

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ MARCOS FACCIN GUIMARÃES

**TÚNEIS DE SEÇÃO VARIÁVEL: CONTRIBUIÇÕES À
ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES**

Florianópolis (SC)
2018

JOSÉ MARCOS FACIN GUIMARÃES

**TÚNEIS DE SEÇÃO VARIÁVEL: CONTRIBUIÇÕES À
ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES**

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador.

Professor Marcos Aurélio Marques
Noronha, Dr.

Florianópolis (SC)

2018

José Marcos Faccin Guimarães

Túneis de Seção Variável: Contribuições À análise de Tensões e Deformações

Esta Tese foi julgada para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil e aprovada pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 19 de janeiro de 2018

Prof. Dr. Glicério Trichês
Coordenador – PPGEC/UFSC

Prof. Dr. Marcos Aurélio M. Noronha
Orientador – UFSC

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. André Pacheco de Assis (videoconferência)
Universidade de Brasília

Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo (videoconferência)
Universidade Federal de Ouro Preto

Prof.^a. Dr.^a. Gracieli Dienstmann
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Glicério Trichês
ECV/UFSC

Prof. Dr. Luís Alberto Gomes
ECV/UFSC

“Não basta ser inteligente, precisa ser
trabalhador”

O autor

VII

Dedicatória

Esta pesquisa ofereço ao meu DEUS e à minha mãe Nossa Senhora e dedico com todo amor e carinho aos meus pais Zalenca e Martiniano, minha irmã Mariana, minha esposa Edna, meus avós Hermes (*in memorium*) e Sergina (*in memorium*), meu tio Demóstenes (*in memorium*) e minhas tias Luci e Bárbara (*in memorium*), meu cunhado Ademir, meu grande amigo Luke, minha eterna, meiga e adorável Lara (*in memorium*) e meus eternos, queridos e adoráveis Tóbi I (*in memorium*) e Tóbi II (*in memorium*)

AGRADECIMENTO

A DEUS PAI ETERNO E TODO PODEROSO que está à minha frente mostrando-me o caminho a seguir, ao meu lado conduzindo-me, a minha retaguarda defendendo-me e acima abençoando-me.

A JESUS CRISTO que caminha ao meu lado nos meus momentos de alegria segurando a minha mão e carrega-me em seus braços nos meus momentos de tristeza.

Ao ESPÍRITO SANTO que ilumina a minha vida e o meu caminho.

À Nossa Senhora que sempre me protege com seu manto sagrado.

À minha mãe Zalenca, ao meu pai Martiniano, à minha esposa Edna, irmã Mariana e tia Luci, as pessoas que mais amo na vida.

Ao Movimento Cenáculo de Maria que me aproximou ainda mais de DEUS e Maria.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) e ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) pela oportunidade que me deram para realizar o Doutorado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos que permitiu com que eu realizasse o meu Doutorado.

Ao meu orientador Professor Marcos Aurélio Marques Noronha pela amizade, paciência, orientações, conselhos e auxílios, é para mim mais do que um professor, é um grande amigo e foi como um pai quando tive problemas sérios de saúde.

À Professora Patrícia de Oliveira Farias por toda ajuda dentro e fora da UFSC e por ter acolhido minha esposa quando preciso.

Aos membros da banca de defesa da tese, Professores André Pacheco de Assis, Rodrigo Peluci de Figueiredo, Gracieli Dienstmann, Glicério Trichês e Luís Alberto Gomes e aos membros da minha banca

de qualificação, Professores André Pacheco de Assis, Rafael Augusto dos Reis Higashi, Lenise Grando Goldner e Liseane Thives por terem feito suas contribuições com o intuito de engrandecer essa pesquisa.

Aos professores das disciplinas que cursei por todos os conhecimentos transmitidos a mim e também aos professores Antônio Fortunato Marcon, João Víctor Stulbach e Luciana Rohde.

Em especial quero agradecer ao Professor Glicério Trichês e a sua família, meus grandes amigos, pelo apoio, conselhos, amizade e principalmente pela acolhida.

Aos amigos de Mato Grosso, Rio de Janeiro e do Rio Grande do Sul, em especial à Família Rodrigues.

Aos amigos Adu, Álisson, Ângela, Artur, Cândida, Gabi, Gisele, Jobi, Keyla, Leonardo, Lidi, Lucas, Manu, Marcel, Mirene, Quintero, Rafael, Ramon, Sarvia, Schalata, Thaís, Vanessa, Zamira e demais colegas, pela amizade e companheirismo ao longo dessa caminhada.

Às amigas, Mari e Priscila, secretárias do PPGEC, pela amizade, auxílio e paciência.

A Júnior e Marcelo da Life Cópias por terem impresso a minha tese com excelente qualidade.

A todos, o meu muito obrigado. Fiquem com DEUS.

SUMÁRIO

RESUMO	XXI
ABSTRACT	XXIII
LISTA DE FIGURAS	XXV
LISTA DE TABELAS	XIX
LISTA DE ABREVIACÕES	XXXI
LISTA DE SÍMBOLOS	XXXIII
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 - OBJETIVOS	7
1.2.1 - Objetivo principal	7
1.2.2 – Objetivos específicos.....	7
1.3 – MÉTODO DO TRABALHO	7
1.4 – RELEVÂNCIAS	8
1.5 – ASPECTOS DO INEDITISMO	9
1.6 – RESULTADOS ESPERADOS	9
1.7 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	9
CAPÍTULO 2 – ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS	11
2.1 – GEOTECNIA	11
2.1.1 – Considerações gerais	11
2.1.2 – Reconhecimento preliminar	12
2.1.3 – Prospecção de campo	12
2.1.4 – Cartografia geotécnica.....	13
2.1.5 – Estabilidade de túneis.....	13
2.2 – PROJETO.....	14

2.2.1 – Considerações gerais.....	14
2.2.2 – Fases do projeto	15
2.2.2.1 – Estudo preliminar	15
2.2.2.2 – Projeto básico.....	15
2.2.2.3 – Projeto executivo.....	16
2.2.2.4 – Estudo As-Built.....	16
2.3 – ESTRUTURA	17
2.3.1 – Considerações gerais.....	17
2.3.2 – Formas estruturais de túneis.....	17
2.3.2.1 – Suportes.....	17
2.3.2.1.1 – Concreto projetado	17
2.3.2.1.2 – Cambotas.....	18
2.3.2.2 – Pré-suportes.....	20
2.3.2.2.1 – Enfilagens	20
2.3.2.2.2 – Congelamento	22
2.3.2.3 – Reforço do maciço	24
2.3.2.3.1 – Jet-grouting	24
2.3.2.6.2 – Pregagens	25
2.3.2.6.3 – Chumbadores	26
2.4 – CONSTRUÇÃO	26
2.4.1 – Considerações gerais.....	26
2.4.2 – Técnicas de construção	26
2.4.3 – Escavação.....	29
2.4.3.1 – Seleção	29
2.4.3.2 – Escavação com explosivos.....	29
2.4.3.3 – Escavação mecânica.....	31
2.4.4 – Métodos construtivos	31

2.4.4.1 – New Austrian Tunneling Method (NATM)	31
2.4.4.1.1 – Introdução.....	31
2.4.4.1.2 – Características	33
2.4.4.1.3 – Princípios.....	33
2.4.4.1.4 – Vantagens e desvantagens	34
2.4.4.1.4.1 – Vantagens.....	34
2.4.4.1.4.2 – Desvantagens.....	35
2.4.4.2 – Tunneling Boring Machine (TBM)	35
2.4.4.2.1 - Introdução	35
2.4.4.2.2 – Seleção das TBMs.....	36
2.4.4.2.3 – TBM em solos e rochas brandas	37
2.4.4.2.4 – TBM em rocha dura	38
2.4.4.2.4.1 – TBM com escudo simples	38
2.4.4.2.4.2 – TBM com duplo escudo	39
2.4.4.2.4.3 – Tipo aberto ou TBM não blindada	39
2.4.4.2.5 – Vantagens e desvantagens	39
2.4.4.2.5.1 – Vantagens.....	39
2.4.4.2.5.2 – Desvantagens.....	39
2.4.4.3 – <i>Cut-and-cover</i>	40
2.4.4.3.1 – Introdução.....	40
2.4.4.3.2 – Métodos de construção.....	41
2.4.4.3.2.1 - Método de baixo para cima.....	41
2.4.4.3.2.2 - Método de cima para baixo.....	41
2.4.4.3.2.3 - Método de poços secantes.....	42
2.4.4.3.3 – Vantagens e Desvantagens	43
2.4.4.3.3.1 – Vantagens.....	43
2.4.4.3.2.2 – Desvantagens.....	43

2.4.5 – Emboques.....	43
2.4.6 – Revestimento.....	45
2.5 – ANÁLISE NUMÉRICA	45
2.5.1 – Considerações gerais.....	45
2.5.2 – Histórico.....	46
2.5.3 – Métodos de Análise Numérica	47
2.5.3.1 – Análises Bidimensionais	47
2.5.3.1.1 – Método da Pressão Fictícia Interna	47
2.5.3.1.2 – Método da Redução de Rigidez do Núcleo.....	47
2.5.3.1.2 – Método da Redução de Carregamento	48
2.5.3.2 – Análises Axissimétrica.....	48
2.5.3.3 – Análises Tridimensionais.....	48
2.5.4 – Aplicações em túneis	49
2.5.4.1 – Estabilidade de túneis.....	49
2.5.4.2 – Tratamentos do maciço	49
2.5.4.3 – Revestimento primário de túneis.....	50
2.5.4.4 – Túneis em shield	50
2.5.5 – Tensões e deformações	50
2.5.6 – Método dos Elementos Finitos.....	56
2.5.7 – Software Midas	58
CAPÍTULO 3 – GERAÇÃO DE ENERGIA HIDRELÉTRICA.....	59
3.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS	59
3.2 – PROCESSO DE GERAÇÃO.....	60
3.3 – BENEFÍCIOS INERENTES.....	61
3.4 – PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS	61
3.5 – USINAS HIDRELÉTRICAS.....	63
3.6 – TÚNEIS DE ADUÇÃO.....	64

3.7 – TURBINAS HIDRÁULICAS	65
3.7.1 – Turbinas Pelton	65
3.7.2 – Turbinas Francis	66
3.7.3 – Turbinas Kaplan	67
CAPÍTULO 4 – TÚNEIS EM SISTEMAS METROVIÁRIOS	69
4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	69
4.2 – TIPOS DE METRÔS	70
4.2.1 – Metrô de superfície.....	71
4.2.2 – Metrô elevado.....	72
4.2.4 – Metrô de monotrilho.....	72
4.2.3 – Metrô subterrâneo	73
4.3 – TÚNEIS METROVIÁRIOS.....	73
4.4 – CONSTRUÇÃO.....	75
CAPÍTULO 5 – ESTUDO DE CASOS	77
5.1 – HIDRELÉTRICA GEMEINSCHAFTSKRAFTWERK INN	77
5.1.1 – Dados básicos.....	78
5.1.2 – Localização.....	78
5.1.3 – Características	78
5.1.4 – Composição.....	79
5.1.4.1 – Sistema da Represa.....	79
5.1.4.1.1 – Dados básicos.....	79
5.1.4.1.2 – Descrição.....	80
5.1.4.2 – Túnel de pressão.....	81
5.1.4.2.1 – Dados básicos.....	81
5.1.4.2.2 – Descrição.....	81
5.1.4.3 – Casa de Força	82
5.1.4.3.1 – Dados básicos.....	82

5.1.4.3.2 – Descrição.....	82
5.1.5 – Produção no canteiro de obras	83
5.1.6 – Meio Ambiente	84
5.1.6.1 – Proteção ao meio-ambiente	84
5.1.6.2 – Melhoramento da Situação Ecológica do Rio Inn.....	85
5.1.7 – Planta-baixa, Perfis e Seções da Usina Gemeinschaftskraftwerk Inn	86
5.1.7.1 – Visão geral do projeto	86
5.1.7.2 – Perfil geotécnico	87
5.1.7.3 – Seção transversal do túnel de pressão	88
5.1.7.4 – Túnel adutor	89
5.1.7.5 – Seção geológica do eixo inclinado.....	90
5.2 – METRÔ DE SÃO PAULO	91
5.2.1 – Demanda	92
5.2.2 – Manutenção.....	92
5.2.3 – Operação	92
5.2.4 - Sistemas	93
5.2.5 – Construção	94
5.2.6 – Linhas.....	94
5.2.4.1 – Linha 1 (Azul).....	94
5.2.4.2 – Linha 2 (Verde).....	95
5.2.4.3 - Linha 3 (Vermelha).....	95
5.2.4.4 – Linha 4 (Amarela).....	96
5.2.4.5 – Linha 5 (Lilás).....	97
5.2.4.6 – Linha 15 (Prata)	97
5.2.4.7 – Linha 17 (Ouro)	98
CAPÍTULO 6 – SISTEMA HIDRELÉTRICO.....	99

6.1 – ANÁLISE DO MODELO ORIGINAL.....	99
6.1.1 – Deslocamentos	100
6.1.2 – Tensões.....	100
6.2 – ANÁLISE DO MODELO PROPOSTO.....	101
6.2.1 – Deslocamentos	108
6.2.2 – Tensões Principais.....	109
6.2.3 – Custos.....	112
CAPÍTULO 7 – SISTEMA METROVIÁRIO	113
7.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS	113
7.2 – FORMAÇÃO DA MALHA	114
7.3 – ESFORÇOS.....	117
7.3.1 – Deslocamentos	117
7.3.2 – Tensões Principais.....	118
7.3.2.1 – Tensões Principais Maiores (P1).....	118
7.3.2.2 – Tensões Principais Intermediárias (P2).....	119
7.3.2.3 - Tensões Principais Menores (P3).....	120
8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
8.1 - CONCLUSÕES	121
8.2 – INVESTIGAÇÕES FUTURAS	122
CAPÍTULO 9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

RESUMO

Atualmente há em diversos países uma busca incessante por novas fontes de energia e de alternativas para desafogar o tráfego nas rodovias e ruas que aumentam cada vez mais. A pesquisa desenvolvida no presente trabalho realiza um estudo inédito sobre a aplicação de túneis de seção variável com as finalidades de gerar maior energia em sistemas hidrelétricos e melhorar a funcionalidade dos sistemas metroviários. No caso da geração de energia, esta pesquisa visa a aplicação de túneis em sistemas hidrelétricos de forma inovadora objetivando a obtenção de maiores ganhos na geração de energia. No caso dos túneis metroviários, o estudo realizado considera a alternativa de uso de seção transversal variável na transição entre “túneis de estação” e “túneis de via, reduzindo os esforços de tensões e deformações ocasionando dessa forma maior segurança e economia. Além dos aspectos de pesquisa pura, o estudo formal de túneis com seção transversal variável trata-se de um assunto inédito na Engenharia de Túneis e também considera questões relativas aos elementos geotécnicos, estruturais e construtivos, bem como dos respectivos aspectos econômicos diretos e indiretos dessas obras. Em termos gerais, a variação suave da seção transversal, permitirá diminuir os esforços nos túneis metroviários uma vez que não ocorrerá a mudança brusca de seção entre o túnel de via e o túnel de estação. Ambos os tópicos serão verificados a partir da realização de modelagens numéricas tridimensionais com a utilização do software MIDAS GTS NX.

Palavras-chave: Engenharia de Túneis, túneis com seção variável, sistema hidrelétrico, sistema metroviário, modelagens numéricas

ABSTRACT

Actually there is in many countries, an incessant search for new sources of energy and alternatives to extinguish traffic on the highways and streets that are increasing. The research developed in the present work makes an unpublished study on the application of tunnels of variable section with the purpose of generating more energy in hydroelectric systems and improving the functionality of the subway systems. In the case of power generation, this research aims at the application of tunnels in hydroelectric systems in an innovative way aiming at obtaining greater gains in the generation of energy. In the case of the subway tunnels, the study considers the alternative of using a variable cross-section in the transition between "station tunnels" and "track tunnels, reducing tensile and deformation stresses, thus causing greater safety and economy. In addition to the pure research aspects, the formal study of tunnels with variable cross-section is an unprecedented subject in Tunnel Engineering and also considers issues related to the geotechnical, structural and constructive elements, as well as the respective direct and indirect economic aspects of these construction. Generally speaking, smooth variation of the cross section will reduce the stresses in the subway tunnels since there will be no sudden section change between the track tunnel and the station tunnel. Both topics will be verified from the realization of three-dimensional numerical modeling using the MIDAS GTS NX software.

Key-words: Engineering Tunnels, tunnels with variable cross-section, hydroelectric system, subway system, numerical modeling

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – a) Túnel com seção constante; b) variação brusca de seção	3
Figura 1.2 – a) Transição brusca na seção entre dois túneis; b) proposta de aplicação de seção variável.....	3
Figura 1.3 – Vista superior do modelo original do túnel adutor da GKI.4	
Figura 1.4 - Vista em perfil do modelo original do túnel adutor da GKI 4	
Figura 1.5 - Vista superior do modelo proposto do túnel adutor da GKI 5	
Figura 1.6 - Vista em perfil do modelo proposto do túnel adutor da GKI	5
Figura 1.7 – Representação esquemática dos túneis dos sistemas metroviários.....	5
Figura 1.8 - Vista em perfil do metrô de São Paulo com modelo original	6
Figura 1.9 - Vista em perfil do metrô de São Paulo com modelo proposto.....	6
Figura 2.1 – Aplicação de concreto projetado na calota do Lehigh Tunnel	18
Figura 2.2 – Cambotas metálicas utilizadas como sistemas de suporte	19
Figura 2.3 – Máquina giratória que inicia a montagem no solo	19
Figura 2.4 – Contraventamento das Cambotas.....	20
Figura 2.5 – Vista da execução de vários lances de enfilagens.....	21
Figura 2.6 – Detalhe do micro-arco.....	21
Figura 2.7 - Ilustração da Instalação de Enfilagem Estrutural Passante	22
Figura 2.8 - Tubos de Congelamento Horizontais no Metro de Stuttgart	23
Figura 2.9 - TM – Escavação na Via Mockingbird, DART – Dallas.....	27
Figura 2.10 - Escavação para Poço Inclinado na Mina de Copper - Bolivia 1986.....	27
Figura 2.11 - Roçadora de braço Noell – NTM 160H.....	28

Figura 2.12 - Perfuratriz tipo “Jumbo” Automática, usada no Túnel de Graz.....	28
Figura 2.13 – <i>Cut-and-Cover</i> (EARTH MECHANICS, 2016).....	40
Figura 2.14 – Escavação da Estação Canary Wharf em Londres.....	42
Figura 2.15 – Emboque com Portal em Concreto Projetado no Túnel de Rota Alternativa B27- Schürzeberg, Alemanha 1991	44
Figura 2.16 – Representação da malha no Método dos Elementos Finitos Finitas.....	48
Figura 2.17 – Esquema de solução analítica (ASSIS,2011).....	52
Figura 2.18 – Método da Convergência-Confinamento.....	54
Figura 2.19 – Representação da malha no Método dos Elementos Finitos Finitas.....	56
Figura 3.1 - Hoover Dam nos Estados Unidos.....	59
Figura 3.2 – Componentes de um esquema hidrelétrico	63
Figura 3.3 – Pequena central hidrelétrica (Eltman Engenharia)	63
Figura 3.4 – Representação de uma turbina Pelton.....	66
Figura 3.5 – Representação de uma turbina Francis	66
Figura 3.6 – Representação de uma turbina Kaplan.....	67
Figura 4.1 – Túnel do metrô de Seattle	69
Figura 4.2 – Ilustração de um metrô de superfície.....	71
Figura 4.3 - Ilustração de um metrô elevado.....	72
Figura 4.5 – Ilustração de um metrô monotrilho.....	72
Figura 4.4 – Ilustração de um metrô subterrâneo.....	73
Figura 4.5 – Estação metroviária na cidade do Rio de Janeiro, sujeita a monitoramento de qualidade do ar (ALERJ, 2010)	74
Figura 5.1 – Mapa da Região do Alto Inn (GKI, 2014).....	78
Figura 5.2 – Sistema da represa (GKI, 2014).....	80
Figura 5.3 – Tuneladora empregada para o túnel de pressão (Fonte: autor).....	81

Figura 5.4 – Segmentos de concreto armado (Fonte: o autor).....	82
Figura 5.5 – Casa de força com duas turbinas Francis (Fonte: GKI, 2014)	83
Figura 5.6 – Canteiro de obras no município de Maria Stein (GKI, 2014)	83
Figura 5.7 – Correias transportadoras do material de escavação (GKI, 2014)	84
Figura 5.8 – Biotipo da região de Maria Stein (GKI, 2014).....	85
Figura 5.9 – Traçado global do local do projeto (GKI, 2014).....	86
Figura 5.10 – Perfil geotécnico (GKI, 2014).....	87
Figura 5.11 – Seção transversal do túnel de pressão (GKI, 2014)	88
Figura 5.12 – Cortes e topografia do eixo inclinado (GKI, 2014).....	89
Figura 5.13 – Seção geológica do eixo inclinado.....	90
Figura 5.14 – Mapa da Rede do Sistema Metroviário de São Paulo	91
Figura 6.1 - Perfil longitudinal do modelo original.....	99
Figura 6.2 - Deslocamentos totais da GKI com seção original	100
Figura 6.3 – Tensões em P3 da GKI com seção original	101
Figura 6.4 – Vista superior do modelo proposto	102
Figura 6.5 - Perfil longitudinal do modelo proposto	102
Figura 6.6 - Perfil transversal A-A do modelo proposto	103
Figura 6.7 - Perfil transversal B-B do modelo proposto	103
Figura 6.8 – Malha representando metade do modelo (simetria)	104
Figura 6.9 – Vista lateral da malha do modelo.....	104
Figura 6.10 - Vista da malha da superfície dos túneis e poços verticais (casca)	105
Figura 6.11 – Detalhe da malha na bifurcação.....	105
Figura 6.12 – Vista da malha com o estreitamento da seção após a bifurcação.....	105
Figura 6.13 – Vistas frontal e de fundo da malha.....	106

Figura 6.14 – Vista superior da malha	106
Figura 6.15 – Representação esquemática da escavação sequencial...	107
Figura 6.16 – Deslocamentos no modelo proposto	108
Figura 6.17 – Detalhe dos deslocamentos máximos na região da bifurcação.....	108
Figura 6.18 – Tensões P3 no entorno dos túneis e no poço vertical ...	109
Figura 6.19 – Tensões P3 no entorno dos túneis no poço vertical	109
Figura 6.20 – Tensões P3 no entorno da bifurcação do modelo proposto	110
Figura 6.21 – Vista lateral da distribuição das tensões P3 no entorno da bifurcação do modelo proposto.....	110
Figura 6.22 – Tensões P3 no entorno dos túneis ramificados	111
Figura 6.23 – Detalhe das Tensões P3 no entorno da ramificação.....	111
Figura 7.1 - Perfil longitudinal do modelo original	114
Figura 7.2 - Vista superior do modelo proposto	114
Figura 7.3 - Perfil longitudinal do modelo proposto.....	114
Figura 7.4 - a) Perfil transversal A-A; b) Perfil transversal B-B	114
Figura 7.5 - Vista em perspectiva da malha	116
Figura 7.6 – Vista lateral da malha com detalhe da escavação	116
Figura 7.7 – Vista frontal da malha do modelo sob estudo.....	116
Figura 7.8 – Deslocamentos verticais do modelo original	117
Figura 7.9 – Deslocamentos verticais no modelo proposto	117
Figura 7.10 – Tensões principais P1 no modelo original.....	118
Figura 7.11 – Tensões principais P1 no modelo proposto	118
Figura 7.12 – Tensões principais P2 no modelo original.....	119
Figura 7.13 – Tensões principais P2 no modelo proposto	119
Figura 7.14 - Tensões principais P3 no modelo original.....	120
Figura 7.15 - Tensões principais P3 no modelo proposto	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 7.1 - Propriedades dos solos estudados	115
---	-----

LISTA DE ABREVIACÕES

ATO	Operação Automática dos Trens
BVM	Barrel Vault Method
CCO	Centro de Controle Operacional
CPTM	Companhia Paulista de Trens Metropolitanos
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
EM	Escavação Mineira
GKI	Gemeinschaftskraftwerk Inn
GSI	Sistema de Informação Geo-espacial
HMD	Hochtief-Montreal-Deconsult
HSE	Health & Safety Executive
ICE	Institution of Civil Engineers
ITA-AITES	International Tunnelling And Underground Space Association - Association Internationale Des Tunnels Et De L'espace Souterrain
METRÔ	Companhia do Metropolitanos de São Paulo
NATM	New Austrian Tunneling Method
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
TH	Toussaint-Heintzmann
TM	Túneis Mecanizados
TBM	Tunnel Boring Machines
UHE	Usina Hidrelétrica
VCA	Vala a Céu Aberto

LISTA DE SÍMBOLOS

Γ	Aceleração da gravidade
ϕ	Ângulo de atrito interno
ζ	Coefficiente de perda de carga
ν	Coefficiente de Poisson
C	Coesão
P	Densidade da água
D	Diâmetro hidráulico da canalização
\cap	Eficiência hidráulica
Γ	Massa específica da rocha
E	Módulo de Elasticidade
J	Perda de carga por unidade de comprimento
γ	Peso específico
γ'	Peso específico saturado
H	Profundidade
σ_h	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
v	Velocidade média do fluido
ν	Viscosidade cinemática do fluido

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Túneis são obras cuja finalidade é permitir uma passagem subterrânea direta através de certos obstáculos que podem ser elevações, rios, canais, áreas montanhosas.

Durante muitos anos, os túneis foram realizados pela vivência de engenheiros experientes baseados em métodos empíricos e em semelhança com outras obras realizadas. Estes profissionais definiam a metodologia construtiva a ser empregada, como o sistema de suporte a ser adotado e realizavam tentativas de previsão do comportamento do maciço, principalmente dos recalques a ocorrerem na superfície.

Com o avançar do tempo e o desenvolvimento da engenharia, passaram a ser utilizados métodos semi-empíricos e analíticos simplificados que possibilitavam uma abordagem mais científica do comportamento do maciço, representando um significativo avanço do projeto de obras subterrâneas.

A Engenharia de Túneis desenvolveu-se consideravelmente, envolvendo especializações crescentes na concepção, prospecção, projeto, execução, fiscalização, assessoria técnica e incorporação de diversos sistemas como ventilação, drenagem, impermeabilização, iluminação, distribuição de energia elétrica, água e planejamento de segurança e saúde em obra e no que se refere ao estudo dos impactos ambientais causados pelos túneis, seja na fase de construção seja na de serviço, em que se destacam a deposição de escombros da escavação, o controle de ruídos e de vibrações, entre outros (BASTOS, 1998).

Uma nova tecnologia de escavação mecanizada de túneis vem sendo desenvolvida pela empresa Brazilian Borer (BraBo), refere-se a fabricação de uma tuneladora apresentando inovações incrementais combinadas dentro de um processo inovador radical, visando diminuir os custos na escavação, através do aumento de eficiência de escavação.

Esta nova tecnologia consiste em três inovações (NORONHA & FARIA, 2010):

- uso de um sistema de corte por meio de um jato d'água;
- desmonte da rocha em etapas distintas de fragmentação da rocha por cargas estrategicamente aplicadas;

- otimizar a execução do sistema de revestimento e suporte do túnel, o que deverá acarretar maior racionalização de recursos bem como ganho na taxa de avanço da frente de escavação;
- o sistema de movimentação da máquina, baseada na atuação de cilindros e balões hidráulicos.

Os túneis e as obras subterrâneas têm adquirido uma importância crescente no planejamento e gestão do espaço, tanto em áreas urbanas como no atravessamento de zonas montanhosas. As inúmeras vantagens da utilização do espaço subterrâneo são apenas contrapostas pelos seus custos associados e por se tratarem de estruturas complexas executadas por técnicos e empresas altamente especializados.

A construção de um túnel ou de uma obra subterrânea envolve equipes multidisciplinares especializadas onde a Geotecnia tem uma intervenção preponderante em praticamente todas as etapas.

Os túneis subterrâneos têm adquirido uma importância crescente na Engenharia Civil, pois possuem diversas finalidades tais como vias de comunicação (rodovias, estradas de ferro e metrô), de condução hidráulica (adutores de água, saneamento, aproveitamentos hidrelétricos), gás, galerias mineiras, acessos a instalações subterrâneas militares, depósitos de combustíveis, armazenamento de resíduos entre outros, tanto em áreas urbanas quanto em rurais. Portanto, é bastante vasto o campo de aplicação destas obras geotécnicas, possuindo particularidades específicas que se prendem com o fim a que se destinam e com as condições naturais existentes no local de construção.

Nos dias atuais, os altos índices demográficos e a elevada taxa de crescimento populacional nos grandes centros urbanos e nas principais áreas metropolitanas têm gerado carências nos mais diversos setores de infraestrutura e deficiências quanto à mobilidade urbana. Como consequência, a utilização de obras subterrâneas tem se mostrado extremamente eficaz e vantajosa pela minimização da utilização do espaço da superfície e do impacto nos arredores da obra, interferindo muito menos na paisagem e no trânsito durante a etapa construtiva.

Os túneis rodoviários e os imersos apresentam vantagens sobre respectivamente, as curvas de desvio rodoviárias e as pontes convencionais, pois os túneis possuem menores extensões e interferências paisagísticas no tráfego.

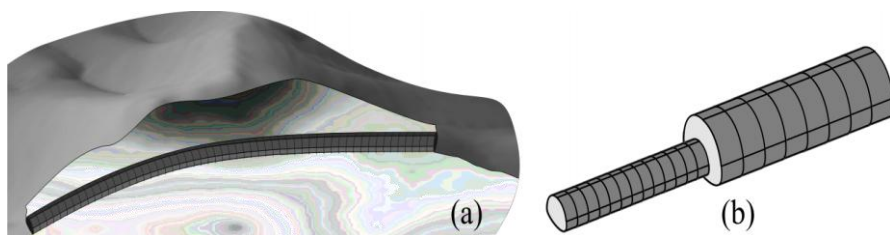
No projeto e na construção de um túnel é vital o conhecimento de seu comportamento mecânico, tanto em rocha quanto em solo. Este comportamento deve ser estimado em termos do estado de tensões e

deformações que agem ao seu redor, bem como dos respectivos efeitos associados à elasticidade e à plasticidade dos materiais.

Ao longo da execução do túnel, é fundamental a realização de um projeto que atinja a finalidade da obra, o conhecimento dos seus aspectos geotécnicos e a definição da estrutura do túnel.

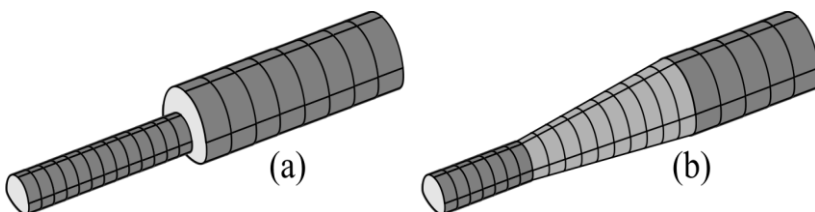
Conforme está ilustrado na Figura 1.1, geralmente observa-se apenas túneis com seção transversal constante ou com transição brusca da seção entre dois trechos.

Figura 1.1 – a) Túnel com seção constante; b) variação brusca de seção



Como aplicações do presente trabalho, o desenvolvimento proposto contribui para oferecer ganhos energéticos na geração de energia hidrelétrica e para otimizar os sistemas metroviários no que diz respeito a segurança e economia, através da aplicação do conceito inédito de túneis de seção variável (Figura 1.2).

Figura 1.2 – a) Transição brusca na seção entre dois túneis; b) proposta de aplicação de seção variável



O estudo apresentado considera a análise de túneis de seção variável tanto do ponto de vista geotécnico (tensões e deformações) quanto do ponto de vista da mecânica dos fluidos (escoamento, etc).

A proposta de utilizar túneis de seção transversal variável para maior geração de energia hidrelétrica corresponde a uma inovação incremental, otimizando a performance hidrodinâmica dos túneis.

Nesta pesquisa serão estudados a usina hidrelétrica com túnel de adução Gemeinschaftskraftwerk Inn (GKI) localizada na fronteira da Áustria com a Suíça e um trecho da Linha 5 do Metrô de São Paulo.

As Figuras 1.3 e 1.4 ilustram respectivamente a vista superior e o perfil do modelo original com seção constante do túnel adutor da GKI que possui casa de máquinas nas quais estão duas turbinas Francis.

Figura 1.3 - Vista superior do modelo original do túnel adutor da GKI

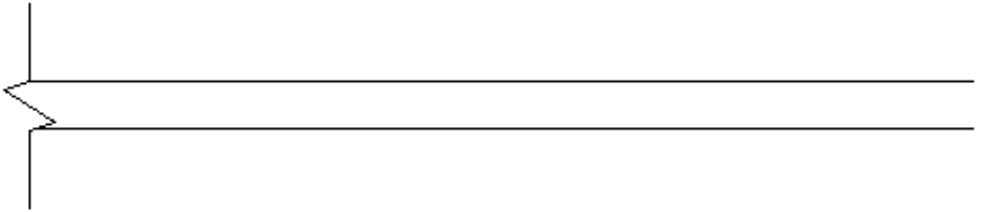
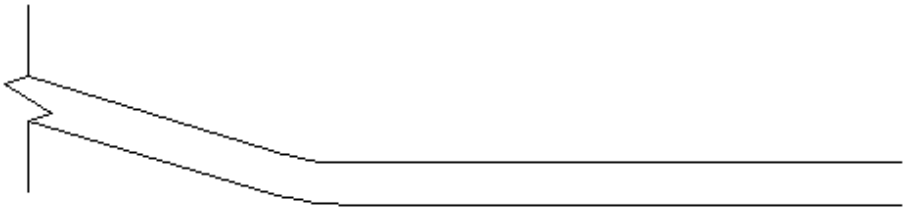


Figura 1.4 - Vista em perfil do modelo original do túnel adutor da GKI



As Figuras 1.5 e 1.6 apresentam, respectivamente, a vista superior e de perfil do modelo proposto, que caracteriza-se por possuir seção transversal variável no seu trecho horizontal, bifurcação em dois túneis e dois poços verticais onde estão as duas turbinas Francis, eliminando dessa maneira a casa de força.

Figura 1.5 – Vista superior do modelo proposto do túnel adutor da GKI

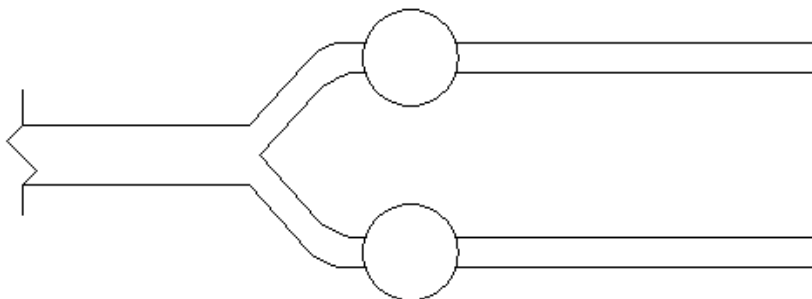
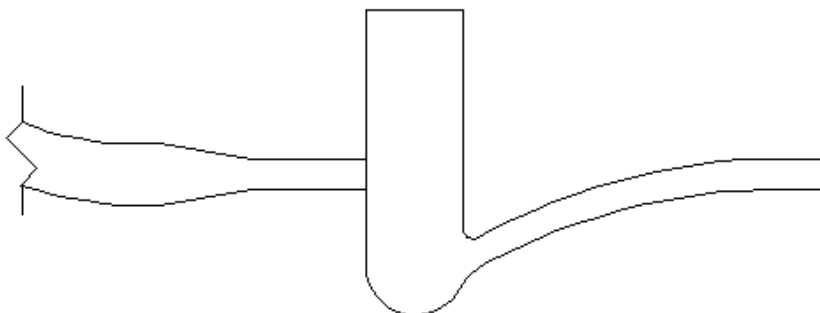
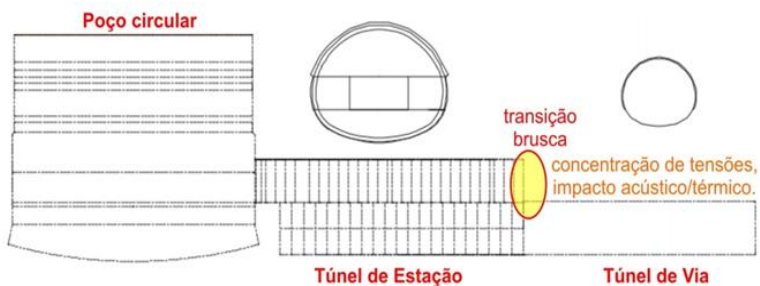


Figura 1.6 – Vista em perfil do modelo proposto do túnel adutor da GKI



Conforme a Figura 1.7 observa-se que a atual concepção dos sistemas metroviários implica em variação brusca de seção entre os túneis de via e os túneis de estação, implicando em maiores solicitações nas estruturas de suporte dos dois tipos de túneis.

Figura 1.7 – Representação esquemática dos túneis dos sistemas metroviários



Em sistemas metroviários, a infraestrutura básica é formada por túneis de via, com extensões longitudinais na ordem de km e seções transversais que permitem a circulação dos trens. Os túneis de via conectam os túneis de estação, estes com extensão mais curta, na ordem de quilômetros, mas com seções transversais de maiores dimensões para abrigar as plataformas e os acessos.

As Figuras 1.8 e 1.9 apresentam respectivamente os modelos de mudança de seção na transição entre "túneis de via" e "túneis de estação" pelo "modelo original" com mudança brusca, e pelo "modelo proposto" com transição variável. Conforme é ilustrado na Figura 1.9, a geometria proposta possui uma transição mais suave o que proporciona menores esforços de tensão e deslocamento.

Figura 1.8 - Vista em perfil do metrô de São Paulo com modelo original

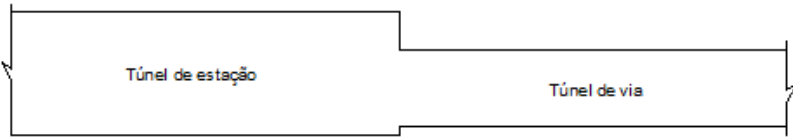
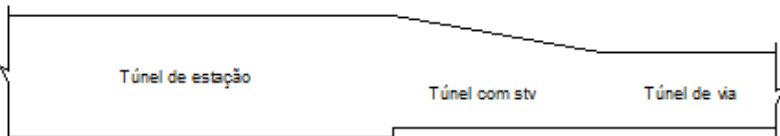


Figura 1.9 - Vista em perfil do metrô de São Paulo com modelo proposto



Adotando a proposta da seção transversal variável, a mudança da seção entre os dois túneis ocorrerá suavemente havendo dessa forma maior distribuição das tensões e deformações, assim elas atuarão com menor intensidade. A diminuição dos esforços permite maior segurança na parte estrutural e maior economia na parte construtiva.

Portanto o trabalho foca o desenvolvimento de túneis com seção variável para geração de energia hidrelétrica e para serem utilizados nos sistemas metroviários.

Como será discutido ao longo do trabalho, a utilização de túneis com seção variável pode trazer vários benefícios tanto sob o ponto de vista funcional quanto aos aspectos estruturais e geotécnicos.

1.2 - OBJETIVOS

1.2.1 – Objetivo principal

O objetivo do trabalho é a realização de um estudo inédito sobre a aplicação de túneis de seção variável com a finalidade de gerar maior energia em sistemas hidrelétricos e melhorar a funcionalidade dos sistemas metroviários levando em consideração a sua concepção geotécnica, estrutural e construtiva.

1.2.2 - Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo do trabalho, fixam-se os seguintes objetivos específicos:

- Estudo dos túneis quanto a sua geotecnia, execução e estrutura;
- Definição de túneis para geração de energia hidrelétrica e para a utilização em sistemas metroviários.

1.3 – MÉTODO DO TRABALHO

O método de desenvolvimento do trabalho possui três etapas:

- Etapa teórica que consiste na revisão bibliográfica da execução de túneis, geração de energia e dos sistemas metroviários. Essa etapa foi realizada por intermédio dos temas correspondentes baseados na literatura internacional e brasileira, encontrados em artigos de periódicos, dissertações e teses em bancos de dados de trabalhos científicos de universidades;
- Etapa prática caracterizada pela pesquisa e coleta de dados em visitas às empresas de consultoria e construção de Túneis tanto na Europa, durante o período em que foi realizado o Doutorado Sanduíche pelo autor, quanto no Brasil.
- Etapa técnica onde serão aplicadas no software Midas GTS NX todas as informações adquiridas nas duas primeiras etapas.

Foram realizados três tipos de estudos:

- Estudo bibliográfico a respeito da escavação dos túneis, da energia hidrelétrica e dos sistemas metroviários.

- Estudo numérico das obras de seção constante e de mudança brusca de seção por meio do software MIDAS GTS NX.
- Estudo de caso de um túnel de adução e um de metrô utilizando a nova tecnologia que é a seção transversal variável.

Após a realização dos estudos, foi realizada uma análise de todos os resultados com a finalidade de fazer comparações entre as seções adotadas nos túneis e o tipo de seção proposta nessa pesquisa para que se pudesse chegar a conclusão dos impactos dessa nova tecnologia na geração de energia hidrelétrica e na diminuição dos esforços de tensão e deformação nos metrô.

No que se refere à energia hidrelétrica, foi realizado também um estudo hidráulico entre o modelo original da usina GKI e o modelo proposto com a bifurcação, visando compará-los e verificar os eventuais benefícios deste último.

1.4 – RELEVÂNCIAS

O presente trabalho trata-se de um desenvolvimento inovador com a finalidade de proporcionar benefícios potenciais para a geração de energia hidrelétrica e facilitar o sistema metroviário.

Para os sistemas adutores espera-se obter ganhos energéticos significativos e proporcionar menor impacto ambiental, permitindo o desenvolvimento de um sistema inovador de geração hidrelétrica.

A proposta de trabalho de túneis com seção transversal variável proporciona melhor distribuição dos esforços de tensões e deformações na região onde ocorre a mudança da seção entre os dois túneis, consequentemente diminuindo tais esforços e resultando em maior segurança e economia em sistemas metroviários.

Os métodos de análise geotécnica aplicados a túneis disponíveis na literatura e o estado da arte atual dos aspectos executivos dos mesmos limitam-se praticamente ao caso de seção constante ou de mudança brusca de seção.

Além dos benefícios supracitados, a nova solução proposta também permitirá obter uma melhor performance aerodinâmica, térmica e acústica dos túneis metroviários, pois diminui a resistência do ar sobre o trem e realiza a transição com gradientes suaves entre os túneis de estação e de via. Ressalta-se, porém, que estes aspectos não serão tratados no presente trabalho.

1.5 – ASPECTOS DE INEDITISMO

Não há embasamento teórico nem mesmo prático sobre o assunto atualmente tanto no Brasil quanto no exterior. A literatura e os métodos construtivos existentes restringem-se exclusivamente aos casos de túneis com seção transversal constante e às junções com transição brusca entre duas seções.

Em geral, observa-se a inexistência de obras realizadas com seção variável. Neste sentido, o trabalho proposto oferece uma perspectiva inédita para avançar o estado de arte das obras de túneis.

Outro aspecto importante do trabalho diz respeito aos ganhos e às inovações em sistemas de geração de energia baseados em túneis. Como por exemplo, na possibilidade de inovação radical na geração de energia eólica pela aplicação do Efeito Venturi em grandes dimensões.

1.6 – RESULTADOS ESPERADOS

De acordo com os objetivos estipulados, espera-se atingir uma proposta que traga benefícios para a área de túneis em termos econômicos e de segurança, colaborando com a engenharia brasileira.

Espera-se também colaborar com a evolução dos modelos teóricos e das análises numéricas estendendo os mesmos aos túneis de seção variável.

1.7 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 1 apresenta uma visão geral do assunto e introduz os objetivos da pesquisa proposta.

O capítulo 2 discorre sobre a geotecnia, projeto, estruturas e construção dos túneis.

O capítulo 3 descreve o papel atual da geração de energia hidrelétrica, seus benefícios e os tipos de túneis e usinas necessárias para sua geração.

O capítulo 4 apresenta os sistemas metroviários, destacando os modelos de túneis de via e de estações.

O capítulo 5 trata das obras apresentadas nesse trabalho mostrando as características dos seus projetos, no caso a Usina Gemeinschaftskraftwerk Inn e o Metrô de São Paulo.

O capítulo 6 discorre sobre o estudo do sistema hidrelétrico da Usina Gemeinschaftskraftwerk Inn comparando o modelo original e o

proposto através de análises numéricas com a utilização do programa computacional MIDAS GTS NX.

O capítulo 7 apresenta o estudo do sistema metroviário do metrô de São Paulo também comparando o modelo original e o proposto através de análises numéricas com a aplicação do MIDAS GTS NX.

O capítulo 8 conclui o trabalho e analisa o atendimento dos objetivos propostos.

CAPÍTULO 2 – ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

O presente capítulo aborda os principais aspectos técnicos relacionados ao estado da arte da engenharia de túneis. Assim, a estrutura do texto foi dividida em quatro itens a saber: geotecnia, projeto, estrutura e construção.

Primeiramente fala-se sobre a geotecnia devido a importância do conhecimento sobre o estudo dos maciços, prospecção em campo, cartografia geotécnica, problemas quanto à instabilidade e as diferenças quando o túnel é escavado em rocha ou solo.

Posteriormente, no item referente aos aspectos de projeto, menciona-se as atividades necessárias para o desenvolvimento do projeto de um túnel.

O terceiro item discute a questão referente ao comportamento estrutural do túnel, também considerando as principais soluções com os diversos tipos de suporte utilizados na prática.

Por fim, o último item do presente capítulo descreve os principais aspectos ligados à construção do túnel, especificando os métodos de escavação, as técnicas de construção, os métodos construtivos dos emboques, dos suportes estruturais e da realização dos revestimentos.

2.1 – GEOTECNIA

2.1.1 – Considerações iniciais

O planejamento de uma campanha de investigação geotécnica deve ser concebido por geólogo e engenheiro geotécnico experientes que possam ponderar os custos e as características das obras com base nas complexidades geológicas e geotécnicas do local de implantação.

No que se refere a complexidade da obra, consideram-se aspectos como dimensões, cargas, topografia, escavações, rebaixamento do nível freático, obras vizinhas, canalizações, etc.

Os aspectos geológico-geotécnicos referem-se à gênese do solo, geomorfologia, hidrogeologia, sismicidade, presença de solos moles, colapsíveis ou expansivos, ocorrência de substâncias agressivas, cavidades subterrâneas entre outros fatores.

A familiaridade com os equipamentos, técnicas e procedimentos de ensaios são também requisitos indispensáveis ao engenheiro responsável pela concepção da campanha de investigação.

2.1.2 - Reconhecimento preliminar

Os trabalhos realizados nesta fase têm o objetivo de permitir o planejamento das fases subsequentes de prospecção, bem como elaborar uma primeira estimativa dos custos associados às atividades restantes de caracterização (OLIVEIRA, 1986).

Orientações apresentadas por Peck (1969) com a finalidade de categorizar programas em três métodos, servem de orientação preliminar para execução de investigação geotécnica (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012):

- Método I: limitado a adotar uma abordagem conservativa com altos fatores de segurança;
- Método II: limitada a projetar com recomendações baseadas em prática regional;
- Método III: execução detalhada.

Esses conceitos incorporam-se a várias normas internacionais, inclusive no Código Europeu (Eurocode 7, 1997), ao recomendar que a caracterização geotécnica deve ser precedida de uma classificação preliminar da estrutura (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012):

Os métodos de investigação utilizados na fase de reconhecimento preliminar podem incluir a consulta de elementos existentes, caracterização geológica à escala regional, interpretação fotogeológica, cartografia geológica de superfície, classificações geomecânicas e estudos hidrogeológico e de fraturamento (OLIVEIRA, 1986).

2.1.3 - Prospecção de campo

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são geralmente executados com base em ensaios de campo cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos. Novos e modernos equipamentos de investigação foram introduzidos nas últimas décadas visando ampliar o uso de diferentes tecnologias a diferentes condições de subsolo. Alguns equipamentos consistem na simples cravação de um elemento no terreno, medindo-se sua penetração, ao passo que outros são dotados de sensores elétricos para medir grandezas como força e poropressão.

O Ensaio SPT (Standard Penetration Test) é particularmente adequado à prospecção de solos granulares e à previsão de valores do ângulo de atrito interno, mas não é utilizado com sucesso na previsão de resistência não-drenada de depósitos de argilas moles. Ensaios de palheta e piezocone devem ser adotados para essa finalidade.

Ensaios pressiométricos, de placa e sísmicos são as técnicas mais adequadas na determinação do módulo de deformabilidade de solos. Esses aspectos são de particular importância na concepção de programas geotécnicos de investigação necessários a solução de problemas de fundações, contenções e escavações, entre outros.

2.1.4 - Cartografia geotécnica

De forma a completar os dados recolhidos da observação visual, sondagens mecânicas deverão ser realizadas como os ensaios esclerométricos e os de compressão pontual na frente do desmonte, destinados a serem correlacionados com parâmetros de comportamento mecânico. A partir destas correlações as velocidades de avanço dos equipamentos de perfuração ou de ataque pontual e o consumo específico de explosivo, podem quantificar as características resistentes do maciço a escavar, constituindo elementos importantes da caracterização de escavabilidade (CUNHA, 1991).

2.1.5 – Estabilidade de túneis

A estabilidade do túnel é um dos requisitos mais importantes para o sucesso do projeto e da construção de túneis (OSMAN, 2010).

O caso particular da estabilidade dos túneis circulares tem sido extensivamente estudado desde a década de 1970. Antes dos anos 1990, a maioria das pesquisas publicadas sobre a estabilidade de túneis baseava-se na resistência não-drenada de túneis em argila.

Todos os estudos teóricos mencionados referem-se à estabilidade de túneis simples, pois há pouca informação sobre efeitos de interação entre túneis duplos. No que diz respeito à pesquisa sobre este caso, uma série de testes de modelos físicos reduzidos e simulações numéricas de túneis simples e paralelos sem revestimento foram realizadas em condições de deformação plana para investigar a estabilidade de túneis e dos respectivos movimentos e efeitos de arqueamento do solo ao redor dos mesmos, bem como dos mecanismos de colapso induzidos pela escavação em solo argiloso (WU & LEE, 2003; LEE *et al.*, 2006).

Instabilidades localizadas em túneis escavados em rochas duras também podem causar problemas mais sérios de estabilidade. Já para túneis em rochas brandas os problemas de estabilidade são associados aos locais onde o maciço necessita de medidas ou soluções especiais. Em ambos os casos o objetivo é alcançar a estabilidade garantindo que não haja colapso nem situações de risco, através de métodos de suporte e escavação seguros e econômicos (PENIDO, 2006).

2.2 – PROJETO

2.2.1 – Considerações gerais

O trabalho do projeto inclui em geral a determinação dos seguintes aspectos (ITA-AITES, 2009):

- Forma e tamanho do perfil (seção transversal do túnel);
- Disposição geométrica das estruturas subterrâneas, ou seja, o alinhamento horizontal e vertical dos túneis, localização e direção do eixo das cavernas e escolha do sistema de túnel;
- Sequência das fases de escavação ao longo do eixo do túnel e das medidas de apoio temporárias e finais auxiliares de construção, tais como a drenagem ou a melhoria do solo.

A abrangência e o grau de refinamento do projeto depende da fase de projeto e do tipo de contrato. Porém, em geral o projeto é o resultado de um processo de otimização que envolve a avaliação das alternativas disponíveis, buscando a melhor solução econômica para a construção, utilização, operação e manutenção das obras subterrâneas necessárias, levando em consideração (ITA-AITES, 2009):

- O uso planejado das estruturas;
- Os requisitos funcionais dos equipamentos;
- Os requisitos para a segurança do usuário;
- O período de vida útil;
- Os requisitos para a impermeabilização;
- A segurança, facilidade de manutenção;
- Os requisitos ambientais nas fases de execução e operação.

2.2.2 - Fases de projeto

O projeto de túneis normalmente é elaborado em fases incrementais divididas em quatro etapas:

2.2.2.1 - Estudo Preliminar

O Estudo Preliminar de uma obra subterrânea antecipa a tomada de decisões mais abrangentes no que se refere à continuidade, localização, execução, custos associados e à determinação das exigências das etapas subseqüentes da obra.

Os estudos preliminares têm como objetivo identificar os trechos de travessia com obras de túnel dentro das diretrizes tecnicamente viáveis das vias, estabelecidas pelos estudos preliminares do projeto geométrico. Devem ser apresentadas as respectivas avaliações técnicas e econômicas.

Deve-se tomar contato direto com as condições físicas do local da obra através de vistorias de campo, observação e cadastro e análise de desempenho de obras próximas que porventura apresentem concepção que deve ser aplicada para a escavação do túnel. Para efeito de levantamento de custos nesta etapa do projeto, os quantitativos devem ser obtidos proporcionalmente às principais dimensões aproximadas da obra, como por exemplo, a área da seção transversal, o comprimento dos túneis, etc (ITA-AITES, 2009).

2.2.2.2 - Projeto Básico

Na fase de projeto básico, a diretriz de traçado deve estar consolidada, possibilitando que as soluções sejam estudadas de maneira mais específica e deve ser elaborado estudo de alternativas com a complementação de novos dados: levantamentos planialtimétricos, prospecções geológicas e geotécnicas, projeto geométrico, etc. Esta análise deve resultar na eleição da alternativa mais viável, que será a diretriz para o desenvolvimento do detalhamento do projeto básico.

O Projeto Básico ou Anteprojeto constitui uma primeira aproximação das soluções e a respectiva fundamentação das mesmas incluindo o dimensionamento das estruturas e os processos construtivos.

O resultado desta fase é o projeto suficientemente detalhado para a compreensão dos conceitos dos métodos de execução da obra,

estimativa das quantidades envolvidas, cronogramas e provisionamento de materiais e mão-de-obra.

Os estudos geotécnicos devem suprir orientações quanto aos possíveis ajustes de traçado de maneira a reduzir os custos de implantação da obra, como por exemplo, desvio de áreas com maciços com muitas falhas, ou com baixa capacidade, etc.

2.2.2.3 - Projeto Executivo

Consiste no detalhamento necessário para permitir a perfeita execução e orçamento da obra, com base no projeto básico.

O Projeto Executivo serve de base para a construção da obra. Este documento define as metodologias de construção, o dimensionamento, as características dos materiais, os equipamentos, os estudos econômicos, etc.

Nesta etapa, os estudos geotécnicos devem ser realizados em complementação aos estudos do Projeto Básico. O grau de detalhamento desta etapa deve permitir a determinação dos quantitativos e orçamento preciso dos diversos serviços para construção do túnel, bem como para apresentar os detalhes e especificações que se julguem relevantes para execução completa da obra.

Ao início da execução do projeto executivo, deve-se reavaliar as novas tecnologias que possam ser aplicadas para reduzir os custos do empreendimento.

2.2.4 - Projeto *As-built*

A fase final constitui-se pela compilação dos dados coletados nos relatórios preliminares da fase executiva considerando as modificações efetivamente implantadas na obra.

Devem ser elaborados os documentos que representem a última versão emitida do projeto e que sejam condizentes e coerentes com a real implantação da obra.

O relatório e os desenhos nos casos em que não haja alterações, deve-se registrar as informações correspondentes ao projeto original. Ressalta-se que o roteiro a seguir é referencial, e quaisquer outras alterações que ocorram também devem ser destacadas pela empresa responsável pela elaboração do *as built*.

2.3 – ESTRUTURA

2.3.1 – Considerações iniciais

Rupturas e zonas de cisalhamento podem causar colapsos caso não sejam tomadas providências rapidamente. As grandes deformações associadas às rochas brandas e à presença de grandes volumes de água podem resultar em mecanismos de colapso. Para controlar esse comportamento o suporte precisa ter uma capacidade suficiente e ser instalado em uma certa sequência durante o ciclo de escavação de modo que não permita deformações descontroladas no túnel.

A colocação do suporte provisório tem como objetivo limitar ao mínimo as deformações do maciço e os danos nas construções existentes sobre o túnel. Por exemplo, pode-se realizar o reforço da abóbada do terreno com a execução de enfilagens e a escavação da nova seção. O próximo item discute os principais tipos de suporte.

2.3.2 – Formas estruturais de túneis

As formas estruturais dos túneis são classificadas em suportes, pré-suportes e em reforço do maciço.

2.3.2.1 - Suportes

2.3.2.1.1 – Concreto Projetado

O concreto projetado é a técnica dominante para suporte de túneis. Ele revolucionou as técnicas de suporte de escavações manuais, substituindo elementos de suporte mais antigos, como madeira, pranchões, escoras e arcos metálicos. A execução (Figura 2.1) consiste da projeção por equipamentos especiais em alta velocidade sobre uma superfície, melhorando a compactação e a aderência e acelerando o tempo de produção, pois não necessita de formas (SAUER, 2003).

O concreto projetado é transportado sob alta pressão através de uma mangueira pneumática e projetada no lugar em alta velocidade com compactação simultânea (DIN, 2005).

Comparando-se ao concreto original, o concreto projetado tem mais areia, maior teor de cimento, agregado de menor granulometria e mais aditivos. É importante que o concreto projetado ofereça ganhos de

resistência suficientes para suportar as cargas esperadas em todas as idades (THOMAS, 2006).

Figura 2.1 - Aplicação de concreto projetado na calota do Lehigh Tunnel



Isto significa que o processo de mistura úmida é adequado para projetos que exigem grandes volumes de concreto projetado em intervalos regulares. Em termos de custo, há muito pouca diferença entre projetos dois processos (THOMAS, 2009a).

Estudos numéricos foram realizados a fim de investigar o efeito da irregularidade do revestimento de concreto projetado sobre as variações de tensão através da adoção de um perfil em dente de serra, para simular os perímetros dos túneis irregulares. a diminuição da força normal aumenta a amplitude de rugosidade da superfície de escavação (MALMGREN & NORDLUND, 2008).

2.3.2.1.2 – Cambotas

As cambotas (Figura 2.2) são elementos metálicos com variadas seções formadas por peças pré-fabricadas, em segmentos aparafusados ou soldados, normalmente unificados em obra, ficando com a forma do túnel que vão ser aplicadas. Estes elementos têm uma ação de suporte, são utilizadas juntamente com o concreto projetado e muito utilizados em solos e em rochas muito fraturadas (GOMES, 2009).

Utilizadas geralmente quando o tempo de auto-sustentação é muito reduzido, as cambotas têm formato de arco, acompanhando a abóbada do túnel e as paredes, apoiando-se no piso do túnel.

Figura 2.2 – Cambotas metálicas utilizadas como sistemas de suporte



Suas principais vantagens são as excelentes resistências mecânicas aos esforços de tração e compressão, resistindo a elevados momentos de flexão e elasticidade, ductilidade, facilidade de fabricação, controle de qualidade, homogeneidade e atuação em condições favoráveis após o seu limite elástico. Suas desvantagens são os custos associados, onerados pelos tratamentos anti-corrosão (RIVAS VARGAS, 1997).

O processo de instalação inicia-se com as montagens no solo, sendo depois içadas e colocadas na posição correta de maneira a poder interligar os perfis que são aparafusados entre si (Figura 2.3).

Figura 2.3 – Máquina para instalação das cambotas metálicas.



Os pés das cambotas são apoiados sobre placas de concreto pré-fabricado. Também são colocadas barras de contravento entre cambotas (Figura 2.4), permitindo o funcionamento em conjunto e conferindo maior rigidez longitudinal às mesmas (GOMES, 2008).

Figura 2.4 – Contravento das Cambotas



Nos túneis em rocha, as cambotas são, usualmente, apoiadas diretamente no piso do túnel enquanto que os construídos em maciços de solo, os pés das cambotas podem ser apoiados em sapatas de concreto para adequar a distribuição dos esforços à capacidade de carga do solo. Em solos de baixa capacidade de carga, ou quando ocorrem esforços laterais, os pés das cambotas podem ser travados entre si, por meio de segmentos instalados sobre o piso ou por uma camada de concreto projetado ou concreto armado (TEIXEIRA, 1999).

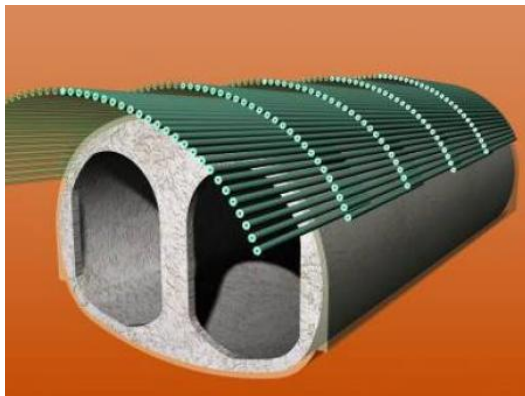
2.3.2.2 – Pré-suportes

2.3.2.2.1 – Enfilagens

A enfilagem (Figura 2.5) é um método de injeção de calda de cimento por meio de tubos manchetados utilizados em maciços utilizados em condições de solos fracos para aumentar a estabilidade e segurança em zonas de escavação, geralmente em emboques de túneis. As enfilagens transferem as cargas na direção longitudinal, diminuindo assim as deformações induzidas pelas escavações. (SAUER, 2003).

As enfilagens são uma das metodologias mais comuns para a escavação de túneis na zona de influência da face em condições complexas do terreno.

Figura 2.5 – Vista da execução de vários lances de enfilagens



Os tubos metálicos manchetados e a injeção de grouting são combinados para formar uma estrutura tipo pseudo-casca que limita a descompressão da coroa do túnel imediatamente à frente da face da escavação. Uma grande vantagem das enfilagens é a criação de microarcs (Figura 2.6) entre as barras, devido à compactação do solo no entorno da pseudo-casca formada pelas enfilagens (SAUER, 2003).

Figura 2.6 – Detalhe do micro-arco

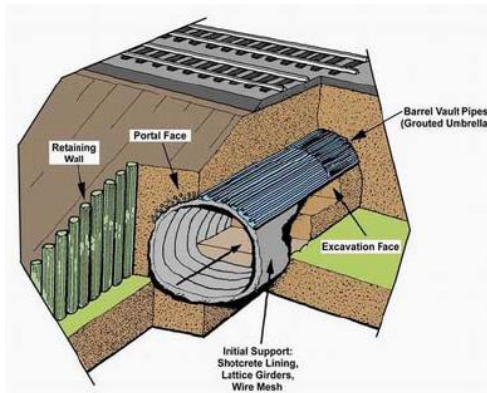


Outros tipos de enfilagem utilizados são a enfilagem pesada (tubos de aço e trilho de ferrovia) e enfilagens ligeiras (barras de aço ranhurado ou rosqueado).

A forma de trabalho da enfilagem consiste principalmente em proporcionar elementos resistentes aos esforços de flexão e cortante. Cada elemento recebe uma tensão distribuída uniformemente pelo maciço que o circunda como acontece em um túnel que está sendo escavado com um suporte em cambotas (PEILA & PELIZZA, 2005).

O método mais eficaz de pré-suporte é o Barrel Vault Method (BVM), também conhecido como Enfilagem Estrutural Passante (Figura 2.7). Este processo forma uma abóbada pré-tensionada sob a qual a escavação pode começar sem que ocorram deformações superficiais perceptíveis (SAUER, 2003).

Figura 2.7 - Ilustração da Instalação de Enfilagem Estrutural Passante



2.3.2.2.2 – Congelamento

Outra técnica de suporte que vem sendo utilizado com muito sucesso é o congelamento do terreno (Figura 2.8) (SAUER, 2003). Consiste em utilizar um refrigerador para converter *in situ* a água dos poros em paredes de gelo, com a ligação de gelo em conjunto com as partículas do solo (CHAPMAN *et al.*, 2010).

Embora seja relativamente caro, o congelamento pode ser uma técnica poderosa quando algo dá errado e nenhuma outra solução é disponível, podendo ser usada em vários tipos de terrenos, dependendo da taxa de fluxo de águas subterrâneas. Ele é usado com relativa

frequência em escavação rasa onde o acesso pode ser adquirido a partir da superfície do terreno (PEILA & PELIZZA, 2005).

Figura 2.8 - Tubos de Congelamento Horizontais no Metro de Stuttgart



Lanças de congelamento são instaladas a partir do túnel na direção de escavação para que o terreno congelado forme um mecanismo de arqueamento. O fluido é bombeado através dessas lanças situadas na coroa. A fim de conseguir um corpo congelado fechado, as distâncias entre as lanças são limitadas, isto é, 1 metro em combinação com um comprimento de 20 m ou mais. É importante a sobreposição das áreas congeladas para proporcionar uma barreira impermeável. Exemplos de materiais de resfriamento são a salmoura ou o nitrogênio líquido (CHAPMAN *et al.*, 2010).

No sistema de congelamento é importante determinar as características térmicas do terreno a ser congelado e o ponto de congelamento da água subterrânea. Também é importante monitorar o processo cuidadosamente. Conjuntos de sensores tipo termopar podem ser utilizados para controlar as temperaturas do terreno entre os elementos de congelamento e para monitorar a temperatura do refrigerador (CHAPMAN *et al.*, 2010).

O congelamento também tem sido usado para resgatar tuneladoras (TBMs) que inundam-se devido às condições adversas de terreno, como por exemplo sobre os 2,6 m de diâmetro interno do túnel de Water Ring Main em Londres.

Basicamente, o congelamento pode ser efetuado por dois métodos de execução:

- Método de duas fases (fechado): um refrigerador primário é usado para esfriar um fluido secundário (usualmente salmoura);
- Processo direto (aberto): o nitrogênio líquido é usado para congelar o terreno. O nitrogênio é transmitido aos tubos de congelamento e em seguida deixa-se evaporar para a atmosfera. Este processo é bom para projetos de curto prazo ou de emergência. O nitrogênio líquido é susceptível de ser o único método eficaz para o congelamento da água nos poros em solos de granulometria fina.

2.3.2.3 – Reforço do maciço

2.3.2.3.1 – Jet-grouting

O *jet grouting* (grauteamento de solo) é uma técnica de tratamento de solos, que consiste no jateamento à alta velocidade, de um fluido de calda de cimento através de orifícios de pequeno diâmetro dispostos lateralmente na extremidade de uma composição de hastes, desagregando o terreno e conseguindo a mistura da calda de cimento com o solo. Durante a execução, as hastes são extraídas em direção à superfície do terreno, formando corpos de solo-cimento, aproximadamente cilíndricos, denominados colunas de *jet grauteamento* que são utilizadas quando o maciço rochoso possui má condição geomecânica. O grauteamento possui dois objetivos principais (CHAPMAN *et al.*, 2010):

- Reduzir a permeabilidade do solo;
- Fortalecer e estabilizar o solo, que significa o aumento da resistência do solo mole e da rigidez da rocha.

As operações de grauteamento podem ser efetuadas a partir da superfície do solo ou de um eixo adjacente à operação do túnel ou de dentro da própria escavação de um túnel. Elas podem também ser aplicadas localmente para estabilizar as fundações da estrutura susceptíveis de serem afetadas pelas obras no túnel sob a forma de assentamentos (CHAPMAN *et al.*, 2010).

Para execução de túneis, os orifícios de grauteamento são perfurados na frente de avanço do túnel em um padrão de furos

divergentes em ângulo agudo em relação ao eixo do túnel para formar cones sobrepostos de solo tratado.

Este método envolve a injeção de argamassa no solo a um nível entre a abóboda do túnel e a estrutura a ser protegida. Isto é geralmente feito a partir de orifícios perfurados radialmente a partir do eixo.

Percussão e perfuração rotativas são usadas para instalar os tubos de grauteamento. Existem três sistemas de jateamento de base (CHAPMAN *et al.*, 2010):

- Monofluido: um único jato que utiliza apenas graute;
- Bifluido: jato duplo envolvendo graute com blindagem do ar;
- Trifluido: jato triplo onde o graute é descarregado e logo em seguida é injetada uma mistura de água e ar comprimido.

O sistema utilizado depende do tipo de solo, com o sistema único sendo adequado para areias com $N_{SPT} < 15$ e os demais sistemas utilizados para solos mais finos (WOODWARD, 2015).

O *jet grouting* pode ser feito em qualquer direção, não existindo nenhuma restrição geológica ou com o tamanho da partícula que compõe o maciço a ser tratado, assim como também não se tem restrição à respeito das condições hidráulicas da zona a ser tratada.

O processo construtivo do *jet grouting* é o seguinte:

- Inserção de ferramentas de injeção em um furo perfurado;
- Inserção da calda de cimento a alta velocidade e ar;
- Conclusão da coluna de *jet grouting*.

2.3.2.3.2 - Pregagens

As pregagens são elementos estruturais utilizados para o melhoramento e reforço de solos, através da inclusão constituída pela própria pregagem juntamente com o terreno e através da injeção das zonas fissuradas e dos vazios do maciço.

As pregagens podem ser usadas como um reforço sistemático do terreno ou em rocha dura ou podem ser colocado em locais para evitar que partes instáveis do terreno caiam na escavação.

Os elementos da pregagem não têm tensão aplicada, sendo normalmente constituídos de uma haste, placa dianteira e uma porca e podem ser feitos a partir de barras de aço, fibra de vidro ou plástico, dependendo se é necessária uma instalação permanente ou temporária.

A aderência ao terreno é feita pela calda de cimento realizadas com relativa pressão, preenchendo eventuais fissuras e vazios do maciço envolvente da pregagem, constituindo um tratamento nessa região.

2.3.2.3.3 - Chumbadores

Os chumbadores fornecem ao maciço ação de confinamento que permite aproveitar suas características de sustentação. Sua utilização em rocha é tipicamente um método de sustentação pontual, aplicável a maciços auto-sustentados, em que existam instabilidades apenas em blocos esporádicos (CHAPMAN *et al.*, 2010).

Os chumbadores constituem um suporte que atuam globalmente, mas possuem uma ação que envolve toda a periferia da escavação aplicando-se fundamentalmente em maciços plastificados. A ação dos chumbadores pode distinguir-se por suspensão de uma espessura de rocha plastificada com recurso à rocha exterior mais resistente ou sob a consolidação da zona plastificada em que as ancoragens atuam apenas no interior desta zona (CHAPMAN *et al.*, 2010).

2.4 – CONSTRUÇÃO

2.4.1 – Considerações gerais

Os diversos aspectos ligados ao método de escavação, por exemplo, os equipamentos utilizados e as velocidades de avanço, afetam praticamente todas as operações realizadas como o dimensionamento e instalação de suportes, a remoção de escombros, atividades auxiliares (ventilação, drenagem e iluminação) e de segurança do túnel.

A escavação de túneis pode desenrolar-se de duas formas distintas, uma delas é a escavação subterrânea e a outra é a escavação a céu aberto. A escolha da metodologia deve-se principalmente a questões econômicas relacionadas com o tipo de maciço, profundidade dos trabalhos e a existência ou não de estruturas superficiais.

2.4.2 – Técnicas de construção

Os túneis atualmente baseiam-se em duas correntes principais de técnicas disponíveis (SAUER, 2003):

- A técnica de Túneis Mecanizados (TM)

Para a escavação mecanizada de túneis para rochas ou solos são utilizadas as tuneladoras denominadas por *Tunnel Boring Machines* (TBM) (Figura 2.9).

Figura 2.9- TM – Escavação na Via Mockingbird, DART – Dallas



A escavação mecanizada domina a construção destas obras em poços profundos enquanto que para poços com revestimento em anéis de concreto pré-moldados é utilizada para as mais rasas (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Escavação para Poço Inclinado na Mina de Copper - Bolívia 1986



- O Método Escavação Original (EC)

A tecnologia chamada escavação original é caracterizada por utilizar escavadeira ou fresa avançando gradualmente. O suporte em cada incremento de escavação é feito imediatamente passo a passo com concreto projetado, cambotas, enfilagens, etc (Figura 2.11).

Figura 2.11 - Roçadora de braço Noell – NTM 160H



A escavação em rocha dura utiliza técnicas de escavação a fogo, com perfuratrizes tipo “jumbo” automáticas e perfuração de furos de detonação, com elementos de suporte similares aos utilizados em condições de solos moles (Figura 2.12).

Figura 2.12 - Perfuratriz tipo “Jumbo” Automática, Túnel em Graz, Áustria



2.4.3 - Escavação

2.4.3.1 - Seleção

Os critérios de classificação do maciço rochoso de acordo com a escavabilidade destinam-se a avaliar a capacidade da rocha quanto à desagregação segundo um método e/ou equipamento. Estes critérios não contemplam os fatores que podem limitar o emprego das técnicas selecionadas, como os fatores ambientais, econômicos, geográficos, estruturais, de risco ou mesmo a geometria das cavidades.

Talvez não possa ser utilizado um único método ou técnica de desmonte de rocha para a escavação integral de uma obra subterrânea, pois os maciços rochosos raramente possuem as características de homogeneidade, isotropia e continuidade que lhes são atribuídas.

A escavabilidade dos maciços baseia-se na capacidade e potência dos equipamentos existentes. Dessa forma, as evoluções em termos mecânicos dos equipamentos hidráulicos e tuneladoras buscam aumentar significativamente as suas potencialidades além do desenvolvimento dos recentes tipos de explosivos.

A escolha do método de desmonte de rocha reflete sempre na qualidade da obra e nos custos e prazos inerentes à sua realização.

A seção do túnel determinada pelo contratante da obra ou pelo projetista influi na escolha da técnica de desmonte.

A seleção do tipo de sistema de desmonte, mecânico ou com explosivos, deve levar em consideração aspectos como a altura do nível freático acima da soleira do túnel, profundidade de recobrimento, distância do eixo do túnel às estruturas existentes, sensibilidade das estruturas superficiais e parâmetros mecânicos do maciço a escavar.

2.4.3.2 - Escavação com explosivos

Explosivos foram usados para escavação de túneis por séculos, mas vêm sendo gradativamente substituídos por métodos mecânicos (TBMs em particular) desde a década de 1960 (INNAURATO *et al.*, 1998; MANCINI *et al.*, 1996).

O processo de desmonte com explosivos inicia-se abrindo-se os furos onde serão introduzidos os explosivos. Esta operação pode ser realizada por equipamentos hidráulicos automatizados com múltiplos braços perfuradores denominados jumbos.

As técnicas de utilização de explosivos possuem diversos métodos de aplicação. Para os planos de fogo serem eficientes, são necessárias diferentes variáveis como o número e orientação dos furos, número e sequência de retardos e os tipos e quantidades de explosivos.

O desmonte de rocha com explosivos tem como principal vantagem sua fragmentação e como desvantagens os ruídos, gases, as vibrações induzidas, poeiras e a deterioração do maciço remanescente.

Quanto às suas limitações, locais que podem limitar a utilização de explosivos, são os gasodutos, ferrovias, estradas, pontes, viadutos, barragens, centrais energéticas, refinarias, hospitais, minas e instalações industriais, militares e de armazenamento de produtos de risco.

Relativamente às situações ambientais, a utilização de explosivos pode afetar cursos de água e os aquíferos existentes, rebaixando-os ou ligando diferentes níveis, podendo limitar o uso do solo da região para as construções, agricultura, pecuária, fauna e flora, além de acarretarem perigos e custos acrescidos para as atividades construtivas futuras.

As principais causas de acidentes com explosivos são explosões prematuras ou retardadas, restos de tiros, ações tóxicas ou asfíxiantes dos gases das explosões e fenômenos relacionados com os disparos elétricos. A manipulação de explosivos desde o seu transporte até a sua aplicação tem de observar normas de conduta por parte dos operadores. As principais regras e cuidados a ter na realização da escavação são:

- Armazenamento dos explosivos, detonadores e disparadores em locais diferentes, distantes entre si e isolados de populações, fontes de combustíveis ou elétricas;
- Transporte em veículos apropriados e sinalizados, longe de fontes de calor, frio, fogo, energia elétrica e água ou umidade;
- Desimpedir as vias de circulação e acessos de equipamentos;
- Carregamento das cargas explosivas apenas por pessoal capacitado tendo posse da chave do detonador;
- Emitir avisos sonoros e/ou luminosos antes da detonação, perceptíveis a distância apropriada;
- Garantir a evacuação da área de influência;
- Prevenir os efeitos da projeção de blocos;
- Após a detonação, reforçar os sistemas de ventilação e proceder à verificação da frente de desmonte por pessoal especializado a fim de garantir a inexistência de explosivos não detonados.

2.4.3.3 - Escavação mecânica

A escolha do equipamento de escavação é do construtor ou do processo licitatório. Dentro das técnicas de escavação mecânica existem muitos tipos de equipamentos disponíveis no mercado.

A tecnologia dos equipamentos mecânicos utilizados nas escavações é bastante complexa. O desmonte mecânico de um túnel pode ser realizado por abertura em seção plena ou dividida em fases.

No caso de abertura em seção plena, os equipamentos mais utilizados são as tuneladoras *Tunnel Boring Machine* (TBM) ou as roçadoras, retroescavadoras e martelos hidráulicos para abertura parcial.

Existem diversos tipos de tuneladoras, mas todas elas têm em comum a perfuração integral do túnel, a colocação das estruturas de sustentação e possuem escudos para escavação em rochas brandas, solos ou terrenos saturados.

As fresas destinam-se a escavar maciços com resistência à compressão entre 80 MPa e 120 MPa, constituídos por rochas brandas, pouco abrasivas e de baixa tenacidade.

No desmonte de maciços heterogêneos, com ocorrência simultânea de materiais brandos e duros, poderá ser conveniente a aplicação de explosivos juntamente com o arranque mecânico.

As retroescavadoras e os martelos hidráulicos aplicáveis nos maciços terrosos e rochas muito brandas possuem tecnologia original dependendo da sua aplicabilidade e das características do material a ser escavado.

2.4.4 – Métodos Construtivos

2.4.4.1 - New Austrian Tunneling Method (NATM)

2.4.4.1.1 – Introdução

O método NATM consiste na escavação sequencial do maciço, o suporte inicial durante a escavação é o próprio maciço, assim que começar a ocorrer a redistribuição de tensões no maciço, é aplicado concreto projetado sobre as paredes do túnel após a escavação da seção transversal, constituindo uma casca fina e flexível.

O processo de construção é formado por um ciclo contínuo das seguintes atividades:

- Escavação;
- Selagem do terreno exposto, se necessário;
- Instalação de vigas treliçadas e a primeira camada de barras de reforço ou reforço de malha e aplicação de concreto projetado;
- Dependendo da qualidade do terreno, o apoio pode ser instalado pela primeira vez antes do entulho ser removido;
- Possível instalação de uma segunda camada de reforço e aplicação de mais concreto projetado;
- Se necessário, instalação de âncoras;
- Construção de revestimento interno.

O método de execução possui dois grupos principais, o primeiro tem o objetivo de uma descrição qualitativa do comportamento da estrutura do composto do solo, podendo também ter qualidades preditivas em certa medida e o segundo tem o objetivo de determinar quantitativamente as tensões no revestimento e de nível de carga de 0% para o caso descarregado e 100% para o estado associado com a força compressiva de concreto projetado.

A fim de aumentar a resistência de suporte, foram desenvolvidos e melhorados sistemas dúcteis com elementos instalados nas aberturas longitudinais. Foram desenvolvidos elementos feitos de aço, chamados controladores de revestimento de tensão que são cilindros concêntricos de aço que possuem um comportamento carga-deformação quase bilinear (SCHUBERT & MORITZ, 1998; MORITZ, 1999).

O NATM adapta-se continuamente aos parâmetros de condução tais como velocidade de escavação, comprimento da escavação não suportado, distância entre a face do túnel e o revestimento do concreto projetado aplicado, entre outros. A resposta do túnel é continuamente monitorada pelas medições do revestimento de concreto projetado, por medidas do extensômetro no solo circundante e pelas ferramentas de análise híbridas proporcionando a evolução do nível de carregamento no revestimento (LACKNER *et al.*, 2002; LACKNER & MANG, 2003).

O NATM provou ser um modo muito econômico e flexível de construção. Ao construir túneis utilizando esse método.

O uso de NATM em solos moles foi pioneiro devido à construção do Metrô de Frankfurt em 1968 e mais tarde no Metrô de Londres no início de 1990. A Institution of Civil Engineers (ICE) alegou que qualquer aplicação de NATM está associada às seguintes medidas principais (FANG *et al.*, 2012):

- A fase de escavação deve ser suficientemente resumida em termos de dimensão e duração;
- A conclusão do suporte principal, em particular o encerramento do concreto projetado não deve ser adiada.

No NATM há um grande número de recursos de projeto, construção e tratamento do maciço que permite a escavação do túnel em praticamente qualquer condição de solo e através de qualquer obstrução, incluindo fundações profundas. Isto ocorre também para escavação de grandes obras subterrâneas, como estações de metrô, com cobertura mínima, de modo a não se ter impacto na superfície que sofreria grandes perturbações usando método de escavação a céu aberto. Com o NATM, é escavar qualquer tipo de solo com segurança (KOCHEN, 2014).

Inicialmente o NATM era aplicado em túneis abertos em maciços rochosos submetidos a elevadas tensões *in situ*, porém na década de 70 começou-se a ter resultados satisfatórios na construção de túneis em solos e rochas brandas.

2.4.4.1.2 – Características

O NATM possui as seguintes características (GOMES, 2008):

- O principal suporte do túnel é o maciço que o circunda;
- As deformações controladas do maciço e dos suportes devem ser rigorosamente observadas;
- Os suportes devem ser aplicados no tempo correto, respeitando as características geomecânicas do maciço;
- A extensão do túnel a ser deixada sem suporte durante a construção deverá ser a menor possível;
- A rigidez dos suportes deve ser compatível com o maciço, a fim de restringir de modo seguro, as deformações;
- A geometria da escavação deve adequar-se ao maciço para evitar descontinuidades que induzam a elevados esforços de flexão.

2.4.4.1.3 – Princípios

Os princípios são os elementos principais dos métodos de escavação do NATM, mas têm sido muito discutidos, pois a adesão restrita a alguns deles reduz a flexibilidade do método que provaram não

serem de uso prático e outros não consideram as condições do terreno ou o tamanho do túnel (SCHUBERT, 1999).

Müller e Fecker (1978) publicaram 22 princípios para descrever completamente o NATM, desses, os onze principais são:

- O terreno oferece o principal suporte para a escavação do túnel e o concreto projetado tem apenas função de suporte secundário;
- A força original do terreno deve ser preservada, o desconfinamento do terreno deteriora sua força;
- O apoio não deve ser instalado muito cedo ou muito tarde e não deve ser muito rígido nem muito fraco;
- A escolha do suporte e a sequência da construção é feita com base no monitoramento do deslocamento;
- O método usa um fino revestimento de concreto projetado;
- Pode-se aumentar o apoio não com revestimento mais espesso, mas com utilização de vigas de reforço de aço e âncoras;
- O túnel deve ser visto como um sistema composto que consiste no terreno, no apoio e nas medidas de estabilização;
- A instalação de um fechamento invertido de ação estrutural (se necessário) dará ao terreno a função estrutural de um tubo fechado;
- Uma sequência da escavação consistente é importante para a estabilidade geral;
- Deve-se buscar manter a forma arredondada para o perfil do túnel durante a escavação;
- O revestimento interno deverá também ser fino, e com um acoplamento de transferência de forças do concreto projetado.

2.4.4.1.4 - Vantagens e Desvantagens

2.4.4.1.4.1 - Vantagens

O NATM apresenta como vantagens (GOMES, 2008):

- Possui maior estabilidade à frente de escavação;
- Atua em várias frentes de ataque de forma simultânea;
- Adaptabilidade da seção de escavação podendo ser modificada em qualquer ponto de acordo com a geometria e a escavação;

- Atende às variações de seção, alinhamentos e inclinações, sem perdas significativas de rendimentos;
- Os poços de ataque possuem pequenas dimensões;
- Seu revestimento é monolítico;
- Fácil remoção dos materiais resultantes da escavação;
- É adaptável à seção do túnel;
- Versatilidade em mudanças de alinhamentos e inclinações;
- Apresenta baixos custos de investimentos por não exigir meios mecânicos sofisticados.

2.4.4.1.4.2 - Desvantagens

Suas desvantagens são (GOMES, 2008):

- Necessidade de tratamento do terreno circundante;
- Baixa produtividade das etapas de escavação manual, estabilização e revestimento;
- Instalação imediata e contínua de suporte no perímetro da escavação, de modo a minimizar a movimentação do solo circundante;
- Necessidade de controlar o nível freático para evitar a ocorrência de recalques;
- A frente da escavação não permite tempos longos de exposição, requerendo colocação imediata do suporte primário;
- Necessidade de mão-de-obra especializada e de técnicos com larga experiência em obras geotécnicas.

2.4.4.2 - Tunneling Boring Machines (TBMs)

2.4.4.2.1 - Introdução

As tuneladoras de couraça ou *shields* podem ser utilizadas com escavação parcial ou completa da face. Existem tuneladoras de vários diâmetros, desde as pequenas com diâmetro menores que 1 m até as grandes com diâmetros maiores que 15 m.

Fatores geológicos afetam essencialmente o sucesso global em projetos de túneis de seleção, em planejamento de projetos e escavação e operação do túnel. As condições geológicas favoráveis para as máquinas selecionadas fazem melhor do que o método de escavação original, com

redução de custos e do tempo da construção em geral (JOHANNESSEN, 1998; SKJEGGEDAL & HOLTER, 1998).

As TBMs estão disponíveis para muitas condições geológicas, porém elas podem ficar presas, causando grandes atrasos e custos onerosos como o que ocorreu no Túnel Evinos-Mornos na Grécia e no Plave II na Eslovênia (GUETTER & WEBER, 2001). O processo de libertar o aparelho é muito trabalhoso uma vez que só pode ser feito por trabalho manual sendo assim muito lento e perigoso (FARROKH & ROSTAMI, 2009).

Muitos investigadores estudaram questões de risco e de seleção da TBM separadamente, entre eles os esforços de Nord e Stille (1988) que introduziram parâmetros eficazes na seleção de técnicas de escavação de túneis (SHAHRIAR *et al.*, 2008).

Não existe uma máquina universal para todos os tipos de condições de terreno, embora a combinação de diferentes ferramentas de corte sobre a cabeça de corte pode aumentar a aplicação de máquinas para uma maior gama de condições do solo.

Como os segmentos de túnel são construídos no interior da blindagem de túnel, isso resulta uma brecha entre os segmentos e o solo escavado, assim todas as tuneladoras utilizando revestimento segmentar para o suporte do túnel precisam ter um sistema de preenchimento na extremidade traseira do *shield*.

A fim de obter uma ligação rígida entre o terreno e o revestimento do túnel, impedindo que o solo se mova, a brecha é injetada com calda de cimento ao mesmo tempo em que a tuneladora realiza a escavação.

2.4.4.2.2 – Seleção das TBMs

O processo de tomada de decisão que pode proporcionar um procedimento para a seleção racional requer uma análise de decisão. A proposta mais adequada inclui principalmente considerações geotécnicas críticas e envolve a integração dos seguintes elementos essenciais (SHAHRIAR *et al.*, 2008):

- Coleta de dados geológicos e geotécnicos disponíveis ao longo do alinhamento do túnel;
- Determinação das unidades geológicas semelhantes ao longo do alinhamento do túnel;

- Caracterização geotécnica e geomecânica e descrição quantitativa das incertezas associadas com cada unidade utilizando procedimentos probabilísticos;
- Avaliação dos riscos e perigos geotécnicos que podem ser encontrados durante a operação de escavação de túneis;
- Estabelecimento de um quadro para a seleção do melhor método de escavação usando a técnicas de tomada de decisão;
- Determinação da TBM mais adequada da base numa análise de decisão detalhada para minimizar riscos geotécnicos.

O desempenho das TBMs é função dos parâmetros operacionais da máquina e interação entre a máquina e o terreno. As observações e medições dos parâmetros da máquina podem ser utilizadas para avaliar as condições do solo e estimar a resposta do terreno, fornecendo uma ferramenta poderosa para avaliar a possibilidade de convergência do terreno. Essas ferramentas também podem ser utilizadas como um sistema de aviso para usar TBMs de dupla blindagem para a construção de túneis profundos (FARROKH & ROSTAMI, 2008).

O sucesso das TBMs exige que o projeto da cabeça de corte, sistema de apoio e outros equipamentos da máquina devam ser otimizados para se adaptar às condições do solo. Devido à complexidade dos motivos, é difícil prever as condições do solo abaixo da superfície do terreno com alta segurança com as técnicas existentes de investigação. Quando as condições do solo encontradas são altamente variáveis, o projeto da máquina e os parâmetros da operação não podem muitas vezes ser otimizados.

2.4.4.2.3 – Tuneladoras em Solos e Rochas Brandas

Como a demanda para o desenvolvimento de novas estruturas subterrâneas tem aumentado mesmo em condições de solos difíceis, as considerações sobre prováveis riscos nos diferentes métodos tornaram-se ainda mais importantes. Por outro lado, o desempenho das TBMs em tais condições será muito mais baixa do que o previsto se a máquina selecionada não for a mais adequada. Geralmente quando a escavação de túneis mecanizados é selecionada como método de construção, o problema mais importante muitas vezes está relacionado à seleção da TBM mais adequada e à sua estimativa e previsão de desempenho em cada uma das condições geotécnicas (SHAHRIAR *et al.*, 2008).

2.4.4.2.4 – Tunnel Boring Machine em Rocha Dura

Com o desenvolvimento da tecnologia das TBMs, elas são cada vez mais adotadas para escavar túneis em rocha. O mecanismo de fragmentação induzido pelos cortadores têm sido muito estudado para melhorar o projeto e eficiência da escavação (GONG & ZHAO, 2007).

O contínuo processo de ruptura das rochas sob a ação pode ser dividido em duas fases que são o recuo da rocha e a formação de lascas entre dois cortadores (GONG, 2005).

Há várias técnicas mecanizadas de escavação para rocha dura dependendo da qualidade do terreno, mas a decisão final do tipo de máquina depende sempre do controle da estabilidade do solo durante a construção e a quantidade esperada de entrada de água. São estes fatores que ditam a escolha final da TBM para ser usada em rocha dura, tanto uma TBM de frente aberta (*gripper*) ou uma TBM com couraça.

As tuneladoras de rocha dura são compostas por quatro seções que compõem a máquina completa (MAIDL & MAIDL, 2002):

- Cabeça de corte;
- Sistema de impulsão e escoramento responsável pelo avanço da máquina;
- Sistema de retirada de escombros que é responsável pela coleta e remoção do material escavado;
- Braço mecânico eretor que ergue e monta os segmentos de suporte que compõem o anel de revestimento do túnel.

A aplicação da TBM expandiu-se consideravelmente nas últimas duas décadas. Por simplicidade é possível classificar as TBM de rocha em três classes de acordo com a Barla e Pelizza (2000).

2.4.4.2.4.1 - TBM com escudo simples

A TBM de escudo simples é usada principalmente em condições instáveis onde há risco de colapso do solo ou do maciço rochoso.

Com estas máquinas as forças de impulso são mantidas axialmente contra os segmentos de revestimento instalados.

Uma das vantagens de uma máquina de escudo simples é que ela pode ser convertida para trabalhar em condições com alto risco de penetração da água freática na abertura escavada.

2.4.4.2.4.2 - TBM com duplo escudo

As máquinas de duplo escudo combinam as técnicas de escoramento (*ripper*) e de escudo simples podendo portanto ser aplicadas a uma variedade de condições geológicas.

Consiste de um escudo frontal, com cabeça de corte, bem como uma seção de escoramento com sapatas de fixação e um escudo com cilindros de avanço auxiliares. Ambas as partes da máquina são ligadas por uma seção chamada da blindagem telescópica.

O princípio de funcionamento baseia-se na ação das sapatas de fixação contra as paredes do túnel escavado enquanto a escavação e instalação do segmento são executadas ao mesmo tempo. A instalação dos segmentos ocorre no segundo escudo localizado na parte posterior da TBM adicionando flexibilidade para permitir que a máquina funcione, em modo de fixação ou como TBM de escudo duplo.

2.4.4.2.4.3 - Tipo aberto ou TBM não blindado

As TBMs de face aberta são usadas principalmente no terreno com uma força significativa, mas existem certos tipos de TBMs que podem ser utilizadas em terreno mole. As principais diferenças são as ferramentas de corte, também conhecidas como discos de corte.

2.4.4.2.5 - Vantagens e Desvantagens

2.4.4.2.5.1 - Vantagens

A execução pelas TBMs tem como vantagens (GOMES, 2008):

- Alta taxa de avanço;
- Automatização dos processos;
- Controle da estabilização do terreno da frente de trabalho;
- Segurança dos trabalhadores;
- Maior independência dos terrenos a serem escavados;
- Menor necessidade de realização de tratamentos do terreno;
- Os problemas com a água são minimizados.

2.4.4.2.5.2 - Desvantagens

Suas desvantagens são (GOMES, 2008):

- Alto investimento inicial devido ao custo dos equipamentos;
- Difícil amortização tornando desaconselhável a execução de pequenos túneis;
- Dificuldades no transporte e colocação da tuneladora;
- Existência de Frente de trabalho totalmente ocupada, causando a interrupção da obra em caso de avaria do equipamento ou problemas com o terreno;
- Problemas de maior desgaste das peças cortantes;
- Dificuldades na análise do material escavado, podendo levar a destruição de restos arqueológicos e/ou de serviços afetados;
- Necessidade de ocupação de grandes áreas para o armazenamento de aduelas.

2.4.4.3 – Cut-and-Cover

2.4.4.3.1 – Introdução

O *cut-and-cover* (Figura 2.13) é muito utilizado não só na execução de túneis, mas também para redes de serviço em regiões metropolitanas (água, esgoto, cabeadamentos). Em termos gerais, esta técnica consiste em executar uma escavação a céu aberto, instalar uma estrutura no fundo da escavação e posteriormente aterrar para o nível pretendido (OLIVEIRA, 2012).

Figura 2.13 – *Cut-and-Cover* (EARTH MECHANICS, 2016)



Existem variações na forma de suporte das paredes da vala que podem ser suportadas através de cortinas de estacas ou em talude. Quando a escavação é efetuada com recurso de taludes e banquetas, normalmente a área afetada na superfície é muito mais extensa o que origina grandes impactos devido à maior interferência com o meio envolvente (OLIVEIRA, 2012).

Em locais sem restrições, a utilização do método *cut-and-cover* é muitas vezes mais barata e mais prática para os túneis rasos (10 a 15 m).

2.4.4.3.2 - Métodos de construção

São disponíveis três formas básicas de construção de túnel com *cut-and-cover*.

2.4.4.3.2.1 - Método de baixo para cima

Uma escavação é feita a partir da superfície do solo e os lados são apoiados. O túnel é então construído dentro desta escavação, podendo ser de concreto, de concreto pré-moldado, e arcos de chapa de aço corrugados. A escavação é então recoberta e a superfície reintegrada. Este método tem a vantagem de permitir um bom acesso para a área de construção, mas significa que o restabelecimento da superfície acontece por último podendo dessa forma ser inaceitável em áreas urbanas congestionadas.

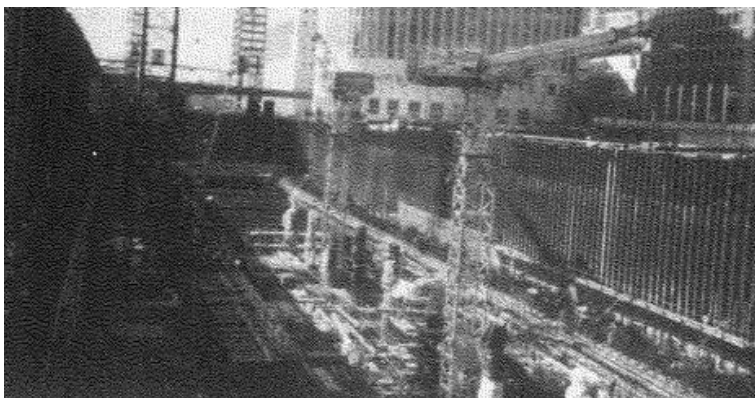
2.4.4.3.2.2 - Método de cima para baixo

A construção é muito usada para estações de metrô, como por exemplo a Estação de Canary Wharf em Londres (Figura 2.14). As estações modernas podem oferecer áreas mais abertas em comparação com aquelas construídas com tuneladoras ou NATM. Esta forma de construção geralmente tem dois níveis, o primeiro permite arranjos para salas de bilhetes, plataformas das estações, acesso dos passageiros e de saída de emergência, ventilação e controle da fumaça e o segundo as salas de equipamentos e os escritórios dos funcionários.

A partir do nível da superfície do solo, são construídas as paredes de suporte e as vigas na parte superior das paredes laterais. Estas paredes podem ser construídas utilizando paredes moldadas, contíguas ou pilares secantes. O revestimento da estrutura da cobertura do túnel é então construído próximo à superfície do solo numa escavação rasa.

Aberturas de acesso são deixadas nesta estrutura, caso contrário a superfície do terreno pode ser totalmente reintegrada. A construção restante realiza-se em seguida, abaixo da estrutura do telhado através das aberturas de acesso. Como algumas reintegrações da superfície podem acontecer relativamente cedo no processo de construção, a potencial perturbação em áreas urbanas pode ser minimizada.

Figura 2.14 – Escavação da Estação Canary Wharf em Londres



A partir do nível da superfície do solo, são construídas as paredes de suporte e as vigas na parte superior das paredes laterais. Estas paredes podem ser construídas utilizando paredes moldadas, contíguas ou pilares secantes. O revestimento da estrutura da cobertura do túnel é então construído próximo à superfície do solo numa escavação rasa. Aberturas de acesso são deixadas nesta estrutura do revestimento, mas caso contrário a superfície do terreno pode ser totalmente reintegrada. A construção restante realiza-se em seguida abaixo desta estrutura do telhado através das aberturas de acesso. Como algumas reintegrações da superfície podem acontecer relativamente cedo no processo de construção, a potencial perturbação em áreas urbanas pode ser minimizada. No entanto, as condições de trabalho são mais restritas.

2.4.4.3.2.3 - Técnica de poços secantes

A tecnologia de poços secantes é indicada para grandes obras e escavações especiais, onde se deseja imprimir um ritmo de escavação mais rápido e seguro. Muito utilizado nas obras de Metro, para execução

de Poços de Visita, poços de trabalho, ou até mesmo para descer e montar as grandes tuneladoras, permitindo descer até a cota do túnel para avanço do mesmo de uma estação para outra.

Os poços secantes poderão ser executados por estruturas do tipo *jet-Grouting*, cortinas atirantadas descendentes, estacas secantes, ou paredes diafragmas justapostas moldadas in-loco ou pré-moldadas e estruturas mistas com estas técnicas, no entanto não são validas para qualquer tipo de solo. Sempre é necessário fazer uma campanha de sondagem completa para que se possa traçar o perfil geológico-geotécnico para que se tenha conhecimento de onde passará o eixo onde serão executados o poços secantes para que se possa conhecer os diferentes tipo de solos, definindo a correta escolha para contenção e consolidação da escavação no entorno do poço.

2.4.4.3.3 – Vantagens e Desvantagens

2.4.4.3.3.1 - Vantagens

O método *cut-and-cover* tem como vantagens (GOMES, 2008):

- Tipos de terrenos pouco relevantes para a execução do método;
- Execução do túnel com pequenos recobrimentos de terreno;
- São conhecidos os custos e o prazo de execução da obra;
- Dispensa mão-de-obra especializada;
- Maior segurança dos operários nas frentes de trabalho;
- Permite a abertura de várias frentes de trabalho.

2.4.4.3.3.2 - Vantagens

Suas desvantagens são (GOMES, 2008):

- Desvio do nível freático e de serviços afetados;
- Pode ter incidência sobre árvores, elementos arquitetônicos históricos e/ou a superfície;
- Maior incômodo para a população.

2.4.5 - Emboques

A construção de túneis normalmente começa com os emboques, onde constrói-se um arco de concreto projetado para proteger as

atividades de construção na área do portal e para empregar uma estrutura final no portal que pode ser impermeabilizada continuamente através do túnel (Figura 2.15).

Figura 2.15 - Emboque com Portal em Concreto Projetado no Túnel de Rota Alternativa B27- Schürzeberg, Alemanha 1991



Quando se trata de emboques de túneis, a complexidade é ainda maior, uma vez que, normalmente ocorrem em zonas de transição entre solo e rocha (ou rocha intemperizada e não confinada). Os emboques possuem comportamento tipicamente tridimensional, necessitando de obras de contenção acima e/ou abaixo da abertura, e apresentando, em geral, pouca cobertura. Além de tais problemas, existe cada vez mais uma crescente exigência pela sociedade quanto aos fatores paisagísticos, arquitetônicos, funcionais e de segurança operacional e ambientais que cercam os projetos de emboques na atualidade. A execução de um emboque é um problema técnico complexo em relação à construção do túnel, devido às particularidades geológicas e geotécnicas, tanto das camadas superficiais do solo e/ou rocha envolvidas na escavação, quanto dos taludes que ao redor da estrutura, somados aos aspectos ambientais e paisagísticos.

São funções gerais dos emboques:

- Graduar a transição de um ambiente aberto para um espaço confinado e sem iluminação natural;

- Apresentar uma geometria estética, conforme o meio ambiente circulante;
- Proteger a via de deslizamentos de terra, rocha, neve ou gelo.
- Assegurar a segurança contra vandalismo, impedindo o lançamento de objetos sobre a pista;
- Garantir a drenagem adequada do talude a montante, evitando erosões e que grandes volumes de água atinjam os veículos.

2.4.6 - Revestimento

O revestimento primário é o sistema de suporte do túnel que deve garantir a estabilização da escavação a curto prazo, bem como a segurança dos trabalhadores até a construção do revestimento final.

A finalidade do revestimento secundário corresponde aos seguintes objetivos (PUEBLA, 1997):

- Assegurar a estabilidade a longo prazo;
- Impedir o fluxo de água para o interior do túnel;
- Conferir ao túnel um aspecto regular e uniforme de acabamento;
- Garantir as necessárias características de serviço quanto à melhoria da eficiência da ventilação e iluminação (túneis rodoviários) ou da capacidade hidráulica (túneis de saneamento ou abastecimento).

O revestimento permanente de túneis serve para proteger o usuário de uma infiltração, os trens de alguma pedra que possa eventualmente cair do teto e fator estético.

2.5 – ANÁLISE NUMÉRICA

2.5.1 – Considerações gerais

A principal vantagem da utilização de análise numérica para o estudo de um túnel é a ampla capacidade de reprodução das inúmeras variantes que envolvem o comportamento do maciço face à escavação de um túnel. Vale ressaltar que uma análise numérica de qualidade deve procurar reproduzir de maneira mais consistente possível todas as características do problema real: geometria, seqüência construtiva, características do maciço, etc (FRANÇA, 2006).

2.5.2 – Histórico

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é atualmente muito utilizado em análises geotécnicas, principalmente devido à sua grande aplicabilidade e eficiência. O MEF teve suas origens no final do século XVIII quando Gauss propôs a integração numérica para a solução de problemas matemáticos. Porém, o desenvolvimento prático do MEF ocorreu por volta de 1950 com o avanço da computação, tornando-se popular na década de 80 quando começou a ser utilizado pelas empresas projetistas a fim de aumentar a precisão de projetos. Até então sua utilização era restrita ao mundo acadêmico (DI MARZO, 2010).

Cada vez mais análises numéricas tridimensionais têm sido empregadas para o estudo do comportamento do maciço face à execução de um túnel (PALMA FILHO, 2006)

Nas últimas décadas, a modelagem numérica tornou-se o método dominante para projetos de engenharia de túneis, incluindo a análise da estabilidade do espaço subterrâneo em construção sequencial e o comportamento do sistema de prevenção (SADAGHIANI & DADIZADEH, 2010).

No passado o critério Mohr-Coulomb (M-C) era o mais comum na análise elasto-plástica da massa rochosa devido à sua simplicidade. O círculo de Mohr representa as tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3 , ou P1, P2 e P3), além de valores de cisalhamento e tensão que satisfazem o critério de escoamento de Coulomb representados por retas denominadas envoltórias de ruptura. Se o material se encontra em um estado de tensão tal que o círculo de Mohr permaneça dentro das envoltórias de ruptura o solo se encontra em regime elástico-linear (HERNÁNDEZ, 2016).

Entre os critérios não-lineares, o critério de Hoek-Brown (1980) é amplamente aceito pois fornece uma ferramenta confiável para prever a massa rochosa articulada, recentemente foi atualizado para uma forma generalizada A análise elasto-plástica de túneis circulares escavados em Hoek-Brown ou Mohr-Coulomb foi tentada por muitos pesquisadores.

Os métodos numéricos de análise possibilitam que se resolvam problemas, frequentemente encontrados na engenharia de túneis, que envolvem distribuição iniciais de tensões não homogênea e complexos comportamentos de relação tensão-deformação do maciço (GIODA & LOCATELLI, 1999).

A análise numérica de um túnel auto-portante deve apresentar campos finais de distribuição de tensões e deformações que independem da sequência construtiva adotada no cálculo, porém se aplicada ao

estudo de um túnel não auto-portante em um meio com comportamento não-linear, diferentes seqüências construtivas de uma mesma seção final acabada devem levar a diferentes campos de distribuição de tensões e deformações no maciço e na estrutura de suporte.

2.5.3 – Métodos de análise numérica

A região localizada nas vizinhanças da frente de escavação apresenta estados de tensões e deformações com feições marcadamente tridimensionais, e a única maneira de se representar bem a realidade dos fenômenos de transferência de carga do maciço para o suporte seria a aplicação de análises numéricas.

2.5.3.1 – Análises Bidimensionais

Este tipo de análise pode ser resumido como uma aproximação à situação tridimensional efetuada por uma seqüência de análises bidimensionais das seções transversais de maior interesse no processo de construção de um túnel.

2.5.3.1.1 – Método da Pressão Fictícia Interna

Panet & Guellec (1974), e mais tarde Panet (1976), com um maior rigor, sugeriram que o processo de escavação de um túnel poderia ser modelado por três etapas distintas, através da aplicação de uma pressão fictícia interna ao perímetro da escavação. Na primeira etapa, considera-se o maciço como uma abertura não revestida com uma pressão interna igual à tensão *in situ* do terreno, a etapa posterior, antes de se instalar o suporte, a pressão interna é reduzida por uma fração que também é conhecida como fator de alívio e o terreno se movimenta radialmente para dentro do túnel e a etapa final, logo após ter-se igualado o deslocamento da abertura não revestida, o suporte é instalado e a pressão fictícia interna é reduzida a zero.

2.5.3.1.2 – Método da Redução de Rigidez do Núcleo

Laabmayr & Swoboda (1978), sugeriram uma seqüência de simulações planas em que, inicialmente, o maciço deve ser considerado intacto. Antes da escavação do túnel e colocação do suporte, o módulo de elasticidade da região do núcleo é reduzido e o maciço se move

radialmente para dentro da abertura, apresentando um deslocamento no contorno da escavação. Após isto, ativa-se o suporte e simultaneamente escava-se o túnel, reduzindo-se progressivamente o valor do módulo de elasticidade de seu núcleo até zero.

2.5.3.1.3 – Método da Redução de Carregamento

Este método pode ser considerado como um método derivado do método de pressão fictícia pois utiliza-se do mesmo princípio de aplicação de forças nodais para a simulação dos efeitos de suporte da frente de escavação, apesar de que o processo para obtenção dos resultados finais é completamente diferente.

2.5.3.2 – Análises Axissimétricas

A existência de simetria de revolução em relação a um determinado eixo permite simplificar o estudo de problemas tridimensionais, através de métodos de análise numérica, utilizando malhas planas.

As simplificações introduzidas permitem uma diminuição das dimensões do problema a resolver e uma maior facilidade na preparação dos dados e na interpretação dos resultados. Os dados fornecidos são semelhantes aos fornecidos para análises planas e a avaliação dos resultados é feita com muita facilidade para planos longitudinais que passam pelo eixo do túnel.

2.5.3.3 – Análises Tridimensionais

Apesar de ainda ser efetuada por formulações bidimensionais que pressupõe estado plano de deformação, a simulação numérica do processo do avanço da escavação de um túnel é essencialmente de natureza tridimensional,. Assim, cada vez mais análises numéricas tridimensionais têm sido empregadas para o estudo do comportamento do maciço face à execução de um túnel.

Os modelos tridimensionais permitem:

- A seção transversal do túnel a ser analisado possa ter qualquer forma geométrica;
- O coeficiente de empuxo lateral, K_0 , possa adquirir qualquer valor;

- O túnel a ser analisado possa ser raso ou profundo;
- Qualquer heterogeneidade, anisotropia do material, posição e forma das camadas que formam o maciço possa ser representada com facilidade;
- Os avanços da frente de escavação possam ser feitos à seção plena ou parcializada;
- Os efeitos de concentração de tensões junto à frente são adequadamente simulados, guardando os efeitos trajetória real de tensões no maciço remanescente.

2.5.4 – Aplicações em Túneis

A análise numérica pode ser utilizada em diferentes tipos de aspectos em projetos de túneis. Além da determinação dos resultados dos campos de tensões e deformações, pode-se por exemplo analisar a estabilidade dos túneis, dimensionar o tratamento dos maciços e dos revestimentos, etc.

2.5.4.1 - Estabilidade de Túneis

Houveram inúmeros estudos que abordaram o problema da estabilidade dos túneis.

Buhan et al (1999) abordaram o problema de estabilidade de face de túneis rasos inseridos abaixo do lençol freático, Sloan & Assadi (1991) em situação drenada de um solo com a resistência crescente com a profundidade, Lee & Rowe (2006) em túneis rasos escavados em argilas moles, Karakus & Fowell (2005) na escavação de um túnel com três diferentes tipos de parcialização para a mesma seção final escavada e Addenbrooke & Potts (2001) o problema entre dois túneis paralelos.

2.5.4.2 - Tratamentos do Maciço

Depois que a análise numérica passou a ser melhor compreendida e difundida no meio técnico e científico, pesquisas começaram a surgir abordando diferentes tipos de tratamentos empregados em túneis para melhoria das condições iniciais do maciço.

Nicolini & Nova (2000) apresentaram um estudo de um túnel em Milão escavado em maciço não-coesivo onde foi aplicada injeção química para melhoria das condições do maciço, Komiya et al (2001) sobre tratamento de maciço para escavação em túneis em shield, Ng &

Lee (2002) e Yoo (2002) sobre diferentes tipos e configurações de pregagens para estabilização da face de túneis e Pichler et al (2003) avaliaram com o auxílio de análise numérica bidimensional o comportamento de diferentes configurações de colunas horizontais de *jet grouting* (CCPH) junto ao contorno da escavação de um túnel.

2.5.4.3 - Revestimento Primário de Túneis

O revestimento primário de túneis, usualmente executado em concreto projetado, já foi tema de diversos artigos publicados. Augarde & Burd (2001) compararam os resultados de análises numéricas tridimensionais de túneis considerando-se o revestimento primário modelado por elementos contínuos e modelado por elementos de casca. Os autores concluem que de maneira geral, a simulação do revestimento por elemento contínuo adequa-se mais às soluções analíticas usuais para problemas similares.

2.5.4.4 - Túneis escavados com *shield*

Nas últimas décadas um grande número de análises numéricas envolvendo o estudo do comportamento do maciço em escavação de túneis com *shield* foi publicado em artigos técnico-científicos. Ding et al (2004) apresentaram uma análise bidimensional de um túnel escavado com *shield* considerando o processo construtivo dividido em quatro etapas: antes da chegada da frente de escavação, no momento da chegada da frente, no momento da instalação do anel e na condição de equilíbrio final, com o afastamento da frente.

Kasper & Meschke (2004) apresentaram o estudo tridimensional de um túnel em *shield* onde todos os componentes construtivos que envolvem uma escavação desse tipo são considerados. Os resultados, principalmente das deformações previstas pelo modelo, são comparados com dados da literatura. O trabalho mostra como uma análise numérica pode ajudar na decisão de projeto de escolha da pressão a ser aplicada na frente da escavação e no *grout* injetado ao redor dos anéis.

2.5.5 – Tensões e Deformações

O comportamento tensão-deformação de um corpo é definido pela relação entre as tensões aplicadas e as deformações produzidas, e

faz referência a como se de forma e como varia o comportamento do material rochoso durante a aplicação do carregamento.

É frequente considerar que, no nível do material que constitui a estrutura, a relação entre tensões e deformações é linear. Nos casos em que esta simplificação não é considerada, é necessário recorrer a algoritmos específicos de análise não linear material.

As soluções de análise de campos de tensão e deformação oferecem os seguintes benefícios:

- Soluções exatas que fornecem introspecção sobre os mecanismos básicos (deslocamentos, campos de tensão e deformação) do problema considerado;
- Elas fornecem uma visão sobre o papel e a importância dos parâmetros envolvidos;
- Elas podem servir como pontos de referência para verificar soluções numéricas.

Em projetos geotécnicos de sistemas metroviários, as tensões e deformações nas áreas de intersecção de túneis com diferentes seções transversais devem ter atenção especial para melhorar a estabilidade durante a construção. No caso, as deformações e distribuições de tensão nas áreas de intersecção de túneis são mais complicadas do que aquelas em túneis comuns, pois normalmente tem-se a ocorrência de concentração de tensões e zonas de plastificação com maiores dimensões (LI *et al.*, 2016).

A redistribuição de tensões no espaço tridimensional no entorno do túnel depende da geometria e do tempo. Estes fatores devem ser cuidadosamente considerados, particularmente onde múltiplas escavações estão previstas. Isto irá governar o progresso da escavação, com respeito à redistribuição de tensões, à interação com o solo, e com o suporte em concreto projetado, em processo de endurecimento.

Em problemas de não linearidade geométrica, a análise pode ser realizada partindo da configuração inicial da estrutura e determinando os deslocamentos, tensões e esforços à medida que a carga é aumentada.

O conhecimento do estado de tensões em maciços rochosos é de fundamental importância em diversos problemas nos campos da engenharia civil, mineira e do petróleo, assim como também na geologia e geofísica (Amadei & Stephansson, 1997).

As tensões *in situ* podem ser divididas em tensões naturais e tensões induzidas. As tensões naturais são aquelas que existem nas

rochas por efeito de algum tipo condicionante anterior, como por exemplo, efeito gravitacional e estrutural, por outro lado as tensões induzidas estão associadas com perturbações artificiais como por exemplo a escavação e a perfuração.

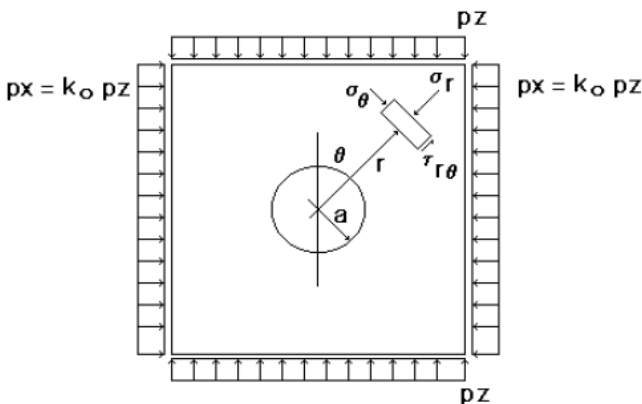
As tensões naturais podem ser tensões gravitacionais que resultam do peso da coluna da rocha sobrejacente por unidade de área em um ponto específico no maciço rochoso, tensões tectônicas que estão associadas aos diversos ambientes e fenômenos que ocorrem com o movimento relativo das placas litosféricas e tensões residuais que são definidas como o estado de tensões que permanece no maciço rochoso ainda depois que o mecanismo original tenha deixado de existir.

As tensões induzidas são o resultado da redistribuição das tensões primárias devido á perturbação. A perturbação pode ser natural, como por exemplo, uma mudança nas condições do meio ou causada por atividades humanas (escavação, bombeio ou extração da energia) (JUMIKIS, 1983).

Um método empregado na área de túneis para o estudo de tensões e deformações em aberturas circulares em meio biaxialmente carregado, procurando considerar as condições de fronteira, equações diferenciais de equilíbrio e de compatibilidade de deformações e as relações constitutivas baseadas na teoria da elasticidade, foi a solução de Kirsch.

Esta solução, esquematizada pela figura 2.17, é aplicável a túneis com profundidades maiores ou iguais a 10 vezes o raio, além disso considera um meio infinito onde as direções vertical e horizontal são principais (ASSIS, 2002).

Figura 2.17 - Esquema da solução analítica de Kirsch (ASSIS, 2002)



A solução clássica de Kirsch pode ser empregada satisfatoriamente na validação de modelos numéricos que considerem um meio elástico – linear com geometrias simples (HERNÁNDEZ, 2016). Para o estado de tensões ao redor do poço, na forma de uma circunferência de raio a , essa solução pode ser representada pelas seguintes equações:

$$u_r = - [(\sigma_h + \sigma_v) / 4G] [1 - (R^2 / r^2)] - [(\sigma_h - \sigma_v) / 4G] (R^2 / r^2) [4 (1 - \vartheta) - (R^2 / r^2)] \cos 2\theta$$

$$u_\theta = [(\sigma_h - \sigma_v) / 4G] (R^2 / r^2) [2 (1 - \vartheta) - (R^2 / r^2)] \sin 2\theta$$

$$\sigma_r = [(\sigma_h + \sigma_v) / 2] [1 - (R^2 / r^2)] + [(\sigma_h - \sigma_v) / 2] [1 - (4R^2 / r^2) + 3 (R^4 / r^4)] \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = [(\sigma_h + \sigma_v) / 2] [1 + (R^2 / r^2)] - [(\sigma_h - \sigma_v) / 2] [1 + (3R^4 / r^4)] \cos 2\theta$$

$$\sigma_r = [(\sigma_h + \sigma_v) / 2] [1 - (R^2 / r^2)] + [(\sigma_h - \sigma_v) / 2] [1 - (4R^2 / r^2) + 3 (R^4 / r^4)] \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = - [(\sigma_h + \sigma_v) / 2] [1 + (2R^2 / r^2) - 3 (R^4 / r^4)] \sin 2\theta$$

Onde:

σ_r : Tensão radial atuante na direção do centro da escavação;

σ_θ : tensão circunferencial atuante na direção perpendicular à radial;

$\tau_{r\theta}$: Tensão cisalhante atuante sobre a superfície infinitesimal;

u_r : Deslocamento radial atuante na direção do centro da escavação;

u_θ : Deslocamento circunferencial atuante na direção perpendicular à radial;

σ_h : Tensão horizontal in-situ;

σ_v : tensão vertical in-situ;

R : Raio do furo ou escavação;

G : Módulo cisalhante do maciço;

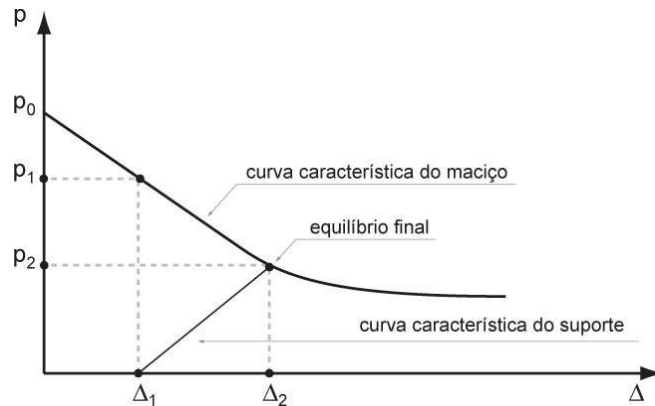
ϑ : Coeficiente de Poisson.

Em maciços submetidos a altas tensões e/ou acentuadas deformações, o momento preciso de instalação do suporte é de extrema

importância para atingir uma condição de equilíbrio estável, segundo a interação rocha-suporte ou teoria da convergência-confinamento (HOEK & BROWN, 1980; CARRANZA-TORRES & FAIRHURST, 2000)

Quando ocorre a instalação de uma estrutura de suporte, o equilíbrio passa a ser um problema de interação solo-estrutura, onde a rigidez relativa entre o maciço e a estrutura instalada, assim como os deslocamentos que ocorrem antes da instalação do suporte, passam a ser fundamentais no processo (HELLMICH *et al*, 2000). Antes do momento da instalação da estrutura de suporte (Figura 2.18), já ocorrem deslocamentos no contorno da escavação. (FRANÇA, 2006).

Figura 2.18 - Método Convergência-Confinamento



Onde:

p_0 : carregamento inicial atuante na estrutura de suporte do túnel;

p_1 : carregamento atuante na estrutura de suporte do túnel no instante que ocorre Δ_1 ;

p_2 : carregamento atuante na estrutura de suporte do túnel no instante que ocorre Δ_2 .

O método da convergência-confinamento é um procedimento analítico que permite descrever a mecânica da interação rocha-suporte à medida que avança a face de um túnel e são instalados os respectivos suportes (PENIDO, 2006).

O método de convergência-confinamento não é uma ferramenta útil somente no projeto de suportes em túneis, mas também como um modelo conceitual, que permite um melhor entendimento do complexo

problema envolvido nas transferências de carga entre a rocha e o suporte nas vizinhanças da face de avanço.

Segundo Rocha (2014), a abertura de um túnel em um maciço previamente em equilíbrio, submetido a um estado inicial de tensões, pode ser entendida como a remoção das tensões existentes no contorno da escavação realizada. Essa remoção acarreta em um rearranjo do estado de tensões do maciço, que busca uma nova situação de equilíbrio. O equilíbrio estabelecido pode ser alcançado sem a adoção de um sistema auxiliar de suporte, se tratando nesse caso de um maciço classificado como *autoportante*; ou, como ocorre na maioria dos casos, com o auxílio de um sistema de suporte, por exemplo, a adoção de uma estrutura de concreto projetado no contorno da escavação para conter as deformações do maciço.

A interação entre o maciço e essa estrutura empregada para restrição das deformações do maciço constitui um sistema altamente hiperestático, cujo estado de tensão-deformação não é de fácil determinação. Uma vez que as deformações permitidas ao maciço antes e após a colocação da estrutura de suporte acarretam em redistribuições de tensões para zonas vizinhas não escavadas do maciço (*arqueamento de tensões*), o carregamento atuante no suporte, os esforços nele mobilizados e os deslocamentos que nele ocorrem, são interdependentes e correlacionados; não sendo apenas função das tensões iniciais e das características geométricas da abertura, mas também das propriedades mecânicas do maciço envolvente ao túnel e do processo construtivo adotado, nomeadamente o sistema de escavação, a velocidade de avanço, o tipo e as características do suporte e o momento de sua colocação (SOUSA, 1998).

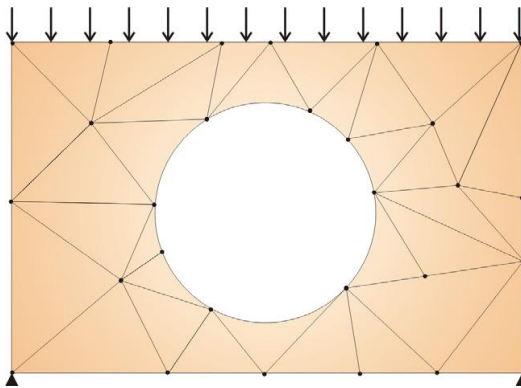
Como a deformação do solo depende do tempo, o aumento na velocidade de escavação é o fator predominante na sua redução. No entanto, ciclos de escavação e suporte contínuos (sem paradas noturnas ou em fins de semana), embora muito eficazes na redução de deformações, devem levar em consideração o processo de endurecimento do concreto projetado.

Uma análise linear só é válida quando a estrutura sofre apenas pequenas deformações e deslocamentos e seu material tem comportamento elástico linear, obedecendo a Lei de Hooke. Quando os deslocamentos e deformações aumentam ou o comportamento do material apresenta fenômenos como plasticidade e fissuração, os efeitos não lineares ganham importância.

2.5.6 - Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma análise matemática que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades conectadas apenas em alguns pontos, através dos quais interagem entre si (Figura 2.19), mantendo as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos para que sejam obtidos os resultados desejados. Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa (VELLOSO *et al.*, 1998).

Figura 2.19 – Representação da malha no Método dos Elementos Finitos



A partir da compatibilidade de deslocamentos nodais dos diversos elementos, as condições (equações algébricas) de equilíbrio de forças nodais geram o sistema de equações lineares onde as incógnitas são constituídas, em geral, pelos deslocamentos nodais. O MEF é adequado a problemas de materiais heterogêneos e com propriedades não lineares. Embora elementos finitos não sejam adequados para modelar contornos infinitos, uma técnica para resolver isso é discretizar uma maior área que aquela de interesse e aplicar condições de contorno apropriadas aos lados externos dos elementos finitos (PALMA FILHO, 2006).

Depende essencialmente da capacidade do modelo constitutivo para representar o comportamento real do solo e da correção das condições e contorno impostas. O usuário só tem que definir a

geometria apropriada, o procedimento de construção, os parâmetros do solo e as condições de contorno. Os membros estruturais podem ser adicionados e retirados durante a simulação numérica para modelar condições de campo (POTTS *et al.*, 2002).

O Método dos Elementos Finitos tem sido muito utilizado na engenharia, pois permite desenvolver projetos de grande complexidade obtendo resultados confiáveis pelo fato de representar adequadamente o problema real. Particularmente, no caso das obras subterrâneas, muitas vezes é exigido um alto grau de precisão quanto à segurança e economia da obra, além de cumprir critérios restritos de estabilidade e deformabilidade do maciço (CAVALCANTI, 2006).

Na atualidade os projetos de obras subterrâneas usualmente são desenvolvidos mediante o emprego dos métodos numéricos utilizando o MEF. Para uma aplicação satisfatória destes métodos, existem dois fatores muito importantes: a simulação do processo construtivo e a lei constitutiva usada para simular o comportamento do solo (MARTINS *et al.*, 2003).

O MEF é capaz de simular o comportamento tridimensional do maciço tornando os resultados bastante próximos da realidade, mas também requerem de uma entrada refinada dos dados além de demandar muito tempo de processamento (ASSIS, 2002).

As principais vantagens do MEF são (ROCHA, 2014):

- As propriedades dos materiais não precisam ser as mesmas em elementos adjacentes, o que possibilita utilizar diversos materiais permitindo a simulação de um meio heterogêneo;
- Os elementos finitos irregulares podem ser aproximados utilizando fronteiras curvas;
- O tamanho dos elementos pode ser variado.

Quando uma estrutura estiver definida geometricamente e caracterizada fisicamente pelas suas propriedades e grandezas reológicas, poder-se-á estabelecer a equação matemática que interpreta o seu comportamento (ISHITAMI, 1978).

Para se gerar a malha são seguidos os seguintes passos definindo-se para isso:

- Configurações gerais (nome do arquivo, declividade do modelo, dimensões da área de trabalho, unidades, etc);
- Extensão e geometria da malha;

- Geometria do túnel;
- Sistemas de sustentação (concreto projetado e tirantes);
- Modelo constitutivo;
- Propriedades do material do terreno (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, coesão, peso específico, ângulo de atrito, parâmetro de drenagem e modelo constitutivo);
- Configurações do revestimento.

Depois de gerada a malha define-se a sequência de escavação de maneira sequencial essencialmente de natureza tridimensional. Certamente o aumento das análises tridimensionais está associado ao aumento da capacidade dos hardwares disponíveis como por exemplo Midas, ABAQUS, Phase, Plaxis, GEO5, BEFE++, entre outros.

2.5.7 - Software MIDAS GTS

O MIDAS GTS é um software específico para modelagens geotécnicas e de escavação de túneis, sendo uma ferramenta considerada como uma das mais qualificadas na realização de projetos de alto nível de precisão.

O MIDAS GTS é um pacote completo de software de análise de elementos finitos, equipado com toda a gama de aplicações de design geotécnico, incluindo fundações profundas, escavações, sistemas de túnel complexos, análise de filtragem, análise de consolidação, design de aterro, análise de estabilidade dinâmica e inclinada e possui uma plataforma de modelagem amigável e amigável que permite níveis incomparáveis de precisão e eficiência.

Este software permite realizar análises de vários tipos de revestimentos de túnel, tensões verticais no solo e pressões horizontais na superfície do túnel e depois executar a análise para calcular as forças e momentos resultantes para cada elemento do revestimento.

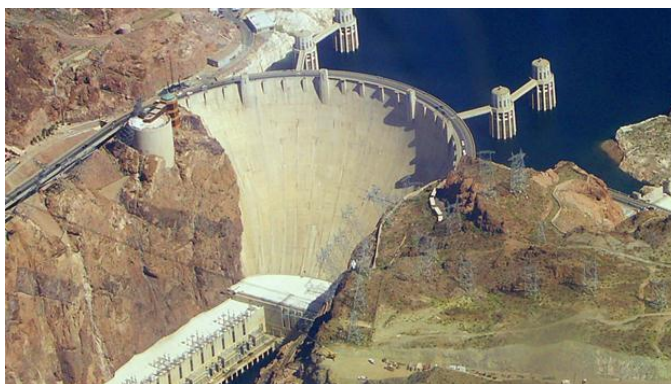
CAPÍTULO 3 – GERAÇÃO DE ENERGIA HIDRELÉTRICA

Neste capítulo, primeiramente faz-se uma explanação a respeito das centrais hidrelétricas cujo arranjo é baseado em túneis de adução para a geração de energia. Logo após, discorre-se sobre as turbinas hidráulicas e menciona-se as quatro principais turbinas hidráulicas existentes. Finalizando, explica-se os modelos de análise e processos de geração de energia hidrelétrica.

3.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os seres humanos começaram a capturar a energia de vazão da água usando rodas com baldes para levantar água no antigo Egito e na Suméria. Em 1832, Benoit Fourneyron desenvolveu uma turbina de água para capturar a energia potencial da água caindo, muito mais útil do que o fluxo dependente das rodas d'água. Em seguida as barragens modernas (Figura 3.1) começaram a se espalhar pelo mundo em desenvolvimento (SLEIGH & JACKSON, 2004).

Figura 3.1 - Hoover Dam nos Estados Unidos



Os recursos energéticos são agrupados em três categorias: combustíveis fósseis, recursos nucleares e recursos energéticos renováveis como por exemplo as energias hidrelétrica, solar, eólica, biomassa, geotérmica, entre outras (PANWAR *et al.*, 2011).

O consumo global de energia aumentará cerca de 1,5 vezes entre 2010 e 2035 (MATSUO *et al.*, 2013). Atualmente os combustíveis fósseis representam cerca de 90% do consumo de energia primária.

Assim, devido à sua insustentabilidade e aos efeitos ambientais e à saúde, os recursos energéticos alternativos e limpos têm de ser aproveitados ainda mais no futuro (JIA *et al.*, 2012).

A legislação ambiental, como o Protocolo de Quioto, está colocando cada vez mais pressão sobre todos os governos para que gerem energia limpa a partir de fontes sustentáveis. A energia hidrelétrica está entre as principais respostas às questões ambientais (LEJEUNE & HUI, 2012).

A tecnologia usada para produzir energia hidrelétrica é resultado de séculos de desenvolvimento (MULU *et al.*, 2012).

Ela produz mais de 50% de eletricidade para mais de 60 países (ERDOGDU, 2011) e ainda existe um considerável potencial inexplorado em muitas áreas a maior parte delas está nos países do Sul da Ásia e da América do Sul onde a demanda de energia é cada vez mais alta e continuará crescendo por algumas décadas, enquanto a enorme população está na fase de transição da pobreza e do desenvolvimento (DARMAWI *et al.*, 2013).

Os países com maior geração de energia hidrelétrica são: China, Brasil, Canadá, Estados Unidos e Rússia (ERDOGDU, 2010).

3.2 – PROCESSO DE GERAÇÃO

No século XX, o desenvolvimento da energia hidrelétrica envolveu a construção de grandes barragens, com lagos artificiais colocando barreiras maciças de concreto, rochas e terras através dos vales dos rios (YUKSEK *et al.*, 2006; DURSUN & GOKCOL, 2011).

A geração de energia hidráulica é baseada em um processo simples, aproveitando a energia cinética libertada pela água que cai em energia elétrica. Este simples processo torna a geração hidrelétrica mais eficiente, confiável e versátil (EGRÉ & MILEWSKI, 2002).

Ela é aplicada de muitas maneiras diferentes dependendo das condições específicas dos locais, por conseguinte, há uma grande variedade de projetos hidrelétricos cada um com diferentes tipos de serviços e gerando impactos sociais de diferente natureza e magnitude. Embora a demanda da eletricidade varie significativamente durante qualquer dia e durante todo o ano, a eletricidade não pode ser armazenada ao contrário de outras fontes de energia, tais como a madeira, gasolina ou o gás. A eletricidade é caracterizada pelo fato de que qualquer mudança na demanda de energia deve imediatamente ser

acompanhada por um ajustamento equivalente ao poder de geração (EGRÉ & MILEWSKI, 2002).

3.3 - BENEFÍCIOS INERENTES

Algumas das principais características benéficas da energia hidrelétrica podem ser resumidas como (IHA/ IEA/CHA, 2000):

- Os recursos são amplamente espalhados geograficamente, sendo esse potencial é existente em cerca de 150 países;
- É uma tecnologia bem avançada, com mais de um século de experiência. Usinas modernas fornecem a conversão mais eficiente de energia sendo superior a 90%;
- Embora o investimento inicial possa ser relativamente alto, tem-se um menor custo operacional em comparação com outras opções de geração de energia em larga escala;
- Possíveis esquemas de multiuso, podendo ajudar a subsidiar funções importantes, como irrigação, abastecimento de água, melhorias na navegação, instalações de recreação e controle de enchentes.

3.4 – PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS

As pequenas centrais hidrelétricas possuem tecnologia rentável para as regiões rurais nos países em desenvolvimento (ANAGNOSTOPOULOS & PAPANTONIS, 2007).

Diante da crescente demanda por energia elétrica, conclui-se que os incentivos às pequenas centrais hidrelétricas (PCHs), por serem consideradas uma forma de produção de energia “limpa”, baixo impacto ambiental e renovável, criam atrativos para que elas sejam implantadas nas regiões consideradas críticas em relação à falta de energia.

Geralmente a redução das emissões de dióxido de carbono pelas PCHs depende da sua geração anual de energia que por sua vez depende sempre da capacidade instalada e do tempo de uso (ZHOU *et al.*, 2005).

O dimensionamento de uma PCH é um ponto muito crítico, pois afeta a rentabilidade do investimento, a máxima exploração do potencial hidráulico da água e o desempenho da PCH (SANTOLIN *et al.*, 2011).

Em boa parte dos casos os elementos fundamentais de uma PCH são o tanque de decantação, o conduto forçado, a casa de força e um pequeno canal (SMALL HYDROPOWER TECHNOLOGY & MARKET ASSESSMENT, 2009).

A água é desviada do rio principal através de uma entrada na represa que é uma barreira artificial do outro lado do rio que regula o fluxo de água através da entrada. Antes de entrar na turbina, a matéria particulada é removida passando água através de um tanque de decantação. A água é suficientemente desacelerada no tanque de sedimentação para que a matéria particulada se deposite. Uma grade de proteção de barras de metal é normalmente encontrada perto do reservatório para proteger as turbinas de danos por materiais maiores, tais como pedras, madeira, folhas e lixo artificial que podem ser encontrados no fluxo (PAISH, 2002).

O conduto forçado leva a água do reservatório para a turbina, e todas as instalações requerem uma válvula na parte superior do conduto forçado que pode ser fechada e esvaziada para manutenção. O vertedouro é usado para desviar a água de volta para o rio (PAISH, 2002; SMALL HYDROPOWER TECHNOLOGY & MARKET ASSESSMENT, 2009).

Dentre os parâmetros governantes da geração de energia em uma PCH, destaca-se a queda d'água. Na determinação da queda líquida (H_0), consideram-se tanto a queda bruta (H_g) que é a distância vertical do conduto forçado que transporta a água sob pressão e o ponto em que a água é descarregada da turbina e as perdas de carga ao longo do sistema de conversão (ΔH_{AB}) (BALAT, 2007; BOUSTANI, 2009).

$$H_0 = H_g - \Delta H_{AB} \qquad \text{Equação 3.1}$$

$$P_0 = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_0 \qquad \text{Equação 3.2}$$

$$E_0 = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_0 \cdot \Delta t \qquad \text{Equação 3.3}$$

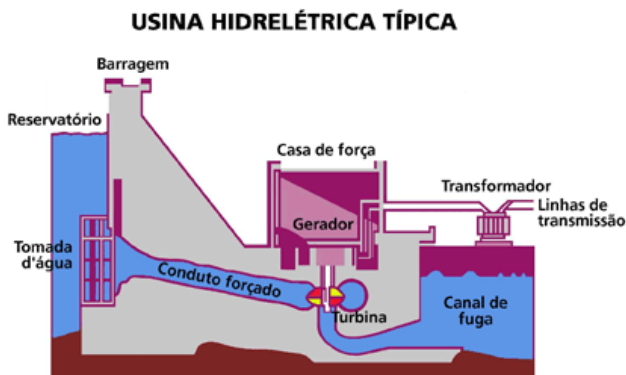
onde ρ e g são respectivamente a densidade de água (kgm^{-3}) e a aceleração da gravidade (ms^{-2}). A potência final (P) é menor do que P_0 .

$$P = \eta \cdot P_0 \qquad \text{Equação 3.4}$$

onde η é a eficiência hidráulica do turbo-gerador.

A figura 3.2 mostra os componentes de um esquema hidrelétrico. (BALAT, 2007).

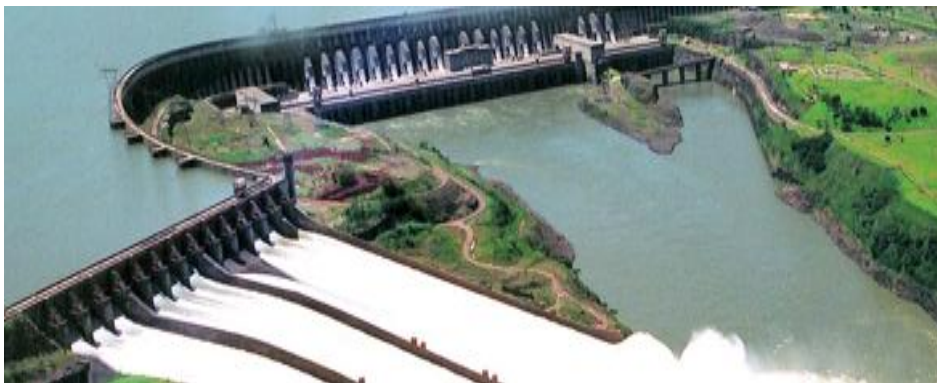
Figura 3.2 – Componentes de um esquema hidrelétrico



3.5 - USINAS HIDRELÉTRICAS

Uma usina hidrelétrica (UH) (Figura 3.3) fornece a forma mais limpa de energia com mínimo de emissões de gases entre todos os tipos de energias novas e renováveis. Espera-se que a geração através de UHs possa potencialmente fornecer quantidades suficientes de energia alternativa (YI *et al.*, 2010).

Figura 3.3 – Pequena central hidrelétrica (Eltman Engenharia)



As usinas hidrelétricas são de três tipos (U.S. DEPARTMENT OF ENERGY, 2011):

- Acumulação: trata-se de um grande sistema hidrelétrico que utiliza uma barragem para armazenar a água do rio no reservatório. A água armazenada no reservatório é então usada para gerar eletricidade.
- Desvio ou Derivação: uma canalização através de um canal ou conduto. Este sistema pode dispensar o uso de uma represa.
- Passagem ou Fio d'água: o sistema usa a água na faixa de fluxo natural e requer pouco ou nenhum represamento.

O sucesso do desenvolvimento de uma UH depende da sua eficiência econômica determinada pelo desempenho característico de geração de energia de acordo com os tipos de usina e de sua capacidade instalada (YI *et al.*, 2010).

As características de desempenho dependem consideravelmente da localização exata das condições geográficas e hidrológicas. Este tipo de análise é crítica para o desenvolvimento de UHs (YI *et al.*, 2010).

O Sistema de Informação Geo-espacial (GSIS) é um sistema operativo integrado de hardware, software e banco de dados GIS controlado por mão-de-obra qualificada, que pode de forma abrangente e sistemática coletar, armazenar, pesquisar e analisar informações espaciais complexas. Passou a ser utilizado para a análise de localização, o que significa que é possível uma análise mais precisa nos estágios iniciais de planejamento de uma UH (YI *et al.*, 2010).

Kaijuka (2007) previu a demanda de energia elétrica em áreas rurais, utilizando o GIS e analisando a prioridade em escalas de construção e investimento.

Com a sustentabilidade sendo enfatizada mais significativamente na última década, estudos foram realizados para analisar os fatores mais críticos e outros no local de desenvolvimento do sistema de análise para gerenciar e analisar as informações espaciais coletadas (DUDHANI *et al.*, 2006; SARAF & KUMAR, 2006).

3.6 – TÚNEIS DE ADUÇÃO

Em usinas hidrelétricas modernas, os túneis de adução representam o principal trecho do sistema de canalização subterrânea, sendo que no seu emboque está a tomada de água com comportas lançando as águas nos condutos forçados.

Um túnel de adução deve ser projetado para resistir à pressão máxima interna decorrente das condições operacionais extremas da usina (BERGH-CHRISTENSEN & DANNEVIG, 1971).

Em geral, os túneis de adução representam elementos sujeitos a altas pressões hidráulicas, responsáveis por transportar eficazmente a água, desde sua captação até a casa de força (MONTEIRO, 2012).

Estes túneis podem ser simplesmente revestidos desde que a pressão de água interna seja inferior às pressões de tensão principais menor no maciço rochoso, não importando se o trecho é inclinado ou horizontal. Quando essas tensões da rocha tornam-se mais expressivas ou quando a rocha é muito fraturada, podendo o túnel perder água sob pressão, utiliza-se revestimento de concreto. Por outro lado, quando a pressão de água supera as tensões máximas no maciço rochoso, os túneis de adução são revestidos por blindagem de aço.

3.7 – TURBINAS HIDRÚLICAS

As turbinas hidráulicas são encontradas em hidrelétricas transformando a energia hidráulica em energia mecânica. O eixo é conectado a um gerador, transformando a energia mecânica em energia elétrica, podendo ser classificadas em turbinas de impulso ou de reação e turbinas de ação (KUMAR & SAINI, 2010).

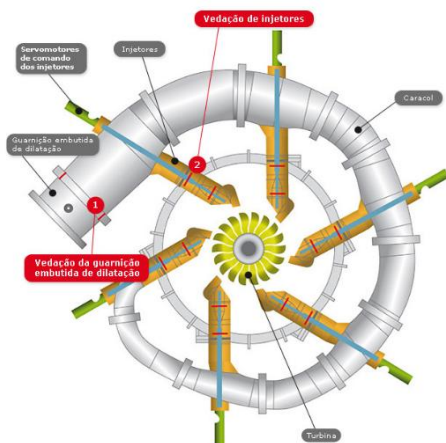
As turbinas de impulso operam em quedas altas, o trabalho mecânico é obtido pela energia cinética da água em escoamento através do rotor, toda a energia hidráulica que entra é convertida em energia cinética nas partes estacionárias na frente do rotor que trabalha fora da água o que não permite utilizar integralmente a energia da instalação, já que a altura livre sobre o rotor não pode ser utilizada na geração de energia. A turbina mais comum é a Pelton (KUMAR & SAINI, 2010).

As turbinas de reação operam em quedas médias e baixas sob pressão variável, o trabalho mecânico é obtido pela transformação das energias cinéticas e de pressão da água em escoamento através do rotor. Somente uma parte da energia hidráulica que entra é convertida em energia cinética nas partes estacionárias. As turbinas mais comuns são Francis e Kaplan (KUMAR & SAINI, 2010).

3.7.1 – Turbinas Pelton

As turbinas Pelton (Figura 3.4) podem ter eixo vertical ou horizontal e possuem fácil fabricação, instalação e regulação relativamente simples, além de serem empregadas em usinas de grande potência, microusinas, em fazendas, entre outros.

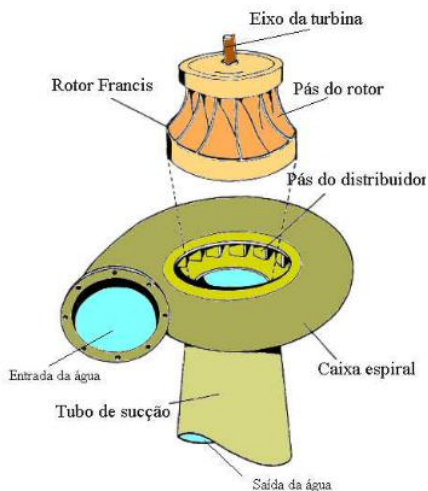
Figura 3.4 – Representação de uma turbina Pelton



3.7.2 – Turbinas Francis

As turbinas Francis são construídas para grandes aproveitamentos podendo ultrapassar a potência unitária de 750 MW. Entre 1930 a 1950 não possuíam rendimentos superiores a 85%. Hoje as grandes máquinas já ultrapassam 92% (OKOT, 2013).

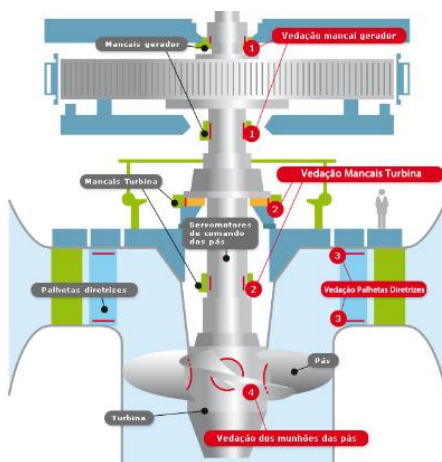
Figura 3.5 - Representação de uma turbina francis



3.7.3 – Turbinas Kaplan

As turbinas Kaplan (Figura 3.6) são adequadas para operar entre 15 e 60 m e com grandes e médias vazões. Têm sido usadas há muito tempo para o processo de geração de energia e suas boas características hidrodinâmicas e energéticas permitem serem operadas em uma ampla gama de descargas e cabeçotes de redes mais baixos (LIU *et al.*, 2015).

Figura 3.6 - Representação de uma turbina kaplan



CAPÍTULO 4 – TÚNEIS EM SISTEMAS METROVIÁRIOS

Assim como na aplicação de geração de energia hidrelétrica descrita no capítulo anterior, visando subsidiar a discussão posterior sobre a utilização de túneis de seção variável em infra-estrutura metroviárias, o presente capítulo inicialmente apresenta as considerações gerais referentes aos sistemas metroviários. Em seguida, discute-se sobre estações metroviárias mencionando a questão ambiental e de segurança, como a ocorrência de incêndios nas estações. Posteriormente, discorre-se sobre a escavação e a construção dos sistemas metroviários. Por fim, são comentados os esforços de tensões e deformações que atuam nos túneis metroviários.

4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

O desenvolvimento dos centros urbanos, a disponibilidade e o custo de terrenos de superfície, resultou na exploração e no desenvolvimento de novos espaços no subsolo (GUO *et al.*, 2013). Dentre as soluções mais eficientes, destaca-se como um dos principais recursos os sistemas metroviários subterrâneos (Figura 4.1).

Figura 4.1 – Túnel do metrô de Seattle



A exploração desses espaços é uma forma eficaz para maximizar e melhor aproveitar os espaços das cidades. Nas últimas décadas, metrô e estacionamentos demonstraram a demanda desses espaços nos centros urbanos em todo o mundo, o rápido desenvolvimento da economia,

aumento da população e melhoria do padrão de vida das pessoas trouxeram muitos problemas urbanos. Na maioria das cidades, há uma enorme demanda de espaços que se opõe às crescentes áreas congestionadas.

O metrô é o modo de transporte público mais eficiente em termos do número de passageiros por dia. Tem como vantagens a grande capacidade de transporte, alta velocidade, baixa poluição, menos ocupação de área, baixo consumo de energia, tráfego fácil e conforto que estão em conformidade com o princípio do desenvolvimento sustentável. Trata-se de um sistema particularmente aplicável para as grandes e médias cidades (CONGLING *et al.*, 2012).

Os sistemas de metrô em todo o mundo foram projetados e construídos durante diferentes períodos de tempo, por meio de diversos métodos de engenharia e técnicas de construção com implicações posteriores como o planejamento de estações e plataformas, a profundidade e a largura de túneis e do tipo de composição de trens utilizado. Outras variáveis como a frequência de composições, atividades de limpeza, manutenção, ventilação e as atividades humanas, como por exemplo o tabagismo, podem influenciar o ambiente local e em especial a qualidade do ar (MIDANDER *et al.*, 2012).

Os sistemas de metrô e os túneis rodoviários permitem alcançar os centros urbanos dentro de um prazo razoável sem afetá-los. Para acessar essas instalações subterrâneas, é necessário conectar a estrutura subterrânea a alguns pontos de interesse na superfície. Esses acessos podem ser sistemas de ventilação, saídas de emergência ou estações de metrô que são enormes, pois possuem espaços para instalações como escadas, elevadores, pontos de venda e instalações de segurança e para passageiros em trânsito. É essencial que essas estações sejam localizadas a uma distância razoável dos principais pontos de demanda de transporte, que tendem a ser no máximo áreas povoadas da cidade (DIAS *et al.*, 2015).

Atualmente são solicitados altos níveis de exigências de segurança, confiabilidade e economia de projetos de engenharia metroviária.

4.2 – TIPOS DE METRÔS

As definições técnicas que fazem parte do projeto de uma linha de metrô são altamente complexas e decorrem de exigências específicas do sistema metroviário e principalmente de aspectos como ocupação do

solo, preservação do meio ambiente e do patrimônio histórico. Portanto condicionam-se as características geológicas, topográficas e geotécnicas, as características do sistema viário, especificações do material rodante e os aspectos legais. A interface do sistema metroviário com o meio urbano é mais evidente nos pátios de manutenção e nas áreas próximas às estações, onde se dá a integração com outros equipamentos de transporte, como terminais e passarelas e com instalações de utilidade pública, como áreas comerciais, praças e jardins.

4.2.1 – Metrô de superfície

As construções em superfície (Figura 4.2) são indicadas para regiões de baixa ocupação, vazios urbanos, faixas previamente garantidas por legislação ou canteiros centrais de avenidas com larguras adequadas. À exceção desses exemplos, pressupõem um grande volume de desapropriações, principalmente junto às estações, o que eleva consideravelmente o custo final.

Figura 4.2 – Ilustração de um metrô de superfície



4.2.2 – Metrô elevado

A construção dos metrôs elevados (Figura 4.3) causa grande impacto à paisagem urbana e desvalorização imobiliária. Quando seu traçado utiliza faixas desocupadas ou avenidas com largura superior a 40 m, os resultados obtidos são melhores, por ter distância razoável dos edifícios, minimizando a propagação de ruídos.

Figura 4.3 - Ilustração de um metrô elevado



4.2.3 – Metrô monorilho

O Metrô de São Paulo, de forma inovadora no Brasil, está implantando, no município de São Paulo, o sistema do Monorilho (Figura 4.5).

Figura 4.4 – Ilustração de um metrô monorilho



Ele possui a mesma qualidade de serviço do metrô subterrâneo e promove diminuição da poluição atmosférica, conforto e rapidez nas viagens, maior integração entre os bairros, melhoria no trânsito, aumento da mobilidade, ampliação dos investimentos da região e geração de novos empregos e novos polos de comércio e serviços, por

outro lado, como ocorre com os metrô elevados, ele causa impacto visual e desvalorização imobiliária.

4.2.4 – Metrô subterrâneo

As linhas subterrâneas de metrô (Figura 4.4) são as mais apropriadas para as áreas densamente ocupadas, proporcionando menor impacto à superfície, menor volume de desapropriações, facilidades para o remanejamento de grandes interferências enterradas, reduzidas interrupções do tráfego e preservação do patrimônio histórico.

Figura 4.5 – Ilustração de um metrô subterrâneo



4.3 –TÚNEIS METROVIÁRIOS

Os túneis subterrâneos são suscetíveis a uma variedade de efeitos que impactam os seus comportamentos mecânicos, sendo que a principal função dos mesmos é proporcionar aos passageiros meios de transporte seguros e confortáveis. Neste caso, o papel da engenharia de túneis é entender os mecanismos e processos de geração de potenciais defeitos, problemas e da degradação funcional dos túneis e fornecer soluções e medidas de manutenção eficaz pode retardar a geração de defeitos e evitar que os mesmos se transformem em falhas estruturais catastróficas (SHI & LI, 2015).

Os sistemas metroviários de estação são caracterizados por possuírem largas seções. Em geral verifica-se que os túneis têm profundidades rasas, grandes extensões (Figura 4.6) e seções grandes. Geralmente, a área transversal de um túnel de estação de metrô é de

aproximadamente 400 m². Para reduzir o impacto da construção de estações de metrô no transporte terrestre, especialmente nas áreas mais movimentadas das zonas urbanas, as estações são frequentemente construídas usando o método da mineração, no qual um túnel da construção é essencial para remover a escória do túnel e para fornecer uma face aberta de trabalho no túnel da estação (LI *et al.*, 2016).

Figura 4.5 – Estação metroviária na cidade do Rio de Janeiro, sujeita a monitoramento de qualidade do ar (ALERJ, 2010)



Liu *et al.*, (2012) apresentaram uma nova abordagem para a construção de estações de metrô baseado no método de escavação com *shields*. Uma característica comum dessas estações de metrô é que todas elas têm grandes seções, portanto o grande espaço é necessário.

No momento, ao construir uma estação de metrô, os processos e tecnologias convencionais não podem ser implementados suavemente devido às restrições causadas pelo ambiente circundante, no entanto, esses problemas podem ser efetivamente resolvidos através da realização da escavação pelo método de *shield*, utilizado para construir uma estação de metrô. Enquanto isso, o período de construção pode ser encurtado significativamente e a qualidade da construção também será melhora, o que definitivamente trará significado prático e econômico (LU, 2007; LI, 2007; LIU *et al.*, 2010).

Na maioria dos casos, a estação é construída antes das linhas de intervalo. Quando o *shield* chega à estação, ela deve ser transferida para o próximo intervalo. O comprimento de escavação economicamente viável de um *shield* é de 5 a 8 km de túneis (LIU *et al.*, 2015).

4.4 – CONSTRUÇÃO

Em projeto de túneis, a capacidade de prever o efeito da escavação e consequentes recalques é um dos desafios mais importantes para túneis rasos, incluindo linhas de metrô urbano. Nesses túneis que são construídos a menos de 20 m da superfície do solo de resistência relativamente baixa, o efeito do arqueamento das tensões é insuficiente e o desenvolvimento das tensões sobre o túnel é maior causando maiores recalques. Análises estatísticas numéricas e experimentais são alguns métodos eficazes na análise da estabilidade do túnel e previsão do assentamento (DARABI *et al.*, 2012).

No que diz respeito aos efeitos mecânicos gerados pela escavação, a redistribuição de tensão causada por escavações de túneis induz movimentos da massa de terras e em última análise, na superfície do solo (SADAGHIANI & DADIZADEH, 2010).

Quando a escavação é realizada em áreas urbanas densamente povoadas é importante controlar os efeitos adversos em estruturas vizinhas. A escavação rasa pode induzir movimentos na superfície do solo que se não controlados, podem causar assentamentos excessivos e deformações na vizinhança.

A construção de um túnel induz movimentos de terra cuja propagação pode ocasionar recalques na superfície, impactando os edifícios e a vizinhança da escavação. Assim, cada vez mais torna-se importante estimar esse problema nas fases de concepção, projeto e construção. De fato, na prática moderna de engenharia, antes de iniciar o projeto de qualquer túnel torna-se fundamental saber o comportamento do solo, o nível de distorção das estruturas e a interação delas com o solo. Ainda assim, previsões e avaliações confiáveis são difíceis de se obter, pois são afetadas por uma variedade de fatores como por exemplo a geologia, a geometria e o método de construção (FU *et al.*, 2014).

Algumas falhas graves na construção de túneis nas últimas décadas resultaram em mortes e em grandes danos materiais. A maioria delas é atribuída a deficiências na gestão de riscos geotécnicos. Consequentemente, a gestão da segurança tornou-se um dos principais problemas nos projetos de túneis de metrô (MA *et al.*, 2013).

Vários colapsos devido à construção do metrô em massas rochosas usando brocas e explosivos têm sido amplamente relatados (BROX & HAGEDORN, 1991; AYDIN *et al.*, 2004). O relatório do Health & Safety Executive (HSE) sobre a segurança dos túneis após as investigações do colapso do túnel Heathrow Express em Londres,

identificou mais de 100 incidentes registrados durante a escavação com o New Austrian Tunneling Method (NATM). Porém, muitos outros acidentes utilizando os métodos de valas a céu aberto (cut-and-cover) (MAGNUS *et al.*, 2005) e o Tunnel Boring Machine (TBM) (LEE & ISHIHARA, 2010, JEBELLI *et al.*, 2010) também foram relatados (HOU *et al.*, 2015).

CAPÍTULO 5 – ESTUDO DE CASOS

Para constituir o estudo de casos da presente tese, neste capítulo serão expostas as duas obras que foram pesquisadas e visitadas ao longo desse estudo pelo autor.

O primeiro caso refere-se ao túnel inclinado de adução para geração da Usina Hidrelétrica Gemeinschaftskraftwerk Inn que está sendo construída na fronteira da Áustria com a Suíça. Já o segundo caso refere-se à situação de encontro entre túnel de via e túnel de estação em um trecho da Linha 5 do Metrô de São Paulo.

5.1 – HIDRELÉTRICA GEMEINSCHAFTSKRAFTWERK INN

A usina hidrelétrica Gemeinschaftskraftwerk Inn (GKI) está sendo construída na fronteira da Áustria com a Suíça pela GKI GmbH com investimento de aproximadamente € 461 milhões que embora seja muito significativo, trará um lucro muito superior.

A energia hidrelétrica tem sido utilizada nesses dois países para a produção de energia limpa no região do *Upper Inn* desde os anos 1950, onde as usinas Pradella-Martina e Prutz-Imst constituem uma "cadeia de usinas".

A construção da GKI iniciou-se em 2014 e quando for concluída em 2018 tornar-se-á uma referência energética e significará um impulso econômico importante para a região na questão de emprego, pois serão empregados 400 profissionais, os municípios locais lucrarão com o imposto de renda adicional, haverá um amplo desenvolvimento industrial, além de proporcionar a autonomia energética desejada há muito tempo.

5.1.1 – Dados básicos

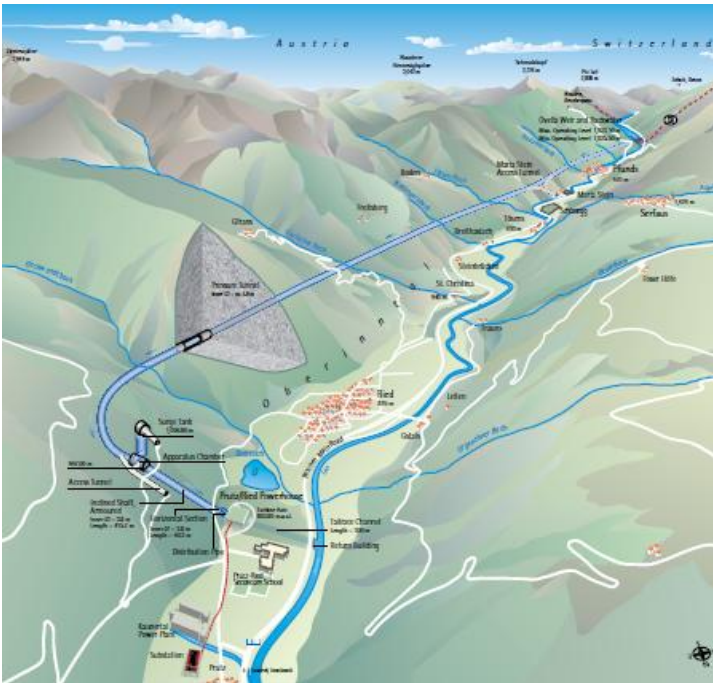
A Gemeinschaftskraftwerk Inn possui como dados básicos:

- Capacidade instalada: 89 MW
- Geração anual: cerca de 414 GWh (sujeito à otimização)
- Fluxo de taxa da geração da usina: máximo de 75 m³ / s
- Superfície da zona de captação de água: 1960 km²
- Volume de Investimento: cerca de € 461 milhões
- Queda bruta: 160,7 m

5.1.2 – Localização

A usina hidrelétrica Gemeinschaftskraftwerk Inn está localizada na região do Alto Inn na fronteira suíço-austriaca, entre o município de Valsot na Suíça e o município de Prutz na Áustria, através de sete municípios na região tirolesa de *Oberes Gericht* (Figura 5.1).

Figura 5.1 – Mapa da Região do Alto Inn (GKI, 2014)



5.1.3 - Características

A configuração da GKI é constituída por vários elementos. Basicamente, ela é formada por uma represa com 15 m de altura para coleta de água na região da fronteira entre as cidades de Martina e Nauders.

A água represada com vazão de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ será transmitida ao longo do túnel de pressão 23,2 km de comprimento. Este túnel termina no eixo de pressão que conduz às turbinas da central elétrica em

Prutz/Ried. A casa de força ali localizada é composta por duas máquinas, cada uma consistindo de uma turbina Francis e um gerador produzindo eletricidade. A água que é usada no processo, em seguida, flui através do canal subterrâneo de volta para o Rio Inn.

A geração de eletricidade em GKI ocorre sem a emissão de poluentes. Essa usina não só usa o potencial disponível de energia hidrelétrica como fonte de energia renovável a fim de gerar eletricidade livre de CO₂, como também reduz a dependência das importações de eletricidade produzida a partir de combustíveis fósseis e nucleares.

Nos meses de verão, o modelo dinâmico de água residual garante um comportamento de drenagem natural do Rio Inn e um volume mínimo de descarga de 10 m³/s. Este modelo especial desenvolvido por especialistas regula a liberação de água residual na represa. O nível de água do Rio Inn perto de St. Moritz na Suíça não será influenciado e será utilizado como referência para o volume de liberação.

A situação atual no Rio Inn, com desvios de vazão de até 1:30 entre o mínimo e a máxima taxa de vazão impede o desenvolvimento positivo da água acumulada entre as cidades Martina e Prutz. Com a estrutura da represa, a GKI absorve este aumento quase que completamente e assegura uma liberação de água constante.

A construção do GKI irá melhorar significativamente a situação dos peixes e dos microorganismos que vivem no Rio Inn, garantindo um mínimo de descarga, de pelo menos 5,5 m³/s nos meses de inverno. Isso permite que os peixes e os micro-organismos desenvolvam-se sem serem perturbados em sua fase de dormência no inverno.

5.1.4 - Composição

O Gemeinschaftskraftwerk Inn consiste de uma represa, de um túnel de pressão e de uma casa de força.

5.1.4.1 – Sistema da Represa

5.1.4.1.1 – Dados básicos

- Comprimento: aproximadamente 2,6 km
- Profundidade da água: máximo de 15 m
- Volumes utilizáveis efetivos: 500.000 m³
- Vazão: máximo de 75 m³/s

5.1.4.1.2 – Descrição

A parte principal da GKI é a represa localizada em Ovella (Figura 5.2) que possui uma turbina adicional que gera 7,84 GWh. A entrada para o túnel de pressão está localizada no lado direito orográfico do sistema da represa. Uma vazão de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ de água para produção de energia elétrica é transmitida a partir da área de remanso ao longo do canal e o eixo inclinado para a casa de força. Durante o inverno e nas semanas anteriores e posteriores é liberado um fluxo constante mínimo aceitável adaptado. Na temporada de verão, o modelo dinâmico de água residual requer a adaptação do fluxo residual para os afluentes naturais do Rio Inn. Esta água também é usada de forma econômica.

A represa é a primeira estrutura criada. O Rio Inn é então dirigido através da represa concluída, a fim de drenar o lado direito orográfico. A entrada do canal, a passagem para os peixes e o prédio de operação são construídos lá e, assim, é concluído o complexo do sistema da represa.

Figura 5.2 – Sistema da represa (GKI, 2014)



Mesmo antes do início da construção, toda a área da represa foi protegida com sete redes de proteção contra queda de rochas, algumas das quais têm um comprimento de até centenas de m. A construção posterior do sistema da represa foi então levada a cabo no "método úmido da construção". Em termos concretos, isto implica o desvio do Rio Inn para seções limitadas, dependendo da fase de construção, a fim de criar "áreas secas" para o trabalho de construção.

5.1.4.2 – Túnel de pressão

5.1.4.2.1 – Dados básicos

- Comprimento: 23,2 km
- Diâmetro do túnel: aproximadamente 5,8 m
- Número de segmentos incorporados: aproximadamente 50000
- Queda bruta: 160,7 km
- Diâmetro do eixo inclinado: 3,8 m

5.1.4.2.2 – Descrição

A finalidade principal do túnel de adução é fluir a água da represa para a casa de força, além de acrescentar carga hidráulica devido à sua inclinação. Este túnel atravessa a montanha no lado direito orográfico do vale com coberturas variando de aproximadamente 130 a 1200 m, dependendo da topografia. Na região da tomada d'água a pressão é limitada e comparável à pressão em uma tubulação de abastecimento de água. Esta pressão aumenta para cerca de 16 bar na queda acentuada e no eixo inclinado reforçado. A água, em seguida, atinge as turbinas na casa de força.

Para a escavação deste túnel será empregado o método Tunnel Boring Machinen (TBM) utilizando as máquina tuneladora ilustrada na Figura 5.3, o que permitirá uma escavação com maior eficiência. No total, cerca de 1 milhão de m³ de rocha serão escavados da montanha.

Figura 5.3 – Tuneladora empregada para o túnel de pressão (Fonte: autor)



Como é usual no procedimento executivo das TBMs, para o revestimento do túnel, serão usados segmentos de concretos (Figura 5.4) produzidos em uma instalação de produção no canteiro de obras.

Figura 5.4 – Segmentos de concreto armado (Fonte: o autor)



5.1.4.3 – Casa de Força

5.1.4.3.1 – Dados básicos

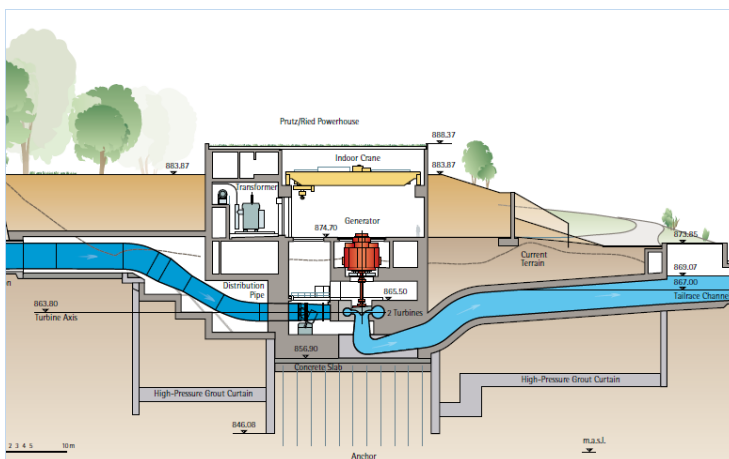
- Capacidade instalada: 89 MW
- Geração anual: aproximadamente 550 GWh
- Queda bruta: 143,5 m

5.1.4.3.2 – Descrição

A casa de força (Figura 5.5) possui duas turbinas Francis que a partir de hidrelétricas geram eletricidade transportada por um cabo subterrâneo para a estação de transformação vizinha da usina de força Kaunertal e de lá ele é ligado à rede pública. Após passar pelas turbinas a água flui ao longo de um canal subterrâneo de volta para o Rio Inn.

A casa de força será apenas parcialmente visível a partir do exterior, já que 4,5 m da edificação estarão acima do nível do terreno circundante. A grande maioria do equipamento técnico como por exemplo as turbinas e geradores ficará instalada no subsolo a uma profundidade de cerca de 26 m. Este tipo de construção oferece a vantagem de causar um mínimo impacto na paisagem e também uma operação com pouco distúrbio no entorno.

Figura 5.5 – Casa de força com duas turbinas Francis (Fonte: GKI, 2014)



Um detalhe interessante da casa de força é o guindaste integrado com uma largura útil de 21 m no hall da máquina. Com a ajuda do guindaste, as turbinas e os geradores, são levantados nas suas ancoragens e retirados para trabalhos de manutenção.

5.1.5 – Produção no canteiro de obras

O canteiro de obras (Figura 5.6) será no município austríaco de Maria Stein e localizado ao lado da entrada do túnel de acesso.

Figura 5.6 – Canteiro de obras no município de Maria Stein (GKI, 2014)



Um total de cerca de 1 milhão de m³ de material será escavado a partir da montanha durante a execução da GKI. Para evitar transportar este material com caminhões, será aplicado um conceito sofisticado de reciclagem e armazenamento.

Uma vantagem adicional é a eficiente redução de poeira resultante do fato de que o material escavado será transportado diretamente a partir dos túneis para a área de armazenamento.

Este material será predominantemente transportado em correias transportadoras (Figura 5.7) do túnel de acesso ao espaço de armazenamento, a fim de minimizar o transporte de máquinas pesadas. Esse moderno sistema é construído de tal forma que ele seja executado silenciosamente durante as operações de construção.

Figura 5.7 – Correias transportadoras do material de escavação (GKI, 2014)



5.1.6– Meio Ambiente

Uma das contribuições muito importantes da GKI está na questão ambiental a partir do momento que ela proporcionará uma redução as emissões de CO₂, devido a menor dependência de geração de energia termoeétrica com queima de combustíveis fósseis ou nucleares.

5.1.6.1 – Proteção ao meio-ambiente

Na saída do local de construção, um sistema pneumático de lavagem também será colocado em prática, a fim de lavar os pneus das máquinas de construção. Graças a estas e outras medidas os requisitos estipulados são preenchidos pela avaliação de impacto ambiental. Um grande número de especialistas e autoridades verificam constantemente

a conformidade com todas as normas e os valores-limite garantindo que o projeto seja implementado.

5.1.6.2 – Melhoramento da Situação Ecológica do Rio Inn

Com a implementação da GKI, a condição ecológica do Rio Inn e suas margens serão melhoradas. Outras otimizações ecológicas do Rio Inn são alcançadas graças às medidas de compensação adicionais e às restaurações ecológicas (Figura 5.8).

Todas as áreas utilizadas durante a construção serão geralmente cobertas com plantas, grama e bosques depois que o projeto for concluído. Diversas medidas irão melhorar o Rio Inn como por exemplo a criação de habitats naturais em Maria Stein ou o alargamento do leito do Rio Inn em vários pontos, onde as margens e as ilhas serão criadas e atuarão como disjuntores de transmissão e a floresta ribeirinha será plantada. A implementação das medidas de compensação, bem como a restauração ecológica será monitorada pela autoridade de supervisão da construção ecológica independente.

Figura 5.8 – Biotipo da região de Maria Stein (GKI, 2014)



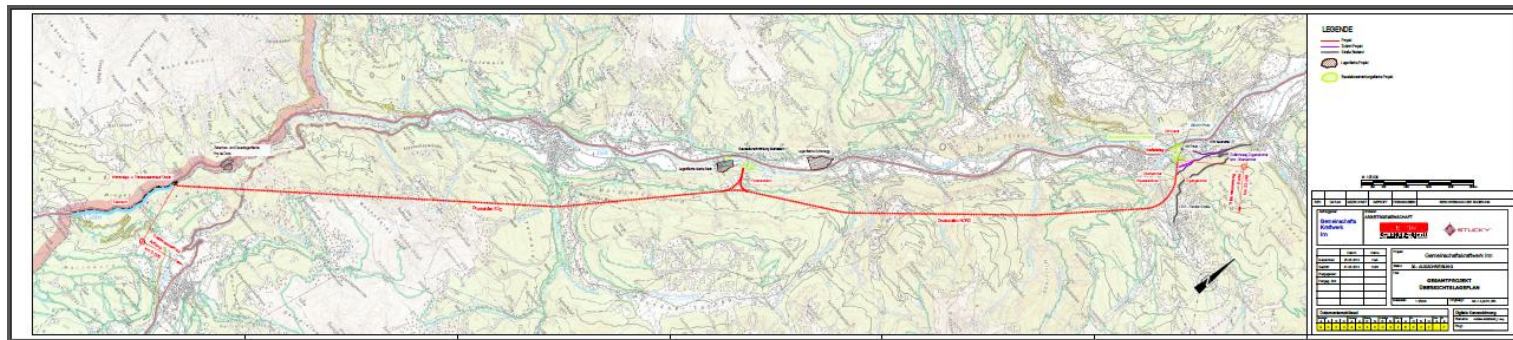
5.1.7 – Planta-baixa, Perfis e Seções da Usina Gemeinschaftskraftwerk Inn

Abaixo estão a visão geral do projeto em 5.1.7.1, as seções transversais do eixo inclinado em 5.1.7.2 e a seção geológica do eixo inclinado em 5.1.8.3.

5.1.7.1 – Visão geral do projeto

A figura 6.9 ilustra o traçado total do projeto. Na extremidade inicial (Km 0,000) no município suíço de Ovella encontra-se a represa. A partir daí inicia-se o túnel de pressão até a extremidade final (Km 23,246) na qual está localizada a casa de força no município austríaco de Prutz.

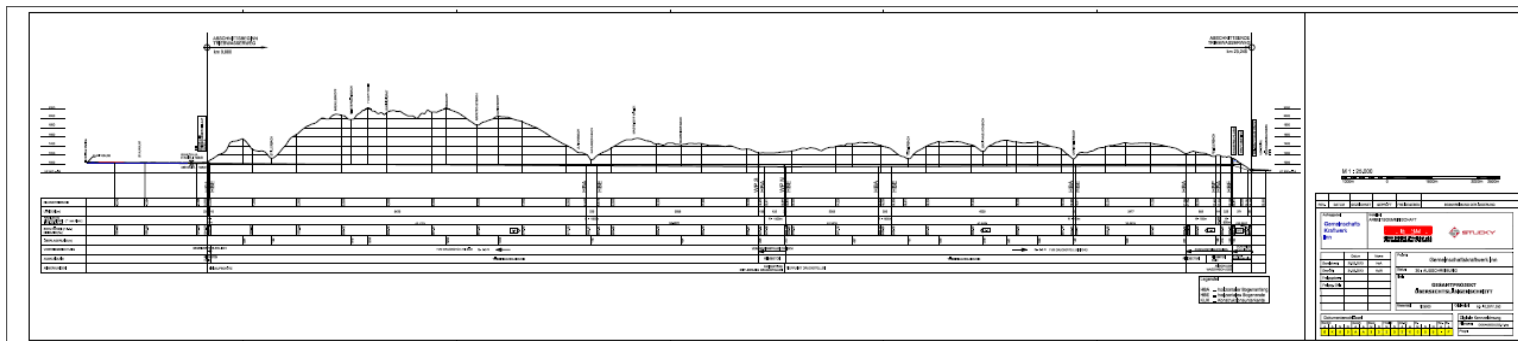
Figura 5.9 – Traçado global do local do projeto (GKI, 2014)



5.1.7.2 – Perfil geotécnico

Na figura 5.10 está ilustrado o perfil geotécnico greide no qual está sendo construída a GKI.

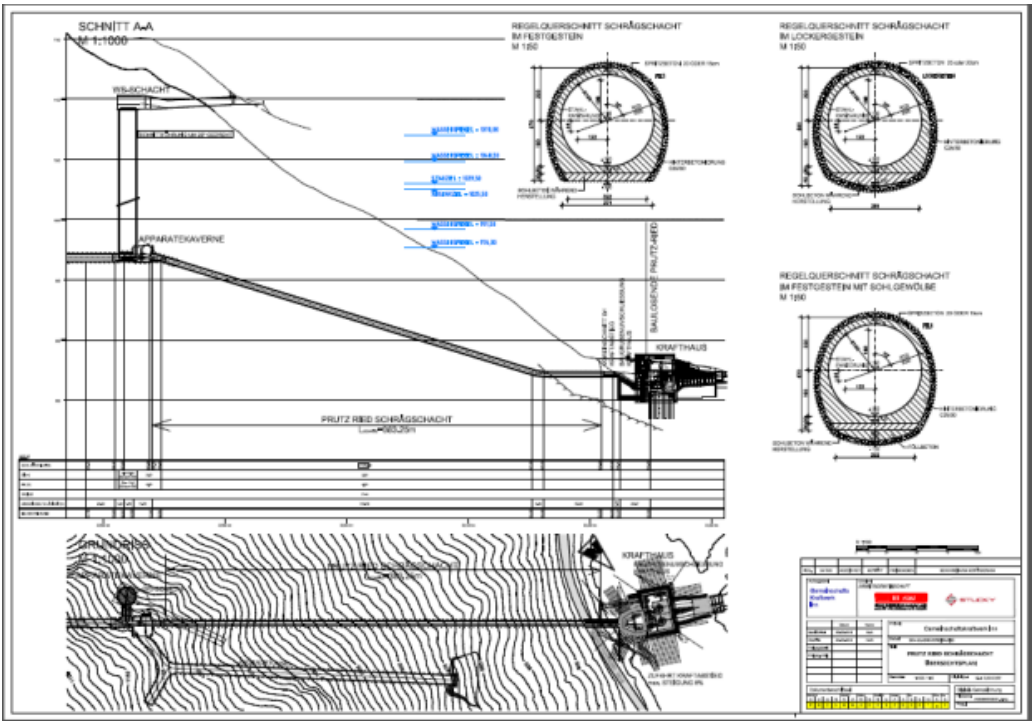
Figura 5.10 – Perfil geotécnico (GKI, 2014)



5.1.7.4 – Conduto forçado

Na figura 5.12 estão ilustrados três cortes transversais do eixo inclinado, o primeiro (no alto a esquerda) está localizado firmemente na rocha, o segundo (no alto a direita) em pedras soltas e o terceiro (abaixo) em rochas fixas com arco invertido. Essa variação de seções só foi possível porque o conduto forçado foi escavado por NATM.

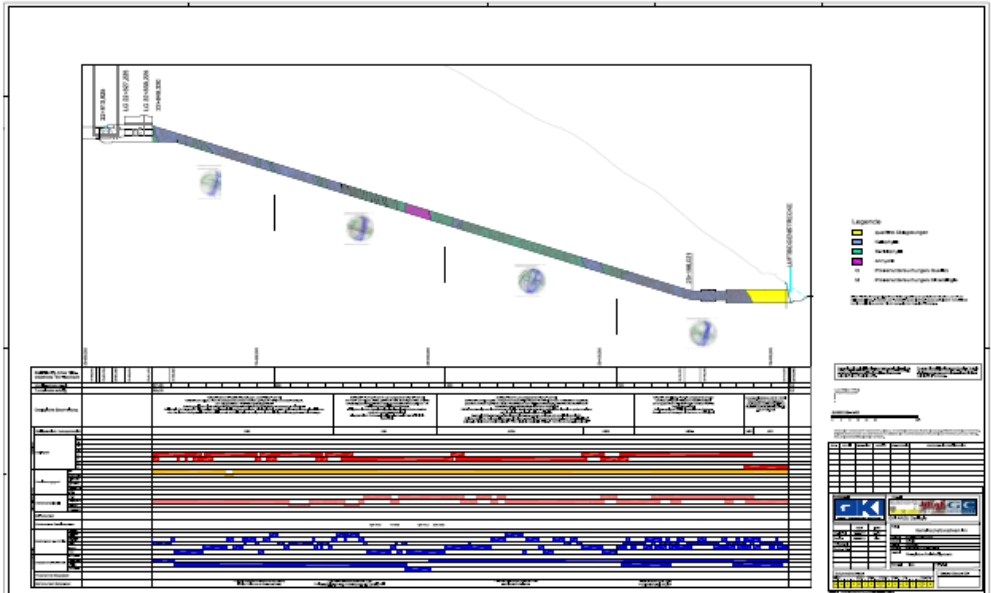
Figura 5.12 – Cortes e topografia do eixo inclinado (GKI, 2014)



5.1.7.5 – Seção geológica do eixo inclinado

Na figura 5.13 está apresentada a descrição geológica dos materiais constituintes do eixo inclinado indicando os minerais, no caso depósitos quaternários, filito calcário, filito de sericita e anidrido, cujas cores estão discriminadas na legenda.

Figura 5.13 – Seção geológica do eixo inclinado



5.2 – METRÔ DE SÃO PAULO

O sistema de transporte metropolitano de São Paulo é coordenado por duas empresas a saber (Figura 5.14):

- Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM): composta por seis linhas, totalizando 92 estações e 258,40 km de rede;
- Companhia do Metropolitano de São Paulo (METRÔ): composta por seis linhas em operação, totalizando 68 estações e 77,40 km de rede e uma em fase de projeto.

Figura 5.14 – Mapa da Rede do Sistema Metroviário de São Paulo



Em 1974, a Linha 1-Azul começou a operar. Depois, em 1979 deu-se o início da operação da Linha 3-Vermelha. Em 1991 foi a vez da Linha 3-Verde entrar em operação. Desde então estas três linhas sofreram expansões com novos trechos e estações.

Mais recentemente, em 2010, foi inaugurado o primeiro trecho da Linha 4-Amarela, a primeira a ser operada em regime de concessão pelo Consórcio Via Quatro. Em 2011 outras quatro estações foram entregues

e a Linha 4-Amarela passou a funcionar entre as Estações Luz e Butantã. Em 2014 foi entregue a Estação Fradique Coutinho. Atualmente, a linha possui 7 estações, 8,9 km de extensão, 14 trens e transportou em 2014, 194 milhões de passageiros.

Em 2014 foi entregue a estação Adolfo Pinheiro da Linha 5-Lilás, ampliando a malha metroviária em 0,9 km.

Em agosto de 2015 teve início a operação comercial do Monotrilho da Linha 15 – Prata, um sistema de transporte inédito no Brasil. Com isso a Malha Metroviária da cidade, incluindo a Linha 4 – Amarela, chegou aos 77,4 km de extensão e 68 estações.

5.2.1 – Demanda

Em 2014 o Metrô de São Paulo foram transportados 1,1 bilhão de passageiros no sistema e ultrapassou a marca de 24,5 bilhões de passageiros transportados desde a sua inauguração em 1974, destacando-se mundialmente pelos resultados obtidos na produção e na qualidade do serviço de transporte público de passageiros sobre trilhos.

5.2.2 – Manutenção

O excelente desempenho do Metrô paulistano deve-se, em grande parte a uma rigorosa política de manutenção predominantemente voltada para as atividades preventivas desenvolvidos e aperfeiçoados durante os mais de trinta anos de operação.

Desde a criação da empresa, o modelo escolhido para a manutenção segue os mesmos padrões da aeronáutica para garantir a máxima confiabilidade e segurança ao novo sistema de transporte.

O Metrô assegura a continuidade e confiabilidade dos seus serviços, garantindo a disponibilidade dos equipamentos, segundo as características originais de projeto, em condições seguras e confiáveis.

5.2.3 – Operação

Para controlar a operação do Metrô, existe o Centro de Controle Operacional (CCO) onde homens controlam e regulam toda a movimentação do sistema com a utilização de moderníssimos computadores. O CCO controla o desempenho e o intervalo entre os trens, além de monitorar a energia do sistema e supervisionar todas as estações e equipamentos da rede.

Os funcionários da sala de controle operacional, auxiliados por painéis eletrônicos, observam o que acontece em cada trecho do Metrô e podem efetuar os ajustes exigidos pelas ocorrências de campo. Qualquer eventualidade é informada por um sistema de rádio e telefonia que liga o CCO ao pessoal operativo das estações, às cabines dos trens, e às torres de controle dos pátios de estacionamentos.

As torres nos pátios do Jabaquara, Tamanduateí, Itaquera e Capão Redondo determinam quais composições devem ser despachadas, obedecendo uma escala de horários. Os operadores assumem seus lugares e aguardam a liberação do pátio para partir.

As atividades realizadas na operação são geralmente conduzidas por um processo totalmente automatizado, chamado Operação Automática dos Trens (OAT) controlada pelos computadores.

5.2.4 - Sistemas

Dentre os sistemas que compõe a estrutura metroviária, além das estações e acessos, destacam-se os telefones, rádios, cabos de transmissão, relógios, equipamentos do sistema de ventilação dos túneis, sistema de alimentação elétrica que fornece energia para movimentar os trens e fazer funcionar todos os demais sistemas, sistema de sinalização que garante de forma automática a segurança da movimentação e a própria condução dos trens e os trens do sistema material rodante.

Tendo como meta primordial a automação plena de suas funções operacionais, o Metrô de São Paulo, desde o início de sua implantação, tem se caracterizado pelo pioneirismo na aplicação do que existe de mais atual em termos de técnicas de automação e equipamentos no âmbito do Transporte Pesado Rápido de Passageiros.

Na busca constante para manter e aprimorar seus padrões de serviço, o Metrô de São Paulo tem se pautado sempre pelo incentivo à tecnologia nacional, estimulando e participando do desenvolvimento de empresas de engenharia e fornecedores de sistemas dentro de padrões de qualidade compatíveis com os oferecidos no mercado internacional.

Essa vocação para o desenvolvimento tecnológico faz do Metrô de São Paulo um polo disseminador no mercado nacional de métodos e processos inovadores de projeto, implantação, operação e manutenção de Sistemas de Transporte de Passageiros e também um referencial de padrão de serviço dentro da comunidade dos metrôs no mundo.

Desde os mais simples aos mais complexos, a estrutura metroviária é composta por diversos sistemas distribuídos por toda a área da estação, junto aos trilhos, nos túneis, nos pátios onde os trens

são estacionados, podendo estar operando de forma isolada ou integrada entre si, porém cada um deles tem sua função específica e por isso mesmo constitui um sistema individualizado.

Há uma série de dispositivos mecânicos, eletrônicos e eletromecânicos distribuídos por toda a área da estação, junto aos trilhos, nos túneis, nos pátios onde os trens são estacionados e recebem manutenção, dentro dos próprios trens e no CCO. Esses dispositivos podem estar operando de forma isolada ou integrada entre si, porém cada um tem sua função específica e por isso mesmo constitui um sistema individualizado.

5.2.5 - Construção

As linhas de metrô têm extensões da ordem de 20 km, atravessando áreas de características físicas diversas e, em muitos trechos, densamente ocupadas. Portanto, dificilmente pode ser feita uma única opção construtiva para todo o traçado. Quase sempre o que ocorre é uma alternância de estruturas, que podem ser ora em superfície, ora elevadas, ora subterrâneas.

Além dos aspectos já citados, essa escolha também está condicionada às técnicas construtivas disponíveis e ao seu custo de implantação. Para linhas subterrâneas, por exemplo, a parte correspondente à obra civil responde por 50% dos investimentos. Assim, procura-se reduzir esses custos adotando uma tecnologia avançada que, além de otimizar os projetos de obra civil, sistemas e equipamentos, proporcione o menor impacto possível na superfície.

5.2.6 - Linhas

5.2.6.1 – Linha 1 (Azul)

A primeira linha de metrô implantada em São Paulo ligava as regiões Sul e Norte (Bairro Santana ao Bairro Jabaquara) e originou-se a partir dos estudos de viabilidade desenvolvidos, no final dos anos sessenta pelo consórcio alemão HMD (*Hochtief-Montreal-Deconsult*). Hoje essa linha possui mais três estações a partir da Estação Santana (Jardim São Paulo – Ayrton Senna, Parada Inglesa e Tucuruvi), ligando a Estações Jabaquara e Tucuruvi.

Os métodos construtivos empregados nas estações foram a VCA e a construção elevada sobre superfície. Na execução dos trechos de

vias, além dos métodos citados, foram utilizadas tuneladoras para implantação de túneis em couraça.

Os projetos apresentam dois partidos arquitetônicos distintos, uma para as estações subterrâneas e outro para as estações elevadas.

5.2.6.2 – Linha 2 (Verde)

Essa linha liga a Estação Vila Prudente à Estação Vila Madalena, tendo como parte de seu trajeto a Avenida Paulista, os conceitos de intervenções praticadas pelo Metrô procuraram reduzir os transtornos ao trânsito local e à circulação de pedestres, bem como impactos ambientais e urbanísticos provocados pelas desapropriações na região de maior valor imobiliário da cidade.

Os métodos construtivos empregados nas estações foram VCA, NATM com trechos onde a técnica de enfilagem foi necessária.

Os projetos arquitetônicos desenvolvidos buscaram adequar as soluções estéticas e formais aos métodos construtivos utilizados, criando espaços funcionais e de grande beleza plástica. A adoção de grandes aberturas desde a superfície e a instalação de grelhas nos passeios, possibilitaram a simplificar o sistema de ventilação com a eliminação das torres de ventilação.

5.2.6.3 - Linha 3 (Vermelha)

A Linha 3 (Vermelha) tem origem na Estação Corinthians-Itaquera e término na Estação Palmeiras-Barra Funda. O método construtivo empregado nas estações foi a VCA.

Tal como a Linha 1, essa linha adotou uma política bastante arrojada para as intervenções urbanas, sua implantação atuou como vetor para a reurbanização da zona leste, resultando no prolongamento da Avenida radial Leste do Tatuapé até Itaquera na canalização dos córregos de obras de infraestrutura e na implantação de creches, escolas e dentro de atendimento comunitário.

Foram realizadas obras de reurbanização nas praças da Sé e República, na Ladeira da Memória, nos largos do Arouche e Santa Cecília, na região central, além da implantação de um grande Terminal Intermodal de Passageiros e do Memorial da América Latina, na Zona Oeste da cidade.

Houve uma efetiva integração entre os ambientes internos das estações subterrâneas e o entorno urbano, mediante o uso de grandes aberturas. A arquitetura aplicada permitiu a redução da quantidade de

torres de ventilação e a necessidade de equipamentos eletromecânicos de insuflação de ar, largamente empregados na Linha 1, implementando-se soluções mais simples e econômicas, criando-se espaços de melhor qualidade e conforto ambiental, como por exemplo nas estações Marechal Deodoro e Santa Cecília.

5.2.6.4 – Linha 4 (Amarela)

A Linha 4 (Amarela) tem seu percurso todo subterrâneo, desde a Estação Luz até a Vila Sônia, constituindo-se em uma rota de integração com as demais linhas metroviárias e com a Linha 9 (Esmeralda) da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos - CPTM.

Integra-se com a Linha 1 na Estação Luz, Linha 2 na Estação Consolação, Linha 3 na Estação República e com a Linha 9 da CPTM na Estação Pinheiros, junto à Marginal Leste do Rio Pinheiros.

Por estar sob o leito de importantes eixos viários da cidade (avenidas Ipiranga, Consolação, Rebouças e Francisco Morato), além de passar sob o Rio Pinheiros, a Linha 4 possui complexas interferências urbanas que são determinantes na escolha dos métodos construtivos adotados para a execução de estações e túneis de via.

Especial atenção foi dada à definição das áreas a serem desapropriadas, visando à redução dos custos sociais e financeiros. Os métodos construtivos empregados na estação da Linha 4 foram a VCA, NATM e TBM.

Um dos princípios arquitetônicos de seis estações foi a adoção de dois poços verticais de ataque à obra da estação como base do método construtivo. Os poços incorporaram escadas fixas e rolantes e elevadores, bem como os dutos necessários ao sistema de exaustão e à passagem dos cabos dos sistemas eletromecânicos, permitindo ainda a ventilação natural dos ambientes subterrâneos das estações. Esses poços foram alocados de maneira a permitir a escavação do corpo da estação através de um túnel de conexão e quando situados sobre as plataformas, a escavação do corpo da estação efetua-se a partir do próprio poço. Terminado o processo de escavação, os poços de ataque à obra são utilizados como espaços de conexão das plataformas com a superfície.

5.2.6.5 – Linha 5 (Lilás)

As estações apresentam diferentes características volumétricas, definidas em função da localização, das necessidades operacionais e do método construtivo empregado.

O método construtivo empregado foi a VCA, utilizado em duas configurações, vala retangular (Estações Borba Gato, Alto da Boa Vista, Ibirapuera, Moema e Servidor) ou múltiplos poços (Estações Adolfo Pinheiro, Brooklin e Campo Belo).

Nas estações construídas por meio da escavação de poços ou vala que se conecta ao corpo da estação por meio de túnel, o projeto arquitetônico utilizou-se do espaço central resultante da escavação do poço ou vala para a implantação dos equipamentos de circulação vertical e a constituição de aberturas nas lajes intermediárias de circulação para prover de iluminação e ventilação naturais aos níveis mais profundos da estação. As estações Vila Clementino, Santa Cruz e Chácara Klabin são exemplos da aplicação destes conceitos.

O trecho entre as estações Adolfo Pinheiro à Chácara Klabin apresentam como principais características arquitetônicas o pleno aproveitamento dos espaços resultantes dos métodos construtivos de escavação empregados, por meio da exploração plástica destes através de aberturas entre os níveis de circulação da estação, que também permitem o máximo aproveitamento da ventilação e iluminação naturais para a manutenção da salubridade dos espaços enterrados e a plena percepção dos espaços públicos que compõem a estação.

O projeto de urbanização e paisagismo entre as estações Adolfo Pinheiro–Chácara Klabin, adota premissas já consolidadas pelo METRO que buscam estabelecer integração adequada com a paisagem do entorno com os projetos arquitetônicos das novas estações.

5.2.6.6 – Linha 15 (Prata)

A Linha 15 (Prata) do Metrô de São Paulo atenderá à população da Zona Leste, de Ipiranga a Cidade Tiradentes.

A implantação desse sistema proporcionará novos investimentos econômicos, desenvolvimento social e melhor alternativa de transporte público para a região, pois ligará áreas de alta densidade populacional com polos em que se concentram um grande número de empregos.

O Monotrilho da Linha 15-Prata irá operar com 58 trens, e sua capacidade de transporte é de 1.000 passageiros por trem. Atenderá a 501.260 passageiros por dia, suprimindo a demanda regional. Ao todo, o Monotrilho da Linha 15-Prata terá 26,6 km de extensão, com 18 estações elevadas instaladas nos canteiros centrais. Os acessos às estações ocorrerão por meio de passarelas, que também servirão de travessia da avenida para pedestres.

Até a conclusão da obra, o Metrô implantará um projeto de paisagismo que inclui arborização sob a via elevada – nas calçadas adjacentes – e integração com áreas verdes do entorno, formando rotores ao longo do percurso. Também serão construídas ciclovias para benefício da população.

5.2.6.7 – Linha 17 (Ouro)

A Linha 17-Ouro faz parte do Plano de Expansão da Rede Metroferroviária da cidade e contribuirá para a melhoria dos sistemas de transporte de São Paulo.

Serão 18 km de extensão, ligando o bairro do Morumbi ao Jabaquara e ao Aeroporto de Congonhas. Estão previstas dezoito estações ao longo do trajeto, sendo quatro delas interligadas com outras linhas do Metrô e da CPTM.

Essa linha se integrará com a Linha 1 (Azul) na Estação Jabaquara, Linha 4 (Amarela) na Estação São Paulo – Morumbi e Linha 5 (Lilás) na Estação Campo Belo.

CAPÍTULO 6 – SISTEMA HIDRELÉTRICO

Neste capítulo será apresentado um estudo geotécnico baseado em análise de elementos finitos tridimensionais, com a utilização do software Midas GTS em duas situações. A primeira considerando o modelo original da Usina Gemeinschaftskraftwerk Inn (GKI) e a segunda um modelo alternativo com uma configuração de túneis com seção transversal variável e bifurcação.

A primeira situação considera o modelo original da Usina GKI, na qual o túnel adutor possui seção constante de 5,00 m. O trecho inclinado foi escavado pelo método TBM e o trecho horizontal pelo método NATM. Além disso ela possui uma casa de máquinas externa na qual estão localizadas duas turbinas Francis.

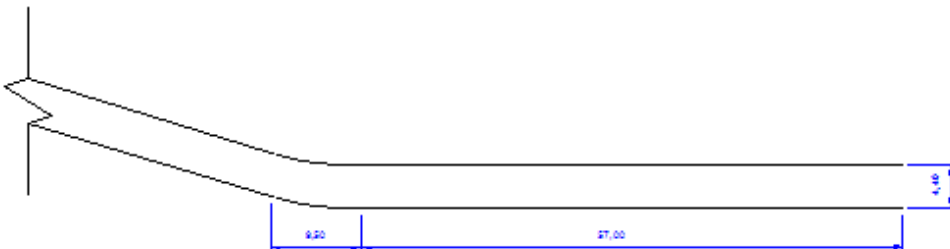
A segunda situação trata do modelo proposto caracterizado por apresentar o trecho inclinado idêntico ao modelo original mas com uma significativa modificação no trecho horizontal. Neste há uma ramificação (bifurcação) da seção existente em dois túneis de seção constante de 2,50 m. Estes dois túneis conectam-se a dois poços verticais onde em cada qual estarão localizadas as turbinas Francis. No interior dos poços, após a geração de energia, a água dirige-se ao Rio Inn no interior de túneis de seção constante também igual a 2,50 m.

Além das análises, será apresentada uma relação de custos entre os dois modelos onde no original as turbinas Francis estão localizadas em uma casa de força externa e no proposto elas estão dentro dos poços.

6.1 – ANÁLISE DO MODELO ORIGINAL

A Figura 6.1 ilustra o perfil longitudinal do modelo original e os perfil longitudinal e vista superior do modelo proposto.

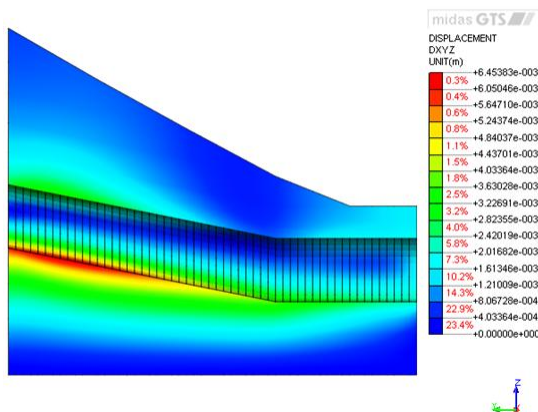
Figura 6.1 - Perfil longitudinal do “modelo original”



6.1.1 – Deslocamentos

A Figura 6.2 apresenta os deslocamentos verticais observados no modelo original.

Figura 6.2 – Deslocamentos totais da GKI com seção original



Em geral, verifica-se que o nível de deslocamentos ao longo da parte superior de toda a extensão do túnel adutor foi relativamente baixo. Por outro lado, verificou-se deslocamentos um pouco mais acentuados na parte inferior do trecho inclinado do túnel.

Na maior parte do modelo, os deslocamentos no túnel forneceram resultados relativamente baixos, variando entre $4,034 \times 10^{-4}$ m e $2,823 \times 10^{-3}$ m. No trecho mais crítico obteve-se um resultado máximo para os deslocamentos de $6,454 \times 10^{-3}$ m.

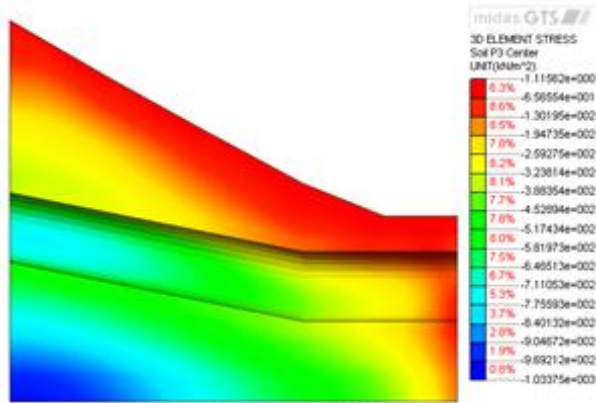
Pode-se concluir que os deslocamentos estão em níveis relativamente baixo não apresentando níveis críticos.

6.1.2 – Tensões

Os resultados da análise de tensões no modelo numérico da configuração original da Usina GKI serão apresentados para o caso mais representativo das tensões principais máximas.

A Figura 6.3 apresenta o resultado para as tensões principais observadas no modelo original.

Figura 6.3 – Tensões em P3 da GKI com seção original



Os resultados obtidos acima demonstram que as tensões máximas no maciço têm variação praticamente linear e paralela à face do talude da superfície. Há apenas uma região de incremento do nível das tensões na parte inicial do túnel inclinado do modelo. No geral, não foram verificados fortes gradientes ou concentração de tensões em torno do túnel adutor.

6.2 – ANÁLISE DO MODELO PROPOSTO

A proposta da pesquisa no âmbito hidrelétrico é buscar uma alternativa que aumente a segurança e diminua os custos da construção, além de diminuir o impacto ambiental.

Tudo isso é conseguido deslocando o sistema de geração de energia hidrelétrica localizado na casa de máquinas composto por duas turbinas Francis para o interior do maciço no qual estarão presentes dois poços, cada qual com uma turbina.

No modelo proposto, a mudança de seção ocorrerá a partir de 2,00 m do início do trecho horizontal, onde a geometria do túnel inicia uma bifurcação ao longo de 7,50 m até ser ramificado e dividido em dois túneis de seção variável e circular com diâmetro final de 2,50 m. Esses dois novos túneis irão se prolongar ao longo de 9,50 m até chegarem em dois poços verticais de 8,00 m de diâmetro que exercem o papel de duas casas de força alojadas no maciço rochoso, cada uma delas com uma turbina Francis.

Após a geração de energia hidrelétrica nas turbinas, a água sairá das casas de força internas e escoará por meio de dois túneis horizontais com seção de diâmetro de 2,50 m e com 30,00 m de comprimento em direção ao Rio Inn.

As figuras 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7 ilustram respectivamente do modelo proposto sua vista superior, perfil longitudinal e seus perfis transversais, o primeiro atravessando os poços e o segundo os 9,50 m finais do trecho inclinado e os 2,00 m iniciais do trecho horizontal.

Figura 6.4 – Vista superior do modelo proposto

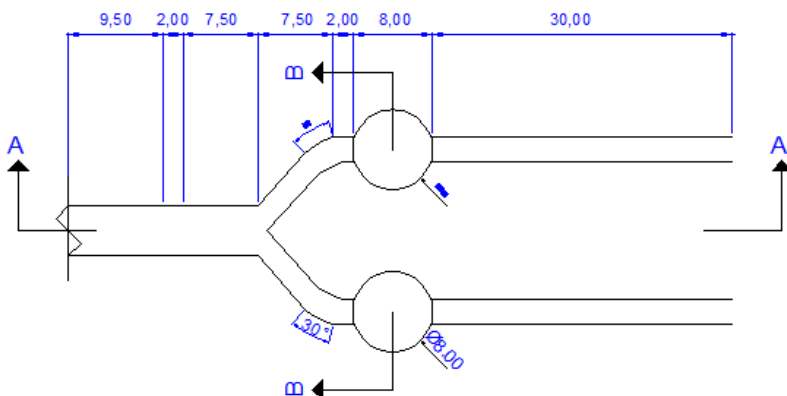


Figura 6.5 - Perfil longitudinal do modelo proposto

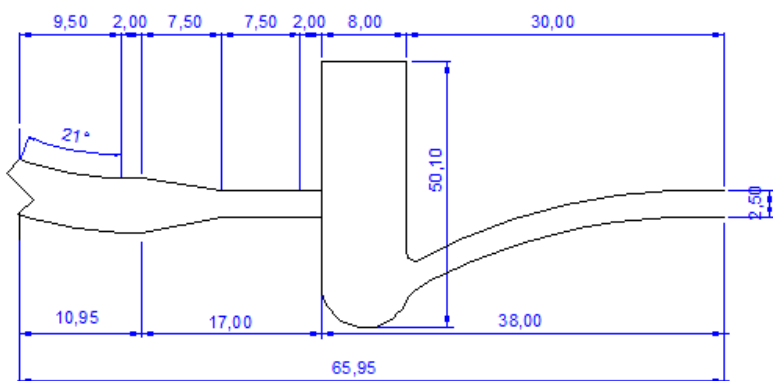


Figura 6.6 – Perfil transversal A-A do “modelo proposto”

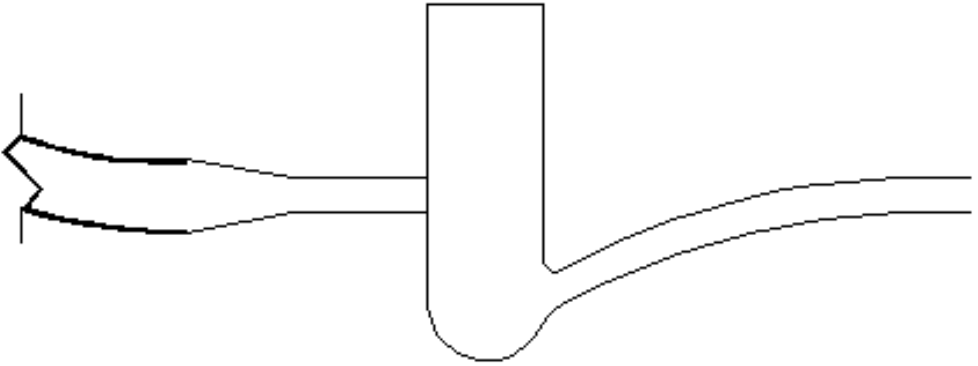
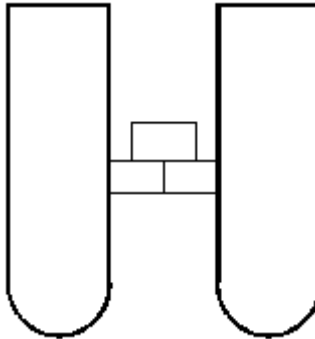


Figura 6.7 – Perfil transversal B-B do “modelo proposto”



Devido à complexidade geométrica do modelo proposto, principalmente na região da bifurcação, na análise apresentada considerou-se que os materiais geotécnicos (solos e maciços rochosos) são regidos pelo modelo constitutivo linear elástico. Apesar de mais simples, este modelo simplificado permite a obtenção de resultados representativos do comportamento mecânico da solução proposta.

A geologia do terreno onde foram realizadas as escavações da usina estudada caracteriza-se por ser um maciço de rocha migmatito de módulo de elasticidade de 200000 KN/m^2 , coeficiente de Poisson $0,30$ e peso específico 24 KN/m^3 .

A modelagem considerou a escavação sequencial dos túneis em avanços de 1 m com posterior aplicação de revestimento com concreto projetado com espessura de 20 cm.

A modelagem numérica foi elaborada com elementos finitos tridimensionais para representar o maciço e elementos finitos de casca para representar o revestimento de concreto projetado. A simulação foi toda realizada utilizando o software Midas GTS.

Devido à simetria, apenas metade do modelo foi representada, aplicando condições de contorno de restrição horizontal dos deslocamentos ao longo do plano de simetria. A malha de elementos finitos obtida, pode ser visualizada em diversas posições nas figuras 6.8 a 6.14. O modelo é relativamente denso, possuindo 40.082 elementos tridimensionais e 1.490 elementos de casca.

Figura 6.8 – Malha representando metade do modelo (simetria)

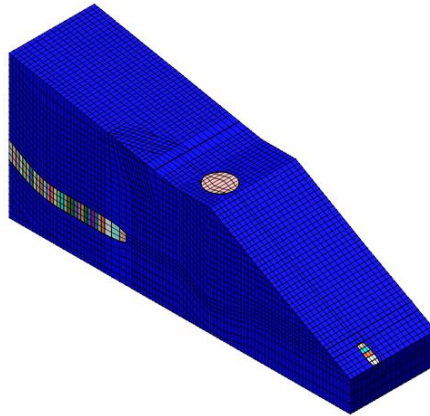


Figura 6.9 – Vista lateral da malha do modelo

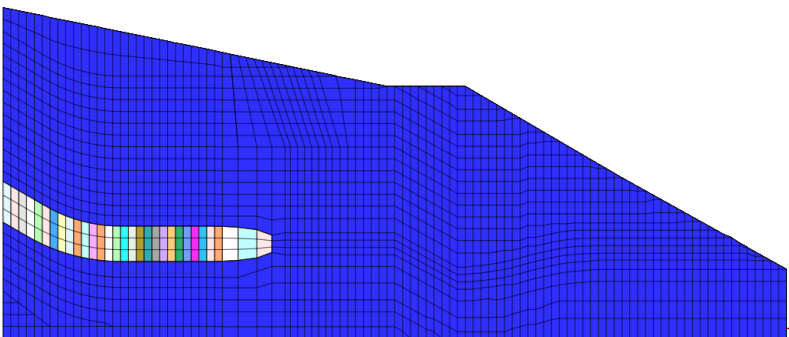


Figura 6.10 - Vista da malha da superfície dos túneis e poços verticais (casca)

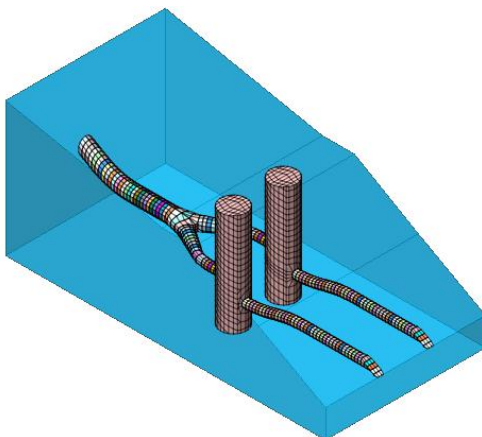


Figura 6.11 – Detalhe da malha na bifurcação

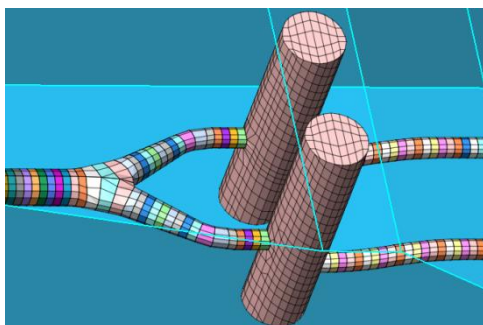
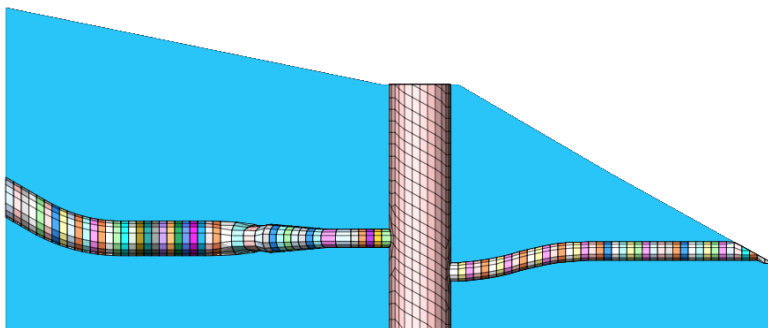


Figura 6.12 - Vista da malha com o estreitamento da seção após a bifurcação



Figuras 6.13 - Vistas frontal e de fundo da malha

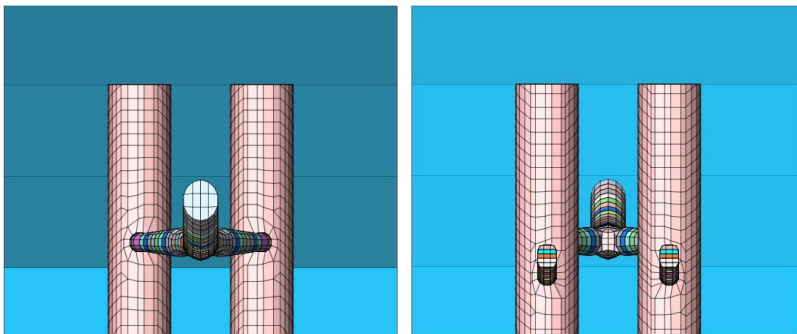
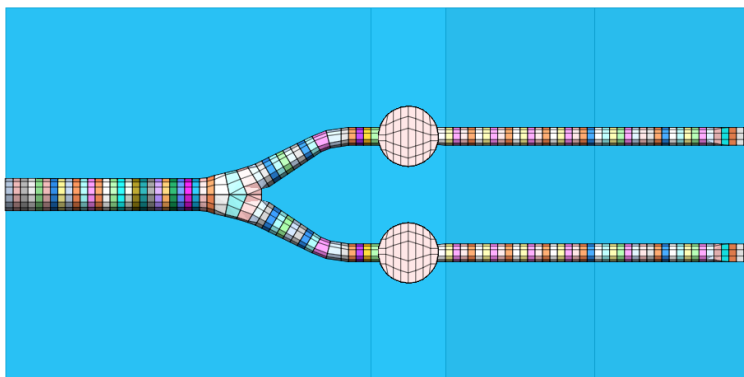
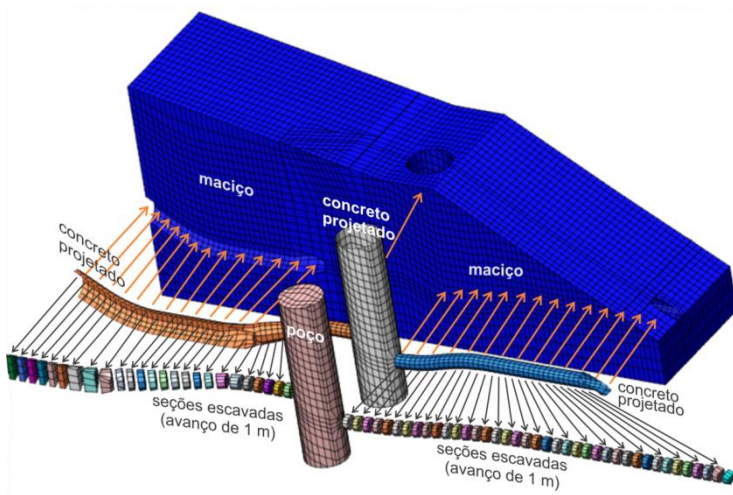


Figura 6.14 - Vista superior da malha



Para melhor representar a situação real, o modelo criado permite simular a escavação sequencial e a simultânea aplicação do concreto projetado. Para tanto, os túneis foram divididos em 100 fatias de 1 m de espessura, sendo cada uma das fatias removidas de forma sequencial, representando a escavação da frente de 1 em 1 metro. Após a remoção de cada fatia, no passo subsequente da análise é acrescentada ao modelo a respectiva camada de revestimento com os elementos de casca representando o concreto projetado com espessura de 20 cm. A Figura 6.15 ilustra as características da escavação sequencial do modelo.

Figura 6.15 - Representação esquemática da escavação sequencial.

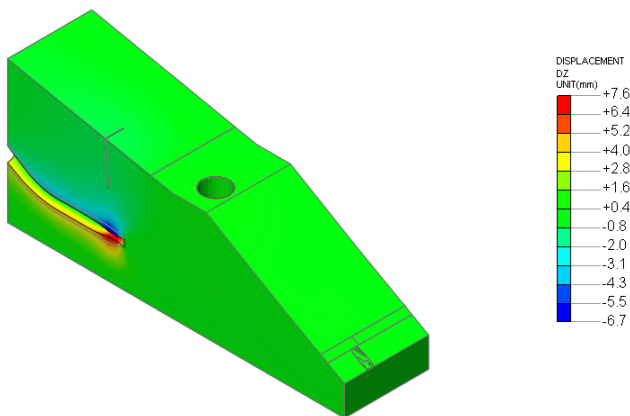


A seguir, serão apresentados os resultados obtidos ao final da simulação para o "modelo proposto".

6.3.1 – Deslocamentos

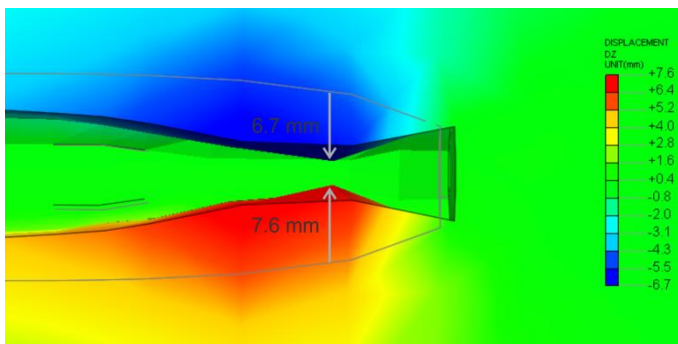
A Figura 6.16 apresenta os deslocamentos verticais observados no modelo proposto.

Figura 6.16 – Deslocamentos no modelo proposto



Em geral, verifica-se um nível baixo de deslocamentos em todo o modelo. A única região onde verificou-se deslocamentos um pouco mais acentuados foi ao redor do trecho onde inicia-se a bifurcação do túnel. Conforme a Figura 6.17 ilustra, os deslocamentos máximos do túnel na região da bifurcação foram de 6.7 mm (para baixo) no topo e de 7.6 mm (para cima) na base. Assim, tem-se que no trecho mais crítico obteve-se uma diminuição na altura do túnel de 14.3 mm.

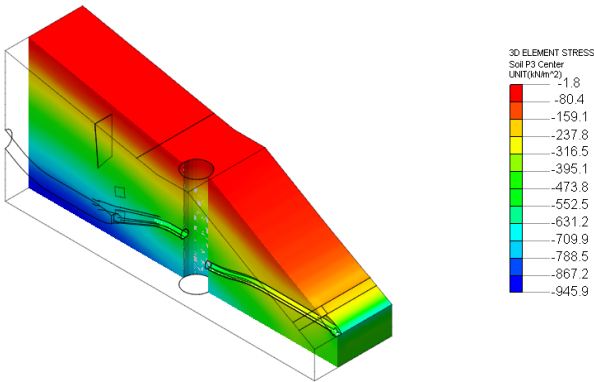
Figura 6.17 – Detalhe dos deslocamentos máximos na região da bifurcação



6.3.2 – Tensões

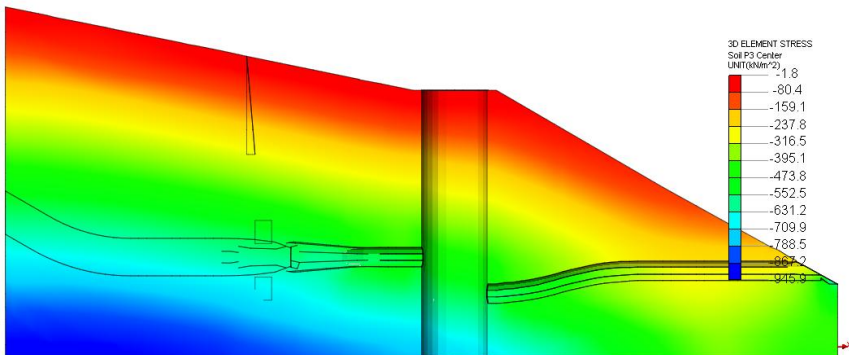
A Figura 6.18 apresenta uma visão geral do resultado para as tensões principais observadas no modelo proposto. Como pode ser verificado, em praticamente todo o modelo as tensões apresentaram uma distribuição suave não sendo observado fortes gradientes ou regiões com concentração de tensões.

Figura 6.18 – Tensões P3 no entorno dos túneis e no poço vertical



A Figura 6.19 mostra mais detalhes das tensões principais máximas (P3), onde verifica-se a distribuição suave das tensões.

Figura 6.19 – Tensões P3 no entorno dos túneis e no poço vertical



As Figuras 6.20 a 6.23 ilustram o comportamento das tensões no entorno da região da bifurcação.

Conforme as Figuras 6.20 e 6.21 ilustram, as tensões no entorno da bifurcação chegam a sofrer uma redução, indicando a boa estabilidade e segurança da solução proposta.

Figura 6.20 – Tensões P3 no entorno da bifurcação do modelo proposto

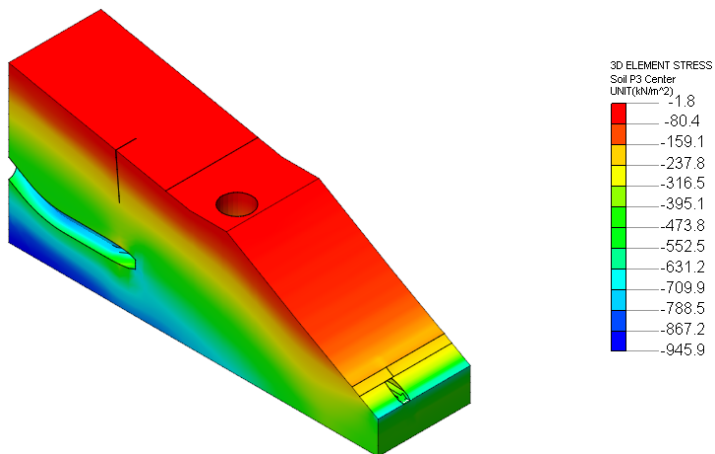
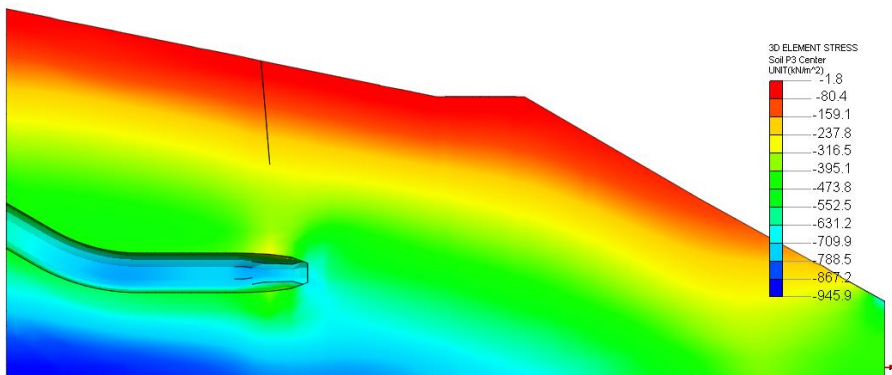
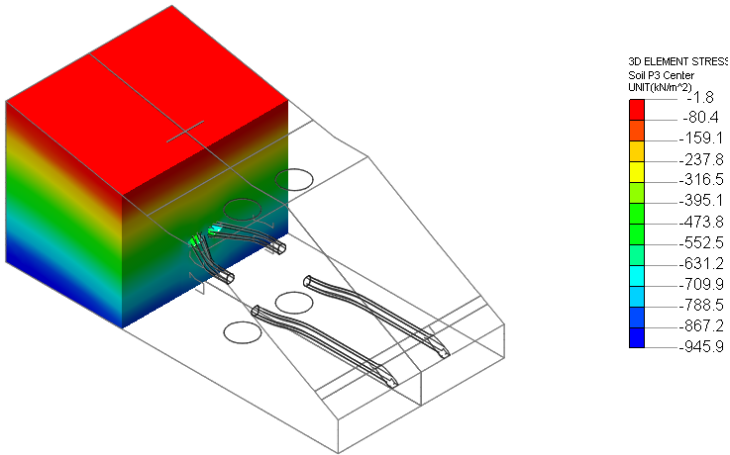


Figura 6.21 – Vista lateral da distribuição das tensões P3 no entorno da bifurcação do modelo proposto



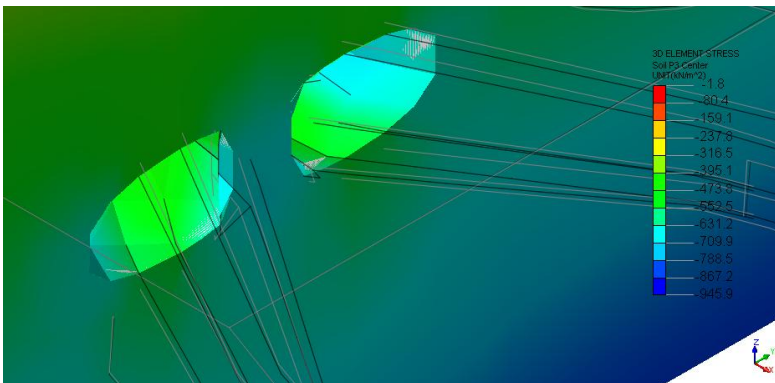
Por fim, a Figura 6.22 ilustra um corte transversal na região logo após a bifurcação no início dos dois túneis ramificados. Neste caso, o modelo indicou um comportamento bastante estável, onde não se verificou qualquer distúrbio nas tensões principais.

Figura 6.22 – Tensões P3 no entorno dos túneis ramificados



Por fim, a Figura 6.23 apresenta em mais detalhes a região específica do entorno dos túneis ramificados, onde verifica-se que praticamente não há distúrbios nas tensões principais P3

Figura 6.23 – Detalhe das Tensões P3 no entorno da ramificação



6.3 – CUSTOS

Estima-se que os custos com o modelo proposto serão menores do que o modelo original devido aos seguintes fatores:

- O sistema de geração de energia estando localizado no interior do maciço permite barateamento da construção pois sua segurança provém do próprio maciço enquanto há encarecimento na construção das casas de máquinas externas porque exigem fundações profundas ou especiais;

- O custo de volume de concreto em ambas as situações.

As dimensões da casa de máquinas são 25m x 35m x 31,47m e de cada poço diâmetro de 8m e 50,10m. Considerando-se que os revestimentos são iguais com espessura de 20cm obtém-se:

Modelo original (casa de máquinas)

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= 25\text{m} \cdot 35\text{m} \cdot 31,47\text{m} = 27536,25 \text{ m}^3 \\V_{s/\text{rev}} &= 24,60\text{m} \cdot 34,60\text{m} \cdot 31,07\text{m} = 26445,54 \text{ m}^3 \\V_{\text{orig}} &= 27536,25 \text{ m}^3 - 26445,54 \text{ m}^3 = 1090,71 \text{ m}^3 \\V_{\text{orig}} &= 1151,0 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Modelo proposto (dois poços)

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= 2 \cdot \{[\pi \cdot (8^2/4)] \cdot 50,10\text{m}\} = 5036,60\text{m}^3 \\V_{s/\text{rev}} &= 2 \cdot \{[\pi \cdot (7,6^2/4)] \cdot 49,70\text{m}\} = 4749,69\text{m}^3 \\V_{\text{prop}} &= 5036,60\text{m}^3 - 4509,24\text{m}^3 = 527,36 \text{ m}^3 \\V_{\text{prop}} &= 527,36 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Relação (modelo proposto) / (modelo original)

$$\begin{aligned}R_{\text{prop}/\text{orig}} &= 527,36 \text{ m}^3 / 1090,71 \text{ m}^3 \\R_{\text{prop}/\text{orig}} &= 0,4835\end{aligned}$$

Logo, em termos de volume de concreto, o modelo proposto consome 48,35% comparado ao modelo original.

CAPÍTULO 7 – SISTEMA METROVIÁRIO

Neste capítulo também é apresentado um estudo geotécnico baseado em análise de elementos finitos tridimensionais, com a utilização do software Midas GTS para analisar o resultado de tensões principais e deslocamentos na vizinhança da região de transição dos túneis em duas situações. Porém, dessa vez a análise é aplicada em um sistema metroviário, mais especificamente considerou-se a geometria de um caso real verificado na linha 5 do Metrô de São Paulo, construído com variação brusca entre os “túneis de via” e as estações. Serão apresentadas duas alternativas para interseção entre "túneis de via" e "túneis de estação". A primeira alternativa é o modelo original caracterizada pela mudança brusca de seção entre o "túnel de estação" e o "túnel de via", enquanto que a segunda alternativa é o modelo proposto caracterizado pela transição variável da seção entre os dois tipos de túneis.

7.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os dois túneis que serão estudados referem-se ao túnel da Estação Hospital São Paulo que possui 136 m e o “túnel de via” com 665 m que liga a mesma ao túnel da Estação Santa Cruz, ambas integrantes da Linha 5 (Lilás) do METRÔ de São Paulo.

Para fins de projeto foi adotado para o estudo apenas os 50 m finais da Estação Hospital São Paulo e os 50 m iniciais do “túnel de via” que liga esta estação à Estação Santa Cruz por entender ser o necessário para atender o objetivo da pesquisa.

No modelo proposto de transição variável, o ângulo de 170° adotado teve como motivo buscar uma maior suavidade dos esforços. As Figuras 7.1 a 7.4 ilustram o trecho a ser estudado apresentando dois tipos de modelos.

A Figura 7.1 ilustra o modelo original no qual há a mudança brusca de seção entre os dois túneis cuja diferença entre ambas as seções é de 6,0 m.

Já as figuras 7.2, 7.3 e 7.4a e 7.4b, respectivamente demonstram a vista superior, o perfil longitudinal e os dois perfis transversais do modelo proposto.

Em posse dos parâmetros geotécnicos do terreno existente no local onde será realizado o estudo e tendo elaborado o projeto, faz-se então as modelagens numéricas para se obter os esforços.

Figura 7.1 - Perfil longitudinal do modelo original

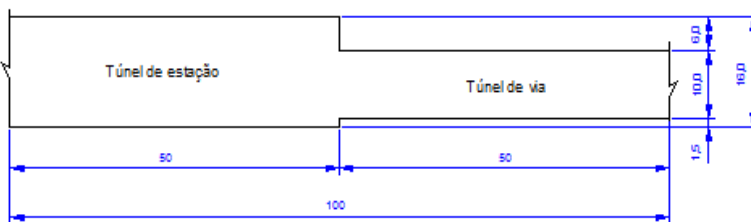


Figura 7.2 – Vista superior do modelo proposto

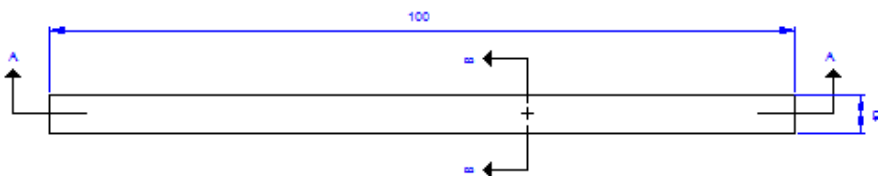


Figura 7.3 - Perfil longitudinal do modelo proposto

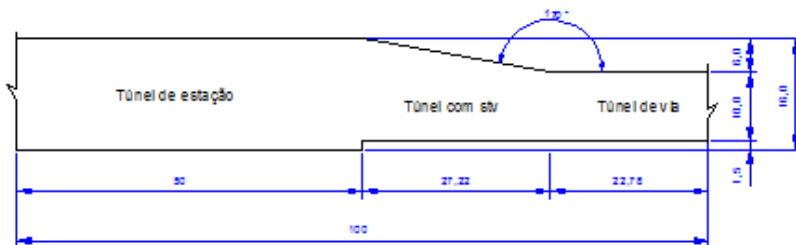


Figura 7.4 – a) Perfil transversal A-A; b) Perfil transversal B-B



7.2 - FORMAÇÃO DA MALHA

Nos modelos numéricos elaborados, considerou-se que os materiais geotécnicos são regidos pelo modelo elasto-plástico, com o

critério de Mohr-Coulomb para definir o limite de plastificação. A ruptura é considerada sendo perfeitamente plástica e governada pela coesão e pelo ângulo de atrito (Potts *et al.*, 2002).

Para os revestimentos dos túneis considerou-se o modelo elasto-plástico e o critério de Mohr-Coulomb, porém verifica-se que como as sollicitações de trabalho destas estruturas são relativamente baixas, elas trabalham praticamente sob regime linear elástico.

Os materiais geológicos do terreno nos quais foram realizadas as escavações do trecho da Linha 5 do METRÔ estudado foram respectivamente uma argila siltosa, pouco arenosa, porosa, de consistência mole a média, vermelha e amarela (3Ag_{p1}); uma areia fina a média, argilosa, medianamente compacta a compacta, amarela e vermelha (3Ar₁); e uma argila siltosa pouco arenosa medianamente plástica a plástica, rija a dura, cinza esverdeada (4Ag₁).

As propriedades de Módulo de Elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito interno (ϕ), peso específico (γ) e peso específico saturado (γ') dos materiais encontram-se especificados na tabela abaixo:

Tabela 7.1 - Propriedades dos solos estudados

Material	E (KN/m ²)	ν	c (KN/m ²)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)
3Ag _{p1}	77150	0,25	70	30	22	12
3Ar ₁	52300	0.25	55	33	24	12
4Ag ₁	94300	0,25	150	40	24	14

A modelagem da escavação sequencial considerou passos de avanço de 1,0 m no túnel de estação e de 0,5 m no túnel de via. O revestimento dos túneis foi realizado com concreto, sendo que o “túnel de via” tem espessura de 30 cm enquanto que o túnel de estação tem espessura de 75 cm.

A modelagem numérica foi elaborada com elementos finitos tridimensionais, utilizando o software Midas GTS. A malha de Elementos Finitos obtida possui 24212 elementos, que pode ser visualizada em perspectiva, vista lateral e vista frontal nas Figuras 7.3, 7.4 e 7.5, respectivamente. Nessas figuras, a camada laranja representa a argila siltosa 3Ag_{p1}; a camada amarela a areia fina a média argilosa 3Ar₁; e a camada azul a argila siltosa pouco arenosa 4Ag₁. Os túneis de estação e de via estão representados em cinza.

Figura 7.5 - Vista em perspectiva da malha

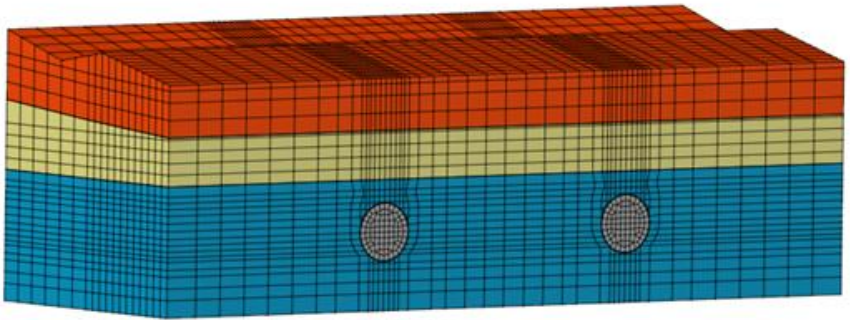


Figura 7.6 - Vista lateral da malha com detalhe da escavação

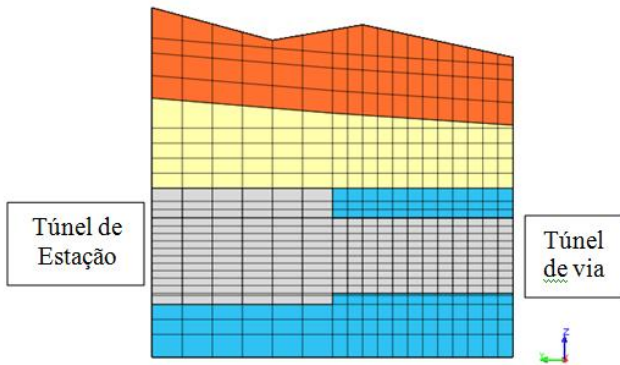
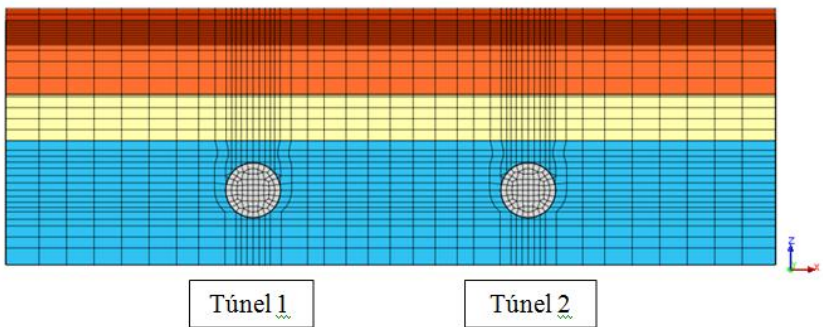


Figura 7.7 - Vista frontal da malha do modelo sob estudo



7.3 - ESFORÇOS

7.3.1 - Deslocamentos

As Figuras 7.6 e 7.7 apresentam os deslocamentos verticais observados no "modelo original" e no "modelo proposto", respectivamente, após a simulação da escavação sequencial dos túneis de via e de estação.

Figura 7.8 - Deslocamentos verticais no modelo original

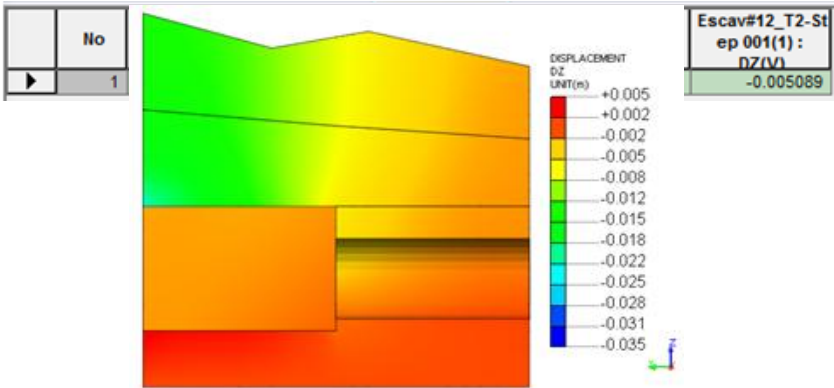
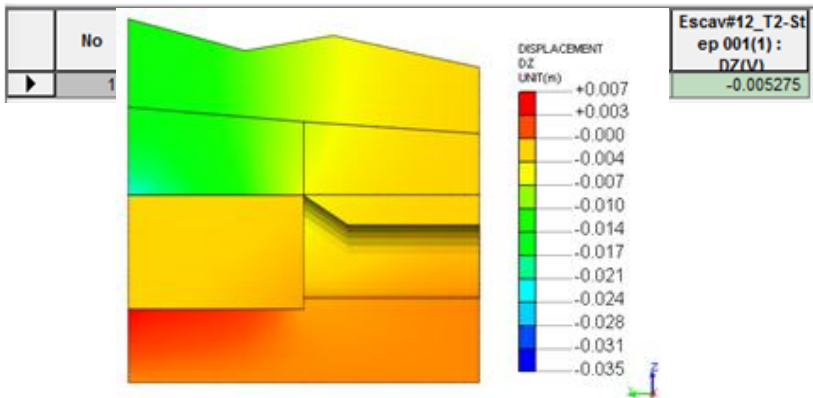


Figura 7.9 - Deslocamentos verticais no modelo proposto



7.3.2 – Tensões Principais

Os resultados da análise de tensões nos modelos numéricos simulados serão apresentados separadamente para as componentes de tensões principais P1 (máxima), P2 (intermediária) e P3 (mínima).

7.3.2.1 – Tensões Principais Maiores (P1)

As Figuras 7.8 e 7.9 apresentam os resultados para as tensões principais P1 observados no modelo original e no modelo proposto, respectivamente, após a simulação da escavação seqüencial.

Figura 7.10 - Tensões principais P1 no modelo original

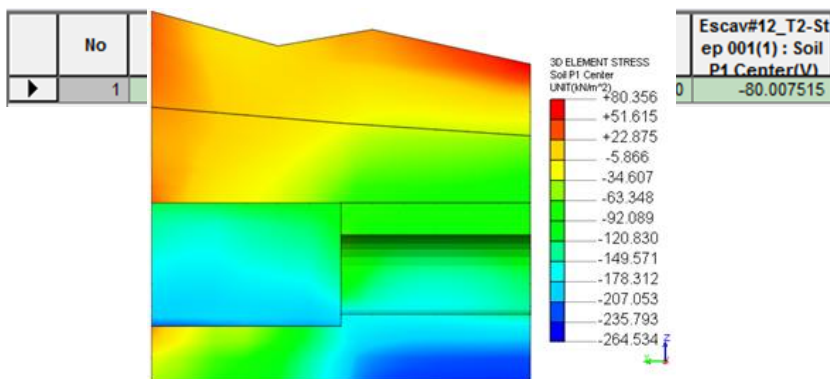
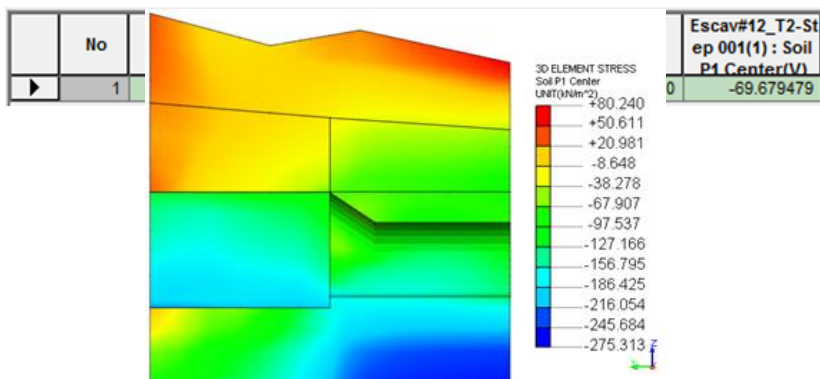


Figura 7.11 - Tensões principais P1 no modelo proposto



7.3.2.2 – Tensões Principais Intermediárias (P2)

As Figuras 7.10 e 7.11 apresentam os resultados para as tensões principais P2 observados no "modelo original" e no "modelo proposto", respectivamente, após a simulação da escavação sequencial dos túneis de via e de estação.

Figura 7.12 - Tensões principais P2 no modelo original

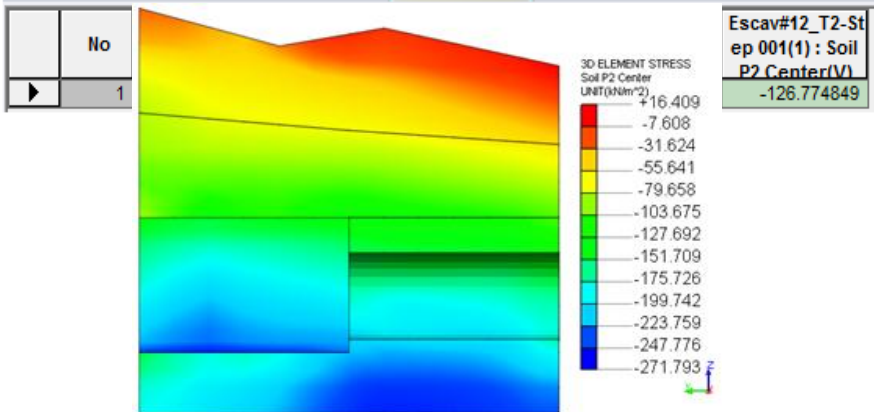
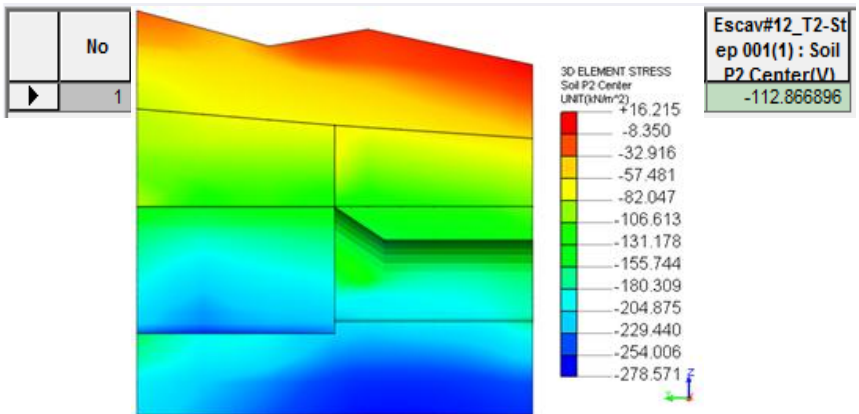


Figura 7.13 - Tensões principais P2 no modelo proposto



7.3.2.3 – Tensões Principais Menores (P3)

As Figuras 7.12 e 7.13 apresentam os resultados para as tensões principais P3 observados no "modelo original" e no "modelo proposto", respectivamente, após a simulação da escavação sequencial dos túneis de via e de estação.

Figura 7.14 - Tensões principais P3 no modelo original

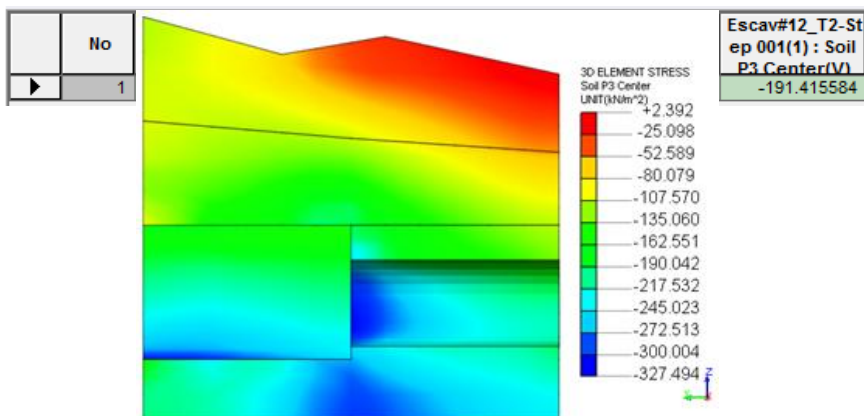
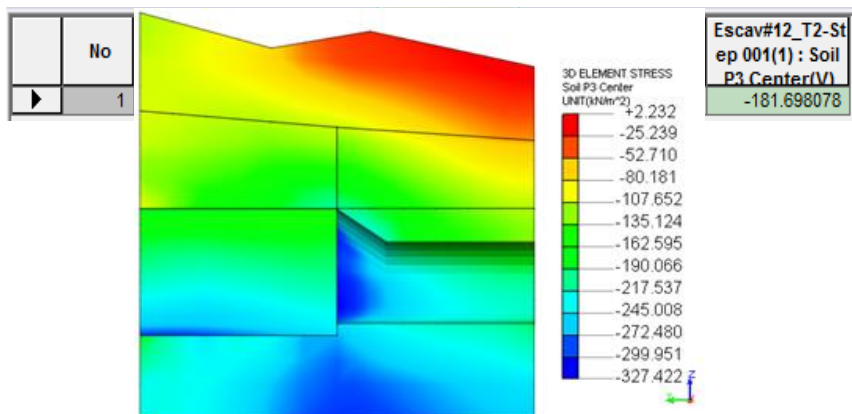


Figura 7.15 - Tensões principais P3 no modelo proposto



CAPÍTULO 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 - Conclusões

A fonte de energia mais utilizada no mundo atualmente são os combustíveis fósseis que são um dos grandes responsáveis pela poluição do meio ambiente. Devido a isso, hoje há uma busca incessante por energias renováveis sendo que delas, a energia hidrelétrica é a mais importante e mais utilizada. Sendo assim é vital que haja ganhos energéticos cada vez maiores para que se diminua a necessidade pelos combustíveis fósseis.

Nessa pesquisa foi realizado um estudo baseado na Usina Hidrelétrica Gemeinschaftskraftwerk Inn (GKI) visando uma alternativa para obter-se maior segurança e economia na construção.

Os deslocamentos do túnel adutor do modelo original foram baixos ao longo de todo seu comprimento, porém observaram-se deslocamentos mais acentuados abaixo do túnel no seu trecho inclinado.

As tensões ao longo da parte superior de toda a extensão do túnel adutor foram relativamente baixas com exceção da parte inicial do túnel inclinado embora não tenha havido concentração de tensões em torno do túnel de adução.

Comparado ao modelo original, o modelo proposto apresentou tensões com distribuição suave e menores concentrações de tensões.

Portanto para as usinas hidrelétricas, o modelo proposto apresenta boa estabilidade, com distribuição suave e até mesmo com um alívio de tensões em torno da bifurcação e nos túneis ramificados. Este resultado, aliado a diminuição dos custos na sua construção, permite afirmar que a solução proposta é eficiente e pode representar uma alternativa vantajosa com a instalação das turbinas dentro do maciço, oferecendo uma condição de maior segurança, menor custo e menor impacto ambiental, quando comparado à configuração comumente utilizada de casas de força externas.

Como já foi dito, com o aumento da população urbana surgiram os sistemas metroviários para desafogar o alto tráfego, facilitando assim a mobilidade urbana.

No estudo realizado, efetuou-se uma análise comparativa entre dois modelos de túneis da Linha 5 (Lilás) do Metrô de São Paulo, verificando-se as suas deformações e tensões. O modelo original é caracterizado por possuir mudança brusca de seção entre o "túnel de estação" e o "túnel de via", enquanto o modelo proposto possui mudança transversal variável entre ambos os túneis.

Quanto às deformações, tanto o modelo proposto quanto o modelo original apresentaram resultados semelhantes, com deslocamentos na ordem de 5 mm na região de transição entre "túnel de via" e túnel de estação.

Para as tensões, os resultados do modelo proposto em relação ao modelo original apresentaram reduções de 13%, 11% e 5%, para P1, P2 e P3 respectivamente, que não chegam a ser valores significativos.

Dessa forma, conclui-se que o modelo proposto referente às usinas hidrelétricas atingiram o seu objetivo o que não ocorreu no caso dos sistemas metroviários.

8.2 – Propostas Para Investigações Futuras

No item 8.1 concluiu-se que o modelo proposto para as usinas hidrelétricas atingiu o seu objetivo. Porém mesmo assim pode-se realizar pesquisas em futuros trabalho com a finalidade de estimar os ganhos na geração de energia hidrelétrica com os túneis de seção variável e as turbinas embutidas nos poços.

Já para os sistemas metroviários, para chegar a conclusão de que metrô com seção transversal variável possuem maior segurança que os metrô com seção de mudança brusca, deve-se ainda realizar estudos considerando outros tipos de configuração geométrica e também efetuar análises comparativas entre os fatores de segurança do modelo original e do modelo proposto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADDENBROOKE, T. I.; POTTS, D. M. (2001). Twin tunnel interaction: surface and subsurface effects. *The International Journal of Geotechnique*, Vol.1, pp. 249-271.
- AMADEI, B.; STEPHANSSON, O.. *Rock Stress And Its Measurement*. Chapman & Hall. 1997.
- ANAGNOSTOPOULOS, J. S.; PAPANTONIS, D. E.. Optimal sizing of a run-of-river small hydropower plant. *Energy Conversion and Management* 48 (2007) 2663–2670
- ASSIS, A.P. (2002). *Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas - Apostila*. 2002. Universidade de Brasília-UnB, G.AP-AA004/01: 11–12
- AUGARDE, C. E.; BURD, H. J. (2001). Three-dimensional finite element analysis of lined tunnels. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol.25, pp. 243-262.
- AYDIN, A., OZBEK, A., COBANOGLU, I.. Tunnelling in difficult ground: a case study from Dranz tunnel, Sinop, Turkey. *Engineering Geology*. 74 (3–4), 293–301. 2004.
- BALAT, H. A renewable perspective for sustainable energy development in Turkey: the case of small hydropower plants. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2007; 11: 2152–65;
- BARLA, G., PELIZZA, S.. TBM tunneling in difficult ground conditions. In: *Geoeng, Melbourne, Australia*. 2000.
- BASTOS, M. J. N.. *A Geotecnia Na Concepção, Projecto E Execução De Túneis Em Maciços Rochosos*. Dissertação Para Obtenção Do Grau De Mestre Em Georrecursos – Área De Geotecnia. Universidade Técnica De Lisboa Instituto Superior Técnico. Lisboa. 1998.
- BERG-CHISTENSEN, J.; DANNEVIG, N. T.. *Engineering Geological Considerations Concerning The Unlined Pressure Shaft At The Mauranger Power Project*. GEOTEAM A/S, Oslo.
- BOUSTANI, F. An assessment of the small hydropower potential of Sisakht region of Yasuj, (<http://www.waset.org/journals/waset/v57/v57-80.pdf>) (accessed on 03.01.2011)
- BROCH, E.. *Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway*. *Underground space*. University of Trondheim, pp. 177-184. 1984
- BROX, D.; HAGEDORN, H.. Extreme deformation and damage during the construction of large tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 14 (1991) 23–28.
- BUHAN, P.; CUVILLIER, A.; DORMIEUX, L.; MAGHOUS, S. (1999). Face stability of shallow circular tunnels driven under the water

table: a numerical analysis. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol.23, pp. 79-95.

CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHUST, C.. Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion, *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 15, n. 2, pp. 187-213. 2000.

CASTRO, A. O.. Métodos Para Seleção de Tuneladoras e Análise Numérica de Diferentes Alinhamentos de Túneis Sujeitos a Altas Pressões Hidráulicas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília. 2013

CAVALCANTI, G. (2006). Aplicação do Método dos Elementos Finitos ao Problema de Escavação de Túneis em Solo. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, ABMS, Nova Friburgo, RJ, Brasil

CHAPMAN, D.; METJE, N.; STÄRK, A. Introduction to Tunnel Construction. Spon Press an Imprint of Taylor & Francis. Londres and New York. 2010;

CONGLING, S.; MAOHUA, Z.; XINGZHONG, N.; LI, H.; JIEHONG S.; GUOGUAN F.. Modeling and safety strategy of passenger evacuation in a metro station in China. *Safety Science* 50 (2012) 1319–1332.

CUNHA, A. P.. Comportamento e Segurança de Estruturas Subterrâneas em Maciços rochosos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. p. 370. 1991.

DARABI, A.; AHANGARI, K.; NOORZAD, A.; ARAB, A. Subsidence estimation utilizing various approaches – A case study: Tehran No. 3 subway line. *Tunnelling and Underground Space Technology* 31 (2012) 117–127.

DARMAWI, S. R.; BERNAS, S. M.; IMANUDDIN, M. S.. Renewable energy and hydropower utilization tendency world wide. *Renew Sustain Energy Rev* 2013; 17: 213–5.

DING, W. Q.; YUE, Z. Q.; THAM, L. G.; ZHU, H. H.; LEE, C. F.; HASHIMOTO, T. (2004). Analysis of shield tunnel. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol.28, pp. 57-91.

DIAS, T. G. S.; FARIAS, M. M.; ASSIS, A. P... Large diameter shafts for underground infrastructure. *Tunnelling and Underground Space Technology* 45 (2015) 181–189

DI MARZO, G. R.. Aplicação do Método dos Elementos Finitos na Análise de Tensões Induzidas em Cabos Umbilicais. Dissertação Apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo Para a Obtenção do Título de Mestre Em Engenharia. São Paulo. 2010.

DIN. Sprayed Concrete: Production and Inspection, DIN 18551. Deutsches Institut Für Normung, Berlin. 2005.

DUDHANI, S.; SINHA, A. K.; INAMDAR, S. S.. Small hydropower and GIS for sustainable growth in energy sector. In: Conference proceedings of map India 2006.

DURSUN B.; GOKCOL C.. The role of hydroelectric Power and contribution of small hydropower plants for sustainable development in Turkey. *Renewable Energy* 2011; 36: 1227–35;

EGRÉ, D.; MILEWSKI, J. C.. The diversity of hydropower projects. *Energy Policy* 30 (2002) 1225–1230.

ERDOĞDU, E. An analysis of Turkish Hydropower Policy. *Renewable Energy* 35 852–861. 2010;

EUROCODE 7. European Committee For Standardization: Geotechnical Design. Part 1: Geotechnical Design General Rules; Part 3: Design Assisted By Field Testing; Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT). 1997.

FANG, Q.; ZHANG, D.; WONG, L. N. Y.. Environmental risk management for a cross interchange subway station construction in China. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 750–763. 2011.

FARROKH, E.; ROSTAMI, J.. Correlation of tunnel convergence with TBM operational parameters and chip size in the Ghomroud tunnel, Iran. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 700–710. 2008.

FRANÇA, P. T.. Estudo do Comportamento de Túneis – Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos. Dissertação de Mestrado. São Paulo. 2006.

FU, J.; YANG, J.; ZHANG, X.; B, KLAPPERICH, H.; ABBAS, S. M... Response of the ground and adjacent buildings due to tunnelling in completely weathered granitic soil. *Tunnelling and Underground Space Technology* 43 (2014) 377–388

GIODA, G.; LOCATELLI, L.. Back analysis of the measurements performed during the excavation of a shallow tunnel in sand. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* Vol.23, pp. 1407-1425. 1999.

GOMES, B. M. C.. Análise de Risco e Segurança na Construção de Túneis. Lisboa 2009.

GOMES, C. F. G.. Túnel Ferroviário do Rossio – Acompanhamento e Análise das Obras de Reabilitação. Dissertação Para Obtenção do Grau de Mestre Engenharia Civil. Lisboa. 2008.

GONG, Q. M.. Development of a rock mass characteristics model for TBM penetration rate prediction, PhD thesis, Nanyang Technology

University. 2005;

GONG, Q. M.; ZHAO, J.. Influence of rock fragility on TBM penetration rate in Singapore granite. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007) 317–324

GUETTER, W., WEBER, W., 2001. Two tunnels in totally different geological formations. In: *Proceedings of the Rapid Excavation & Tunnelling Conference*, pp. 241–260 (Chapter 21).

GUO, J.; CHEN, J.; BOBET, A.. Influence of a subway station on the inter-story drift ratio of adjacent surface structures *Tunnelling and Underground Space Technology* 35 (2013) 8–19

HELLMICH, C.; SERCOMBE, J.; ULM, F., MANG, H.. Modeling of early-age creep of shotcrete. II: application to tunnelling. *Journal of Engineering mechanics*. Vol.52, pp. 243-257. 2000.

HERNÁNDEZ, Y. Z. Comportamento da Frente de Escavação de Túneis Rasos. Dissertação de Mestrado Em Geotecnia. Brasília. 2016.

HOEK, E.; BROWN, E.T.. *Underground Excavations in Rock*. IMM, London, UK, 527 p. 1980.

HOU, Y.; FANG, Q.; ZHANG, D. LOUIS NGAI YUEN WONG. Excavation failure due to pipeline damage during shallow tunnelling in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 50 (2015) 334–344

IHA/IEA/CHA, 2000, *Hydropower and the World's Energy Future*. White Paper published by the International Hydropower Association, the International Energy Agency—Implementing Agreement on Hydropower, and the Canadian Hydropower Association, November 2000.

INNAURATO, N.; MANCINI, R.; CARDU, M. On the influence of rock mass quality on the quality of blasting work in tunnel driving. *Tunnelling Underground Space Technology*, 13: 81–9. 1998.

ISHITANI, H. *Análise Numérica de Estruturas: Método dos Elementos Finitos*. Figueiredo Ferraz Consultoria de Projetos LTDA, 1978.

ITA/AITES. *Settlements Induced By Tunneling In Soft Ground*. *Tunneling And Underground Space Technology*, 22 (2): 119-49. 2009;

JEBELLI, J.; MEGUID, M. A.; SEDGHINEJAD, M.K.. Excavation failure during microtunneling in fine sands: a case study. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 811–818.

JIA, J.; PUNYS, P.; MA, J.. *Hydropower*. In: Chen W-Y, Seiner J, Suzuki T, Lackner M, editors. *Hand book of climate change mitigation*. US: Springer; 2012. p. 1355–401

JOHANNESSEN, S.. The Meraker project – 10 km of tunnel in 12 months. *Norwegian TBM Tunnelling, 30 Years of Experience*

with TBMs in Norwegian Tunnelling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Publication No. 11, pp. 85–89.

JUMIKIS, A. R.. Rock Mechanics (2nd ed., p. 183). Zurich. Switzerland. Trans Tech. Publications.

KAIJUKA, E.. GIS and rural electricity planning in Uganda. *Journal of Cleaner Production* 2007;15:203–17

KARAKUS, M; FOWELL, R. J. (2005). Back analysis for tunneling induced ground movements and stress redistribution. *Tunnelling and underground space technology*, Vol.21, pp. 514-524.

KASPER, T.; MESCHKE, G. (2004). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling. *Tunnelling and underground space technology*, Vol.21, pp. 160-171.

KOCHEN, R.. NATM – Túneis no Brasil pelo Método Austríaco. GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente. São Paulo. 2014.

KOMIYA, K.; SOGA, K.; AKAGI, H.; JAFARI, M. R.; BOLTON, M. D. (2001). Soil consolidation associated with grouting during shield tunneling in soft clayey ground. *Geotechnique*, Vol.51, pp. 835-846.

KUMAR, P.; SAINI, R. P.. Study of cavitation in hydro turbines - A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 14 (2010) 374–383

LAABMAYR, F.; SWOBODA, G.. The importance of shotcrete as support element of the NATM. In: Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support, Proceedings. St. Anton, Austria. 1978.

LACKNER, R.; MACHT, J.; HELLMICH, C.; MANG, H. A. Hybrid Method For Analysis Of Segmented Shotcrete Tunnel Linings. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* [1090-0241]

LACKNER, R.; MANG, H.. Scale transition in steel-concrete interaction. II: Applications.” *J. Eng. Mech.* 129(4), 403–413. 2003.

LEE, C. J.; WU, B. R.; CHEN, H. T.; CHIANG, K. H.. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil. *Tunn Undergr Space Technol* 2006; 21:119–32.

LEE, K. M.; ROWE, R. K. (1990). Finite element modeling of the three-dimensional ground deformations due to tunneling in soft cohesive soils: part I – method of analysis. *Computers and Geotechnics*, Vol.10, pp. 87-109.

LEE, W. F.; ISHIHARA, K.. Forensic diagnosis of a shield tunnel failure. *Engineering Structures* 32 (2010) 1830–1837.

LEJEUNE, A.; HUI, S. L.. Hydro Power. A Multi Benefit Solution Of Renewable Energy, In *Comprehensive Renewable Energy*, by Ali Sayigh (ed.), pp. 15-47. Oxford: Elsevier.

- LI, W.. Study on Design and Constructions Schemes for Metro Station Based on NATM by Using Shield Tunnel. Dissertation for Master's Degree, Southwest Jiaotong University (in Chinese). 2007.
- LI, Y.; JIN X.; LV, Z.; DONG, J.; GUO, J. Deformation And Mechanical Characteristics Of Tunnel Lining In Tunnel Intersection Between Subway Station Tunnel And Construction Tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 56 (2016) 22–33
- LIU, J. F.; QI, T. Y.; WU, Z. R.. Analysis of ground movement due to metro station driven with enlarging shield tunnels under building and its parametersensitivity analysis. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 28, 287–296. 2012.
- LIU, J.; WANG, F.; HE, S.; WANG, E.; ZHOU, H.. Enlarging a large-diameter shield tunnel using the Pile–Beam–Arch method to create a metro station. *Tunnelling and Underground Space Technology* 49 (2015) 130–143
- LIU, W.; TANG, B.; JIANG, Y.. Status and problems of wind turbine structural health monitoring techniques in China. *Renew Energy*, 35. 2010.
- LU, M. L.. Study on Schemes and Risk Analysis of the Expanded Metro Station Under Shield Running Tunnel. Dissertation for Doctor's Degree, Beijing Jiaotong University (in Chinese). 2007.
- MA, L.; LUO, H. B.; CHEN, H. R.. Safety risk analysis based on a geotechnical instrumentation data warehouse in metro tunnel project. *Automation in Construction* 34 (2013) 75–84
- MAFFEI, C.E. Considerações sobre a Segurança no Projeto de Túneis. In: *Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB, 1995, São Paulo. Anais São Paulo: ABGE, CBT, 1995. pp.59-63.*
- MAGNUS, R.; TEH, C.I.; LAU, J. M.. Report on the Incident at the MRT Circle Line Worksite that Led to the Collapse of the Nicoll Highway on 20 April 2004. Ministry of Manpower.
- MAIDL, B., MAIDL, R., 2002. Report on tunneling methods of Deep Tunnel Sewerage System Contract T05 Kranji Tunnel, 64pp.
- MALMGREN, L.; NORDLUND, E. Interaction of shotcrete with rock and rock bolts — A numerical study. *Int J Rock Mech Min Sci* 2008; 45(4): 538–53.
- MANCINI, R.; BADINO, V.; INNAURATO, N.; FORNARO, M. CARDU, M.; BALDO, G. L.; BORLA, G.. Technical and economic aspects of tunnel blasting accuracy control. *Tunnel- ling Underground Space Technology*, 11: 455–63. 1996.
- MARTINS, F.F., COSTA, A.F., SOUSA, J.A. (2003). Túnel 4 (Porto): Análise tridimensional por elementos finitos. *Geotecnia*, 99: 65–80

MIDANDER, K.; ELIHN, K.; Wallén, A.; BELOVA, L.; KARLSSON, A.-K. B.; WALLINDER, I. O.. Characterisation of nano- and micron-sized airborne and collected subway particles, a multi-analytical approach. *Science of the Total Environment*, 427–428; 390–400. 2012.

MONTEIRO, A. C.. Dimensionamento de Revestimentos Definitivos Em Túneis De Adução. Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Lisboa. 2012.

MORITZ, B. (1999). Ductile Support System For Tunnels In Squeezing Rock. PhD thesis, Graz Univ. of Technology, Graz, Austria.

MÜLLER, L.; FECKER, E. Grudgedanken Und Grundsätze Der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise. *Trans Tech Publications*: 247-2. 1978

MULU, B. G.; JONSSON, P. P.; CERVANTE, M. J.. Experimental investigation of a Kaplan draft tube – Part I: Best efficiency point. *Applied Energy* 93 (2012) 695–706

NG, C. W. W.; LEE, G. T. K. (2002). A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilising tunnel faces. *Computers and Geotechnics*, Vol.29, pp. 673-697.

NICOLINI, E.; NOVA, R. (2000). Modelling of a tunnel excavation in a non-cohesive soil improved with cement mix injections. *Computers and Geotechnics*, Vol.27, pp. 249-272.

NORD, G., STILLE, H.. Bore and blast techniques in difficult types of rock: Sweden's experience. *Int. J. Tunnel. Underground Space Technology*. 3 (1), 45–50. 1988;

NORONHA, M. A. M.; FARIA, P. de O.. Inovação tecnológica no setor de máquinas tuneladoras e a implantação de uma indústria promissora no Sul do Brasil. *GEOSUL* 2010. 11p. 2010.

OKOT, D. K.. Review of small hydropower technology. *Review of small hydropower technology*;

OLIVEIRA, R.. Estudos Geológicos e Geotécnicos para Projeto de Túneis”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. *Revista Geotecnia*, Nº 46, pp. 9-20. 1986.

OSMAN, A. S.. Stability Of Unlined Twin Tunnels In undrained Clay. *Tunnelling And Underground Space Technology*, 25, pp 290–296. 2010.

PAISH, O.. Small hydropower: technology and current status. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2002; 6: 537–56;

PALMA FILHO, E. Â.. Caracterização da Distribuição de Tensões e Deslocamentos em Túneis Duplos Rasos. Dissertação Para a Obtenção do Título de Mestre em Engenharia. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul. Porto Alegre. 2006.

- PANET, M. (1976). Stability analysis of a tunnel driven in a rock mass in taking account of the post- failure beha vior. *Rock Mechanics*. Vol. 8, p. 209-223.
- PANET, M. ; GUELLEC, P. (1974). Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de tallie. In : *3rd. Int. Congr. Rock Mech.*, Vol. 2, Part. B, p. 1163-1168, Denver. Proceedings.
- PANWAR, N. L.; KAUSHIK, S. C.; SURENDRA, K.. Role of renewable energy sources in environmental protection: a review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 2011;15: 1513–24;
- PECK, R. B.. Advantages and Limitations Of The Observational Method In Applied Soil Mechanics. 9 th Rankine Lecture Geotechnique, v. 19, n. 2, p. 171-187. 1969;
- PEILA, D.; PELIZZA, S.. TBM Tunneling In Rock: Ground Probing And Treatments. Proceeding Of The International Conference On World Long Tunnels. Taipei. 2005;
- PENIDO, H. A.. Modelagem Computacional de Túneis: O Caso dos Túneis Da Mina De Fábrica Nova. Mestrado Profissional Em Engenharia Geotécnica Da Ufop. Ouro Preto. 2006.
- PICHLER, C.; LACKNER, R.; SPIRA, Y.; MANG, H. A.; ASCE, F. (2003). Thermochemomechanical assessment of ground improvement by jet grouting in tunnelling. *Journal of engineering mechanics*. Vol.52, pp. 243-257.
- POTTS, D.; AXELSSON, K.; GRANDE, L.; SCHWEIGER, H.; LONG, M.. Guidelines For The Use Of Advanced Numerical Analysis. Thomas Telford Publishing. Londres. 2002.
- PUEBLA, E. S.. *Revestimiento con hormigón y dovelas*. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 625-652. 1997.
- RIVAS VARGAS, F.. "*Sostenimiento con entibación metálica*". Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 515-546. 1997.
- ROCHA, M. O.. Estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2014.
- SADAGHIANI, M. H.; DADIZADEH, S.. Study on the effect of a new construction method for a large span metro underground station in Tabriz-Iran *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25: 63–69. 2010.
- SANTOLIN, A.; CAVAZZINI, G.; PAVESI, G.; ARDIZZON, G.; ROSSETTI, A.. Techno-economical method for the capacity sizing of a

small hydropower plant. *Energy Conversion and Management* 52 (2011) 2533–2541;

SARAF, A. K.; KUMAR, A.. Spatial technologies in Himalayan small hydropower development. Himalayan small hydropower summit. Dehradun, India; 12–13 October 2006.

SAUER, G. NATM and Its Toolbox. Conferencia Earth Retention Systems. Nova York. 2003;

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.. Ensaios de Campo e Suas Aplicações À Engenharia de Fundações. 2ª edição. Porto Alegre. 2012

SCHUBERT, W. Perspektiven Der Nöt. Neue Entwicklunghen In Der Geotechnik. Stuttgart Geotechnik Symposium. Pp 35-45. Stuttgart. 1999;

SCHUBERT, W.; MORITZ, B. (1998). “Controllable ductile support system for tunnels in squeezing rock.” *Felsbau*, 16(4), 224–227.

SHAHRIAR, K.; SHARIFZADEH, M.; HAMIDI, J. K.. Geotechnical risk assessment based approach for rock TBM selection in difficult ground conditions *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) 318–325

SHI, P.; LI, P.. Mechanism of soft ground tunnel defect generation and functional Degradation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 50 (2015) 334–344

SKJEGGEDAL, T., HOLTER, K. G.. Six case histories. Norwegian TBMTunnelling, 30 Years of Experience with TBMs in NorwegianTunnelling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association,Publication No. 11, pp. 79–84. 1998;

SLEIGH AC, JACKSON S. Hydropower resettlement projects, sócio economic impacts of. In: Cutler JC, editor. *Encyclopedia of energy*. New York: Elsevier; 2004. p. 315–23.

SLOAN, S. W.; ASSADI, A.. Undrained stability of a square tunnel in a soil whose strength increases linearly with depth. *Computers and Geotechnics*, Vol.12, pp. 321-346. 1991.

SMALL HYDROPOWER TECHNOLOGY & MARKET ASSESSMENT < [http://www.oregon.gov / Energy / Renew/ Hydro/ docs/ Small Hydropower Technology and Market Assessment.pdf? ga=t](http://www.oregon.gov/Energy/Renew/Hydro/docs/SmallHydropowerTechnologyandMarketAssessment.pdf?ga=t) >, (accessed on 31.04.2011);

SOUZA, J. N. V. A.. Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica. Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra, 623 p. 1998.

TEIXEIRA, Alberto Henrique – “Seis Casos de Túneis Urbanos com Revestimento em Concreto Projetado Armado com Fibras de Aço”, 3º

- Simpósio sobre Túneis Urbanos, TURB, ABGE, São Paulo, outubro de 1999.
- THOMAS, A. H.. Tunnel Lining Design – Sprayed Concrete Linings. Course Notes. British Tunneling Society, Course on Tunnel Design and Construction, University of Surrey, Guilford, UK. 2006;
- THOMAS, A. H.. Sprayed Concrete Lined Tunnels. Taylor & Francis. Londres. 2009a;
- U. S. DEPARTMENT OF ENERGY. Energy and renewable energy, < <http://www.eere.energy.gov> > (accessed on 22.02.2011);
- VELLOSO, D. A.; SANTA MARIA, P. E. L. L.; LOPES, F. R. Princípios e modelos básicos de análise. In: Fundações: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.
- WOODWARD, J.. An Introduction To Geotechnical Processes, Spon Press. London. 2005;
- WU, B.R.; LEE, C. J. Ground movements and collapse mechanisms induced by tunneling in clayey soil. Int J Phys Modell Geotech 2003;4:15–29.
- YI, CHOONG-SUNG; LEE, JIN-HEE; MYUNG-PIL S.. Site location analysis for small hydropower using geo-spatial information system. Renewable Energy 35 (2010) 852–861.
- YOO, C. (2002). Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. Computers and Geotechnics, Vol.29, pp. 73-94.
- YUKSEK, O.; KOMURCU, M. I.; YUKSEL, I.; KAYGUSUZ, K.. The role of hydropower in meeting Turkey's electric energy demand. Energy Policy 2006; 34: 3093–103;
- ZHOU, S. C.; TIAN, Z. W.. China's hydrore sources are the richest in the world-Summary of the national counter check of hydrore sources. China Three Gorges Construct 2005; 6: 68–73.