José Rodrigues Moraes Neto |
| PMZ-02 | Av. 90 (instalado na área interna do Terminal Isidória) |
| PMZ-03 | Praça do Cruzeiro |
| PMZ-04 | Av. 84 (após 1º sinaleiro à direita, em frente ao Bradesco Seguros) |
| PMZ-05 | Praça Cívica (em frente aos Correios) |
| PMZ-06 | Av. Goiás entre Av. Anhang.e a Rua 4 (próximo à Praça do Bandeirante) |
| PMZ-07 | Av. Goiás entre a Rua 55 e a Rua 61 |
| PMZ-08 | Av. Independência esquina com Av. Goiás (área da estação ferroviária) |

Tabela D.2 – Amarração topográfica dos Medidores de Nível d'Água (MNAs).

| FURO | N – UTM | E - UTM | COTA (m) | PROF.(m) |
|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| PMZ-1 | 8.148.820.000 | 684.758.000 | 857.000 | 11.60 |
| PMZ-2 | 8.151.232.000 | 686.278.000 | 840.000 | 10.88 |
| PMZ-3 | 8.153.938.000 | 686.255.000 | 799.000 | 11.10 |
| PMZ-4 | 8.154.475.000 | 686.066.000 | 782.000 | 10.35 |
| PMZ-5 | 8.155.001.000 | 685.815.000 | 761.000 | 10.91 |
| PMZ-6 | 8.155.668.000 | 685.728.000 | 748.500 | 10.59 |
| PMZ-7 | 8.156.363.000 | 685.529.000 | 734.500 | 11.60 |
| PMZ-8 | 8.156.810.000 | 685.411.000 | 731.500 | 11.55 |

Tabela D.3 – Amarração topográfica da Estação Pluviométrica Goiânia (INMET).

| ESTAÇÃO | CÓDIGO | N – UTM | E – UTM |
|----------------|---------------|----------------|----------------|
| GOIÂNIA | 8423 | 8.156.945,000 | 686.627,000 |

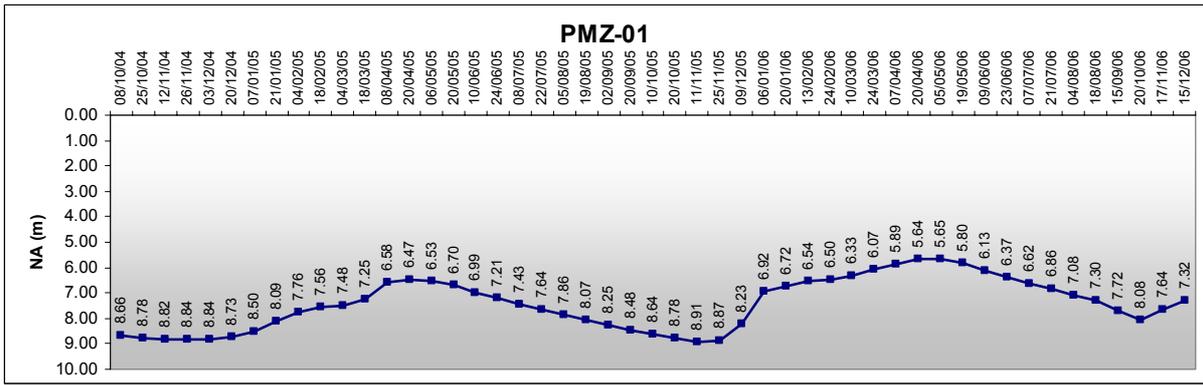


Figura D.1 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-1.

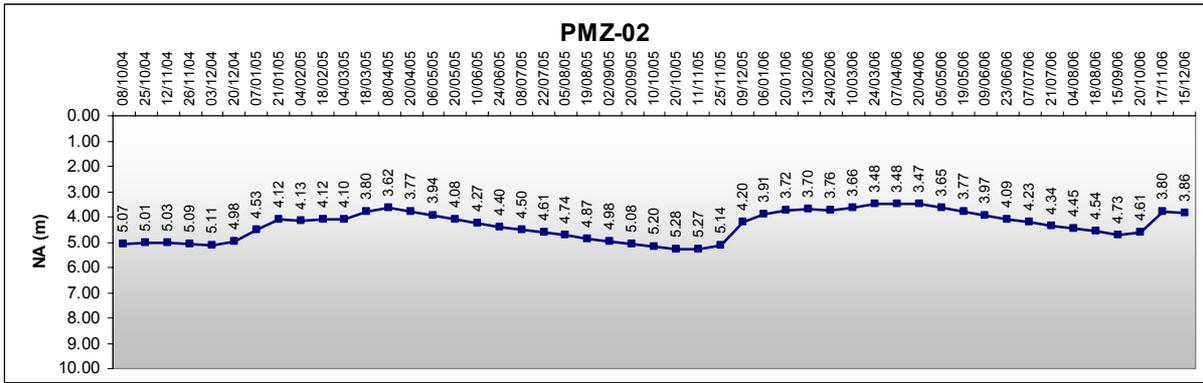


Figura D.2 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-2.

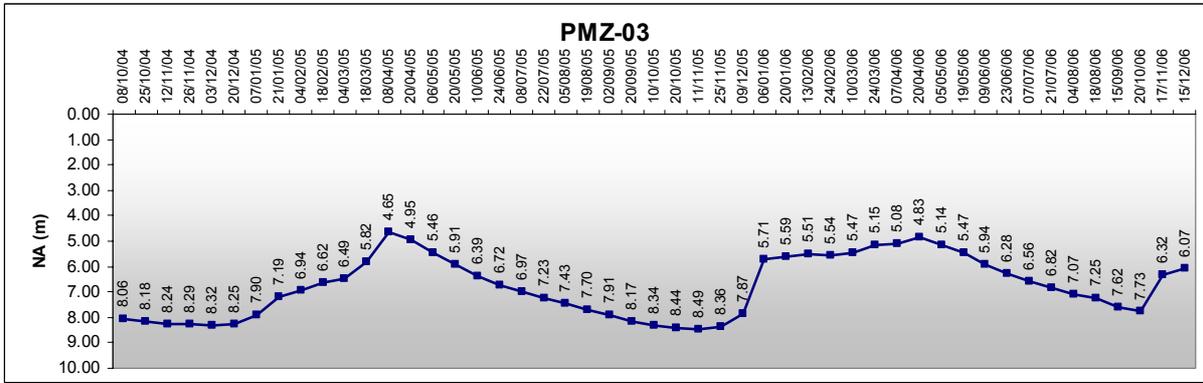


Figura D.3 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-3.

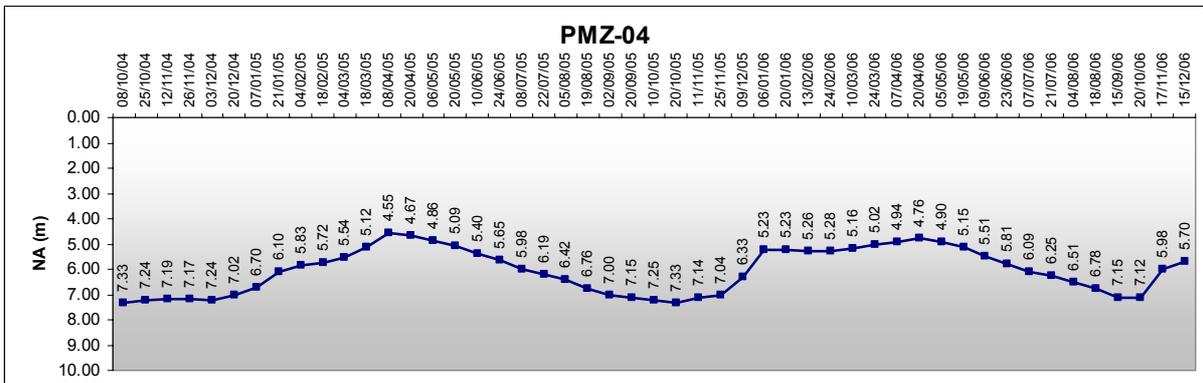


Figura D.4 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-4.

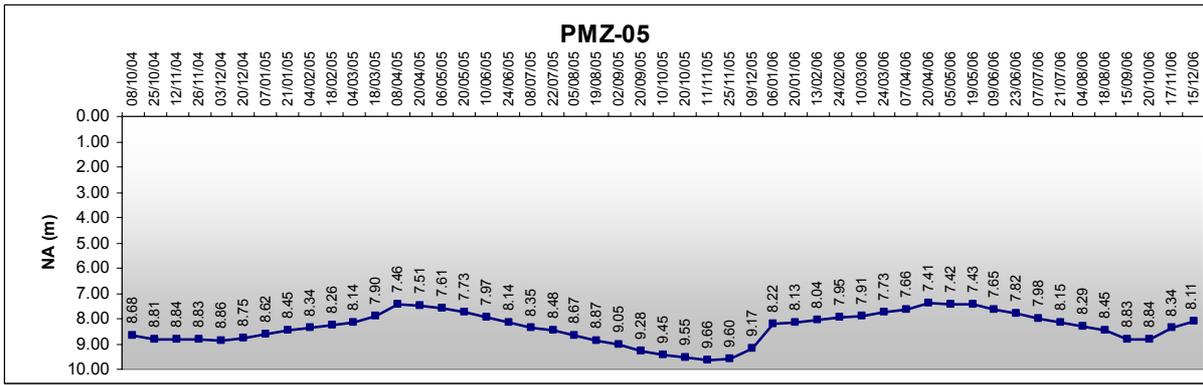


Figura D.5 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-5.

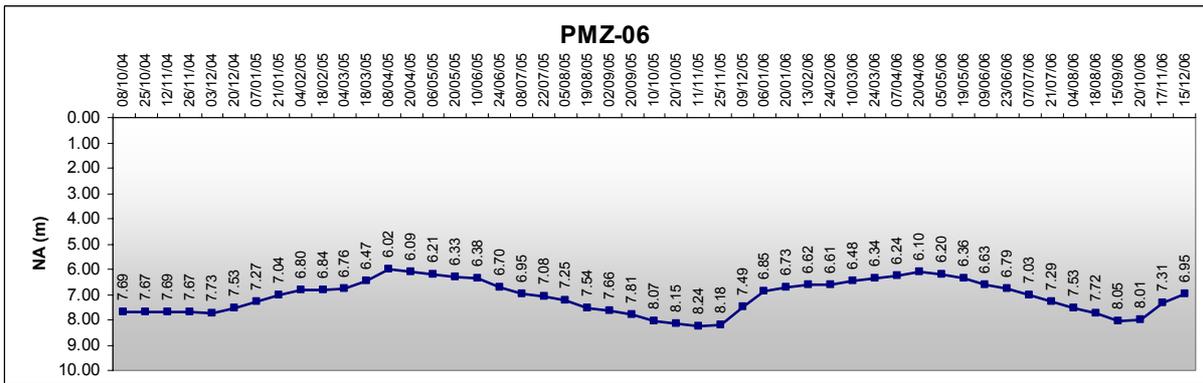


Figura D.6 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-6.

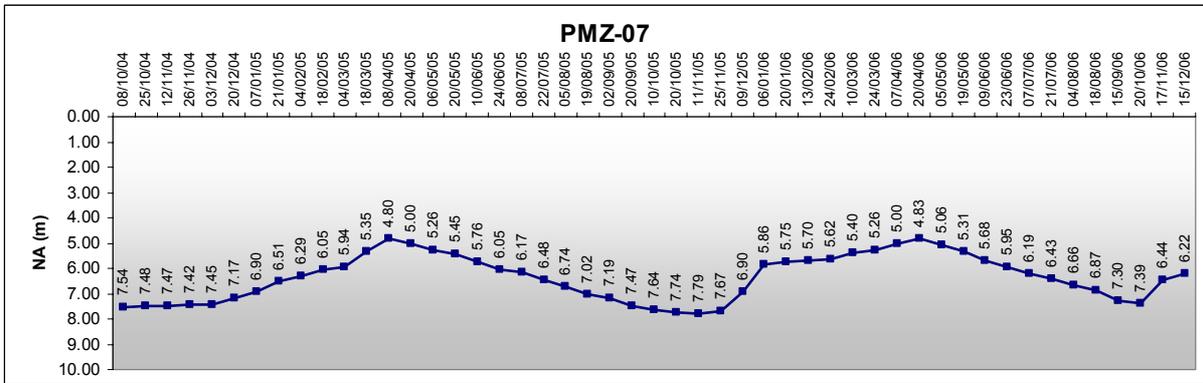


Figura D.7 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-7.

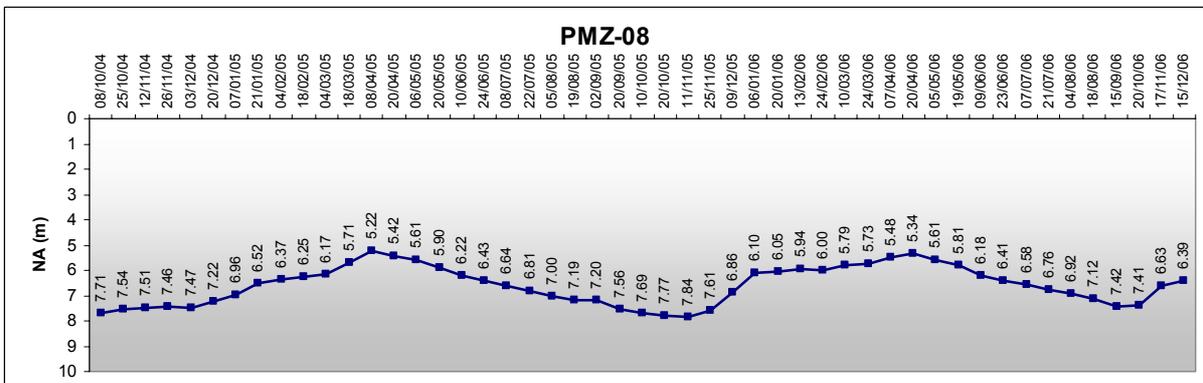


Figura D.8 – Gráfico do monitoramento do NA no PMZ-8.

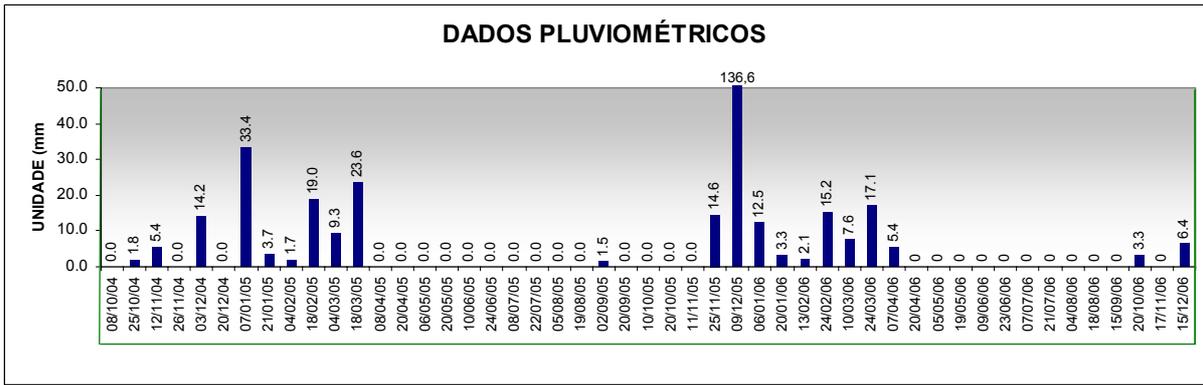


Figura D.9 – Gráfico das precipitações totais diárias.

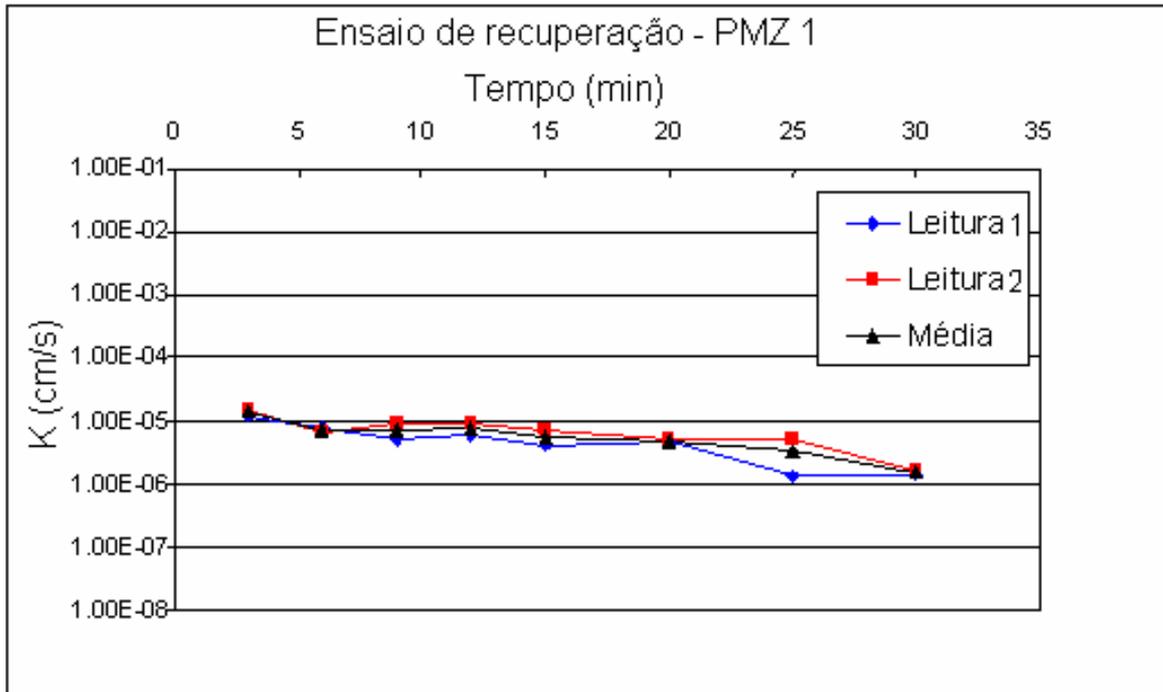


Figura D.10 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-1.

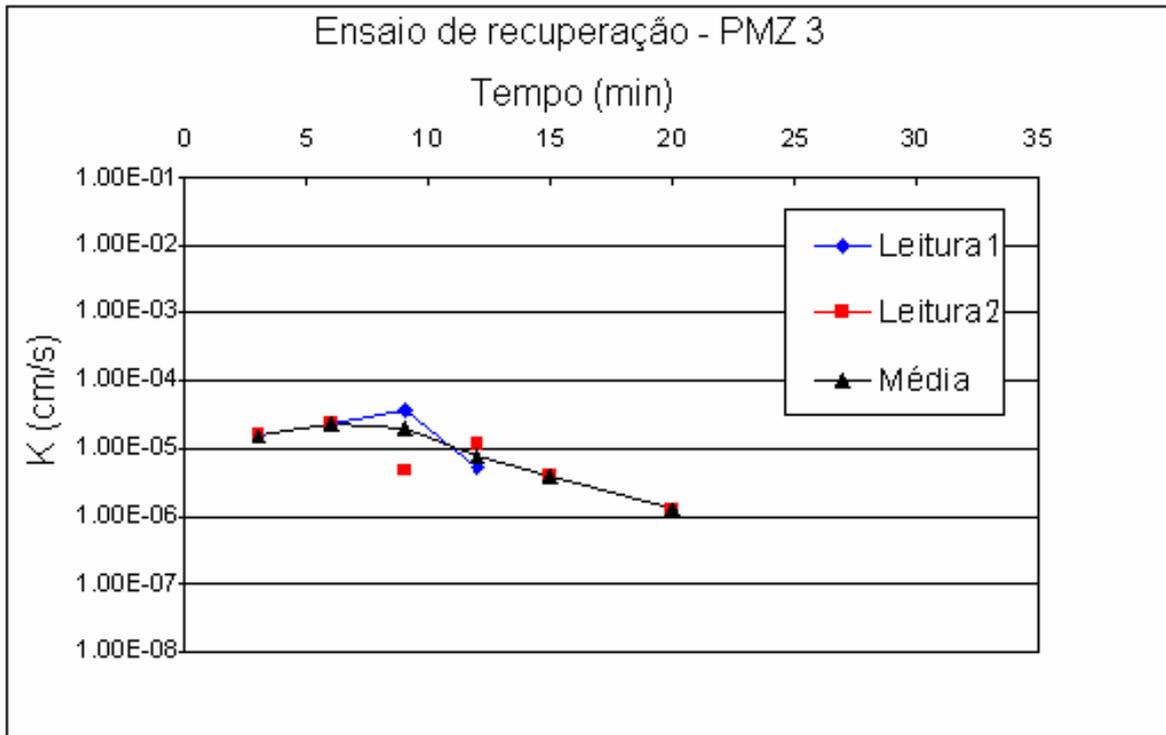


Figura D.11 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-3.

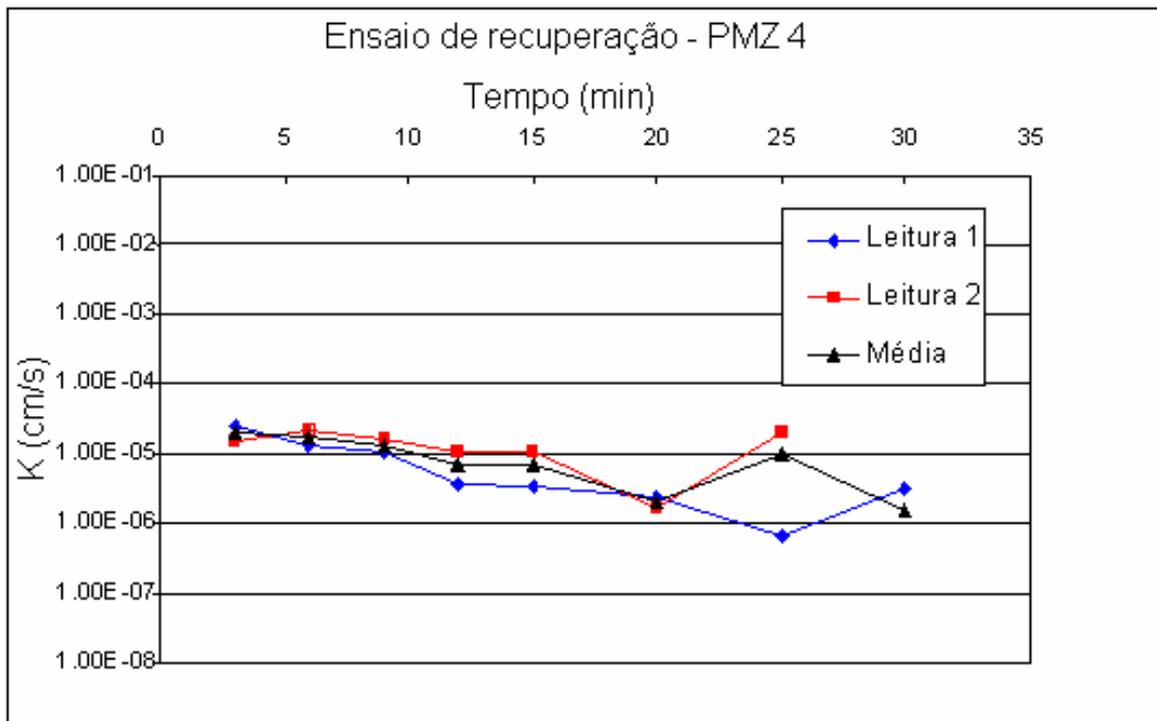


Figura D.12 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-4.

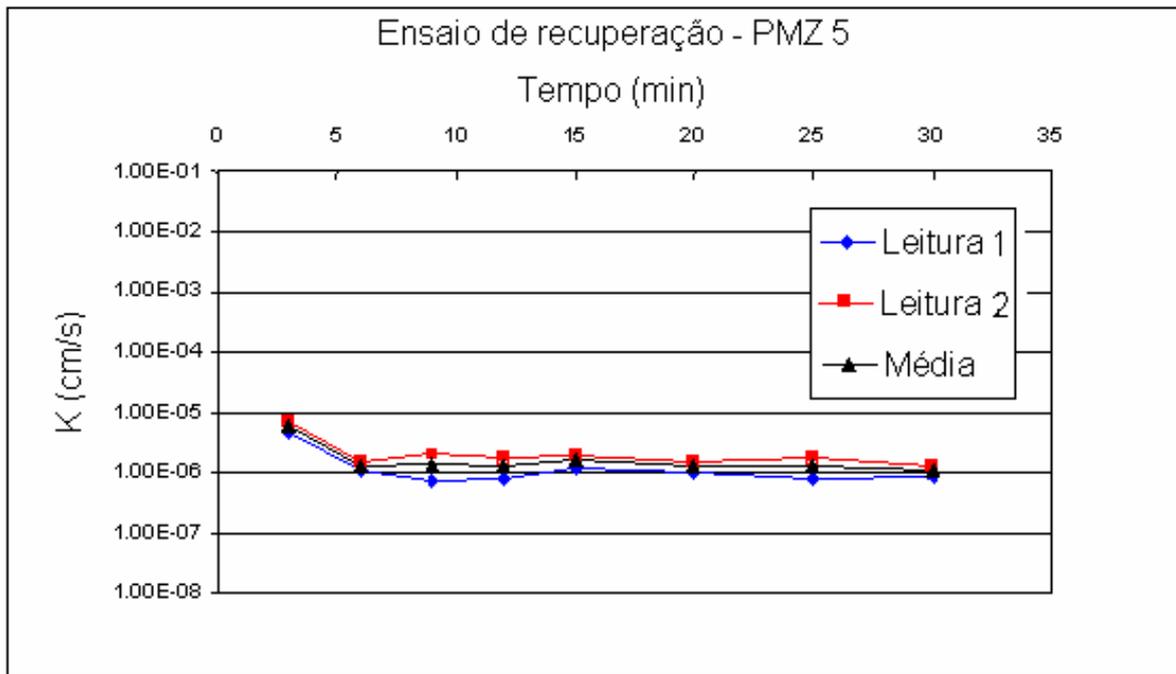


Figura D.13 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-5.

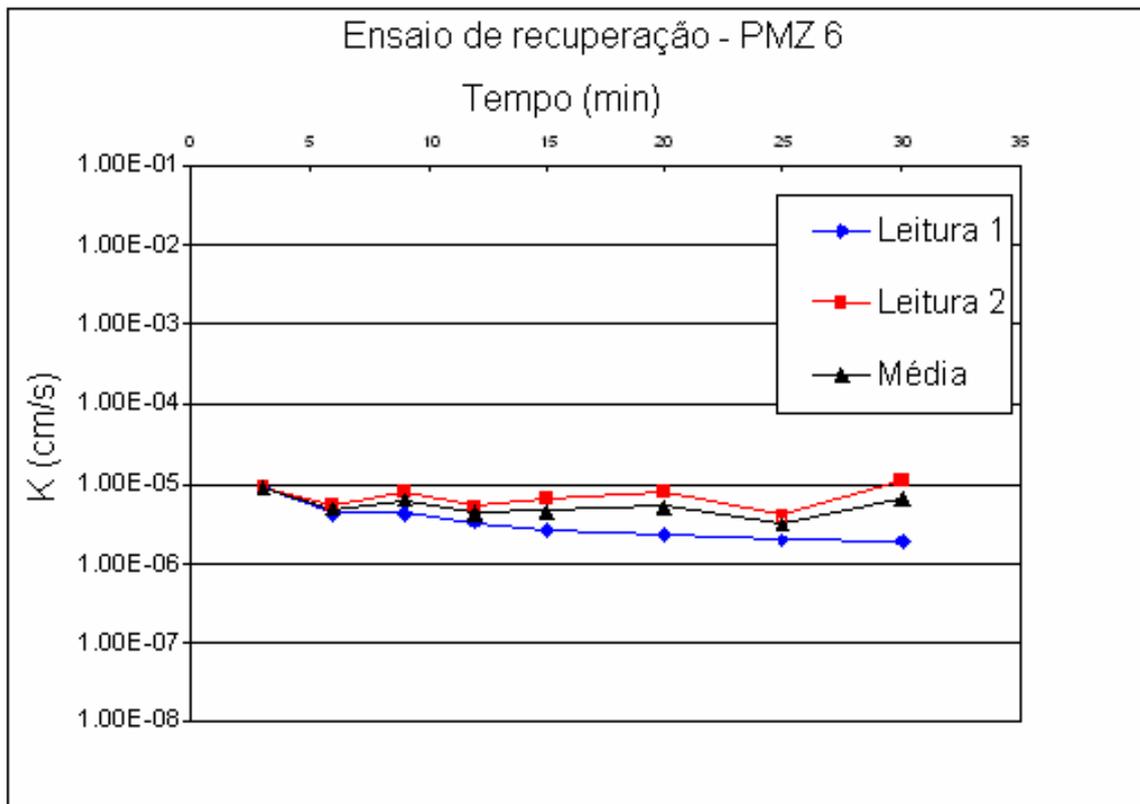


Figura D.14 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-6.

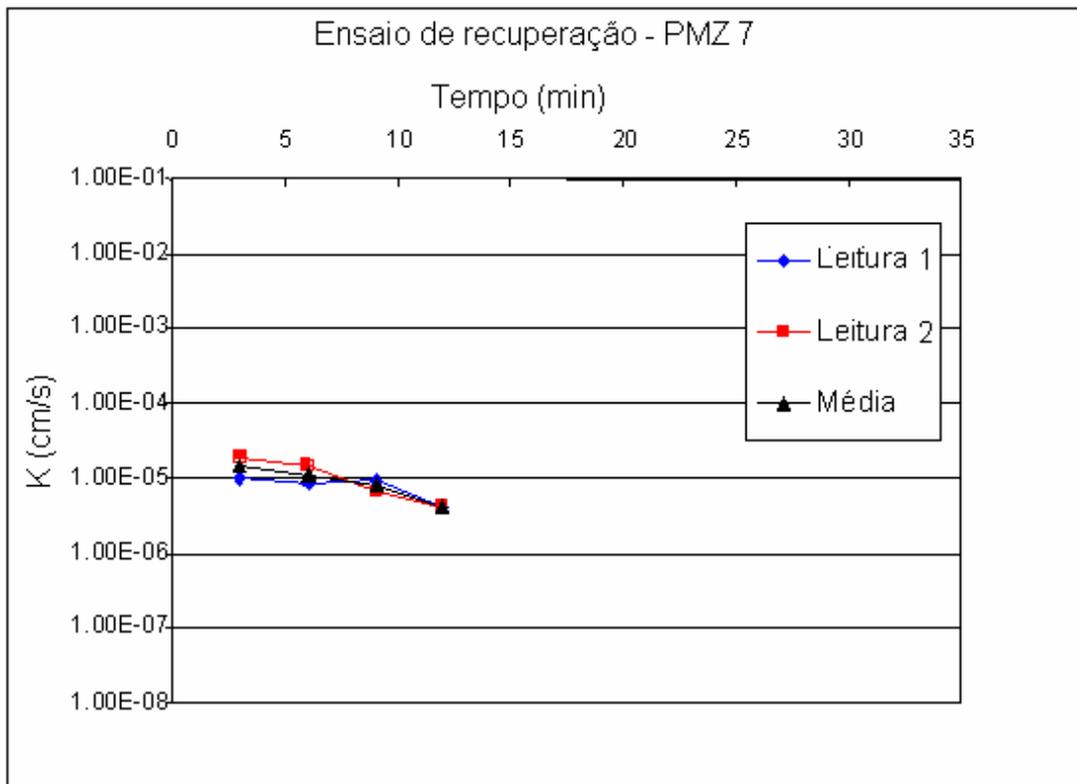


Figura D.15 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-7.

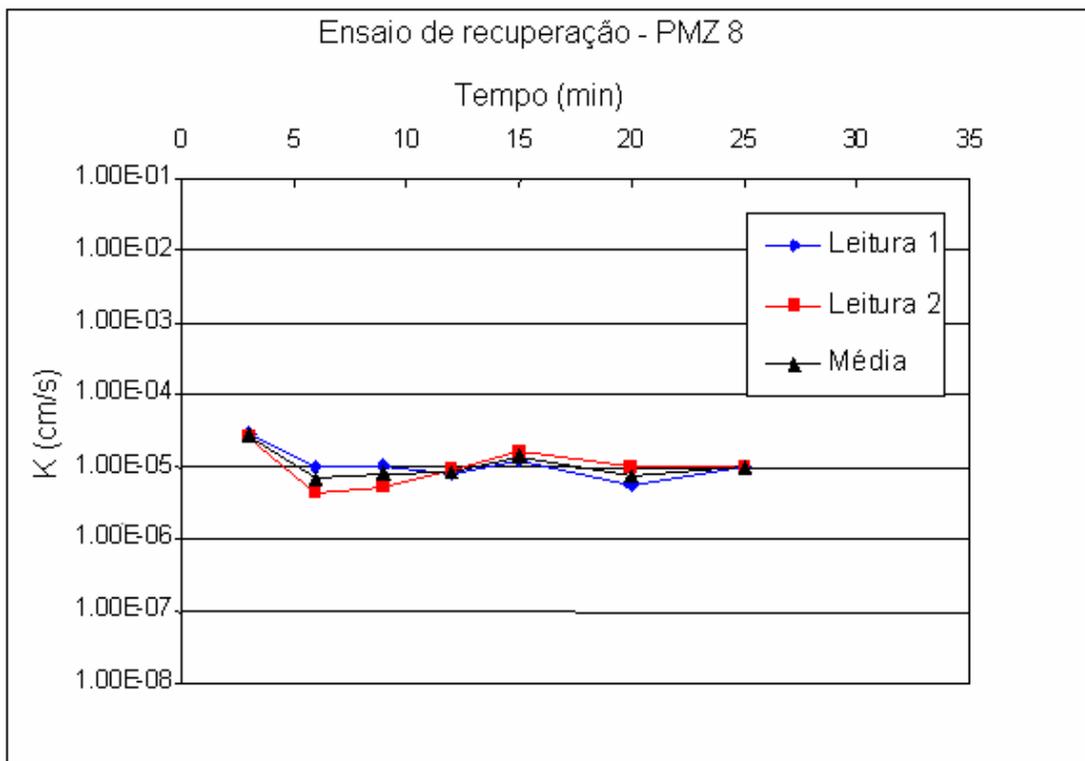


Figura D.16 – Gráfico de ensaio de recuperação do NA no PMZ-8.

