



RODRIGO ÁLVARES DE ARAÚJO MELO

**ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS URBANOS DE BAIXA
COBERTURA EM SOLO – ESTUDO DE CASO DO TÚNEL DE
ACESSO AO CENTRO ADMINISTRATIVO DE MINAS GERAIS**

CAMPINAS

2013



UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

RODRIGO ÁLVARES DE ARAÚJO MELO

**ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS URBANOS DE BAIXA
COBERTURA EM SOLO – ESTUDO DE CASO DO TÚNEL DE ACESSO
AO CENTRO ADMINISTRATIVO DE MINAS**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO OU TESE DEFENDIDA PELO(A) ALUNO(A) RODRIGO ÁLVARES DE ARAÚJO MELO E ORIENTADO PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2013

iii

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

M491a Melo, Rodrigo Álvares de Araújo, 1976-
Aspectos construtivos de túneis urbanos de baixa cobertura em solo - estudo de caso do túnel de acesso ao Centro Administrativo de Minas Gerais / Rodrigo Álvares de Araújo Melo. – Campinas, SP : [s.n.], 2013.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Túnel. 2. Instrumentação. 3. Análise numérica. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Constructive aspects of soil level low overburden urban tunnels - case study of the access tunnel to Administrative Centre of Minas Gerais

Palavras-chave em inglês:

Tunnel

Instrumentation

Numerical analysis

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

Isaias Vizotto

André Pacheco de Assis

Data de defesa: 27-11-2013

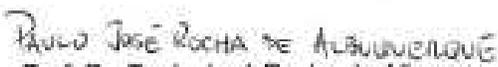
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

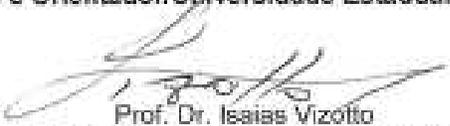
**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS URBANOS DE BAIXA
COBERTURA EM SOLO – ESTUDO DE CASO DO TÚNEL DE ACESSO
AO CENTRO ADMINISTRATIVO DE MINAS GERAIS**

Rodrigo Álvares de Araújo Melo

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador/Universidade Estadual de Campinas


Prof. Dr. Isaias Vizotto
Universidade Estadual de Campinas


Prof. Dr. André Pacheco de Assis
Universidade de Brasília

Campinas, 27 de Novembro de 2013

DEDICATÓRIA E AGRADECIMENTOS

A Deus por me proporcionar saúde e inteligência para conduzir os obstáculos da vida e atingir os meus objetivos.

Aos meus pais, Vicente e Catharina que me enriqueceram com os seus valores morais e éticos.

À minha maravilhosa esposa, Deborah, por seu amor, paciência e compreensão, principalmente nos momentos de ausência dedicados a essa obra.

Ao meu filho Henrique, por me fortalecer com o seu carinho e sua existência.

Ao professor Paulo José Rocha de Albuquerque, pelas orientações, pelo estímulo e entusiasmo constantes, compreensão e amizade, ao longo do curso. Sua postura, e sua dedicação ao trabalho, merecem todo o meu respeito e admiração. Sou muito grato por tudo que você me proporcionou ao longo desses anos na UNICAMP.

Ao professor David de Carvalho pela clareza dos seus ensinamentos e desprendimento na transmissão de informações e conhecimentos técnicos.

Ao Eng^o Jean Rodrigo Garcia, colega de trabalho, pelo incentivo e companheirismo durante todo o curso. Muito obrigado pela sua paciência e amizade. Você foi primordial para o alcance dessa vitória.

Ao Eng^o Jean Pierre Ciriades da Maffei Engenharia, por sua valiosa ajuda e por estar sempre disponível para esclarecer os conhecimentos teóricos, colaborar na modelagem matemática no programa Phases² e por contribuir com os materiais para publicação deste trabalho.

Ao Eng^o Jorge Takahashi da Petrometal Engenharia, pela sua colaboração no início dos trabalhos.

Aos amigos da Pós-Graduação: Fernanda Gon, Marcelo Horta, Leandro Tomio, Tiago Rodrigues, Debora Dias, Julio Benatti e tantos outros que, de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UNICAMP, Cipriano, Edson, Mayer (in memorian) e Reinaldo, pela colaboração, auxílio e apoio prestados durante as atividades.

A Mendes Júnior Trading e Engenharia S.A, que permitiu que eu pudesse iniciar e completar mais essa etapa da minha carreira profissional.

“Quando os ventos de mudança sopram, umas pessoas levantam barreiras, outras constroem moinhos de vento.”

Érico Veríssimo

Resumo

MELO, R.A.A. **Aspectos Construtivos de Túneis Urbanos de Baixa Cobertura em Solo – Estudo de Caso do Túnel de Acesso ao Centro Administrativo de Minas Gerais**. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2013. 182p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2013.

A concepção construtiva de um túnel está sempre relacionada a variação no estado de tensões do maciço e nos resultados de suas deformações e deslocamentos. Situação que se torna única ao analisar o objeto deste trabalho o Túnel de Acesso ao CAMG (Centro Administrativo de Minas Gerais), onde tem-se uma condição especial de escavação para o túnel absolutamente raso.

O presente trabalho documenta as técnicas construtivas aplicadas no túnel de acesso à Cidade Administrativa de Minas Gerais, bem como realiza uma abordagem dos vários elementos de suporte utilizados durante sua execução. Os detalhes relativos à instrumentação são apresentados bem como as ações tomadas para corrigir as recalques observados.

Além destes aspectos, foi realizada a modelagem numérica do túnel através do método dos elementos finitos por meio do software PHASES², utilizado para análises bidimensionais de escavações superficiais ou subterrâneas em solo e rocha. Por meio dos parâmetros de resistência mecânica obtidos, foi possível verificar os deslocamentos atuantes e as tensões para a configuração final da escavação. A plastificação do maciço também foi analisada assim com o fator de segurança adotado.

Palavras chave: Túnel em Solo - Instrumentação - Baixa Cobertura - Modelagem Numérica.

Abstract

MELO, R.A.A . **Constructive Aspects of Soil-Level, Low Overburden Urban Tunnels – Case Study of the Access Tunnel to the Administrative Centre of Minas Gerais.** School of Civil Engineering – UNICAMP, 2013. 182p. Dissertation (Master degree) – School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism – UNICAMP, 2013

The constructive conception of a tunnel is always associated to the variation in the condition of stresses of the massif and in the results of its strains and displacements. This situation is unique in the case of the object of this work, the access tunnel to CAMG (Minas Gerais Administrative Center). This tunnel has a particular condition of excavation of an extremely shallow tunnel.

This work documents the construction techniques used for the access tunnel to the administrative city of Minas Gerais. It also approaches various support elements used during the execution of the tunnel. The details relating to instrumentation are shown, as well as the actions taken to correct any settlements observed.

Besides these aspects, numerical modeling of the tunnel was performed via the finite element method by means of the PHASES² software program, which is used for two-dimensional analyses of surface or underground excavations in soil and rock. By means of the mechanical resistance parameters obtained, it was possible to verify active displacements and stresses for the final configuration of the excavation. The plasticization of the massif was also analyzed as well as the safety factor adopted.

Key Words: Soil-level Tunnel - Instrumentation - Low Overburden - Numeric Modeling.

SUMÁRIO

Resumo	xi
Abstract	xiii
LISTA DE FIGURAS	xix
LISTA DE TABELAS	xxvii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xxix
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Túneis	3
2.2 Principais Métodos de Escavação em Túneis	4
2.2.1 Cut and Cover (Vala Recoberta)	4
2.2.2 Método de Escavação Sequencial ou Método Convencional (NATM)	6
2.2.3 TBM (Tuneladora)	9
2.3 Métodos Numéricos de Escavação em Túneis	11
2.3.1 Introdução	11
2.3.2 Método dos Elementos Finitos	13
2.3.3 Modelos Constitutivos	16
2.3.4 Programas para Análises Numéricas	18
3 O TÚNEL DE ACESSO AO CAMG	23
3.1 Localização	23
3.2 Características do Túnel	24
4 CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO	27
4.1 Aspectos Geotécnicos	27
4.2 Levantamento Geofísico GPR	32
4.2.1 Introdução	32
4.2.2 Metodologia Empregada	33
4.2.3 Equipamento GPR	35
4.2.4 Interpretação dos Resultados	35

5	ESTABILIDADE DO TÚNEL	37
5.1	Estabilidade do Maciço	37
5.1.1	Estabilidade da Frente	39
5.1.2	Estabilidade do Teto	42
5.2	Estabilidade da Estrutura	43
6	PREPARAÇÃO DOS EMBOQUES E FRENTES DE SERVIÇO	45
6.1	Solo Grampeado	45
6.1.1	Introdução	46
6.1.2	Perfuração	46
6.1.3	Montagem	47
6.1.4	Injeção	48
6.1.5	Revestimento	49
6.2	Cortina Atirantada	50
6.2.1	Introdução	50
6.2.2	Execução	52
6.3	Drenagem do Maciço	55
6.3.1	Dreno Barbacã	55
6.3.2	Dreno Horizontal Profundo (DHP)	56
6.3.3	Dreno Horizontal Profundo à vácuo (DHPv's)	57
7	SEQUÊNCIA EXECUTIVA	59
8	ELEMENTOS DE SUPORTE DO TÚNEL CAMG	67
8.1	Concreto Projetado	68
8.1.1	Concreto Projetado Via Seca	71
8.1.2	Concreto Projetado Via Úmida	71
8.2	Cambota	73
8.3	Enfilagem	76
8.3.1	Enfilagem Cravada	80
8.4	Arco Invertido – Invert	81
9	FUNDAÇÃO E SUSTENTAÇÃO	85
9.1	Estaca Raiz	87

9.1.1	Introdução.....	87
9.1.2	Perfuração	88
9.1.3	Armação	90
9.1.4	Injeção	90
9.2	Estrutura Interna	91
10	INSTRUMENTAÇÃO	99
10.1	Seleção dos Instrumentos	102
10.2	Instrumentos utilizados no Túnel de Acesso ao CAMG.....	104
10.2.1	Instrumentos Internos de Superfície.....	104
10.2.2	Instrumento Externo de Profundidade.....	106
10.2.3	Instrumentos Internos.....	107
10.3	Análise das leituras obtidas e principais ações de decisão	109
11	MODELAGEM NÚMERICA	119
11.1	Introdução.....	119
11.2	Análise Caso A (Cobertura Constante).....	127
11.2.1	Deslocamentos Verticais	127
11.2.2	Tensões Principais	133
11.2.3	Tensões Verticais.....	135
11.2.4	Tensões de Compressão	136
11.3	Análise Caso B (Cobertura Variável).....	142
11.3.1	Deslocamentos Verticais	142
11.3.2	Tensões Principais	149
11.3.3	Tensões Verticais.....	151
11.3.4	Tensões de Compressão	152
12	ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO VS MODELAGEM NÚMERICA	161
13	CONCLUSÃO	169
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	173
	ANEXO.....	179
	Gestão da Informação	179

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Desvio Sul Autovia Urbana M-30 em Madrid - Fonte: www.geocontrolbrasil.com.....	3
Figura 2.2 - Exemplo do método Cut and Cover - Fonte: (REVISTA TÉCNICA , 2006)....	5
Figura 2.3 - Exemplos de parcialização da seção em NATM - adaptado (SOLOTRAT, 2003)	7
Figura 2.4 - Elementos de suporte do túnel NATM - Fonte: DERSP	8
Figura 2.5 - Detalhe equipamento TBM (INTERBERING,2012).....	10
Figura 2.6 - Análise numérica Túnel Fort Canning - Cingapura (ZEIDER & SCHWIND, 2007)	14
Figura 3.1 - Localização do túnel de acesso ao centro administrativo (ENGESOLO, 2008)	23
Figura 3.2 - Detalhe das aberturas entre os túneis (ENGESOLO, 2008)	25
Figura 3.3 - Seção transversal do túnel duplo - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008).....	26
Figura 4.1 - Implantação do túnel e localização das sondagens adaptado (ENGESOLO, 2008)	27
Figura 4.2 - Resistência à penetração do local de estudo ao longo da profundidade. ...	29
Figura 4.3 - Perfil geológico-geotécnico adaptado (ENGESOLO,2008).....	30
Figura 4.4 - Perfil geológico-geotécnico adaptado (ENGESOLO,2008).....	31
Figura 4.5 - Foto de satélite da região estudada (GPR GEOSCIENCE, 2009)	32
Figura 4.6 - Esquema de emissão e reflexão do sinal GPR em subsuperfície (GPR GEOSCIENCE, 2009)	33
Figura 4.7 - Exemplo de seção GPR obtida com equipamento Easy Locator (GPR GEOSCIENCE, 2009)	34
Figura 4.8 - Foto ilustrativa do equipamento GPR sendo utilizado em campo (GPR GEOSCIENCE, 2009)	35
Figura 4.9 - Levantamento GPR com a identificação das interferências em planta adaptado (GPR GEOSCIENCE, 2009)	36
Figura 5.1- Cargas sobre o revestimento - (SOLOTRAT, 2003)	37

Figura 5.2 - Comportamento dos solos face a escavação - classificação de Terzaghi (1950).....	38
Figura 5.3- Mecanismos de colapso local - Fonte DER/SP.....	40
Figura 5.4 - Mecanismos global e local - (MURUKAMI, 2001)	41
Figura 5.5 - Figura em 3D com a implantação do túnel sob a rodovia demonstrando a baixa cobertura.....	42
Figura 5.6 - Figura em 3D com a implantação das fundações do túnel em estaca raiz .	43
Figura 6.1 - Vista da contenção do talude frontal em solo grampeado - Túnel CAMG...	45
Figura 6.2 - Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com.....	46
Figura 6.3 - Detalhe do processo solo grampeado - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	47
Figura 6.4 - Corte D e E processo solo grampeado - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	48
Figura 6.5 - Aplicação do concreto projetado no talude - arquivos Mendes Júnior	49
Figura 6.6 - Cortina atirantada perfuração dos tirante - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)	52
Figura 6.7 - Cortina atirantada locação dos tirantes - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)	53
Figura 6.8 - Detalhe do tirante - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008).....	54
Figura 6.9 - Detalhe dreno barbaça - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	55
Figura 6.10 - Detalhe dreno horizontal profundo (DHP) - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	56
Figura 6.11 - Detalhe dreno horizontal profundo a vácuo (DHPv' s) – Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009).....	57
Figura 7.1 - Execução dos túneis pilotos 1 e 2 - arquivos Mendes Júnior.....	59
Figura 7.2 - Paredes dos túneis pilotos 1 e 2 - arquivos Mendes Júnior	60
Figura 7.3 - Sequência executiva 1ª etapa - Túnel CAMG	61
Figura 7.4 - Sequência executiva 2ª etapa - Túnel CAMG	61
Figura 7.5 - Sequência executiva 3ª etapa - Túnel CAMG	62
Figura 7.6 - Sequência executiva 4ª etapa - Túnel CAMG	62

Figura 7.7 - Sequência executiva 5ª etapa - Túnel CAMG	63
Figura 7.8 - Sequência Executiva 6ª etapa - Túnel CAMG.....	63
Figura 7.9 - Sequência executiva 7ª etapa - Túnel CAMG	64
Figura 7.10 - Sequência executiva 8ª etapa - Túnel CAMG.....	64
Figura 7.11 - Sequência executiva 9ª etapa - Túnel CAMG.....	65
Figura 7.12 - Sequência executiva 10ª etapa - Túnel CAMG.....	65
Figura 8.1 - Aplicação concreto projetado - arquivos Mendes Júnior.....	69
Figura 8.2 – Detalhes aplicação do concreto projetado (PETROMETAL, 2009).....	70
Figura 8.3 - Detalhe cambota túnel principal - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009).....	74
Figura 8.4 - Detalhe cambota túnel adjacente - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009) ..	74
Figura 8.5 - Detalhe em planta e módulo de estribo da cambota escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	75
Figura 8.6 – Espaçador de cambotas vista frontal escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009).....	75
Figura 8.7 - Seção transversal da cambota escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)	75
Figura 8.8 - Início do processo de enfilagem - arquivos Mendes Júnior	76
Figura 8.9 - Detalhe leque de enfilagens túnel principal e pilotos - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	77
Figura 8.10 - Detalhe da sobreposição das enfilagens - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	78
Figura 8.11 - Detalhe do tubo de enfilagem - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009).....	78
Figura 8.12 - Detalhe do tubo de enfilagem - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	79
Figura 8.13 - Funções do arco invertido - (a) função de fundação; (b) função de travamento - (Murakami, 2001)	82
Figura 8.14 - Escavação do invert – arquivos Mendes Júnior.....	82
Figura 8.15 - Execução concreto projetado no invert - arquivos Mendes Júnior	83

Figura 9.1 - Escavação dos túneis pilotos - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	85
Figura 9.2 - Estruturas de suporte do túnel principal - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	86
Figura 9.3 - Estaca raiz Ø 310 túnel piloto 1- Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	88
Figura 9.4 - Execução estaca raiz dentro do túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior....	89
Figura 9.5 - Detalhe da peça estrutural túnel piloto 1 (viga de fundação, pilar e preenchimento) – (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	91
Figura 9. 6 - Execução da armação do pilar sobre a viga de fundação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior	92
Figura 9.7 - Execução da forma do pilar sobre a viga de fundação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior	93
Figura 9.8 - Estrutura Completa (viga de fundação, pilar e preenchimento) - túnel piloto 1	94
Figura 9.9 - Ligação da estrutura - sequência 1 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	94
Figura 9.10 - Ligação da estrutura - sequência 2 e 3 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009) ..	95
Figura 9.11 - Detalhe da armação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior	95
Figura 9.12 - Ligação da estrutura - sequência 4 e 5 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009) ..	96
Figura 9.13 - Concretagem finalizada túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior	96
Figura 9.14 - Ligação da estrutura - sequência 6 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	97
Figura 9.15 - Demolição da estrutura provisória túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior	97
Figura 10.1 - Locação em planta da instrumentação - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	100
Figura 10.2 - Seção esquemática de instrumentação completa - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	101
Figura 10.3 - Seção instrumentação interna - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	101

Figura 10.4 - Detalhe marco superficial - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	104
Figura 10.5 - Detalhe piezômetro - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	105
Figura 10.6 - Detalhe fixação pino de convergência (PCs) - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	107
Figura 10.7 - Detalhe fixação de tachões a rodovia MG-010 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	108
Figura 10.8 - Leitura pinos de convergência - arquivos Mendes Júnior	109
Figura 10.9 - Leitura pinos de convergência - arquivos Mendes Júnior	110
Figura 10.10 - Introdução da pregagem de frente junto a frente de escavação (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	111
Figura 10.11 - Detalhes do reforço da sapata das cambotas (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	111
Figura 10.12 - Alteração da sequência e do tempo do cliço em função da resistência do concreto projetado (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	112
Figura 10.13 - Detalhe do reforço com tela no arco invertido (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	113
Figura 10.14 - Detalhe do reforço lateral execução de enfilagens e injeção de calda de cimento (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	114
Figura 10.15 - Detalhe da seção longitudinal das injeções (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	114
Figura 10.16 - Detalhe da substituição da enfilagens - arquivos Mendes Júnior	115
Figura 10.17 - Leitura marcos de recalque - arquivos Mendes Júnior	116
Figura 10.18 - Reforço com injeções tubulares com tubo SCH-40 Ø 2.5" (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	117
Figura 10.19 - Detalhe da região a ser reforçada (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)	117
Figura 11.1 - Caso A - Modelo de cobertura constante	121
Figura 11.2 - Caso B - Modelo de cobertura variável (estaca 43+9,30)	121
Figura 11.3 - Modelo de cobertura constante - Fase 1 a Fase 6	124
Figura 11.4 - Modelo de cobertura constante - Fase 7 a Fase 11	125

Figura 11.5 - Deslocamentos verticais - Fase 4	127
Figura 11.6 - Deslocamentos verticais - Fase 5	128
Figura 11.7 - Deslocamentos verticais - Fase 6	128
Figura 11.8 - Deslocamentos verticais - Fase 7	129
Figura 11.9 - Deslocamentos verticais - Fase 8	130
Figura 11.10 - Deslocamentos verticais - Fase 9	131
Figura 11.11 - Deslocamentos verticais - Fase 10	131
Figura 11.12 - Deslocamentos verticais - Fase 11	132
Figura 11.13 - Situação final tensão principal maior σ_1 e malha deformada 10 x - Fase 11	133
Figura 11.14 - Situação final tensão principal menor σ_3 e malha deformada 10 x - Fase 11	133
Figura 11.15 - Elementos plastificados - Fase 11	134
Figura 11.16 - Tensões verticais na região dos apoios do túnel	135
Figura 11.17 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, geratriz superior - Fase 11	136
Figura 11.18 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do túnel principal, em sua geratriz superior - Fase 11	136
Figura 11.19 - Tensões de compressão no concreto do túnel adjacente, geratriz superior - Fase 11	137
Figura 11.20 - Tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço de alavanca) - Fase 11	138
Figura 11.21 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço da alavanca) - Fase 11	138
Figura 11.22 - Tensões de compressão das estacas sob o pilar entre o túnel principal e o túnel adjacente - Fase 11	139
Figura 11.23 - Tensões de compressão das estacas sob a sapata do túnel principal - Fase 11	140
Figura 11.24 - Elementos que atingiram o patamar de escoamento do SRF - Fase 11	141

Figura 11.25 - Deslocamentos verticais - Fase 4	142
Figura 11.26 - Deslocamentos verticais - Fase 5	143
Figura 11.27 - Deslocamentos verticais - Fase 6	143
Figura 11.28 - Deslocamentos verticais - Fase 7	144
Figura 11.29 - Deslocamentos verticais - Fase 8	145
Figura 11.30 - Deslocamentos verticais - Fase 9	146
Figura 11.31 - Deslocamentos verticais - Fase 10	146
Figura 11.32 - Deslocamentos verticais - Fase 11	147
Figura 11.33 - Deslocamentos totais descontados os recalques iniciais (incremento devido a escavação - Fase 11.....)	148
Figura 11.34 - Situação final tensão principal maior σ_1 e malha deformada 10 x - Fase 11	149
Figura 11.35 - Elementos Plastificados - Fase 11	150
Figura 11.36 - Tensões verticais na região dos apoios do túnel	151
Figura 11.37 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, geratriz superior - Fase 11	152
Figura 11.38 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do túnel principal, em sua geratriz superior - Fase 11.....	152
Figura 11.39 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, em lateral mais próxima ao talude - trecho crítico Fase 11	153
Figura 11.40 - Gráfico de tensões de compressão no concreto do túnel principal, em lateral mais próxima ao talude - trecho crítico Fase 11	154
Figura 11.41 - Tensões de compressão no concreto do túnel adjacente, geratriz superior - Fase 11	155
Figura 11.42 - Tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço da alavanca) - Fase 11	156
Figura 11.43 - Gráfico das tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço de alavanca) - Fase 11	156
Figura 11.44 - Tensões de compressão das estacas sob o pilar entre o túnel principal e o túnel adjacente - Fase 11	157

Figura 11.45 - Tensões de compressão das estacas sob a sapata do túnel principal - Fase 11	158
Figura 11.46 - Elementos que atingiram o patamar de escoamento do SRF - Fase 11	159
Figura 12.1 - Propriedades da curva de Gauss através de Peck (CARVALHO, 1995)	162
Figura 12.2 - Recalques previstos - Túnel CAMG (Peck).....	163
Figura 12.3 – Mudança metodologia execução dos túneis pilotos	165

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo métodos numéricos e suas aplicações adaptado (FOÁ, 2005).....	11
Tabela 2.2 - Estágios Método dos Elementos Finitos	15
Tabela 2.3 - Softwares para Geotecnia adaptado (FHWA, 2009)	19
Tabela 3.1 - Características geométricas dos túneis.....	24
Tabela 4.1 - Número de golpes N_{spt} ao longo da profundidade	28
Tabela 6.1 - Vantagens cortina atirantada	50
Tabela 6.2 - Desvantagens cortina atirantada.....	51
Tabela 8.1 - Principais fatores para o concreto projeto via seca e úmida adaptado (FIGUEIREDO & HELENE, 1993)	72
Tabela 10.1 - Tabela com as características para seleção de equipamentos.....	103
Tabela 11.1 - Tabela com os parâmetros de resistência mecânica	122
Tabela 12.1 - Tabela análise do recalques Fase 4.....	164
Tabela 12.2 - Tabela análise dos recalques Fase 11	166

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AID - Arco Invertido Definitivo
c - Coesão
c' - Coesão efetiva
CAMG - Centro Administrativo de Minas Gerais
DHP - Dreno Horizontal Profundo
DHPv's - Dreno Horizontal Profundo à vácuo
E - Módulo de deformabilidade
Ø - Ângulo de atrito interno do solo
FHWA - Federal Highway Administration
GPR - Ground Penetrating Radar
K - Coeficiente dielétrico
k₀: Coeficiente de empuxo do solo no repouso
MDF - Método das Diferenças Finitas
MEC - Método dos Elementos de Contorno
MED - Método dos Elementos Discretos
MEF - Método dos Elementos Finitos
N.A - Nível d'água
NATM - New Austrian Tunnelling Method
N_{SPT} - Índice de resistência à penetração do ensaio SPT
OAE - Obra de Arte Especial
Q_{trab} - Carga de trabalho;
RN - Referência de Nível
SPT - Standard Penetration Test
TBM - Tuneladora
σ₁ - Tensão principal maior
σ₃ - Tensão principal menor
Y - Peso específico natural do solo

1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de melhorar a qualidade dos serviços públicos e facilitar comunicação entre as secretarias, o Centro Administrativo do Estado de Minas Gerais Presidente Tancredo Neves foi projetado para abrigar todas as Secretarias de Estado. Este empreendimento é constituído de quatro blocos, o Palácio do governador e um auditório para 500 pessoas, dois prédios de escritórios para todas as secretarias e um centro de convivência. A partir da inauguração do complexo em março/2010, mais de 20 mil pessoas foram deslocadas para desenvolver suas atividades no local, o que implicou na duplicação do tráfego na região. Mediante esse problema, uma das soluções encontradas para melhoria do tráfego e dos meios de acesso foi a escavação de um túnel que liga a Linha Verde ao Centro Administrativo de Minas Gerais (CAMG) Presidente Tancredo Neves.

O Túnel CAMG, está localizado sob a MG-010 (Linha Verde), no trecho compreendido entre a Avenida Vilarinho e a MG-424, tendo sua entrada pela pista sentido Belo Horizonte - Confins, denominada emboque sul, e sua saída, já próxima ao Centro Administrativo denominado emboque norte.

Alguns aspectos geotécnicos adotados nesta obra tornam esse projeto bastante arrojado, ou seja, com situações bem particulares de execução. Trata-se de um túnel de grandes dimensões, a ser escavado em solos de baixa capacidade de carga, sendo que a seção do túnel principal tem aproximadamente 190 m² e apresenta situação bem complexa relacionada à baixa cobertura (variável de 2,6 a 5,3 m). Outro aspecto relevante a ser considerado na construção deste túnel está relacionado com as fundações em estaca raiz executadas dentro dos túneis pilotos, que visam dar estabilidade à abóbada do maciço.

Recentemente na história da engenharia de túneis, tem-se acompanhado o surgimento da aplicação de novas técnicas construtivas, visando a redução das situações de risco e eliminação das influências da escavação nas estruturas no entorno do túnel. O presente trabalho tem como objetivo apresentar os aspectos e os detalhes construtivos adotados nos túneis conjugados de acesso ao Centro Administrativo de Minas Gerais (CAMG), colaborando assim com o aperfeiçoamento das técnicas a serem aplicadas em obras futuras.

Com relação aos objetivos desta pesquisa destacam-se os tópicos abaixo:

- Prescrever a metodologia de preparação dos taludes antes do início das escavações dos túneis;
- Abordar a empregabilidade do levantamento geofísico com ênfase para túneis de baixa cobertura em locais com interferências;
- Discutir as técnicas adotadas na construção do túnel, como por exemplo, a concepção da execução do processo de fundação em estaca raiz na base do maciço;
- Relatar o processo de instalação dos equipamentos da instrumentação adotados para o controle do maciço;
- Avaliar, a partir das etapas construtivas os resultados obtidos da instrumentação e relatar as ações para tratar as distorções;
- Analisar por meio de modelagem numérica bidimensional o comportamento do maciço decorrentes da escavação do Túnel CAMG.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Túneis

No sentido literal, túnel significa uma passagem horizontal abaixo da superfície sob terra ou água que tem como principal função proporcionar acessos, ou seja, facilitar comunicação entre determinados locais intransponíveis. Conseqüentemente, os túneis são totalmente fechados, com exceção das suas aberturas em suas extremidades sendo uma de entrada e outra de saída. A utilização de túneis pode ser para meios rodoviários, ferroviários e também para auxiliar na condução de bicicletas e pedestres. Além destas funcionalidades, verifica-se a utilização dos túneis para redes de infraestrutura urbana, que compreendem redes de água, esgoto, gás, eletricidade e dados.

Na Figura 2.1 abaixo, observa-se o funcionamento do ambiente de um túnel rodoviário.



Figura 2.1 - Desvio Sul Autovia Urbana M-30 em Madrid - Fonte: www.geocontrolbrasil.com

2.2 Principais Métodos de Escavação em Túneis

Atualmente existem diversos métodos de escavação para obras subterrâneas (*Cut and Cover*, *Métodos Convencionais* e *tuneladoras*) onde a decisão de escolha da melhor metodologia, ou seja, o mais adequado a ser empregado num determinado túnel está respaldada por alguns fatores: condições do maciço, profundidade, geometria, localização, comprimento, interferências, custos, riscos e tempo para conclusão do projeto. Desta forma, todas essas informações devem ser avaliadas e analisadas junto ao grupo de pessoas envolvidas na execução do empreendimento (projetistas, construtoras, clientes e consultores).

2.2.1 Cut and Cover (Vala Recoberta)

De acordo com Henao-Vergara (2013) este método foi um dos primeiros utilizados para a construção de túneis em zonas urbanas, consiste em escavar uma trincheira onde vai localizar-se a estrutura do túnel, que após ser construída, será coberta, reconstituindo o espaço superficial original. Existem duas técnicas para construir com este tipo de metodologia, a primeira é o método *bottom up* (direto) que consiste em realizar a totalidade da escavação que ocupará o túnel. A segunda refere-se à metodologia *top down* (inversa), que consiste em realizar as paredes do túnel com estacas de concreto, antes de escavar a trincheira do túnel.

Pelo sistema *Cut and Cover método top down* (Figura 2.2), as etapas de 1 a 5 exigem, em primeiro lugar, a remoção das interferências (tubulações de água, esgoto e gás). Em seguida ocorre a execução das paredes-guias para alinhamento da parede diafragma que será constituída delineando toda a periferia da área a ser trabalhada. Inicia-se então a escavação das valas e colocação das paredes diafragmas e/ou estacas secantes onde tem-se posteriormente a escavação do solo até a profundidade prevista para a laje de teto do túnel. Na sequência, realiza-se o reaterro, pavimentação, reurbanização da área e a recomposição do sistema viário de superfície.

Com o fim desta etapa, inicia-se a escavação invertida até a profundidade prevista para a base no fim do túnel executando assim, a concretagem da laje de fundo.

Por último na etapa 8 (Figura 2.2) realiza-se execução da via permanente e passarelas. Nesta última etapa em túnel rodoviário é realizada a mudança da via permanente para execução das pistas de rolamento.

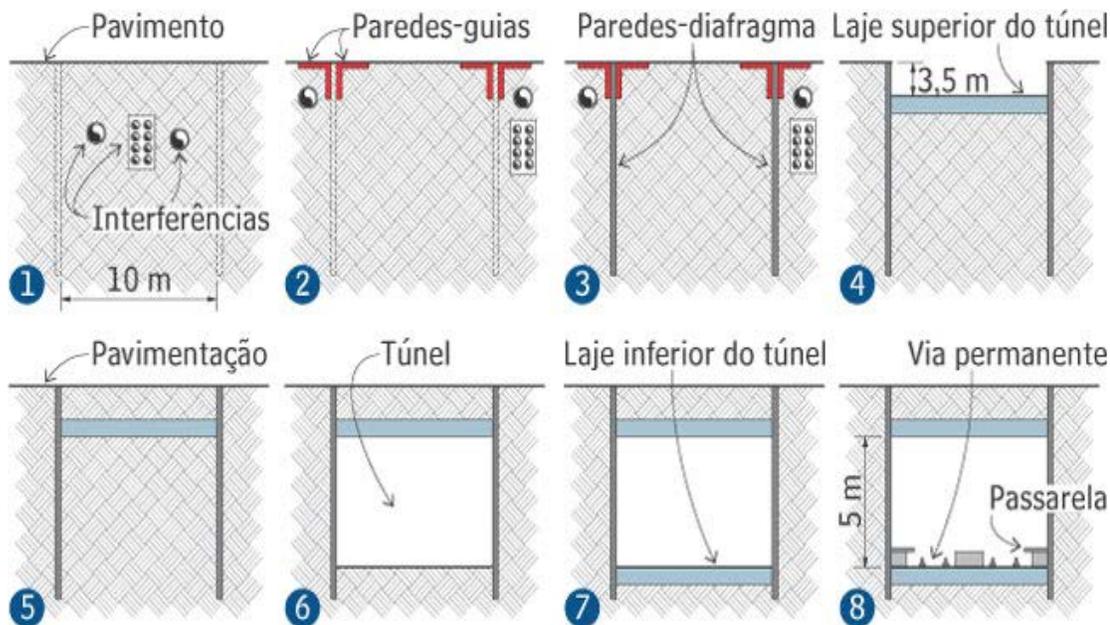


Figura 2.2 - Exemplo do método Cut and Cover - Fonte: (REVISTA TÉCHNE , 2006)

Uma situação importante a ser considerada com relação a esse método construtivo é a avaliação e a redução dos impactos da construção nas estruturas adjacentes, instalações e serviços públicos. Pela natureza dos métodos utilizados, *Cut and Cover* apresenta soluções construtivas muito mais perturbadoras do que túneis executados pelos métodos convencionais (FHWA, 2009).

Silva (2007) menciona que o maior problema desta metodologia é o transtorno causado à população no caso de ser necessária a construção em uma área densamente povoada, onde é impossível construir dadas às restrições urbanas. Como o tempo para liberação final da área é muito longo, são intensos os transtornos causados pelas interferências no trânsito, tanto de pessoas como de veículos.

2.2.2 Método de Escavação Sequencial ou Método Convencional (NATM)

Na década de 1930, Rabcewicz iniciou o desenvolvimento de um novo método de escavação que foi utilizado pela primeira vez na construção do túnel de Lodano-Mosagno, em 1950. Este processo ficou conhecido, inicialmente, como *New Austrian Tunnelling Method* – NATM (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) e foi oficializado em 1957, sendo idealizado para a escavação de túneis em rochas brandas. O método conduz a uma estabilização do maciço com a redistribuição de tensões de forma controlada, reduzindo assim as tensões máximas induzidas. Modernamente, ele foi estendido para solos, sendo denominado Método de Escavação Sequencial (FOÁ, 2005).

Na concepção de Campanhã (1995) o método baseia-se no alívio controlado de tensões, assim como as deformações sofridas pelo maciço, devido a escavação do solo. Para que o alívio das tensões seja gradual e suave, muitas vezes os avanços são feitos de maneira parcial. A preocupação com a forma da seção é outra condicionante pela qual se busca a geometria mais adequada para a escavação do túnel.

Um aspecto importante com relação à aplicação do NATM em solo foi abordado por Murakami (2001), onde a baixa resistência e o baixo módulo de rigidez do solo exigem que os avanços sejam executados em pequenos estágios e com a imediata execução do revestimento primário, para que as deformações sejam minimizadas ao máximo.

Segundo Chiossi (1979), o Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis, é um método de escavação de túneis onde o próprio maciço faz parte da construção, ou seja, ele é um elemento de sustentação fundamental para a sua própria estabilização.

O procedimento construtivo básico desse método é a parcialização da seção de escavação do túnel em diversos esquemas, de forma que a escavação e o sistema de suporte sejam conduzidos de forma sequencial. Este princípio tem como objetivo atender aos critérios de controle de deslocamentos do maciço, medidos por meio da instrumentação (ASSIS, 2001). Na Figura 2.3, são apresentadas as 5 (cinco) concepções mais frequentes de parcialização da face, onde a numeração indica a sequência de escavação.

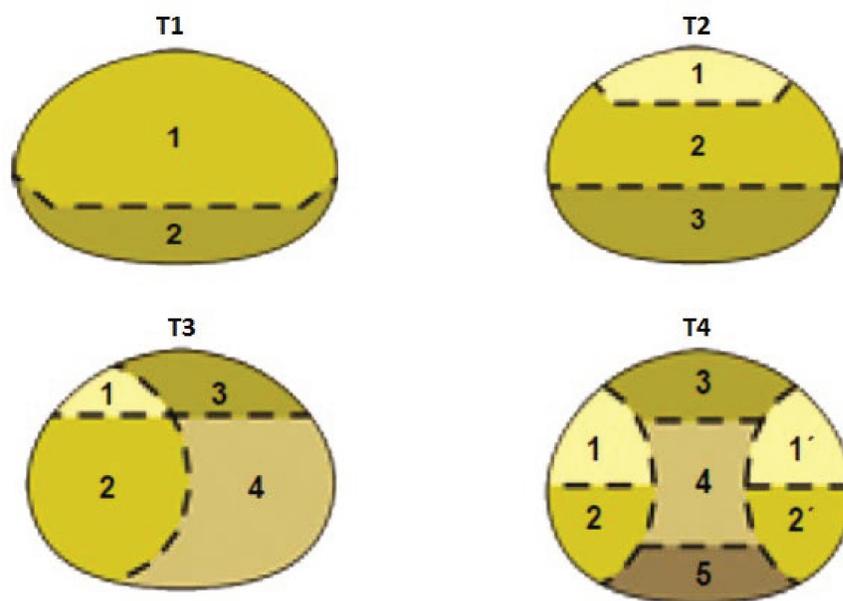


Figura 2.3 - Exemplos de parcialização da seção em NATM - adaptado (SOLOTRAT, 2003)

Na interpretação de Moraes Junior (1999), os conhecimentos adquiridos com a escavação de túneis pelos métodos de escavação parcializada, culminaram na formulação de três princípios fundamentais, denominados como princípios modernos na execução de túneis, que consolidaram as principais técnicas de escavação e suporte de túneis, podendo ser entendidos com uma filosofia na qual os projetistas e construtores podem se basear para execução das escavações subterrâneas. Estes três princípios associados ao NATM são:

- O maciço não é mais visto apenas como elemento de carga, mas passa a trabalhar em conjunto com o sistema estrutural de suporte para estabilização da cavidade. O maciço é considerado como principal elemento estrutural;
- A complementação, quando necessária, da estrutura de sustentação deve ser executada por meio da instalação de um sistema de suporte otimizado;
- Deve-se promover a instrumentação do maciço e utilizar os resultados desta instrumentação para corrigir ou aperfeiçoar o projeto e/ou o método construtivo do túnel.

Um dos princípios mais importantes do NATM está associado ao sistema de suporte do túnel, que tem como objetivo assegurar a estabilidade da cavidade durante o período construtivo.

O suporte deve ser executado para impedir ruptura, quando a capacidade autoportante do túnel não for suficiente para que o mesmo não rompa, e para controlar as deformações excessivas que podem prejudicar as construções circunvizinhas (MORAES JUNIOR, 1999). Por isso, é extremamente importante controlar o ciclo de escavação e aplicar o sistema de suporte no momento adequado realizando uma associação entre a rigidez do suporte instalado e nível aceitável das deformações.

Conforme a (Figura 2.4), o suporte pode ser constituído da seguinte forma: (1) Enfillagem; (2) Pregagem; (3) Cambotas; (4) Concreto Projetado; (5) Tirantes e (6) Arco Invertido.

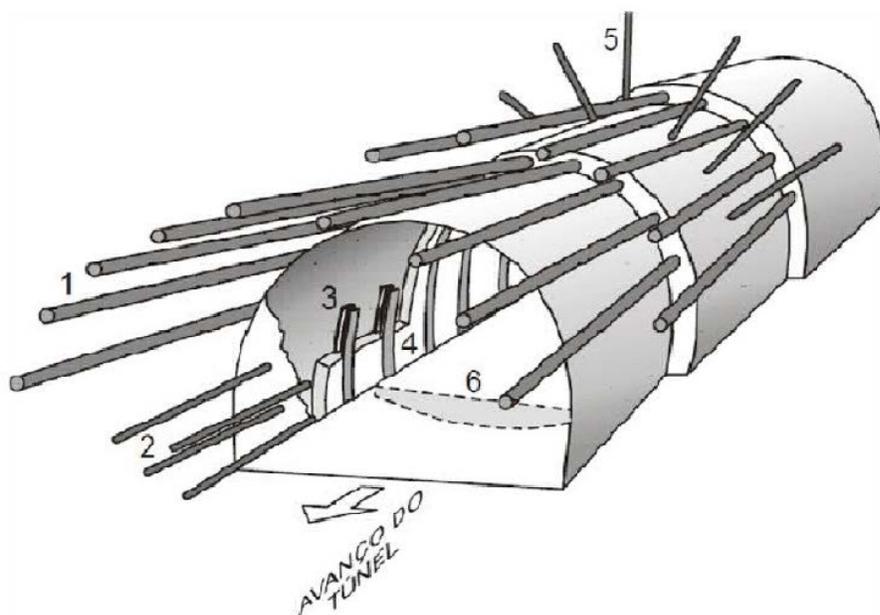


Figura 2.4 - Elementos de suporte do túnel NATM - Fonte: DERSP

Outro aspecto relevante com relação ao NATM está relacionado à instrumentação, que visa monitorar o comportamento dos deslocamentos do maciço, como também as movimentações dos sistemas de suporte, constituindo assim de um elemento extremamente importante para tomada de decisão com relação ao andamento da obra.

De acordo com Murakami (2001), em obras que são executadas em regiões urbanas, a instrumentação exerce papel fundamental, pois indica os níveis de deformação das edificações e utilidades instaladas no subsolo. A partir das medições, a equipe de projeto pode monitorar a necessidade de melhorias no desempenho do método construtivo de maneira a evitar ao máximo, danos nas edificações e utilidades provocados por distorções e recalques.

2.2.3 TBM (Tuneladora)

As tuneladoras ou TBM (*Tunnel Boring Machines*) são máquinas utilizadas na escavação e aplicação do suporte de túneis, com secção transversal simples ou múltipla, de forma geralmente circular (MAHTAB & GRASSO, 1992),

O método em tuneladoras é aplicado nas áreas urbanas, o que traz menores impactos, tanto ao tráfego na superfície como para remoção de interferências. Ele também pode ser aplicado em todo tipo de solo, dos moles aos rígidos, acima ou abaixo do lençol freático (LEITE, 2004).

De acordo com Assis (2001), os condicionamentos importantes deste método são a geologia que pode às vezes não ser favorável e a pouca flexibilidade da tuneladora com relação às eventuais mudanças na geometria do túnel. Apesar das desvantagens, as tuneladoras apresentam muitas vantagens, dentre as quais pode-se citar: maiores condições de segurança nas obras, favorecimento das atividades laborais, superfícies mais regulares e de melhor qualidade, maiores avanços da escavação e redução das sobre-escavações que, em geral, aumentam os custos dos revestimentos dos túneis, além de aumentarem as perdas de cargas em túneis hidráulicos.

Deve-se salientar que as tuneladoras podem ser úteis em solos que são considerados de baixa competência (areias saturadas, solos moles e aluviões), sendo adotados como forma de restringir as deformações, principalmente quando há restrições severas de deslocamento de solo, o que é muito comum em áreas urbanas. O custo dessa escavação é mais alto e para ser economicamente viável, demanda uma boa extensão de obra, da ordem de 2 a 3 km, dependendo do tipo de equipamento (TEIXEIRA, 1994).

Também na concepção de Moraes Junior (1999), outra vantagem da utilização das tuneladoras é que elas mantêm, em caráter permanente, um suporte do maciço no interior do túnel, fornecendo uma área de trabalho que é protegida pelo colapso e recalques, que ocorrem devido à tendência de descompressão progressiva das paredes e do teto da seção do túnel que foi recentemente escavada.

Com relação às TBMs para maciços de solos, a tecnologia atual de controle da pressão na face escavada obteve um avanço significativo. Estas máquinas tuneladoras têm dominado predominantemente o presente estado da tecnologia de túneis rasos escavados em solos e em meios urbanos (ASSIS, 2001).

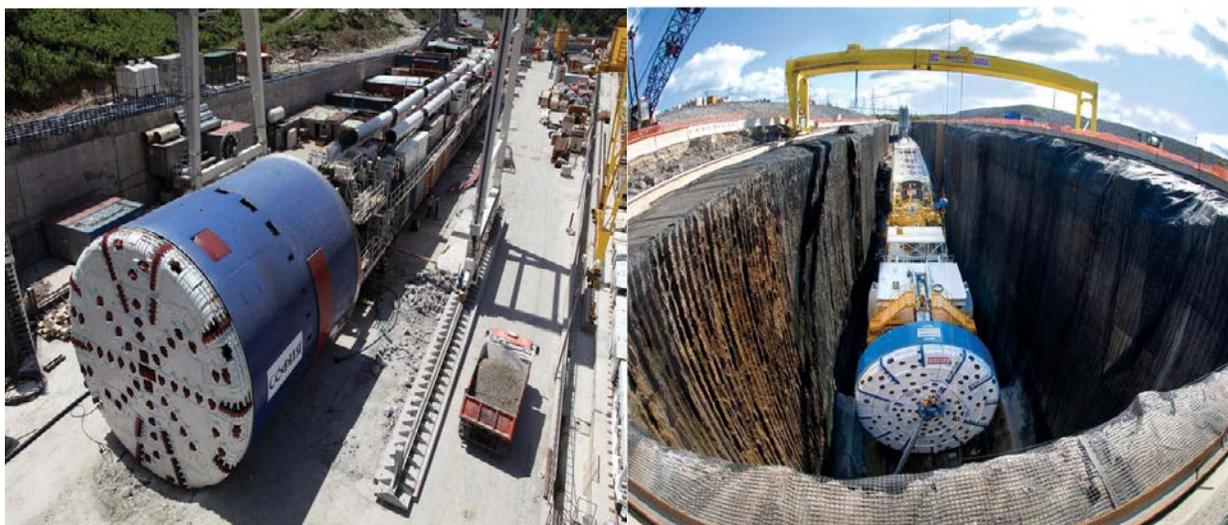


Figura 2.5 - Detalhe equipamento TBM (INTERBERING,2012)

2.3 Métodos Numéricos de Escavação em Túneis

2.3.1 Introdução

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. Cabe ressaltar que uma análise numérica de qualidade, deve procurar reproduzir da maneira mais consistente possível, todas as características do problema real: geometria, sequência construtiva e características do maciço (FRANÇA, 2006). Por outro lado, de acordo com Moraes Junior, (1999) a tentativa de simular com a maior fidelidade possível os problemas encontrados na natureza tem levado ao desenvolvimento de ferramentas computacionais mais sofisticadas, que representem os problemas com geometrias e condições de contorno complexas. Para tanto, existem vários métodos numéricos disponíveis, onde os mais difundidos são: o Método das Diferenças Finitas (MDF), o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Tabela 2.1 - Resumo métodos numéricos e suas aplicações adaptado (FOÁ, 2005)

MEF (MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS)	MDF (MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS)	MEC (MÉTODO DOS ELEMENTOS DE CONTORNO)	MED (MÉTODO DO ELEMENTOS DISCRETOS)
(A) - Análise Linear e não Linear	(A) - Análise Linear e não Linear	(A) - Análise Linear e não Linear	(A) - Análise não Linear
(B) - Material não Homogêneo e moderadamente Fraturado	(B) - Material Heterogêneo e moderadamente Fraturado	(B) - Material Homogêneo com juntas Discretas	(B) - Material Heterogêneo e muito fraturado
(C) - Análise Transiente e não Lineares			(C) - Análise Transiente e não Lineares

Chissolucombe & Oliveira (2011) mencionam que a grande vantagem para aplicação dos métodos numéricos é que os mesmos permitem incorporar à análise e execução de projetos, fatores complexos como: cargas dinâmicas, descontinuidades, heterogeneidades, comportamentos não lineares e diferentes etapas construtivas, entre outros.

A análise por elementos finitos ou diferenças finitas, tem sido utilizada para uma ampla gama de projetos de engenharia nas as últimas décadas. Complexos, multi-estágios esses modelos podem ser desenvolvidos e rapidamente analisados proporcionando várias opções para as modelagens, de acordo com os tipos de suporte (FHWA, 2009).

De acordo com Foá (2005), a modelagem matemática é o instrumento mais poderoso de representação, pois é capaz de proporcionar um meio eficiente de previsão e estimativa rápida do comportamento de um fenômeno. Nela, o uso de um sistema de regras, de convenções matemáticas e de símbolos para representar fenômenos físicos e suas relações facilita a determinação de expressões que permitem, por meio de simulação numérica, prever aquilo que se espera do sistema físico real sob as condições de uso.

2.3.2 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é, sem dúvida, uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade, devido a possibilidade de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. Inicialmente, o MEF foi desenvolvido para análises de problemas estruturais, mas a sua teoria original foi adaptada de forma a permitir a análise de problemas envolvendo outros campos da engenharia. Na resolução de um problema pelo MEF, utiliza-se uma das seguintes aproximações: método dos deslocamentos, método de equilíbrio e o método misto. No método dos deslocamentos, as incógnitas principais do problema são os deslocamentos. No método de equilíbrio as incertezas fundamentais em questão estão relacionadas as tensões, enquanto que os deslocamentos e as tensões são as incógnitas principais em um problema quando se utiliza o método misto (CHISSOLUCOMBE & OLIVEIRA, 2011).

Martins (2008) menciona que dentre as ferramentas numéricas mais utilizadas para análise de obras subterrâneas, encontra-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). A filosofia do MEF consiste em dividir um meio contínuo em um número finito de elementos, estando os mesmos conectados entre si por meio de pontos nodais, nos quais devem ser observadas as condições de compatibilidade.

Numa simulação numérica de escavação pelo Método dos Elementos Finitos, Moraes Junior (1999) relata que dois pontos principais devem ser considerados. O primeiro, visa determinar com precisão, as forças nodais equivalentes às tensões atuantes no interior de cada elemento e o segundo, consiste em remover a rigidez dos elementos correspondente ao domínio a ser escavado.

Na Figura 2.6 verifica-se a modelagem numérica desenvolvida pelo Método dos Elementos Finitos do túnel de “Fort Canning”, em Cingapura, com características muito similares ao Túnel CAMG, ou seja, executado em solos residuais, com largura de 15 m e altura variável entre 3 e 9 m.

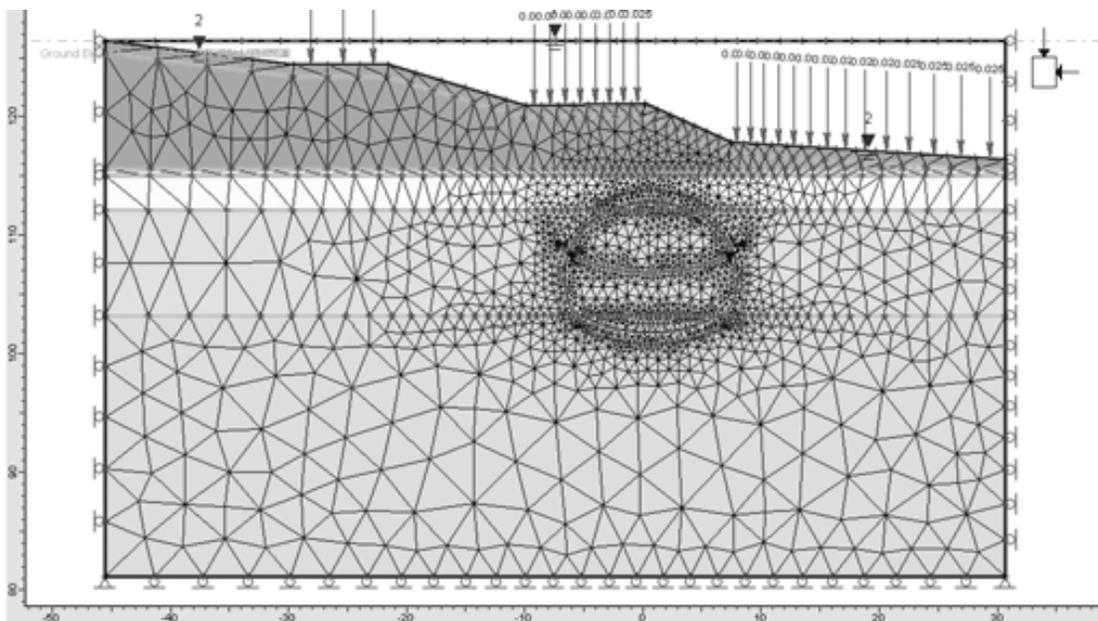


Figura 2.6 - Análise numérica Túnel Fort Canning - Cingapura (ZEIDER & SCHWIND, 2007)

O Método dos Elementos Finitos é, por natureza, uma forma aproximada de resolver um problema. Na verdade, o primeiro passo na direção dessa solução consiste na geometria do problema, que deve ser bem definida e quantificada, em pequenas regiões, denominadas “elementos finitos”. A precisão da solução encontrada depende fundamentalmente, de dois aspectos importantes: a quantidade de elementos utilizada e a ordem de integração adotada. É ainda um tema corrente de investigação a discussão sobre qual é a melhor forma de melhorar as soluções obtidas por este método (em termos de exatidão e custo computacional): uma malha com poucos elementos de maior ordem de integração. Existem estudos que parecem indicar, como é normal em engenharia, que deve prevalecer o bom senso e que o procedimento mais correto contempla um ligeiro aumento na ordem de integração e uma discretização maior do espaço utilizado. Para além dos aspectos referidos, vale registrar algumas considerações sobre outras particularidades do problema, com a numeração de nós e dos elementos. Apesar de existirem alguns algoritmos de otimização de malhas já publicados, a eficiente organização de uma malha de elementos finitos dificilmente se configura de forma intuitiva e clara (FRANÇA, 2006).

Resumidamente, a (Tabela 2.2) apresenta os principais estágios do Método dos Elementos Finitos.

Tabela 2.2 - Estágios Método dos Elementos Finitos

ESTÁGIOS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS		
(A)	PRÉ-PROCESSAMENTO	<p>A etapa do pré-processamento, é a que exige maior esforço do profissional e é dividida da seguinte forma :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 - A geometria do modelo precisa ser especificada; 2 - As propriedades de cada material precisam ser estabelecidas; 3 - Uma vez que o objeto foi criado, ele precisa ser discretizado através da geração da malha; 4 - Aplicação das condições de contorno; 5 - Aplicar as forças para cada nó do sistema.
(B)	PROCESSAMENTO	<p>Uma vez que o modelo foi completado, o pacote de análise entra em operação. Assim, o software de MEF irá automaticamente:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 - Montar as matrizes de cada elemento; 2 - Montar a matriz do sistema global; 3 - Reduzir a matriz global com o uso das condições de contorno; 4 - Resolver o sistema; 5 - Validação do modelo.
(C)	PÓS-PROCESSAMENTO	<p>O objetivo da fase de pós-processamento é fornecer uma visualização mais clara da solução obtida. Nesta etapa os componentes da computação gráfica atuam de forma importante em MEF. Nesta etapa, vários modos de visualização são oferecidos nos pacotes de análise:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 - Plotagem de deflexão; 2 - Campo de deslocamentos; 3 - Elementos de platificação; 4 - Animação.

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 utilizada 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).

2.3.3 Modelos Constitutivos

Dois corpos, com a mesma geometria, constituídos de materiais diferentes, e sujeitos a ação de cargas externas idênticas, reagirão de forma diferente à ação de um carregamento externo, ou seja, a relação causa-efeito dependerá do material constituinte de cada corpo. O modelo matemático que permite reproduzir a relação entre a tensão e a deformação observada em um meio contínuo, é denominado de modelo constitutivo (CHISSOLUCOMBE & OLIVEIRA, 2011).

De acordo com Nogueira (1998), vários modelos constitutivos têm sido desenvolvidos para prever o comportamento tensão-deformação-resistência de materiais numa tentativa de representar adequadamente seu comportamento real. No caso de o material ser solo, vários fatores condicionantes ao seu comportamento devem ser considerados: a estrutura do solo, a condição de drenagem, tipo de equilíbrio (plano, triaxial e etc) e a duração de carregamento e temperatura.

Na percepção de Moraes Junior (1999), os modelos que representam o comportamento do solo são divididos classicamente em duas categorias: elásticos e elasto-plásticos. O modelo elástico não prevê a ruptura do solo, uma vez que crescentes incrementos de tensão levam a deformações limites. O modelo também não prevê a ocorrência de deformações plásticas e não leva em consideração a história de tensões do solo. Para os modelos elasto-plástico as deformações podem ser tratadas nos domínios elástico e plástico separadamente, ou seja, no domínio elástico, os materiais armazenam a energia de deformação, enquanto, no domínio plástico, parte desta energia é dissipada. Os modelos elasto-plásticos diferem quanto às hipóteses que são admitidas em função da dissipação da energia, durante o regime plástico.

Martins (2008), em sua dissertação de mestrado descreve abaixo três modelos aplicáveis a solos:

(A) Modelo Linear Elástico - onde um corpo deformável supostamente elástico sujeito à ação de um carregamento externo sofrerá deformações resultantes da ação deste carregamento, e quando cessada a ação do carregamento, as deformações desaparecem, ou seja, o corpo volta à condição inicial. Estas deformações recuperáveis são chamadas de elásticas e seguem a Lei de Hooke. O comportamento elástico pode ocorrer de forma linear ou de forma não linear.

(B) Modelo Mohr-Coulomb - é um modelo denominado de elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Neste modelo, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, mantendo-se então constante para acréscimos de deformações plásticas.

(C) Modelo Hardening Soil - é um modelo elástico-plástico desenvolvido especificamente para implementação no programa Plaxis. No modelo, a superfície de plastificação não é fixa no espaço das tensões principais, podendo expandir em virtude de deformações plásticas. O modelo considera o endurecimento por duas parcelas. Uma parcela do endurecimento é devido ao cisalhamento, usado para modelar as deformações plásticas causadas por um carregamento desviatório. A outra parcela é devido à compressão isotrópica, que é utilizado para modelar as deformações plásticas ocasionadas por compressão primária em um carregamento edométrico e isotrópico. As características básicas do modelo Hardening Soil podem ser discutidas a partir de um ensaio triaxial drenado.

Entretanto, Mackay (2004) cita que para analisar satisfatoriamente o comportamento dos solos moles normalmente consolidados se tem o modelo *Soft Soil Creep*. E para análise de maciços fraturados de comportamento anisotrópico, se tem o modelo *Jointed Rock*.

2.3.4 Programas para Análises Numéricas

Atualmente, quase todo projeto realizado exige modelagem numérica para prever o comportamento tanto das estruturas como do solo e isso é facilitado devido a disponibilidade de inúmeros *softwares* no mercado. As perspectivas sobre a modelagem numérica em escavações de túneis mudaram drasticamente durante as últimas décadas. Há uma série de programas comerciais para computador disponíveis no mercado para facilitar essa tarefa, mas o problema está em saber como usá-los de forma eficaz e ter-se uma compreensão de seus pontos fortes e fracos (FHWA, 2009).

A aproximação de problemas reais por intermédio de uma ferramenta numérica apresenta diversas vantagens, sobretudo para análise do comportamento estrutural de túneis, tais como: aplicação em problemas com contornos variados, onde a solução analítica seria de difícil emprego; utilização de vários modelos constitutivos, permitindo a experimentação de comportamentos antes mesmo do projeto ser executado; simulação de etapas construtivas utilizando suporte com propriedades distintas; redução no número de ensaios necessários; ganho de tempo no desenvolvimento das análises, promovendo assim um tempo adicional para a avaliação da qualidade do projeto. Outro fator positivo do método reside na facilidade de desenvolvimento de estudos paramétricos com o intuito de melhor entendimento do comportamento do túnel (MÖLLER, 2006).

Todos os programas exigem que o usuário tenha uma boa compreensão dos modelos numéricos subjacentes e das leis constitutivas. A interface com o usuário está melhorando com os programas mais recentes desenvolvidos na plataforma do *Windows*, embora a curva de aprendizado para os programas não deve ser subestimada. Alguns exemplos para aplicabilidade do número de métodos numéricos foram desenvolvidos na prática de Engenharia Civil tais como: Método dos Elementos Finitos (MEF), Método das Diferenças Finitas (MDF), Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Discretos (MED) (FHWA, 2009).

Os programas de modelagem numérica disponíveis comercialmente para projetos geotécnicos com ênfase em túneis são resumidamente apresentados na (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Softwares para Geotecnia adaptado (FHWA, 2009)

Programas	Descrições	Aplicações
FLAC MDF	<ul style="list-style-type: none"> • Amplamente utilizado na análise geral e como uma ferramenta de desenho aplicado a uma ampla gama de problemas • Como opção, este programa permite a análise dinâmica, análise térmica, análise de fluência e análise de fluxo de duas fases • O processo de solução explícita do Método das Diferenças Finitas permite cálculos numéricos estáveis; no entanto, requer um tempo de execução elevada, em virtude da geometria complexa e/ou modelagem sequencial na qual está envolvida 	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamento mecânico de solos e maciços rochosos • No acoplamento do comportamento hidráulico e mecânico dos solos • Bem adequado para túneis ou escavação em solo • Visão global da solução de engenharia em rocha maciça, onde as propriedades equivalentes do maciço rochoso devem ser devidamente avaliadas • Análise sísmica
FLAC3D MDF	<ul style="list-style-type: none"> • Versão tridimensional do FLAC • Este software é recomendado para geometrias complicadas 	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamento tridimensional para geometrias complicadas • Adequado para estudo de interação para atravessar túneis
Plaxis MEF	<ul style="list-style-type: none"> • Pacotes de elementos finitos para análise bidimensional e tridimensional • Geração automática da malha de elementos finitos 	<ul style="list-style-type: none"> • Túneis e escavações em solo • No acoplamento do comportamento hidráulico e mecânico • Modelagem hidrostática e não hidrostática para pressões de solos porosos
Phase2 MEF	<ul style="list-style-type: none"> • Análise do comportamento elasto-plástico bidimensional de tensões pelo Método dos Elementos Finitos • Bem adequado para projetos em rocha • Gera automaticamente a malha de elementos finitos • Fácil de usar 	<ul style="list-style-type: none"> • Túneis e escavações em rocha • Visão global da solução de engenharia em maciço rochoso
SEEP / W MEF	<ul style="list-style-type: none"> • Analisa por meio do Método dos Elementos Finitos a infiltração das águas subterrâneas, e para o excesso de água dos poros e os problemas de dissipação da pressão no interior de materiais porosos • Análise de materiais saturados em estado estacionário e para os problemas sofisticados, saturado-insaturados • Apresenta o fluxo para materiais saturados e insaturados 	<ul style="list-style-type: none"> • O estado de equilíbrio e análise de infiltração de águas subterrâneas transitória para túneis e escavações • Propriedades equivalentes do maciço rochoso devem ser devidamente avaliadas

Programas	Descrições	Aplicações
MODFLOW MDF	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema modular do Método das Diferenças Finitas aplicado ao modelo de fluxo de águas subterrâneas • Ferramenta mais utilizada para simulação de fluxo de águas subterrâneas • Para simular sistemas aquíferos em que (1) as condições de fluxo saturadas existentes, (2) aplica-se a Lei de Darcy, (3) a densidade da água subterrânea é constante e (4) as direções principais de condutividade horizontal ou transmissividade nem variam dentro do sistema. 	<ul style="list-style-type: none"> • Análise tridimensional do estado estacionário e fluxo transiente • Modelagem do sistema aquífero heterogêneo, anisotrópico • Destino e transporte de modelagem para problemas geoambientais com disponibilidade no pacote
UDEC MED	<ul style="list-style-type: none"> • Método bidimensional para Elementos Discretos • Bem adequado para problemas envolvendo sistemas de rochas articuladas ou conjuntos de blocos distintos submetidos a condições quase estáticas ou dinâmicas • Modelagem de deformação ao longo dos grandes sistemas de união • A rocha intacta (blocos) pode ser blocos rígidos ou deformáveis • Capacidade dinâmica completa está disponível com os limites de absorção • Acoplamento da modelação hidráulica e mecânica 	<ul style="list-style-type: none"> • Túneis e escavações em maciços rochosos • Utilizado na análise do potencial para túneis de pressão, o que exige detalhes do fluxo conjunto, abertura e relações de divulgação • Análise sísmica
3DEC MED	<ul style="list-style-type: none"> • Extensão da versão tridimensional do UDEC • Especialmente concebido para simular a resposta quase estática ou dinâmica para o carregamento do maciço rochoso • Acoplamento hidromecânico completo está disponível 	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamento tridimensional para geometrias complexas • Adequado para estudo da interação para a travessia de túneis em maciços rochosos • Adequado para análise de potencial para túneis de pressão
UNWEDGE	<ul style="list-style-type: none"> • Análise tridimensional da estabilidade para túneis • Simples análise para o fator de segurança • Três conjuntos são necessários para formar as cunhas 	<ul style="list-style-type: none"> • Ferramenta de análise conceitual para o projeto de apoio ao túnel • Estudo paramétrico de distribuição de carga em cunha para túnel

Programas	Descrições	Aplicações
SWEDGE	<ul style="list-style-type: none"> • Análise tridimensional em cunhas de superfície para encostas e escavações • Ferramenta fácil de usar para análise e avaliação de geometria e estabilidade de cunhas de superfície • Cunhas formadas por dois planos de descontinuidade de interseção e uma superfície de inclinação 	<ul style="list-style-type: none"> • Projeto conceitual de encostas • Um estudo paramétrico para os diagramas de carga em cunha para encostas e escavações
LSDYNA MEF	<ul style="list-style-type: none"> • Programa de propósito geral baseado na análise dinâmica dos elementos finitos • É otimizado para a memória compartilhada e distribuída em Unix, Linux e plataforma Windows • Acoplamento de análise dinâmica não linear • Amplamente utilizado no impacto e análise dinâmica 	<ul style="list-style-type: none"> • Análise de Impacto • Análise Explosão • Análise da vibração sísmica • Modelagem Computacional para dinâmica dos fluidos
AUTODYN MDF	<ul style="list-style-type: none"> • Diferença finita/ volume finito ambos fundamentado no Método dos Elementos Finitos • Acoplamento de análise dinâmica não linear • Biblioteca com material conveniente • Amplamente utilizado na análise dinâmica 	<ul style="list-style-type: none"> • Análise de Impacto • Análise Explosão • Análise da vibração sísmica • Modelagem Computacional para dinâmica dos fluidos

3 O TÚNEL DE ACESSO AO CAMG

3.1 Localização

O Túnel CAMG (Centro Administrativo de Minas Gerais) foi implantado a partir da pista principal da Rodovia MG-010 (Linha Verde), sentido Belo Horizonte – Confins, no segmento compreendido entre a interseção com a Rodovia MG-433 (Acesso à Santa Luzia) e a interseção com o acesso ao Bairro Morro Alto/São Benedito/Bonsucesso, nas imediações do Km 15 (Norte) conforme Figura 3.1.



Figura 3.1 - Localização do túnel de acesso ao centro administrativo (ENGESOLO, 2008)

3.2 Características do Túnel

O Túnel CAMG, foi executado entre as (estacas 35+18,859 a 43+16,059 segundo o eixo estaqueado) apresentando aproximadamente 160 m e com uma declividade decrescente no sentido do tráfego na ordem de 2,55% em média e curva à esquerda com raio aproximado de 260 m.

Para acomodar o gabarito dinâmico com declividade transversal de 2% para o lado interno da curva esquerda (com três faixas de 3,33 m para veículos, mais uma faixa exclusiva para ônibus de 4,0 m, mais duas faixas de 2,0 m para pedestres e ciclofaixa), foi concebido um esquema estrutural em dois túneis justapostos, separados por esquema de vigas, pilares e ligações entre si a cada 5,0 m (ENGESOLO, 2008).

Este gabarito tem altura de 5,0 m para veículos e 2,0 m para os demais transeuntes, onde tais necessidades geométricas resultaram numa área de escavação total de 182,30 m³/m (ENGESOLO, 2008).

O arranjo do projeto dos túneis conjugados foi concebido da seguinte forma: o de maior dimensão denominado “principal” e o menor ‘adjacente”, o primeiro foi previsto para circulação de veículos (carros e ônibus) e o segundo para circulação dos pedestres e ciclistas, conforme pode ser verificado na Figura 3.3.

Porém, uma das maiores particularidades associada a essa construção está relacionada à situação de escavação, pois o túnel é considerado de grande dimensão e apresenta baixa cobertura (variável de 2,6 a 5,3 m), em um solo com pouca capacidade de carga.

Observa-se na Figura 3.2, o esquema de abertura entre os túneis, que preveem os acessos, inclusive para atender aos requisitos de segurança exigidos pelo Corpo de Bombeiros.

Tabela 3.1 - Características geométricas dos túneis

TÚNEL	EXTENSÃO	ALTURA LIVRE (em relação ao pavimento acabado)	ALTURA (incluindo o Invert)	LARGURA	SEÇÃO LIVRE	ÁREA DE ESCAVAÇÃO TOTAL
PRINCIPAL	158m	7,90m	10,80m	14,00m	111,49m ²	182,30 m ³ / m
ADJACENTE		4,00m	5,70m	4,00m	15,90m ²	

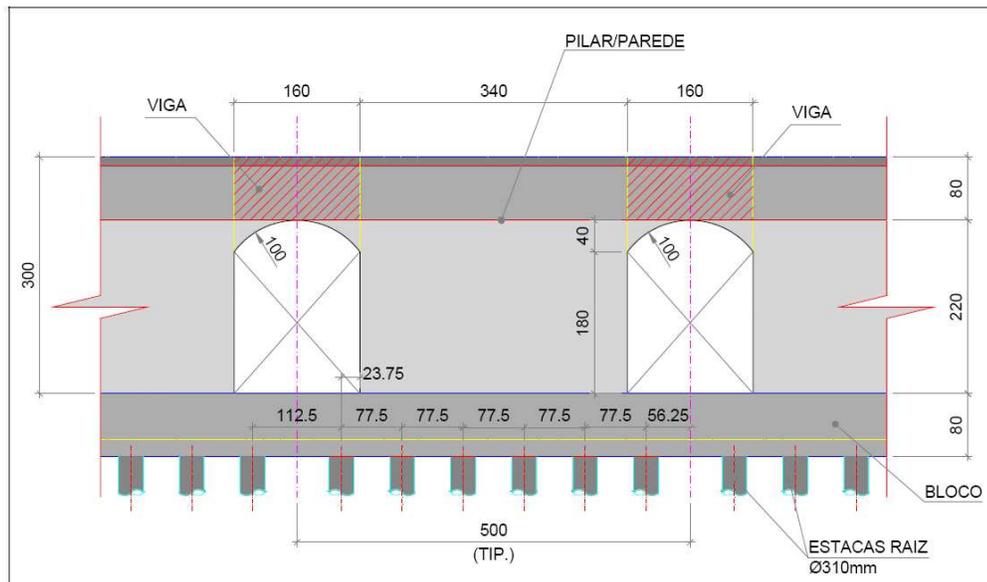


Figura 3.2 - Detalhe das aberturas entre os túneis (ENGESOLO, 2008)

Essas passagens, com 1,60 m de largura e praticamente em nível com a pista, fornecem condições ideais de acesso, inclusive para portadores de necessidades especiais (como usuários de cadeiras de rodas, por exemplo), atendendo assim aspectos importantes da norma NBR-9050 – “Acessibilidade a Edificações, Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos” e a IT-35 – Túnel Rodoviário do Corpo de Bombeiros de São Paulo. Ainda sobre a segurança dos pedestres, ressalta-se que esta fica garantida pela existência de elementos estruturais que impedem o acesso de veículos sobre suas faixas, pelo emprego das barreiras tipo *New Jersey* e dos próprios pilares (ENGESOLO, 2008).

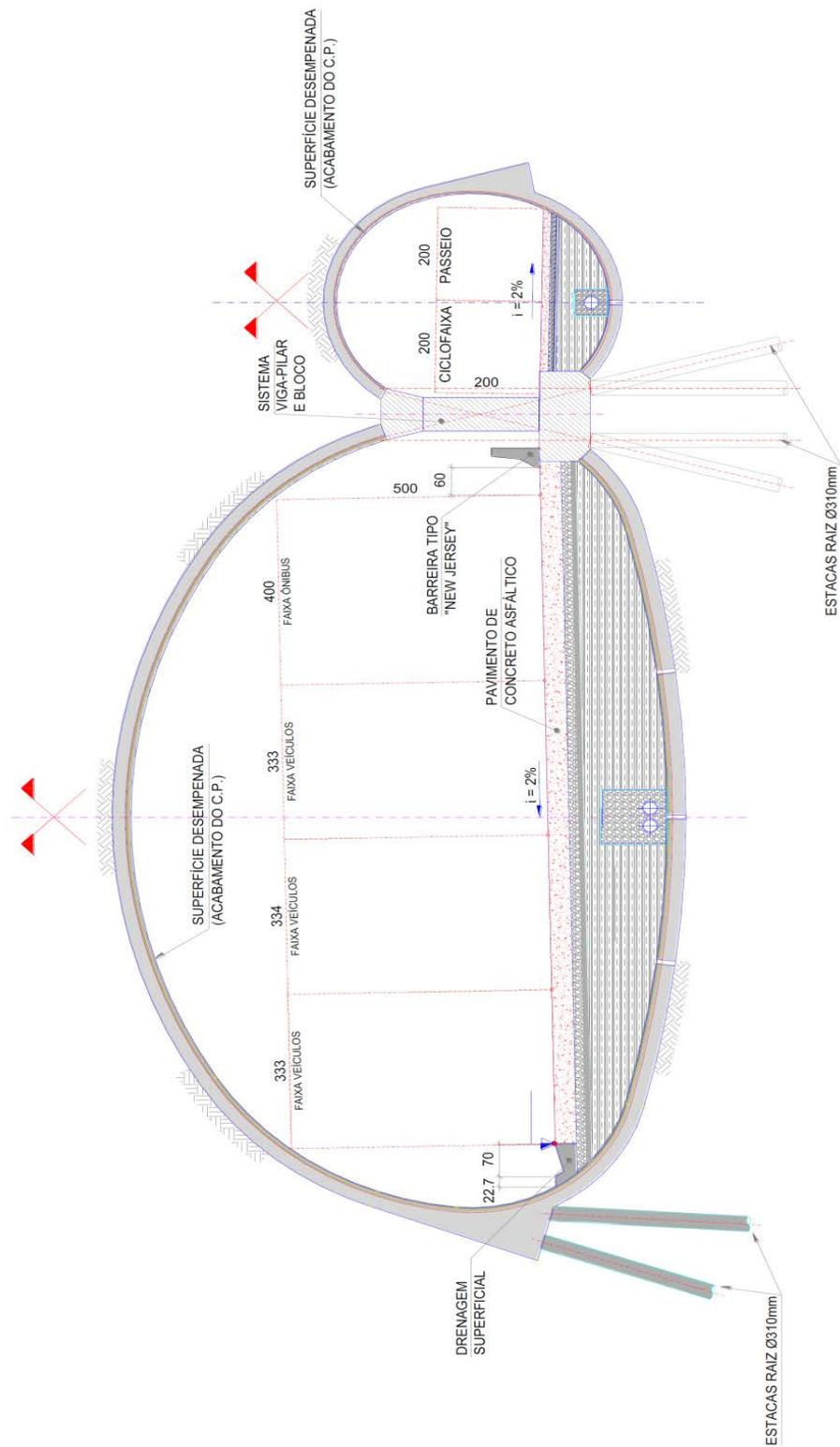


Figura 3.3 - Seção transversal do túnel duplo - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)

4 CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

4.1 Aspectos Geotécnicos

Os estudos associados às investigações geotécnicas correspondentes a implantação do OAE (obra de arte especial) denominada túnel Figura 4.1 e das obras de contenções foram realizadas de acordo com o plano de sondagem, envolvendo a realização de sondagens à percussão tipo SPT e mista/rotativa, sendo:

- 08 (oito) furos de sondagem à percussão (SPT);
- 01 (um) furo de sondagem mista/rotativa ϕ BX-SPT, com coroa de *widia* (não foi atingida a rocha), com ensaio de penetração dinâmica (SPT).

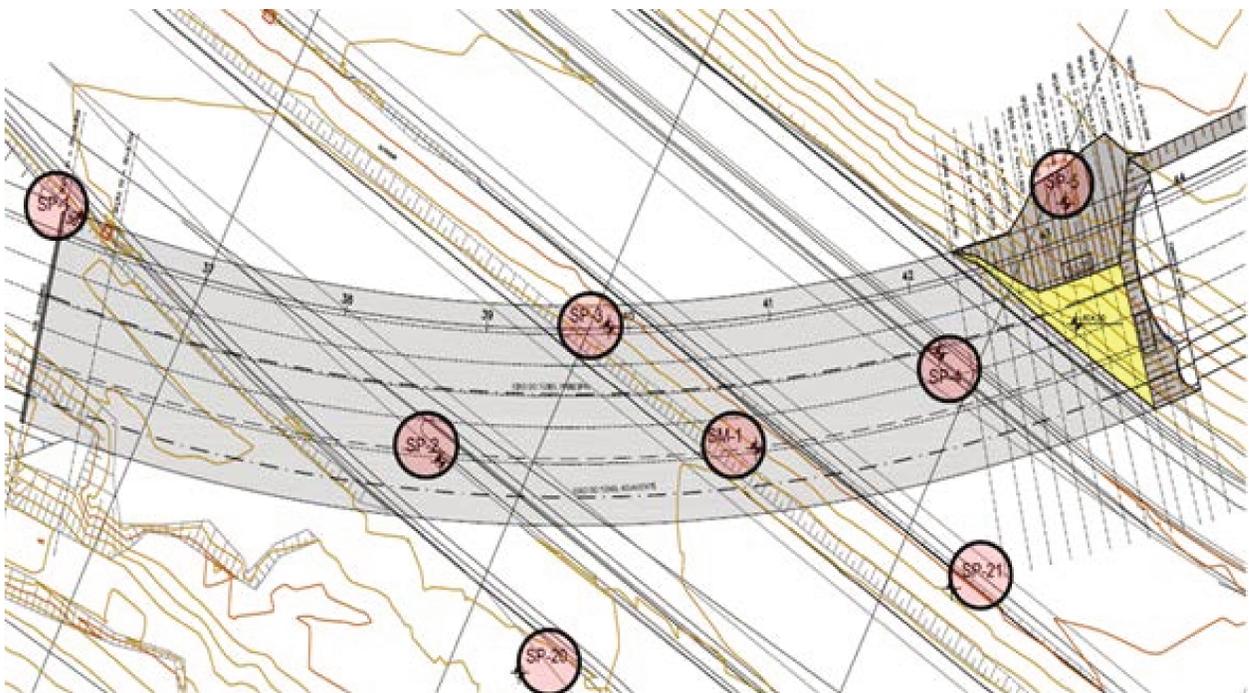


Figura 4.1 - Implantação do túnel e localização das sondagens adaptado (ENGESOLO, 2008)

Os valores médios de resistência do solo ao longo da profundidade, resultantes das sondagens à percussão do tipo *Standard Penetration Test* (SPT) realizadas no local de estudo são expostos na Tabela 4.1 e Figura 4.2.

Tabela 4.1 - Número de golpes *N_{spt}* ao longo da profundidade

PROF.	SM01	SP01	SP02	SP03	SP04	SP05	MÉDIA	DESVIO PADRÃO	COEF. VARIACÃO (%)
0	0	0	0	0	0	0	0,0	0,0	0,00
1	0	7	0	5	0	8	3,3	3,8	1,13
2	0	10	12	7	4	12	7,5	4,8	0,64
3	7	10	11	15	5	12	10,0	3,6	0,36
4	8	11	13	9	5	7	8,8	2,9	0,32
5	8	11	15	15	6	8	10,5	3,8	0,37
6	7	15	12	8	7	9	9,7	3,2	0,33
7	9	21	13	9	10	9	11,8	4,8	0,40
8	8	23	15	8	12	8	12,3	6,0	0,48
9	7	12	18	8	14	7	11,0	4,5	0,41
10	8	15	20	9	15	8	12,5	4,9	0,39
11	7	22	18	7	7	9	11,7	6,6	0,57
12	7	23	22	9	9	10	13,3	7,2	0,54
13	8	25	18	9	9	12	13,5	6,7	0,50
14	7	25	23	10	10	13	14,7	7,5	0,51
15	9	27	24	18	10	15	17,2	7,3	0,43
16	12	29	26	19	9	16	18,5	7,8	0,42
17	17	21	23	19	11	17	18,0	4,1	0,23
18	19	21	23	21	13	18	19,2	3,5	0,18
19	19	23	15	21	14	21	18,8	3,6	0,19
20	20	26	18	26	13	22	20,8	5,0	0,24
21	22	38	15	21	13	24	22,2	8,8	0,40
22	23		18	19	14	28	20,4	5,3	0,26
23	25		13	20	14	31	20,6	7,6	0,37
24	26		26	19	16		21,8	5,1	0,23
25	28		38	19	17		25,5	9,6	0,38
26	29			37	18		28,0	9,5	0,34
27	35				20		27,5	10,6	0,39
28					42		42,0	0,0	0,00
29								0,0	0,00

Conforme perfil geológico-geotécnico (Figura 4.3) pode-se notar que o túnel foi executado parcialmente, em camadas de aproximadamente 9 m de aterro compactado de argila siltosa, utilizada na construção da MG-010, com N_{SPT} variando de 5 a 15 golpes, seguida por camadas de siltes arenosos pouco argilosos, medianamente compactos a compactados, com N_{SPT} variando de 15 a 29 (ENGESOLO, 2008).

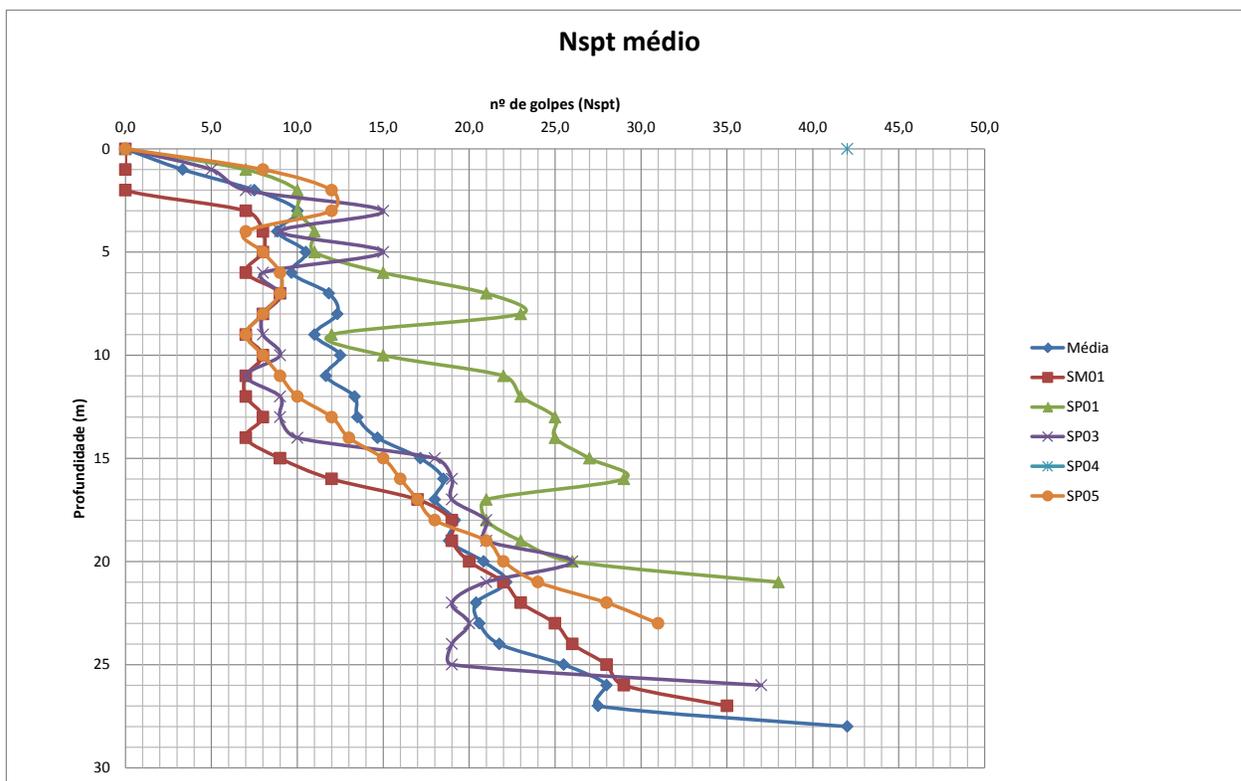


Figura 4.2 - Resistência à penetração do local de estudo ao longo da profundidade.

A obra em questão foi implantada em terrenos siltosos (argilosos e/ou arenosos), típicos da decomposição/alteração das rochas gnáissicas-migmatíticas do embasamento cristalino no chamado Completo de Belo Horizonte (Arqueano) (ENGESOLO, 2008).

Observou-se que o perfil típico do subsolo Figuras 4.3 e 4.4, é composto por solos silto-argilosos, mediamente compactados, rosados e avermelhados, de espessura média da ordem de 6 m, seguidos de siltes cada vez mais arenosos e compactos, amarelos e esbranquiçados, constituindo a transição de uma camada de 4 m (ENGESOLO, 2008).

O lençol freático se situa na camada de solos amarelos e esbranquiçados, oscilando geralmente entre 12 m e 22 m. É importante destacar o nível do lençol freático, que encontra-se abaixo da geratriz inferior do Arco Invertido Definitivo (AID), tornando assim bem mais favoráveis as condições de escavação.

Também foi possível verificar por meio dos furos de sondagem que o aparecimento de rocha alterada ocorre a partir dos 20 m (ENGESOLO, 2008).



Figura 4.3 - Perfil geológico-geotécnico adaptado (ENGESOLO,2008)

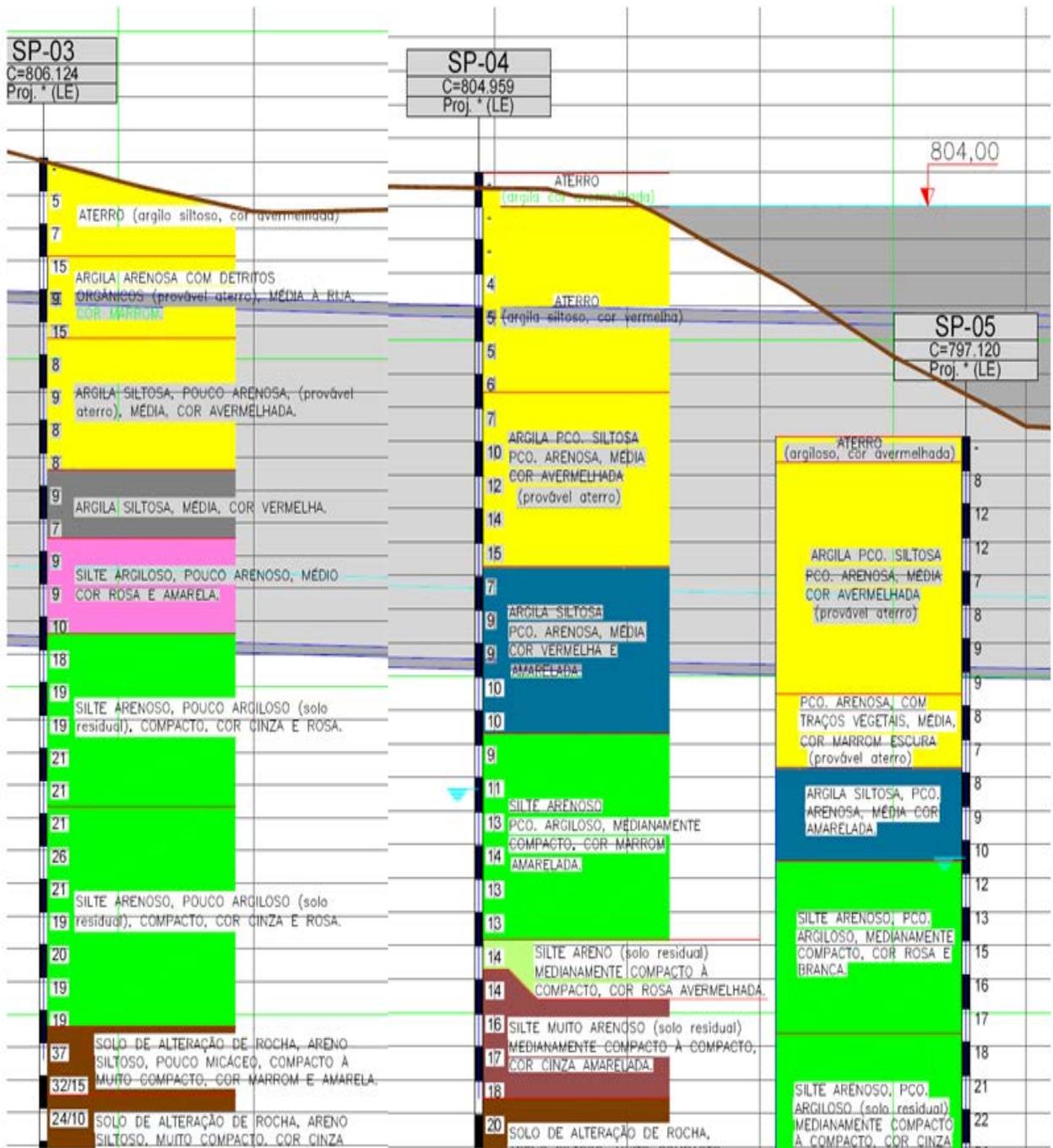


Figura 4.4 - Perfil geológico-geotécnico adaptado (ENGESOLO,2008)

4.2.2 Metodologia Empregada

Os métodos geofísicos são técnicas que fornecem informações sobre as propriedades físicas do subsolo, sem a necessidade da realização da escavação, ou seja, são processos não invasivos. O avanço deste método, com a utilização de equipamentos mais precisos, proporciona uma interpretação mais rápida e com maior segurança frente aos dados apresentados, o que permite sua aplicabilidade na caracterização de estruturas enterradas, como também em diversas outras áreas como: geotecnia, engenharia e mineração.

Para obras do Túnel CAMG, o método selecionado foi o GPR (*Ground Penetrating Radar*) que é um método de investigação geofísica fundamentado na emissão e recepção de ondas eletromagnéticas de alta frequência em subsuperfície (GPR GEOSCIENCE, 2009).

O funcionamento do método GPR baseia-se na seguinte sistemática: um pulso (onda) de energia eletromagnética é irradiado para o interior do solo por uma antena transmissora conforme exemplo da Figura 4.6. A energia refletida é captada pela antena receptora, sendo o sinal então, amplificado, formatado, armazenado e apresentado na tela de um *notebook* (SARAIVA, 2010).

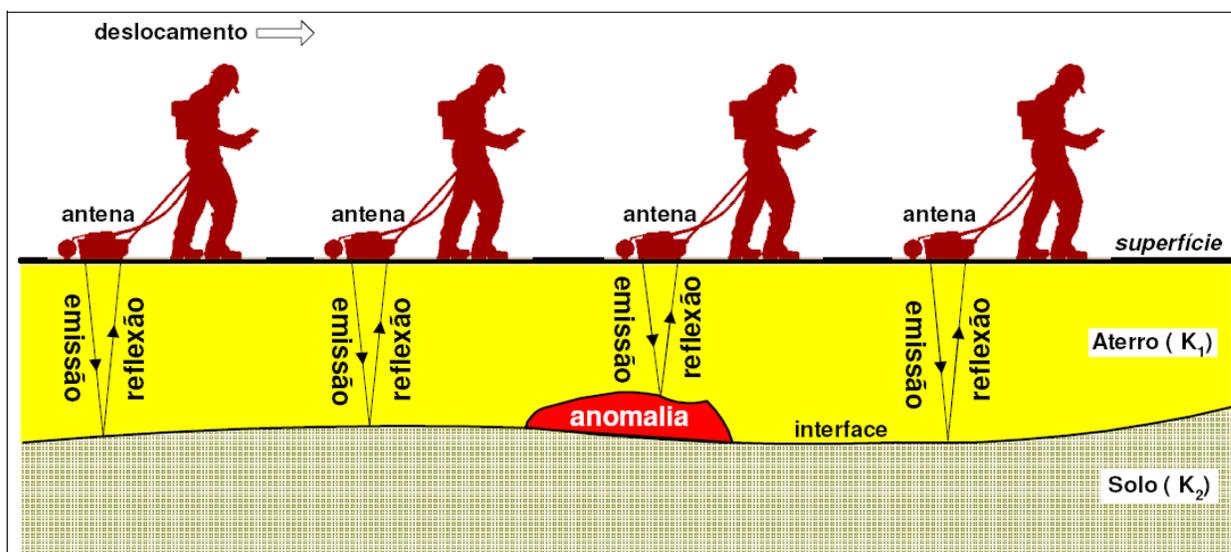


Figura 4.6 - Esquema de emissão e reflexão do sinal GPR em subsuperfície (GPR GEOSCIENCE, 2009)

As reflexões da onda eletromagnética em subsuperfície ocorrem nas interfaces de materiais com diferentes propriedades dielétricas. A propriedade física envolvida neste fenômeno é a permissividade dielétrica, que é expressa pelo coeficiente dielétrico “K” (SARAIVA 2010).

O levantamento geofísico por meio do GPR proporciona imagens de alta definição para as estruturas rasas que são identificadas na subsuperfície, conforme exemplo da Figura 4.7, onde verifica-se elementos hiperbólicos de difração determinados pela detecção de interferências (pontos circulares vermelhos) (GPR GEOSCIENCE, 2009).

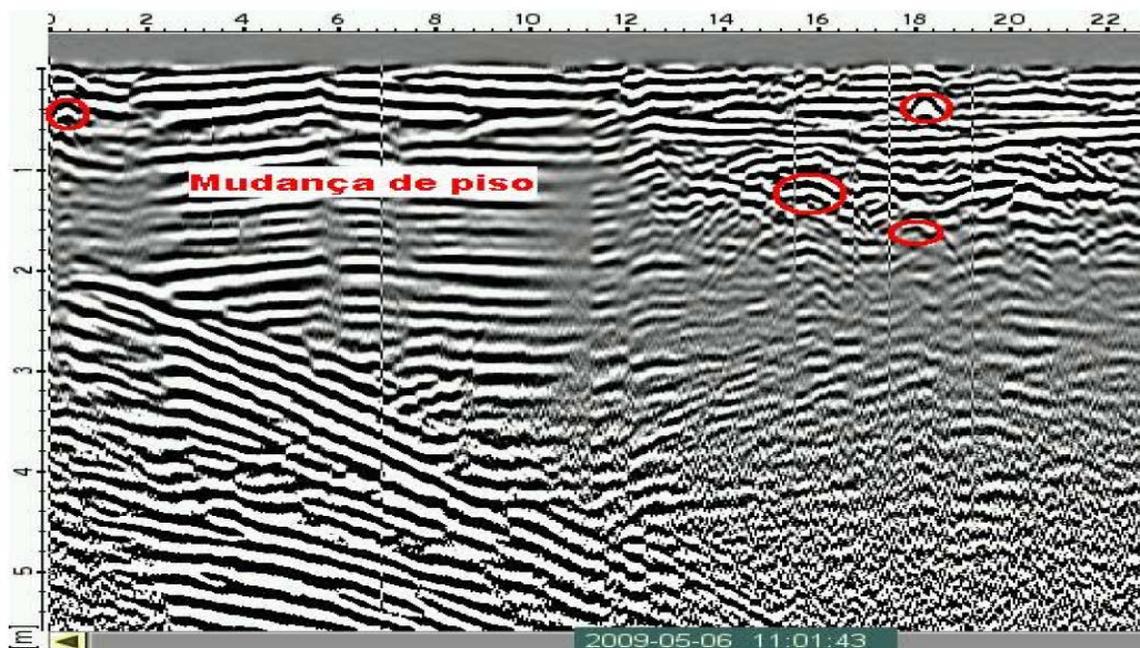


Figura 4.7 - Exemplo de seção GPR obtida com equipamento Easy Locator (GPR GEOSCIENCE, 2009)

A frequência da antena é escolhida de modo a fornecer a relação mais vantajosa entre a penetração e a resolução para um determinado objetivo, sendo que a maioria dos sistemas pode operar sob várias frequências. Assim, ondas de radar com frequências que variam de 10 a 200 MHz apresentam maior profundidade de penetração que as frequências situadas no intervalo de 250 a 600 MHz, que apresentam maior resolução, ou seja, maior detalhamento (GPR GEOSCIENCE, 2009).

4.2.3 Equipamento GPR

O conjunto proveniente do equipamento GPR é composto de quatro elementos: unidade de armazenamento (*notebook*), antena receptora e receptor eletrônico, antena transmissora e transmissor eletrônico e uma unidade de controle.



Figura 4.8 - Foto ilustrativa do equipamento GPR sendo utilizado em campo (GPR GEOSCIENCE, 2009)

O equipamento utilizado no levantamento de campo foi o *Ramac/Easy Locator*, marca Mala Geoscience (Figura 4.8), fabricado na Suécia, sendo utilizadas as antenas blindadas com frequência de 350 MHz, as quais devido a sua blindagem foi possível minimizar os efeitos de interferências externas (cabos elétricos, postes, objetos metálicos em superfície) e, desta forma, proporcionou a resolução e a profundidade de até 20 m de alcance requerida para o trabalho.

4.2.4 Interpretação dos Resultados

Os trabalhos de campo foram desenvolvidos em áreas pré-determinadas, por meio da execução de vários perfis GPR, com o objetivo de proporcionar a cobertura total das áreas investigadas. Na Figura 4.9, pode-se identificar todos os locais onde o GPR forneceu a posição exata das interferências, bem como a localização destas em toda a extensão no entorno do projeto.

A aquisição dos dados de campo, foi realizada por meio de perfilagem contínua, com arranjo dipolo (ou *common off-set*), que corresponde a uma separação constante entre as antenas transmissora e receptora, onde neste caso foi de 0,3 m para antena blindada de 350 MHz. A amostragem espacial foi de 1,5 cm, o que gerou dados de alta resolução.

O resultado da interpretação dos dados de GPR pode ser observado nas interferências locadas na Figura 4.9. Nesta situação é possível verificar a posição em planta do traçado e da geratriz superior de cada rede. Para facilitar a visualização, as interferências com continuidades, ou seja, tubulações, foram divididas em *layers* (linhas). A GPR GEOSCIENCE (2009), relata em seu relatório que para as interferências com muita coerência de continuidade e profundidade foi usada uma linha contínua de cor azul, já para os locais onde se tem dúvidas, usou-se uma linha pontilhada de cor vermelha. Duas tubulações foram identificadas como sendo cabos elétricos, para as demais não foi possível identificar o material que as mesmas conduzem.

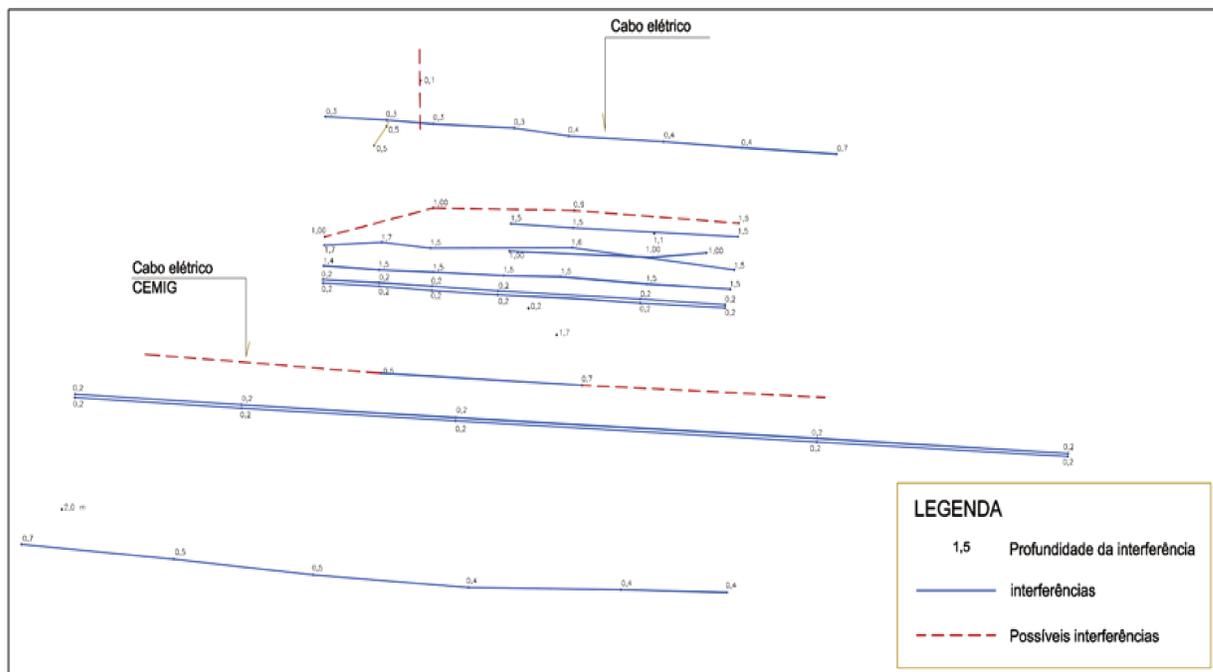


Figura 4.9 - Levantamento GPR com a identificação das interferências em planta adaptado (GPR GEOSCIENCE, 2009)

5 ESTABILIDADE DO TÚNEL

Os túneis estão entre as obras de engenharia que mais necessitam de uma observação criteriosa, considerando que são construídos num meio cujas características são conhecidas, em regra, de uma forma insuficiente.

5.1 Estabilidade do Maciço

O maciço que circunda o túnel, que inicialmente atua como elemento de carga, passa a se constituir como um componente de suporte e isto se deve à mobilização de suas tensões de resistência. Este é o princípio da estabilização pelo alívio das tensões por deformações controladas (Figura 5.1). A deformação excessiva do solo faz com que o maciço perca sua capacidade de auto-suporte e passe a exercer um esforço sobre a estrutura (SOLOTRAT, 2003).

A aplicação do revestimento de concreto projetado impede esta acomodação, como também a formação de vazios na junção estrutura-macício, mantendo sua qualidade. A característica deste revestimento possibilita que o suporte atue em toda a superfície escavada, melhorando assim sua interação com o maciço (SOLOTRAT, 2003).

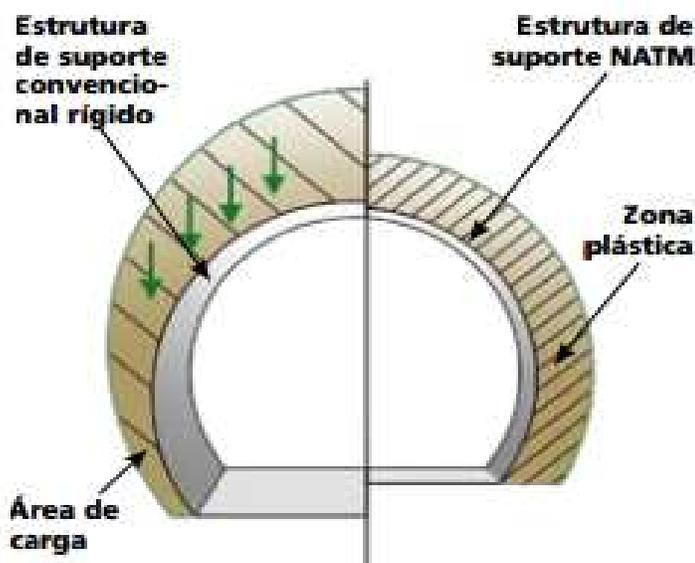


Figura 5.1- Cargas sobre o revestimento - (SOLOTRAT, 2003)

Na execução de túneis em solo que utilizam concreto projetado, é de extrema importância distinguir as propriedades de resistência do solo e conhecer os comportamentos do maciço perante as escavações.

Desta forma, fundamentado na reação do maciço perante a escavação e no *stand-up time*, chamada de *tunnel man's ground classification*, Terzaghi (1950) apresentou uma classificação de solo (Figura 5.2).

- Comportamento aos solos face à escavação

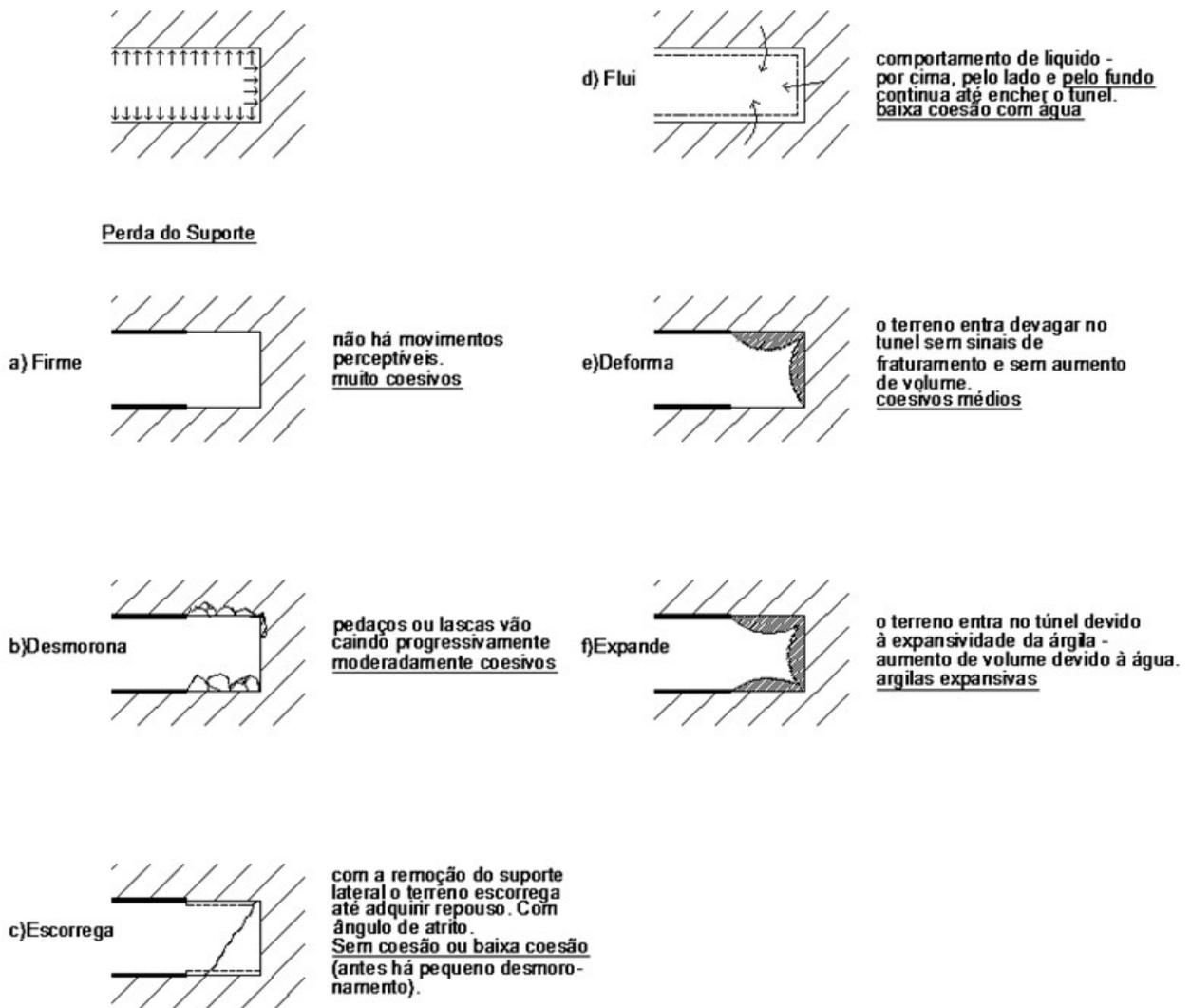


Figura 5.2 - Comportamento dos solos face a escavação - classificação de Terzaghi (1950)

A estabilidade do túnel pode ser dividida em dois tipos: estabilidade do maciço exposto e estabilidade da sua estrutura.

5.1.1 Estabilidade da Frente

A frente da escavação, tem um papel fundamental na estabilidade dos maciços escavados e suportados com concreto projetado. No entanto o projetado, apresenta uma enorme facilidade para adaptar-se a superfície, proporcionando uma estabilidade imediata a seção do maciço e contribuindo de forma considerável com o controle das deformações.

Murakami (2001) menciona que em maciços cujo solo da frente de escavação tenha problemas de estabilidade ou resistência, deverão ser utilizadas enfilagens longas, as quais permitem buscar apoio dentro do maciço, onde ele se mantém confinado. Neste caso, devem ser devidamente dimensionadas à flexão. As enfilagens longas podem, também, ser utilizadas para auxiliar na estabilidade da frente de escavação, funcionando como um elemento de reforço e ajudando no equilíbrio vertical da carga à frente.

Na concepção de Arslan et al.(2002), à medida em que se tem a diminuição da cobertura sobre os túneis, aumentam as chances de ruptura da escavação e os riscos às vidas humanas, assim como surgem as dificuldades técnicas e econômicas. Isto se deve ao fato da pequena cobertura não conseguir apresentar uma boa auto-sustentação.

As dimensões e as características do maciço estão associadas ao equilíbrio da estabilidade da frente de escavação. A condição pode ser local ou global. Na estabilidade local observa-se uma pequena parte do maciço (nas regiões circunvizinhas da escavação) e na global, uma região de maiores proporções que o maciço.

O mecanismo da estabilidade local (Figura 5.3) depende principalmente das tensões do maciço nas proximidades da abertura e da resistência que este apresenta na região suscetível ao colapso, o qual é caracterizado por uma desestruturação crescente do maciço.

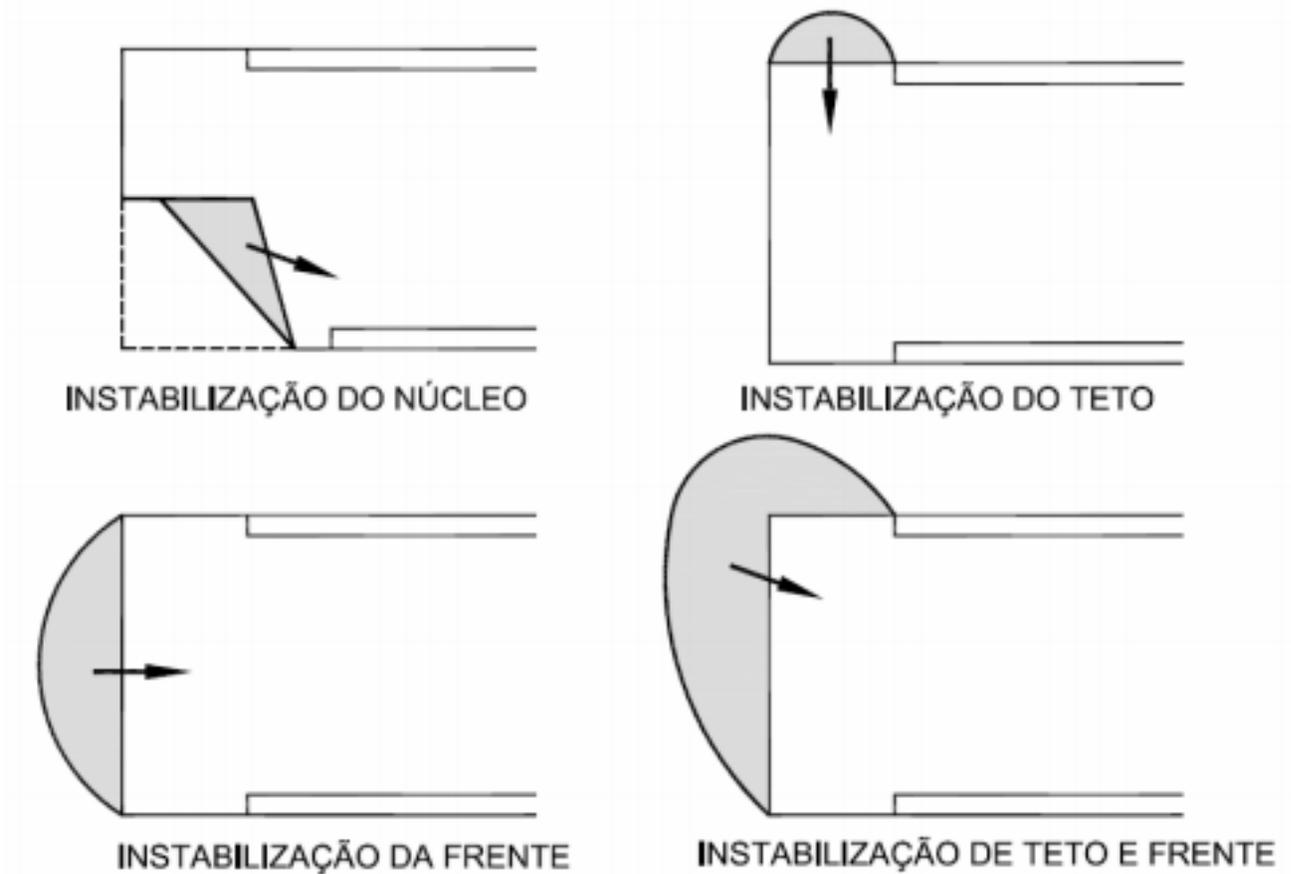


Figura 5.3- Mecanismos de colapso local - Fonte DER/SP

Entretanto, na estabilidade global (Figura 5.4), o mecanismo leva em conta o estado de tensão de volumes do maciço, que se encontram além da área de influência afetada pela escavação, ou seja, região maior que o maciço. Desta forma, Engesolo (2008) relata que o processo nesta situação apresenta uma característica de não ser fundamentalmente progressivo e envolver uma grande massa do solo, sendo necessárias elevadas tensões de confinamento na frente para controlá-lo.

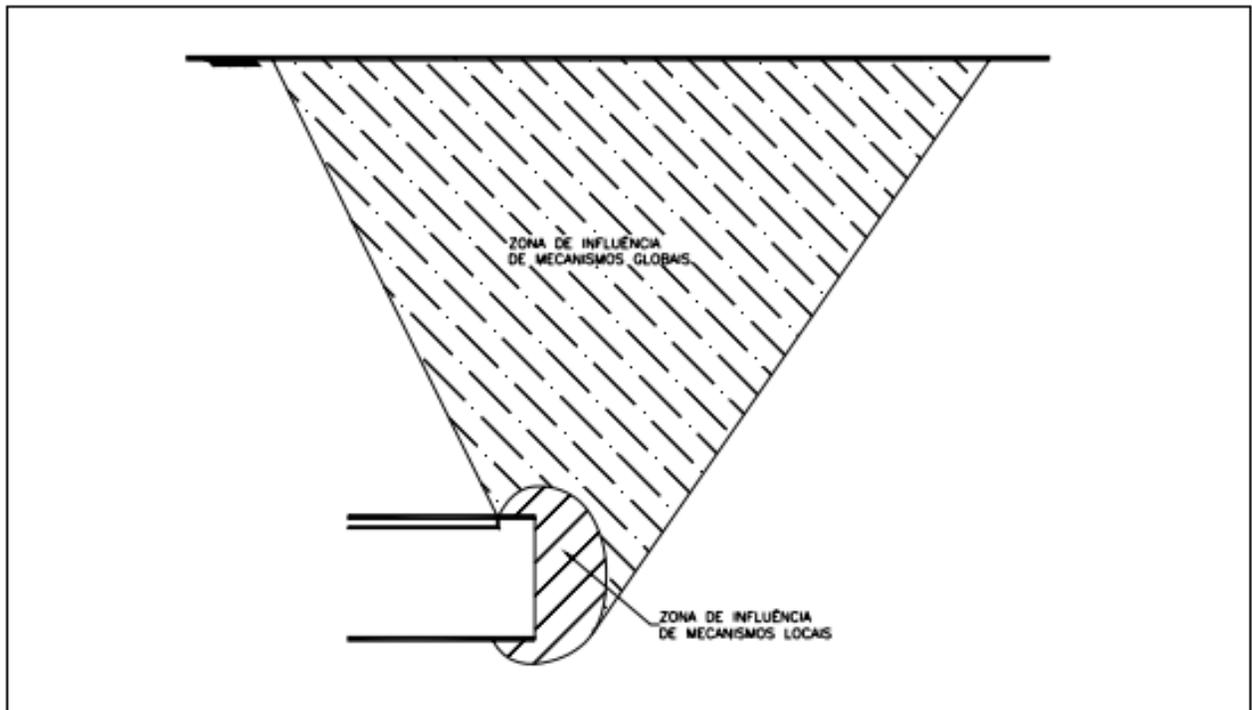


Figura 5.4 - Mecanismos global e local - (MURUKAMI, 2001)

O núcleo apresenta uma função extremamente importante na estabilização da frente de escavação, principalmente em solos com baixa capacidade de carga suscetíveis ao colapso. A Engesolo (2008), cita que outra virtude deste elemento está associada ao seu pequeno confinamento que é da mesma ordem de grandeza da ação instabilizadora. Por outro lado Carvalho (1995) menciona que para garantir a rigidez do núcleo de avanço, deve-se evitar os fenômenos de instabilidade de face e, conseqüentemente, controlar o surgimento da resposta em termos de deformação a montante da face de escavação e, portanto, também a sua evolução a jusante da face.

Algumas técnicas, como solo grampeado e a pregagem de frente tem como principal objetivo proporcionar maior segurança a frente de escavação e melhorar as características da resistência do maciço fornecendo maiores condições de confinamento.

É extremamente importante garantir a rigidez do núcleo de avanço e, conseqüentemente evitar os fenômenos de instabilidade provenientes dos mecanismos locais.

5.1.2 Estabilidade do Teto

Em virtude da baixa cobertura do Túnel CAMG (Figura 5.5), e da característica dos materiais envolvidos, o teto foi concebido para ser estável durante todo o ciclo de escavação, desta forma, foi estabelecido avanços de 80 cm, até que os elementos de suporte apresentassem resistência satisfatória, e isso não dependente somente da eficiência adquirida pelo concreto projetado, mas também das condições da fundação do suporte. A estabilidade depende do “tempo de sustentação”, que é função das características reológicas do maciço e do vão livre (ENGESOLO, 2008).

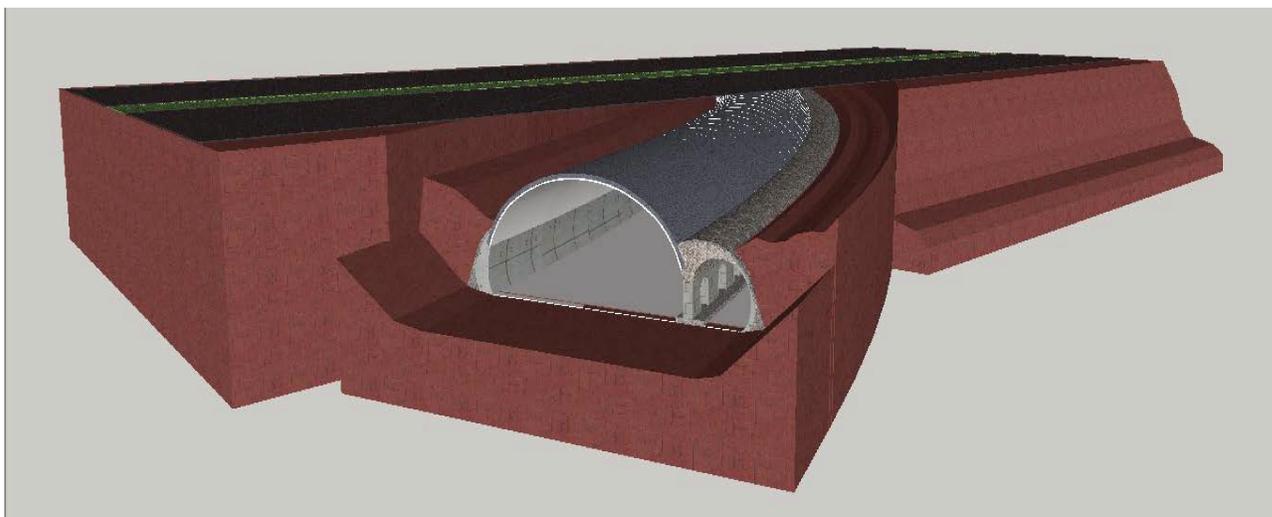


Figura 5.5 - Figura em 3D com a implantação do túnel sob a rodovia demonstrando a baixa cobertura.

As enfilagens estão entre as técnicas mais utilizadas com o intuito de suportar previamente a escavação do túnel e garantir a estabilidade do teto. Por outro lado, a composição da pregagem de frente com a existência do núcleo de grandes dimensões colabora para estabilidade da frente evitando eventuais colapsos.

5.2 Estabilidade da Estrutura

A estabilidade da estrutura é composta pelo concreto projetado, que tem como objetivo, equilibrar, por compressão, as cargas do maciço e sobrecargas devidas ao tráfego da rodovia ativa acima do maciço. Como se trata de um túnel muito raso, as tensões atuantes nas regiões laterais, as forças cortantes e os momentos fletores foram combatidos por armadura adicional (ENGESOLO, 2008).

Para suportar todo o peso do aterro, com a incorporação das cargas dos veículos de 10 kN/m^2 e os empuxos do solo, foram adotadas as mesmas cargas na fase provisória e permanente, de modo que a casca com 25 cm de espessura apresentou resultados satisfatórios. Houve ainda a aplicação de uma última camada de 10 cm que foi utilizada para acabamento e para proporcionar a implantação da drenagem.

Com o intuito de minimizar os recalques e proporcionar menores deslocamentos nas medidas internas de convergência na seção do maciço, foram executadas previamente através dos túneis pilotos estacas raiz $\text{Ø } 310 \text{ mm}$ (Figura 5.6).

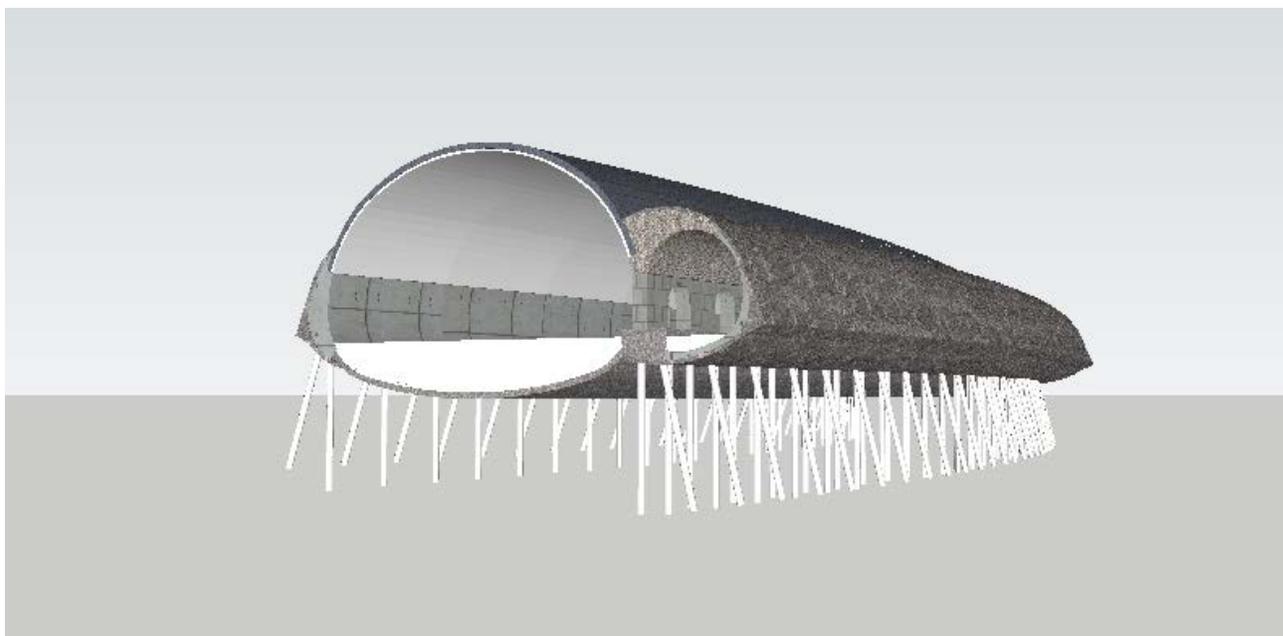


Figura 5.6 - Figura em 3D com a implantação das fundações do túnel em estaca raiz

6 PREPARAÇÃO DOS EMBOQUES E FRENTES DE SERVIÇO

Antes do início da escavação dos túneis, o talude foi preparado para minimizar os riscos de desmoronamento, tanto nos emboques quanto dentro do túnel. Em função das características geotécnicas do solo e da situação do entorno do projeto no que se refere à metodologia construtiva o modo utilizado para a contenção da terra dos taludes foi o solo grampeado (Figura 6.1), e no emboque sul foi concebida uma cortina tirantada.

6.1 Solo Grampeado

É uma técnica bastante eficaz no que diz respeito ao reforço do solo “*in situ*” em taludes naturais ou taludes resultantes de processo de escavação. O grampeamento do solo é obtido por meio da inclusão de elementos lineares passivos, semi-rígidos, resistentes à flexão composta, denominados grampos. Os grampos podem ser barras tubos de aço ou ainda, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular. Estes elementos de reforço são posicionados horizontalmente ou inclinados no maciço, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento (ORTIGÃO et al., 1993).

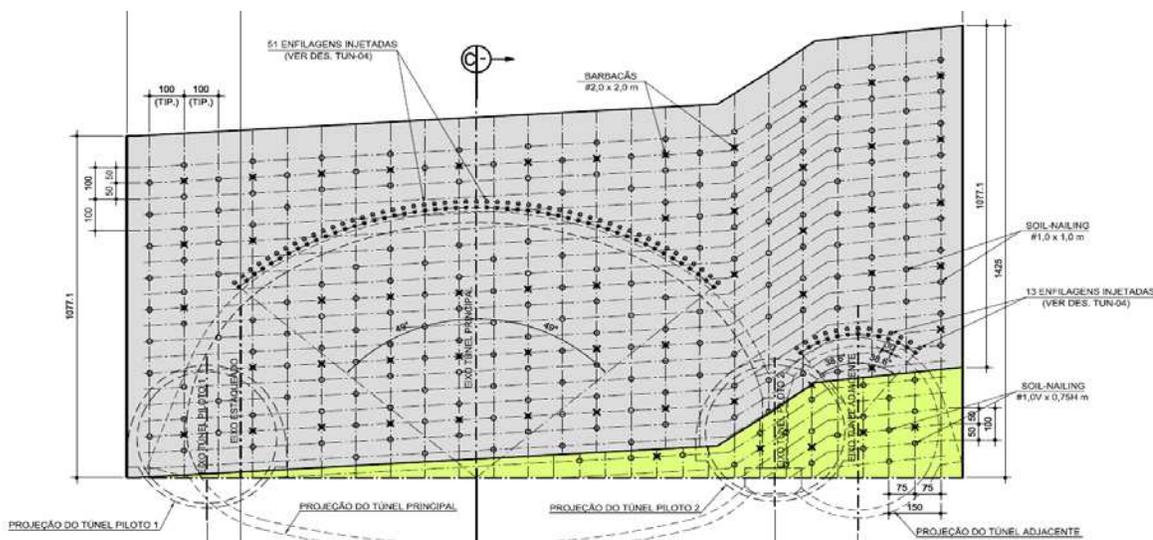


Figura 6.1 - Vista da contenção do talude frontal em solo grampeado - Túnel CAMG

6.1.1 Introdução

No processo de escavação de túneis o tratamento do solo é um elemento importante para a contenção tanto da frente de “ataque”, quanto do talude. Desta forma, a estabilidade do talude é adquirida com inserção de grampos, que atuam por atrito lateral, proporcionando a criação de uma massa de solo que contribui para a estabilidade do maciço.

6.1.2 Perfuração

Com o talude já limpo e nivelado, iniciou-se a fixação da tela e posteriormente executa-se a primeira linha de chumbadores (Figura 6.2). Nesta etapa, a perfuração foi executada por equipamentos mais pesados, entre 2000 e 4000 kg, sempre que possível, para o aumento da produtividade. Com fluido de limpeza do furo foi utilizada água para execução da perfuração das hastes constituídas de elementos cortantes na extremidade do tipo tricônes com “*widia*”, no diâmetro de 76 mm. A perfuração dos grampos da obra de acesso ao Túnel CAMG têm uma inclinação sub-horizontal, de 5° conforme detalhe da Figura 6.3.

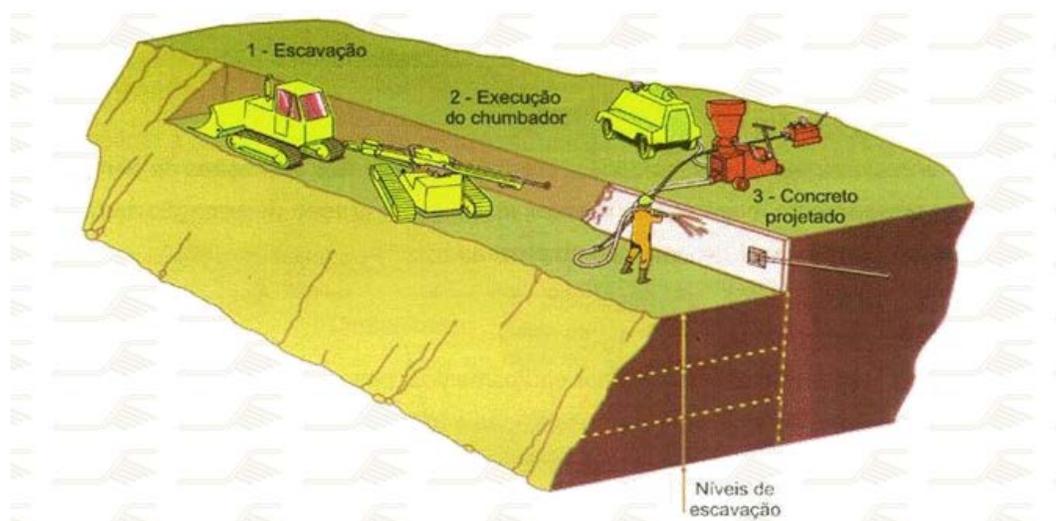


Figura 6.2 - Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com Equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).

6.1.3 Montagem

Após a perfuração dos nichos os chumbadores foram instalados e fixados às armações metálicas. Os grampos, ou chumbadores, receberam um tratamento anti-corrosivo (resinas epóxicas) antes de serem fixados no talude, para que desta forma, eles possam manter suas características de resistência no decorrer de sua vida útil. Ao longo dos chumbadores foram instalados elementos centralizadores que permitem o recobrimento com a calda de cimento. De acordo com o projeto (Figuras 6.3 e 6.4) da obra do túnel de acesso as especificações das barras usadas foram: Barra de aço CA50 – 16 mm, com comprimento de 10,5 m. Os espaçadores de nervura foram feitos em PVC e instalados na barra de aço a cada 1,2 m. Ao lado da barra, instalou-se os tubos para realização da injeção, com diâmetro de 10 a 15 mm, munidos de válvulas a cada 0,5 m, posicionadas até 2 mm da boca do furo.

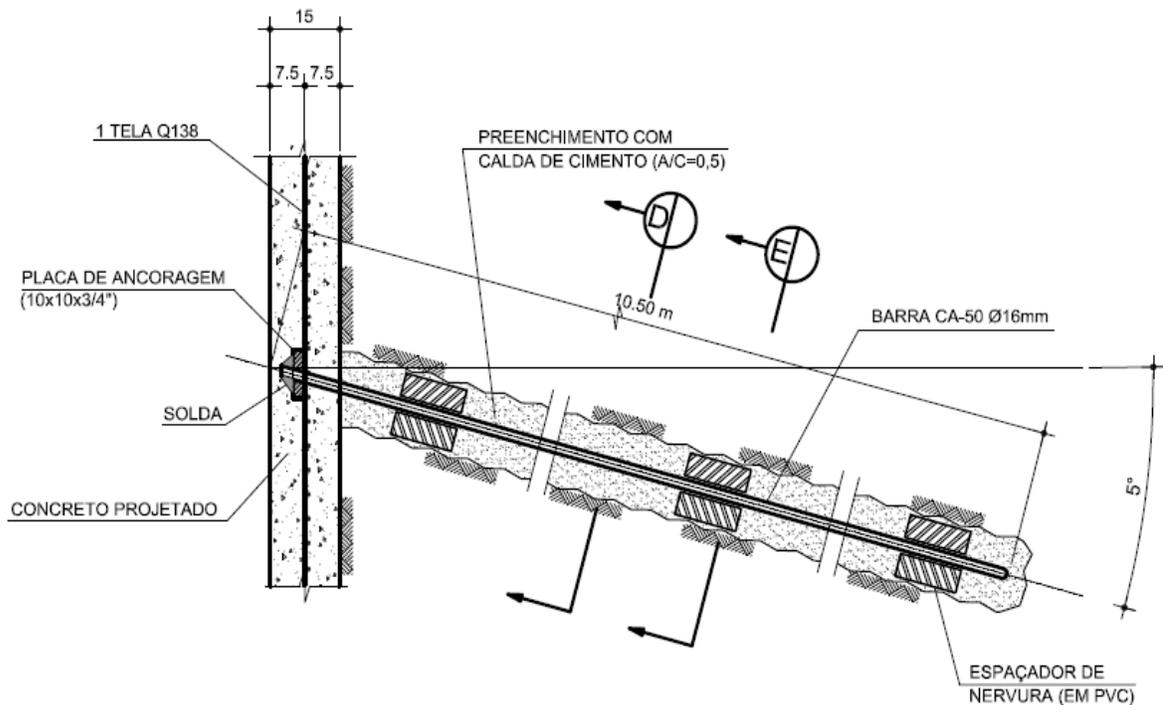


Figura 6.3 - Detalhe do processo solo grampeado - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

Posteriormente a instalação da armação no talude a calda de cimento foi injetada, e uma camada de concreto foi projetada na frente do furo para a instalação da placa de ancoragem conforme observado na (Figura 6.3) para o tracionamento dos grampos, sendo que posteriormente foi realizada a solda para travar o grampo de modo adequado.

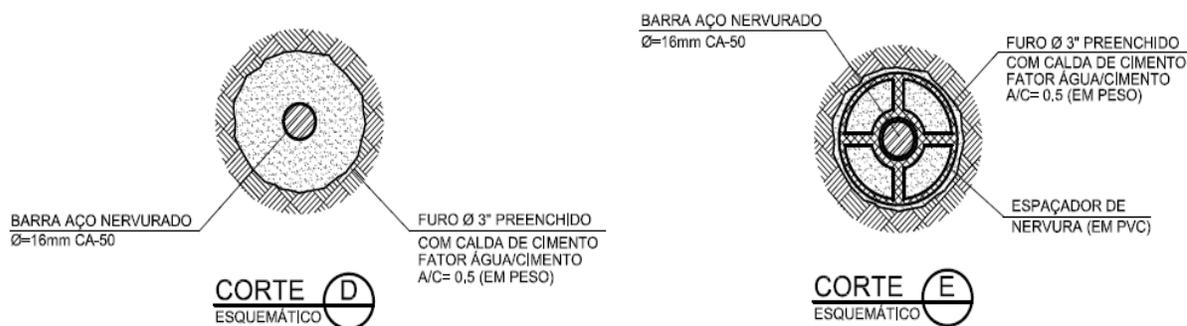


Figura 6.4 - Corte D e E processo solo grampeado - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

6.1.4 Injeção

A bainha foi injetada respeitando o fluxo ascendente, por meio de um tubo auxiliar removível, com calda de cimento fator água/cimento próximo 0,5 em peso. Verificou-se a utilização de um misturador de alta turbulência, onde a injeção foi executada até extravasar na boca do furo. Para uma boa aplicabilidade do processo recomenda-se a execução do preenchimento do furo com calda e posteriormente a introdução da armação metálica.

Zirlis et al. (1999) afirmam que nos casos onde se deseja um aumento na aderência lateral solo-calda é necessária a realização de uma segunda injeção (reinjeção) após um período de tempo total mínimo de 12 horas da fase de injeção inicial

6.1.5 Revestimento

Após a finalização da instalação dos grampos executou-se o concreto projetado na face do talude visando aumentar a resistência superficial do maciço. O concreto projetado serviu para estabilizar e proteger o talude evitando assim que ocorresse o início do processo de erosão, principalmente nas épocas de chuvas, onde é mais comum esse tipo de acidente (Figura 6.5).

O concreto projetado é constituído por uma armação de aço, composta por telas eletrosoldadas, podendo ter uma ou duas camadas, que variam de acordo com situação de campo, característica geotécnica do talude e premissas estabelecidas pelo projetista, sendo que para aplicação do Túnel CAMG foi executada em duas etapas.

Fibras metálicas de aço adicionadas ao concreto podem também ser utilizadas para aumentar a tenacidade e substituir o uso de telas, reduzindo assim o consumo das telas e da mão de obra para a instalação da mesma.



Figura 6.5 - Aplicação do concreto projetado no talude - arquivos Mendes Júnior

6.2 Cortina Atirantada

Cortinas atirantadas são contenções construídas com o intuito de proporcionar estabilidade em maciços em situação de risco, ou seja, em condições de escorregamento/deslizamento. Normalmente, essa técnica utiliza tirantes que são injetados no solo e posteriormente ancorados na extremidade de um muro de concreto armado.

6.2.1 Introdução

A aplicabilidade da cortina atirantada, proporciona algumas vantagens como solução de contenção, principalmente, para taludes com exigências de elevadas cargas tais como descritas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Vantagens cortina atirantada

VANTAGENS CORTINA ATIRANTADA	
(A)	A CORTINA ATIRANTADA PODE SER UTILIZADA EM DIVERSAS SITUAÇÕES, TALUDES NATURAIS, ÁREAS URBANAS, OBRAS DE ESTRADAS E FERROVIAS.
(B)	PODE SER APLICADA EM TALUDES COM VARIAÇÃO DE ALTURA, INCLUSIVE ACIMA DE 4 M, POIS É CAPAZ DE TOLERAR ELEVADAS CARGAS.
(C)	EM VIRTUDE DA UTILIZAÇÃO DOS TIRANTES PROTENTIDOS AS CORTINAS ATIRANTADAS SÃO CONSIDERAS ESTRUTURAS AUTO-PORTANTES E NÃO DEPENDEM DE NENHUM OUTRO APOIO
(D)	PROPORCIONA BAIXAS TENSÕES NA BASE TALUDE
(E)	A QUALIDADE DOS PROCESSOS, PODE SER AFERIDA, POIS TODOS OS TIRANTES SÃO ENSAIADOS / TESTADOS INDIVIDUALMENTE

Por outro lado, este processo também apresenta algumas desvantagens conforme Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Desvantagens cortina atirantada

DESVANTAGENS CORTINA ATIRANTADA	
(A)	MÉTODO CONSTRUTIVO APRESENTADO EM ETAPAS, CONSEQUENTEMENTE PROLOGAMENTO DO TEMPO DE EXECUÇÃO
(B)	A FALHA DE UM TIRANTE PODE PROPORCIONAR ELEVADOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS RESTANTES
(C)	A EMPREGABILIDADE DESTE MÉTODO APRESENTA UM RISCO COM RELAÇÃO A DURABILIDADE DAS CABEÇAS DOS TIRANTES ISSO EM FUNÇÃO DO PROCESSO DE CORROSÃO
(D)	DEFORMAÇÕES NO TERRENO PODEM ACONTECER EM VIRTUDE DAS TENSÕES EXERCIDAS PELO PROCEDIMENTO DA INJEÇÃO DAS ANCORAGENS
(E)	SOLUÇÃO CONSTRUTIVA DE ELEVADO CUSTO

6.2.2 Execução

O processo de execução da cortina atirantada do Túnel CAMG, adotou o sentido descendente, respeitando a retirada do solo em etapas, com a intenção de não pôr em risco a estabilidade do maciço. A perfuração dos tirantes foi executada com a inclinação 15° (Figura 6.6), diâmetro e comprimentos indicados conforme os parâmetros de projeto.

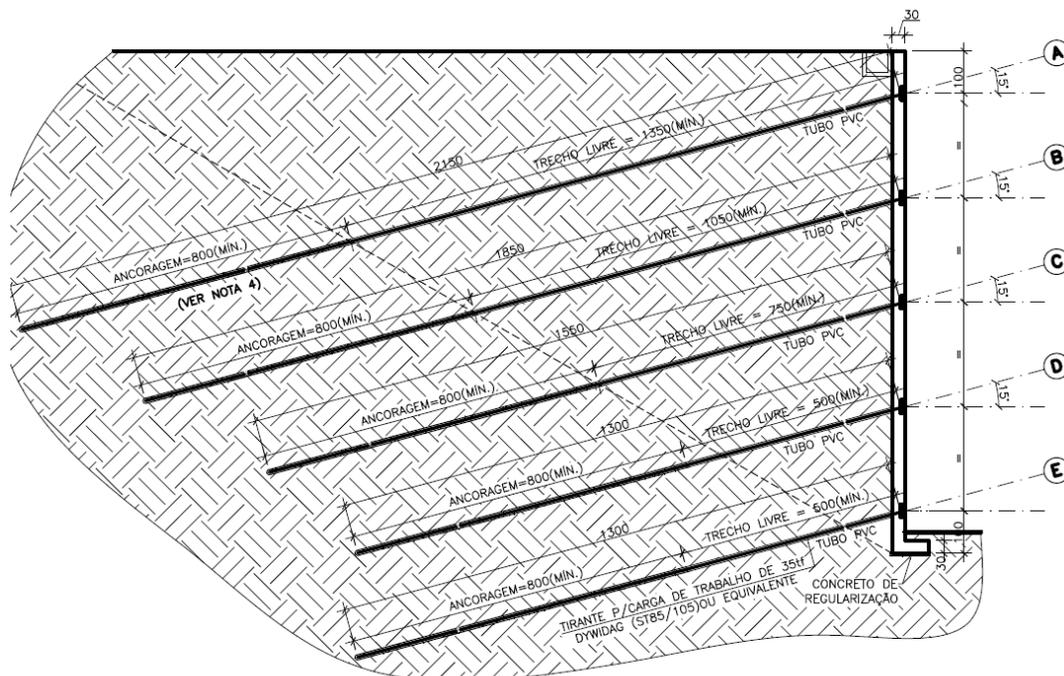


Figura 6.6 - Cortina atirantada perfuração dos tirante - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)

Como o término da perfuração, os tirantes foram instalados junto à pista marginal da Avenida Vilarinho MG-424 (Figura 6.7) e posteriormente iniciou-se a execução da injeção de calda de cimento da bainha. Por recomendação, para um tirante de cada linha foi realizado o ensaio de fluência. A injeção foi realizada respeitando as seguintes premissas: utilização de baixa pressão e a execução de baixo para cima, até que ocorresse o vazamento da calda de cimento na boca do furo.

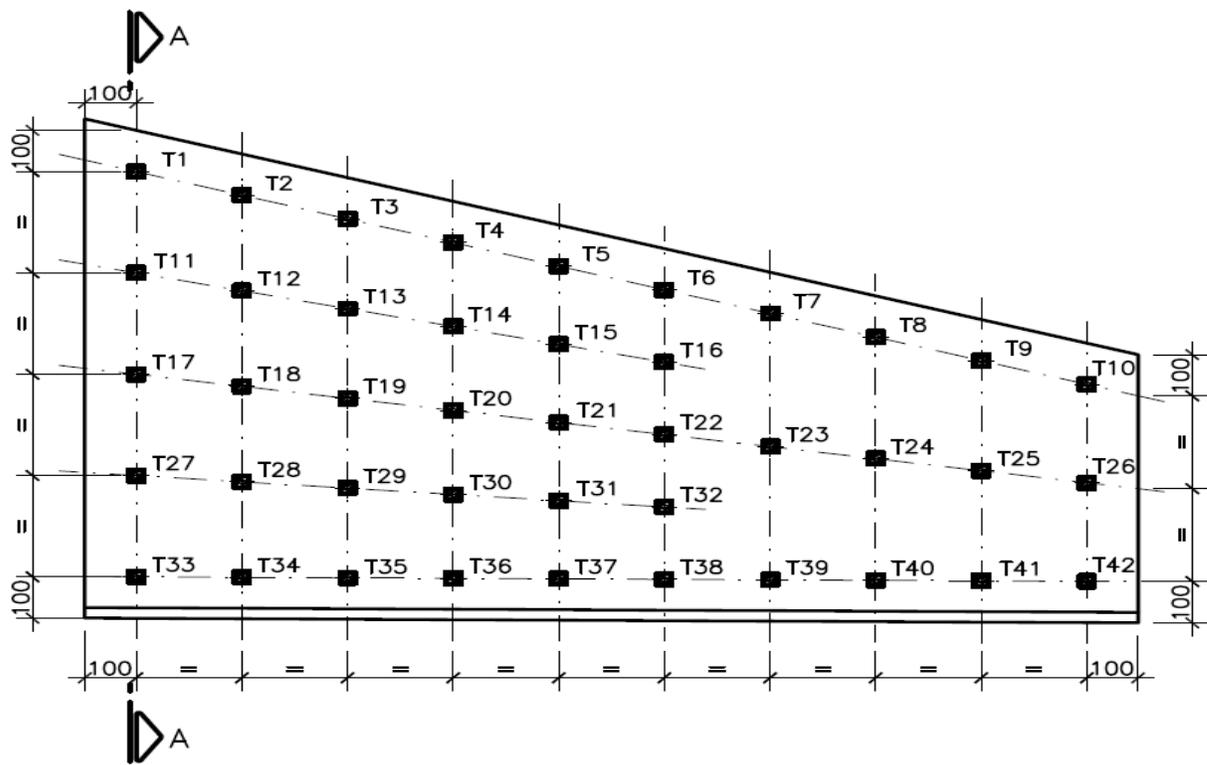


Figura 6.7 - Cortina atirantada locação dos tirantes - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)

Inicialmente, a pressão exercida deve ser suficiente para ocasionar a abertura da válvula, sendo em seguida monitorado o volume de calda injetada e a pressão atuante, até que seja atingida pressão suficiente para que a calda infiltre-se no solo. Neste ponto, deve-se cessar a pressão no interior do obturador, ocasionando assim o fechamento da válvula e impedindo o retorno de calda por dentro o tubo (YASSUDA & DIAS, 1998; e MORE, 2003).

Terminada essa primeira fase de injeção, é feita a lavagem do tubo. Caso não se atinja a pressão de injeção adequada no estágio de injeção primária, se repete o processo com novos estágios, tantos quantos necessários, respeitando o tempo de pega do cimento do estágio anterior (YASSUDA & DIAS, 1998; e MORE, 2003).

Realizada a escavação, executou-se a armadura e forma de fechamento e posteriormente a concretagem diretamente contra o terreno natural. Concluída a cortina, executaram-se as protensões dos tirantes dos vários níveis onde foram realizados os seus ensaios de qualificação e recebimento. Com resultado dos ensaios, coube ao projetista liberar a concretagem das cabeças dos tirantes, ou, em contrapartida, mandar executar novo estágio de protensão.

A norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 1996) estabelece que todos os tirantes devem ser submetidos a ensaios de protensão. Sendo esses ensaios determinados como:

(A) - ensaio de recebimento: aplicado a todos os tirantes, onde 10% destes são levados a cargas de protensão a até 175% da carga de trabalho, e os demais devem ser levados a 150% da carga de trabalho.

(B) - ensaio de qualificação: aplicado a 1% dos tirantes da obra, com esse ensaio é verificado a capacidade de carga do tirante e seus deslocamentos sob carga, calculando seu comprimento livre e avaliando o atrito ao longo deste comprimento livre (NBR 5629 ABNT, 1996).

Após execução das paredes em concreto estrutural, estas foram atirantadas, através de *block out's* deixados durante a concretagem das paredes. O solo foi perfurado, para permitir a execução dos tirantes dywidag protendido, em aço ST85/105, diâmetro 32 mm e carga de trabalho de 300 e 350 kN (Figura 6.8).

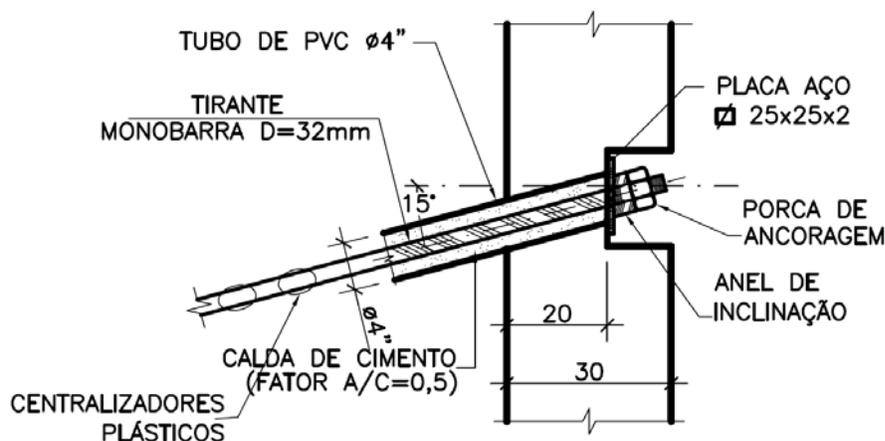


Figura 6.8 - Detalhe do tirante - Túnel CAMG (ENGESOLO, 2008)

6.3 Drenagem do Maciço

É extremamente necessário salientar que enquanto houver a ocorrência de água, é imprescindível à colocação de drenos entre a estrutura e o solo, pois essa técnica permite o alívio destas pressões sobre a superfície de suporte do túnel, melhorando as condições de segurança da obra e facilitando a escavação.

6.3.1 Dreno Barbacã

Para evitar o acúmulo de água na parte anterior das contenções de concreto, foi utilizado um tubo de PVC de \varnothing 50 mm, inclinado 20° sub horizontalmente (Figura 6.9). Um recorte de manta geotêxtil foi fixado com fio de nylon no fundo do tubo com brita dentro, para evitar o vazamento de solo, e conseqüentemente um processo de erosão capaz de comprometer a estabilidade do corte.

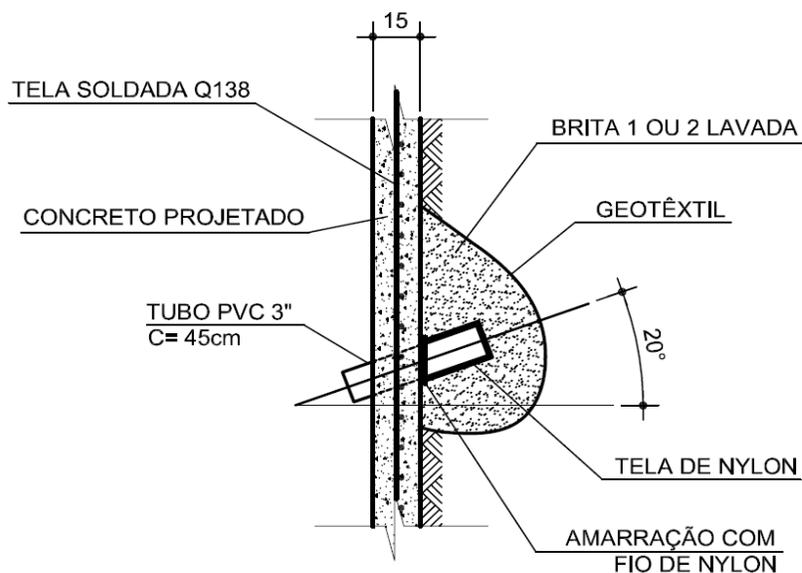


Figura 6.9 - Detalhe dreno barbacã - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

6.3.2 Dreno Horizontal Profundo (DHP)

O DHP (Figura 6.10), tem a função de coletar águas infiltradas ou de lençóis de modo a diminuir as sub-pressões existentes ou mesmo reduzir e afastar as redes de fluxo, garantindo, desta forma sua estabilidade. A drenagem profunda tem como principal objetivo a retirada de água do maciço, reduzindo a pressão neutra.

Drenos constituem um sistema de drenagem simples e de fácil execução, eles são perfurados com inclinação entre 3° a 10° com a horizontal, de modo que o escoamento gravitacional seja satisfatório, estas são executadas em maciços de solos podendo ser em aquíferos confinados ou não confinados. As perfurações possuem diâmetros aproximados que variam de 50 mm (Tubo liso) a 100 mm, sendo, geralmente, revestidas. A remoção do revestimento de perfuração ocorre quando se atinge a profundidade desejada.

A preparação dos tubos de drenagem do Túnel CAMG foi executada no próprio canteiro de obras. O tubo de PVC de \varnothing 50 mm tem partes lisas e partes com ranhuras ou furos. Após o furo do tubo, ele foi envolvido por uma manta geotêxtil antes de ser inserido para dentro do talude.

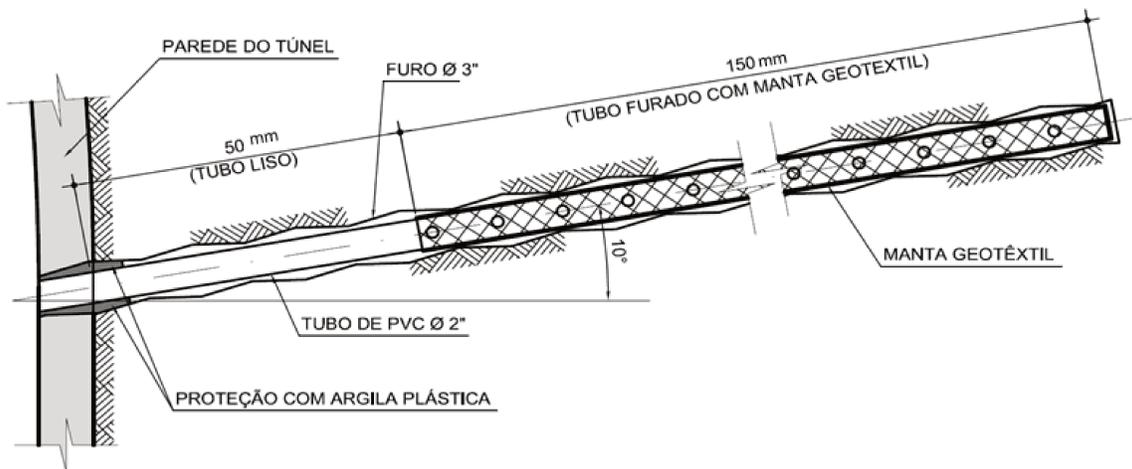


Figura 6.10 - Detalhe dreno horizontal profundo (DHP) - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

Para maior eficiência, o DHP deve ser posicionado no maciço geológico de tal forma que a extensão do tubo filtrante imersa no aquífero seja o maior possível. Para tanto, em aquíferos confinados, é necessário o prévio conhecimento da distribuição da camada que constitui o aquífero e, no caso de aquíferos livres, o comportamento da superfície do lençol freático deve ser conhecido antes da locação dos DHPs. Entretanto, na maioria dos casos existem caminhos preferenciais de percolação nos maciços geológicos, que concentram a água subterrânea e podem ser de difícil localização, obrigando o posicionamento da DHP por tentativas (DOBEREINER E VAZ, 1998).

Os drenos devem ser projetados para interceptar o maior número de veios permeáveis possíveis ou mesmo aquíferos confinados, pois a função do dreno é ser um “escape” de alívio para regiões onde ocorre subdireção, pois estes sistemas rebaixam o nível piezométrico, sendo o volume extraído através do dreno diretamente proporcional à permeabilidade e ao gradiente hidráulico. O fluxo tende a reduzir, proporcionalmente à redução do gradiente, até restabelecer a condição de regime permanente (GEO-RIO, 2000).

6.3.3 Dreno Horizontal Profundo à vácuo (DHPv's)

Com intuito de mitigar o aumento momentâneo do NA, principalmente na ocasião das chuvas fortes e prolongadas, foi executado também o dreno horizontal profundo à vácuo (Figura 6.11).



Figura 6.11 - Detalhe dreno horizontal profundo a vácuo (DHPv' s) – Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

7 SEQUÊNCIA EXECUTIVA

As execuções dos túneis seguiram uma ordem cronológica, de modo que cada etapa pudesse complementar a anterior. Os dois túneis pilotos começaram a ser escavados antes que o principal (Figura 7.1). Desta forma, somente após a escavação dos túneis pilotos, e a conclusão da parte estrutural do túnel adjacente, foi possível iniciar-se a escavação do maciço principal. Depois de concluído, as partes internas das paredes dos túneis pilotos foram demolidas (Figura 7.2) para a finalização do túnel principal.



Figura 7.1 - Execução dos túneis pilotos 1 e 2 - arquivos Mendes Júnior

Previamente ao início da escavação, realizou-se o preparo da região do solo de forma a permitir a sequência do processo executivo do túnel. Os métodos empregados para o tratamento do solo no túnel de acesso à CAMG foram as enfilagens e as pregagens. A enfilagem foi executada através da injeção de cimento por meio de tubos inseridos na parte superior da escavação, desta forma, a enfilagem atuou como um elemento de suporte junto o maciço acima da escavação. Durante a execução dos trabalhos na frente de escavação foram feitas várias pregagens por toda a frente de

“ataque” para dar mais sustentação ao solo durante o período de escavação, evitando eventuais desmoronamentos.

Com a conclusão das enfilagens e pregagens, ocorreu a liberação para o início da escavação, retirando desta forma o solo e iniciando-se a instalação das cambotas. As cambotas são estruturas que modelam e dão apoio ao túnel até que seja feita a concretagem da parede, assim elas servem como um elemento de orientação para que o lançamento do concreto projetado seja executado corretamente. As cambotas são constituídas de armações de aço treliçado, que tem também como finalidade sustentar as enfilagens, mantendo a parte superior do túnel estável, enquanto a estrutura não foi completamente concluída.



Figura 7.2 - Paredes dos túneis pilotos 1 e 2 - arquivos Mendes Júnior

A obra do túnel de acesso ao Centro Administrativo de Minas Gerais foi executada em 10 etapas descritas a seguir:

1ª Etapa: Execução da enfilagens.

2ª Etapa: Escavação dos túneis pilotos 1 e 2.

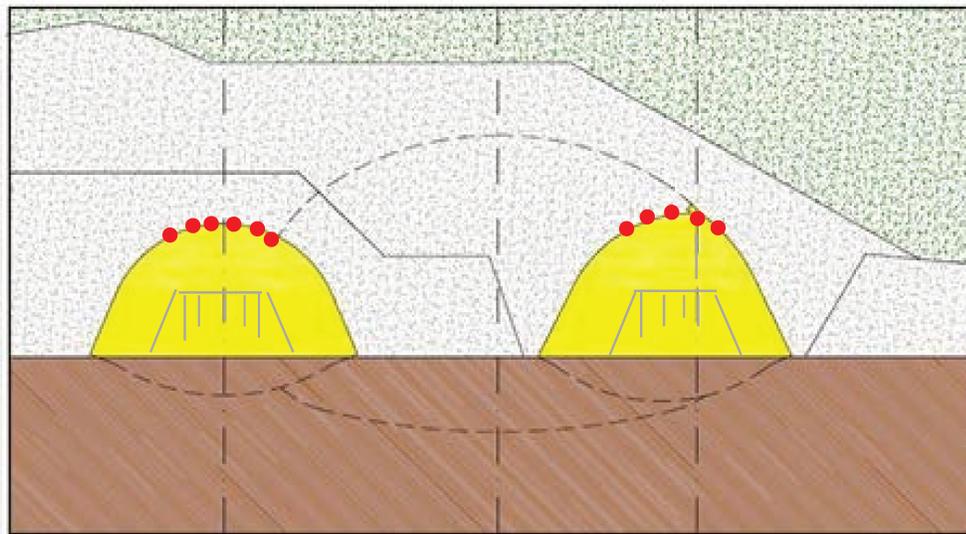


Figura 7.3 - Sequência executiva 1ª etapa - Túnel CAMG

3ª Etapa: Colocação das cambotas e aplicação do concreto projetado nos túneis pilotos.

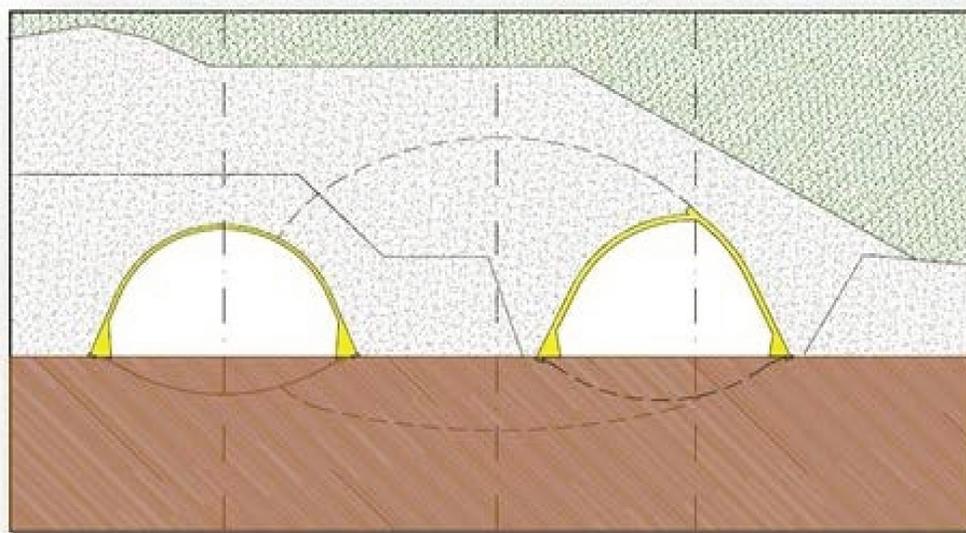


Figura 7.4 - Sequência executiva 2ª etapa - Túnel CAMG

4ª Etapa: Escavação do *invert* nos túneis pilotos.

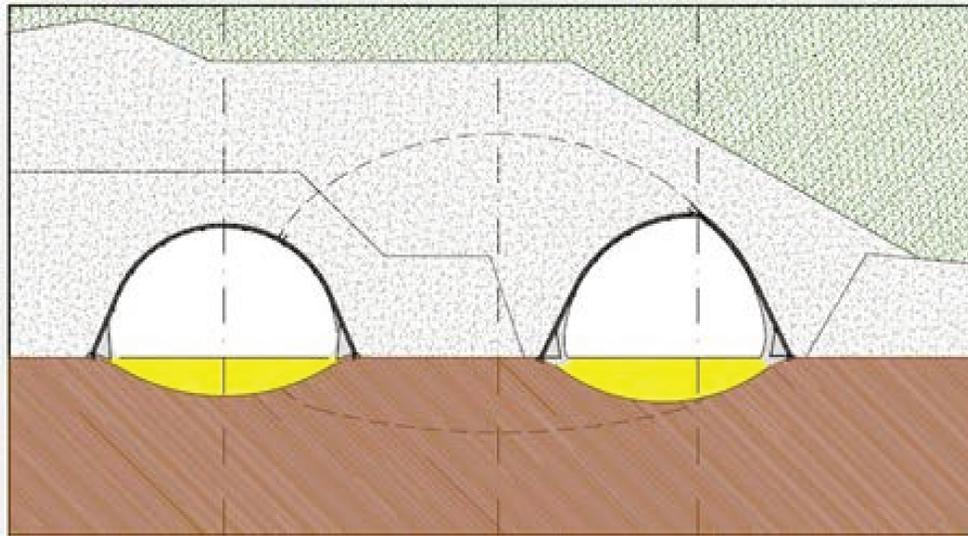


Figura 7.5 - Sequência executiva 3ª etapa - Túnel CAMG

5ª Etapa: Aplicação do concreto projetado e fechamento do *invert* nos túneis pilotos.

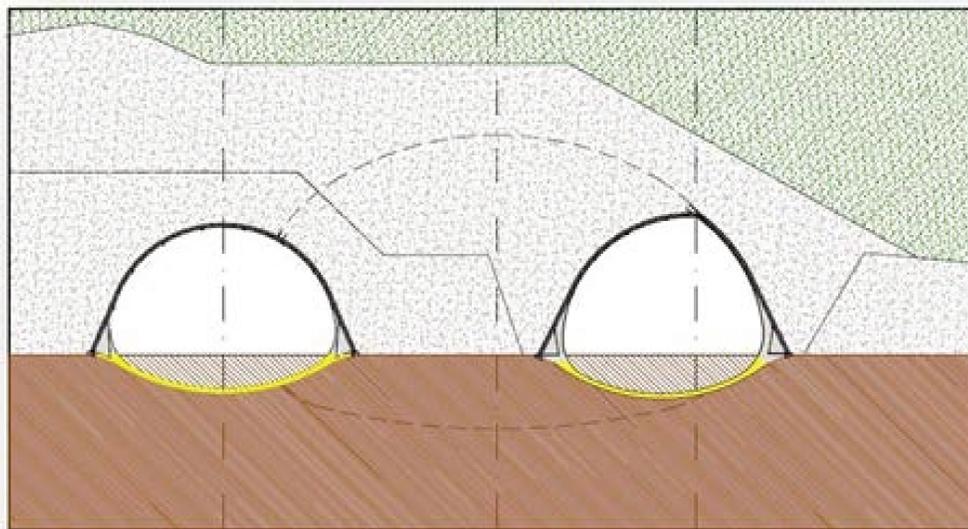


Figura 7.6 - Sequência executiva 4ª etapa - Túnel CAMG

6ª Etapa: Execução das fundações em estaca raiz e concretagem dos blocos dentro dos túneis pilotos.

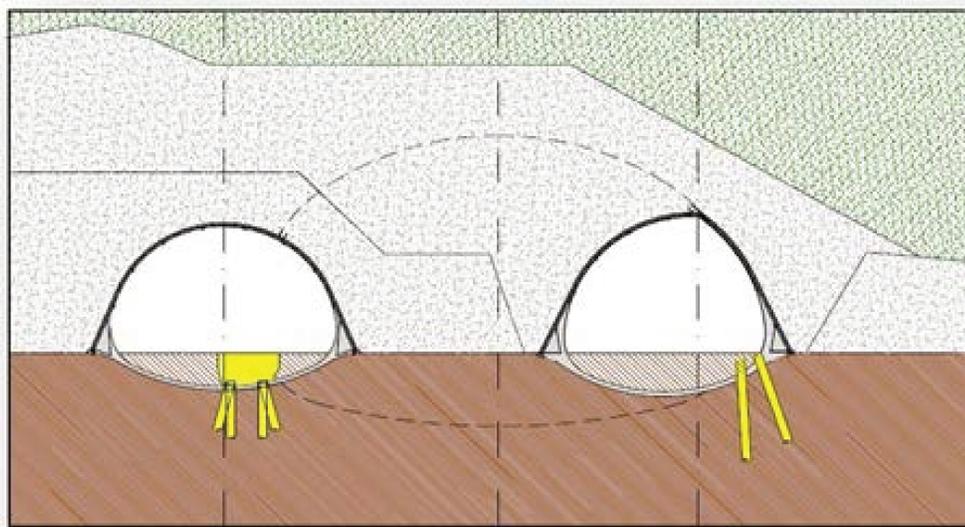


Figura 7.7 - Sequência executiva 5ª etapa - Túnel CAMG

7ª Etapa: Execução das estruturas dentro dos túneis pilotos.

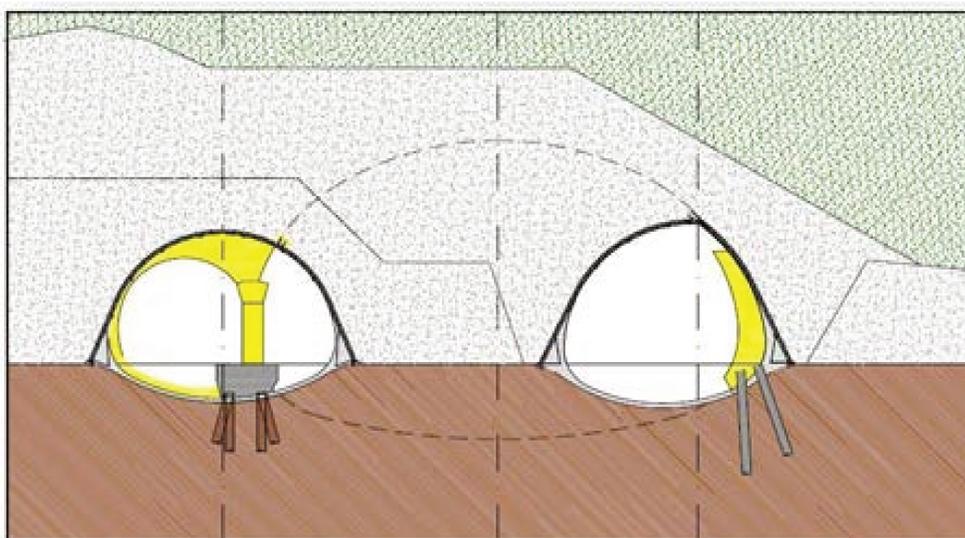


Figura 7.8 - Sequência Executiva 6ª etapa - Túnel CAMG

8ª Etapa: Escavação do túnel principal.

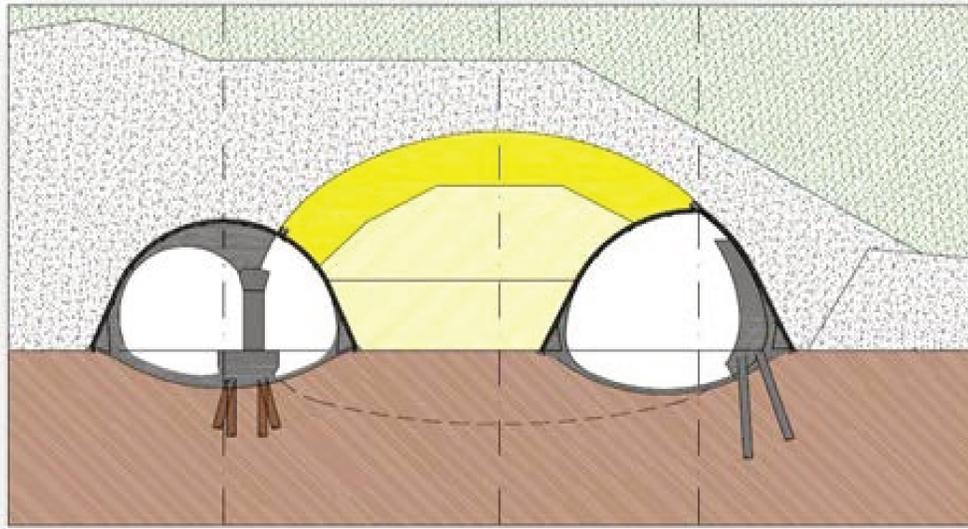


Figura 7.9 - Sequência executiva 7ª etapa - Túnel CAMG

9ª Etapa: Colocação das cambotas e aplicação do concreto projetado no túnel principal.

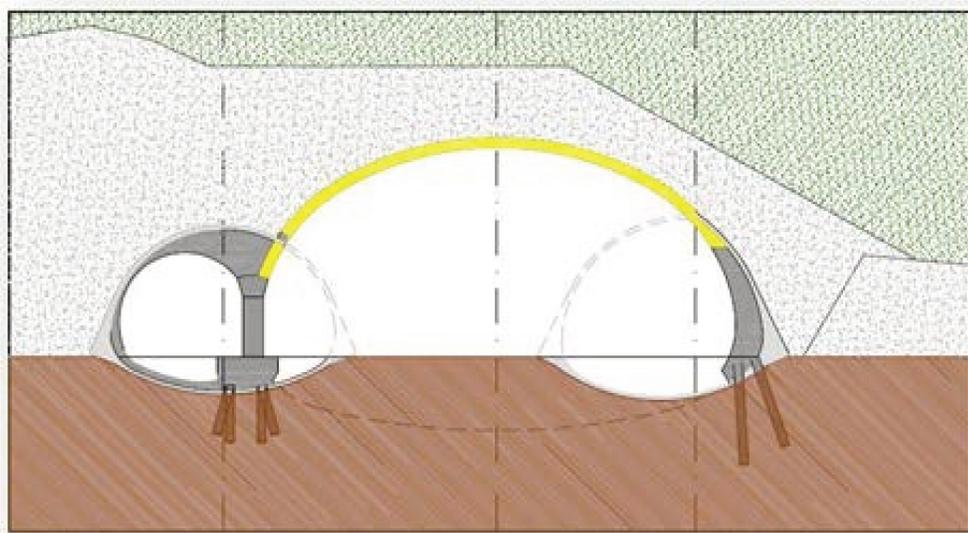


Figura 7.10 - Sequência executiva 8ª etapa - Túnel CAMG

10ª Etapa: Escavação do *invert* do túnel principal.

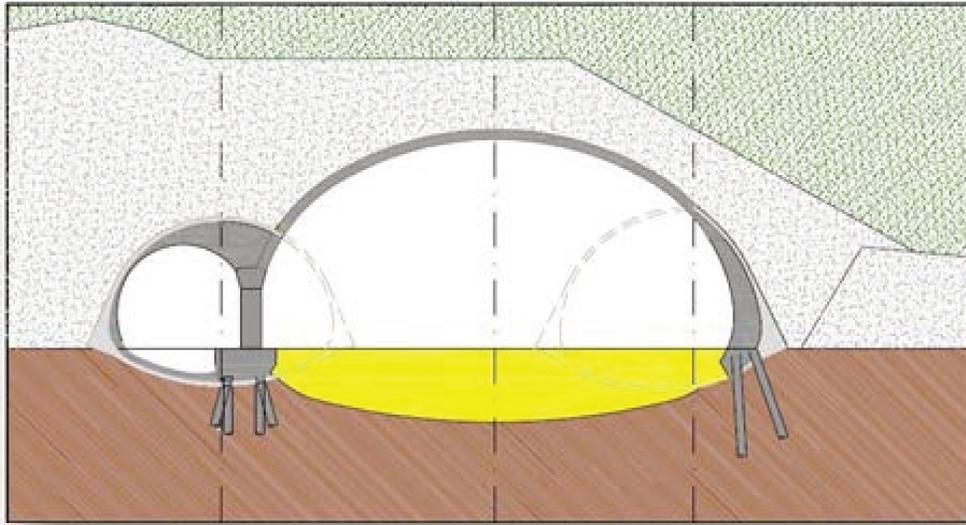


Figura 7.11 - Sequência executiva 9ª etapa - Túnel CAMG

11ª Etapa: Aplicação do concreto projetado e fechamento do *invert* no túnel principal.

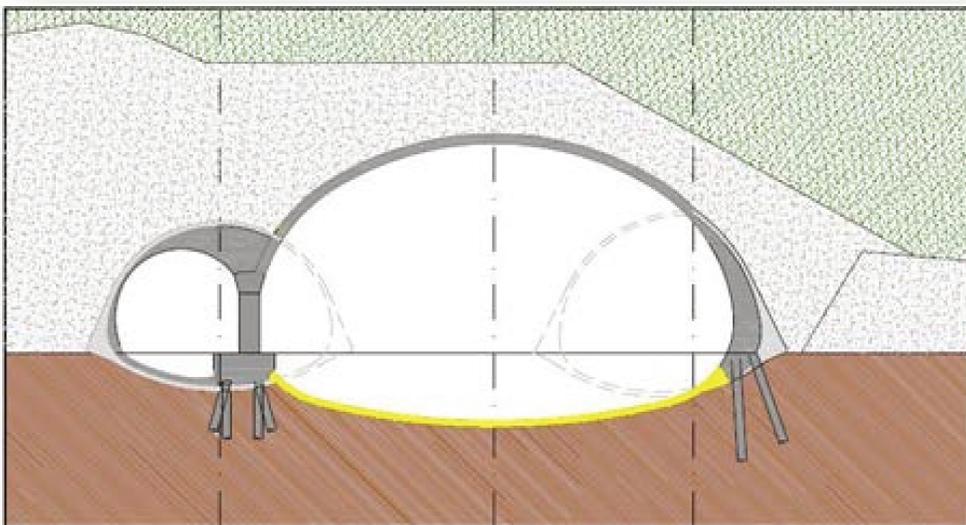


Figura 7.12 - Sequência executiva 10ª etapa - Túnel CAMG

8 ELEMENTOS DE SUPORTE DO TÚNEL CAMG

É de fundamental importância que o engenheiro de túneis conheça com exatidão as funções de cada elemento componente do suporte ou revestimento do túnel, para que seja possível dimensionar, instalar em momento adequado, acompanhar o seu comportamento em serviço e eventualmente intervir no seu projeto e execução, quando necessário. O conhecimento das funções estruturais dos elementos de suporte e do revestimento permite fixar um método construtivo adequado e avaliar a aplicabilidade dos modelos de cálculo (MURAKAMI, 2001).

Os elementos de suporte do túnel têm função estrutural, de proteção e construtiva, onde:

- estrutural: confinar o maciço, exercendo tensões que permitam ao mesmo manter-se em equilíbrio com deslocamentos controlados, compatíveis com as interferências e com o tráfego;
- proteção: preservar as características mecânicas do maciço, controlando suas deformações ou conferindo uma proteção superficial que impeça sua degradação progressiva;
- construtiva: permitir ou facilitar a execução da obra.

Devido ao *stand up time*, ou seja, o tempo de auto-sustentação do maciço, as técnicas relacionadas aos elementos de suporte como as enfilagens, pregagens e até mesmo as cambotas, são extremamente importantes para que haja uma sustentabilidade do maciço no entorno do túnel.

Nos tópicos seguintes, serão apresentados os principais aspectos utilizados como suporte no Túnel CAMG.

8.1 Concreto Projetado

O concreto projetado exerce um papel extremamente importante na estrutura de um túnel, pois é capaz de confinar o maciço e fornecer suporte imediato após a escavação. A utilização desta técnica, ainda possibilita uma aderência na superfície do terreno, realizando o preenchimento de fendas e fissuras e conseqüentemente não deixando vazios. Com o tempo a aplicação do projetado adquire resistência para desempenhar a interação com o maciço circundante e suportar os deslocamentos intrínsecos a execução do túnel.

De acordo com Gall & Zeidler et al.(2004), a utilização do concreto projetado para acabamento final de túneis ganhou maior popularidade em nível nacional e internacional. A alta qualidade do material, flexibilidade na aplicação e trabalhabilidade, bem como a capacidade de adaptar-se a túneis com complexas geometrias contribuíram para essa popularidade. Ao avaliar o concreto projetado com elemento de revestimento, vários aspectos devem ser cuidadosamente verificados para que se tenha qualidade e durabilidade como, por exemplo: complexidade geométrica, tamanho e tipo de impermeabilização.

Em túneis rasos, onde se verifique a existência de estruturas sensíveis, é importante que o concreto projetado ganhe resistência o mais cedo possível para combater a deformação do maciço. No entanto, o aumento da rigidez do sistema de suporte alicia o aparecimento de novas cargas.

O concreto projetado é caracterizado por ser uma técnica que não necessita de fôrmas (o que explica seu uso na construção de túneis), e por garantir sua compactação devido ao processo de jateamento. Esta técnica consiste no jateamento do material sobre a superfície alvo, onde o concreto adere, em sua maior parte, compactando-se em diversas camadas. No momento específico do jateamento, a adesão não é de 100% e essa ação que não permite a aderência de todo material no local é denominada de reflexão, que em sua maior parte é composta por agregados graúdos, como a brita.

De acordo com Martins (2008), no caso de túneis com suporte em concreto projetado, logo após a escavação a seção transversal é recoberta por uma camada de concreto jovem, o que faz com que as reações de hidratação ocorram na superfície do maciço. O maciço começa a se deformar pouco depois que o núcleo é retirado, função do seu tempo de auto-sustentação, produzindo esforços internos nas seções do suporte ainda na fase de hidratação do cimento. Por outro lado, Farias et al. (2004), cita que o concreto projetado apresenta flexibilidade para permitir um desejável grau de deformação do maciço e ainda ser suficientemente resistente para absorver as tensões cisalhantes e os momentos.

Para o Túnel CAMG, o concreto projetado foi executado posteriormente à conclusão das cambotas nos túneis pilotos (Figura 8.1) e este exerceu um papel estrutural muito importante, pois contribuiu com a sustentação do maciço do túnel principal.



Figura 8.1 - Aplicação concreto projetado - arquivos Mendes Júnior

O concreto projetado tem como uma das principais características a pega rápida e a alta resistência em baixas idades. A pega rápida, quase que instantânea, é dada pela mistura do concreto com aditivos aceleradores de pega e a resistência é definida pela escolha do cimento que será utilizado no concreto, no caso desta obra foi utilizado o cimento CPV ARI (Alta Resistência Inicial).

Na Figura 8.2 verifica-se os detalhes de aplicação do concreto projetado em duas situações na geratriz superior e no *invert* do túnel.



Figura 8.2 – Detalhes aplicação do concreto projetado (PETROMETAL, 2009)

Para a execução do concreto projetado do Túnel CAMG, foi necessário uma equipe constituída por 5 profissionais, são elas, o mangoteiro, operador de bomba de concreto, ajudante, operador de caminhão betoneira e o laboratorista. Além dos profissionais foram necessários dois equipamentos que são: uma bomba de projeção e um compressor. A bomba de projeção é o equipamento que bombeia o concreto, através do mangote, para sua projeção é necessário a utilização do compressor que é responsável por bombear o ar e o aditivo, sendo que o ar se desloca no mesmo canal que o concreto.

Em ambos os casos o mangoteiro ou encarregado da frente, exerce um papel primordial, pois é ele que controla o lançamento do projetado na superfície e verifica se as condições de pressão e vazão encontram-se adequadas.

Existem dois tipos de concreto projetado, o de via seca, e de via úmida. O concreto empregado na obra do túnel de acesso ao CAMG foi o de via úmida.

8.1.1 Concreto Projetado Via Seca

O concreto projetado de via seca consiste na mistura do pó de cimento e agregados miúdos com a água e aditivos no bico projetor. O caminhão betoneira despeja o pó de cimento e os agregados na bomba de projeção, que realiza o bombeamento por meio do mangote. No entanto, a água e o aditivo que também são bombeados, entram em contato com o pó de cimento, fazendo assim a mistura do concreto na hora da aplicação.

Este método apresenta alguns pontos fracos. Primeiro, na hora do bombeamento onde verifica-se a ocorrência de grande reflexão dos agregados, proporcionando um enorme desperdício de pó de cimento, e também observa-se uma nuvem de poeira tornando o ambiente bastante inadequado para o trabalho. Outro aspecto está relacionado à mistura da água no momento da aplicação e falta do controle rigoroso no acompanhamento do traço, pois caso ocorra uma liberação da proporção de água maior do que o necessário pode-se prejudicar a resistência final do concreto, tornando-se a linha de resistência bem menos confiável que o concreto que já vem com a água misturada da usina.

8.1.2 Concreto Projetado Via Úmida

No processo do concreto projetado de via úmida a mistura da água/cimento (a/c) é realizada na usina, ou seja, qualidade e a confiabilidade com relação ao traço são maiores. Pode-se também afirmar que através deste processo verifica-se uma melhor uniformidade no acabamento da superfície projetada, assim como maior velocidade na aplicação. O concreto projetado de via úmida foi realizado no Túnel CAMG, por meio de caminhão betoneira que realizou o lançamento na bomba de concreto e consequentemente projetou no maciço.

Na Tabela 8.1, observa-se os principais fatores para o concreto projetado via seca e via úmida.

Tabela 8.1 - Principais fatores para o concreto projeto via seca e úmida adaptado (FIGUEIREDO & HELENE, 1993)

FATOR	VIA SECA	VIA ÚMIDA
1 - EQUIPAMENTO	<ul style="list-style-type: none"> - MENOR INVESTIMENTO TOTAL; - MANUTENÇÃO SIMPLES E POUCO FREQUENTE; - FÁCIL OPERAÇÃO. 	<ul style="list-style-type: none"> - MENOS EQUIPAMENTOS NO LOCAL DE TRABALHO - MENOR DESGASTE DE BICO, MANGUEIRAS E BOMBA PARA A MESMA PRODUÇÃO; - CONSUMO DE AR ATÉ 60% MENOR.
2 - MISTURA	<ul style="list-style-type: none"> - TRAÇO REALIZADO NA OBRA; - POSSIBILIDADE DE UTILIZAÇÃO DE MISTURAS PRÉ-DOSADAS; - DESEMPENHO ALTERADO PELA UMIDADE DA AREIA 	<ul style="list-style-type: none"> - TRAÇO REALIZADO NA USINA; - A UMIDADE DA AREIA NÃO INTERFERE NO PROCESSO.
3 - PRODUÇÃO E ALCANCE	<ul style="list-style-type: none"> - RARAMENTE ULTRAPASSA OS 5 m³ / h NO CAMPO; - PODE TRANSPORTAR MATERIA A MAIORES DISTÂNCIAS. 	<ul style="list-style-type: none"> - 2- 10 m³ / h NA PROJEÇÃO MANUAL; - ATÉ 20 m³ / h NA PROJEÇÃO MECANIZADA - ROBÔ
4 - REFLEXÃO	<ul style="list-style-type: none"> - 15-40% PARA PAREDES VERTICAIS; - 20-50% PARA O TETO; - OCORRE FORMAÇÃO DE BOLSÕES DE MATERIAL REFLETIDO; - VARIAÇÃO DO TRAÇÃO NA ESTRUTURA POR PERDA INTENSA DE AGREGADO. 	<ul style="list-style-type: none"> - BAIXA REFLEXÃO QUE PODE SER MENOR QUE 10%; - NÃO OCORRE FORMAÇÃO DE BOLSÕES DE MATERIAL REFLETIDO; - PEQUENA PERDA DE AGREGADO.
5 - QUALIDADE	<ul style="list-style-type: none"> - ALTA RESISTÊNCIA DEVIDO AO BAIXO FATOR A/C; - MENOR HOMOGENEIDADE DO MATERIAL; - DEPENDE DA EXPERIÊNCIA DA MÃO DE OBRA. 	<ul style="list-style-type: none"> - MAIOR DIFICULDADE PARA OBTER GRANDES RESISTÊNCIAS (ALTO FATOR DE A/C); - MAIOR HOMOGENEIDADE NA QUALIDADE.
6 - VELOCIDADE DE IMPACTO	<ul style="list-style-type: none"> - MAIOR COM MELHOR ADESÃO E FACILIDADE DE APLICAÇÃO NO TETO; - MAIOR FACILIDADE DE COMPACTAÇÃO DO MATERIAL. 	<ul style="list-style-type: none"> - ADEQUADA PARA EMPREGABILIDADE EM TÚNEIS E MINAS; - NA MAIORIA DA VEZES O MATERIAL É MENOS COMPACTO.
7 - ADITIVOS	<ul style="list-style-type: none"> - EM PÓ ADICIONADOS NA BETONEIRA; - LÍQUIDOS ADICIONADOS NO BICO DE PROJEÇÃO. 	<ul style="list-style-type: none"> - UTILIZA-SE APENAS OS ADITIVOS LÍQUIDOS.
8 - VERSATILIDADE	<ul style="list-style-type: none"> - PODE SER UTILIZADA PARA JATEAMENTO DE AREIA, PROJEÇÃO DE ARGAMASSA E MATERIAIS REFRAATÓRIOS E RECOBRIMENTOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - PODE SER UTILIZADA COMO SISTEMA DE BOMBEAMENTO CONVENCIONAL DE CONCRETO.
9 - FLEXIBILIDADE	<ul style="list-style-type: none"> - FACILIDADE DE INTERRUPTÃO COM POUCA OU NENHUMA PERDA DE MATERIAL; - AJUSTÁVEL ÀS CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE (EM PRESENÇA DE ÁGUA). 	<ul style="list-style-type: none"> - EXIGE PLANEJAMENTO CUIDADOSO P/ MINIMIZAR PERDAS POR INTERRUPTÃO DO TRABALHO; - APRESENTA DIFICULDADE DE OPERAÇÃO EM SUPERFÍCIE MOLHADA (EXIGE MAIORES TEORES DE ADITIVOS ACELERADORES).

8.2 Cambota

De acordo com Murakami (2001), a cambota pode ter funções variadas (dependendo da concepção adotada pelo projeto), podendo ser estrutural ou não. Entre elas destacam-se:

- 1- Função estrutural (A): junto à frente de escavação, a cambota auxilia o confinamento do maciço recém-escavado, juntamente com o concreto projetado ainda com baixa resistência, estabilizando eventuais mecanismos localizados. O concreto projetado, com adição de aceleradores, adquire resistência pelo menos igual ao do solo nas primeiras horas, permitindo o caminhamento das cargas para a cambota que suporta as solicitações por esforços normais. São exemplos deste caso: a utilização de cambotas para evitar queda de blocos ou relaxação de maciços que se comportam como meio descontínuo; confinar os maciços com tempo de auto-sustentação menor que o tempo necessário para o concreto projetado adquirir resistência suficiente para esta função; suportar o maciço em casos de túneis com baixa cobertura.
- 2- Função estrutural (B): enquanto o concreto projetado não adquirir resistência, a cambota pode trabalhar resistindo aos esforços de flexão e cisalhamento devidos às cargas concentradas do maciço; às assimetrias geométricas, geológicas ou de carregamento; às influências da região do emboque.
- 3- Função estrutural (C): a cambota pode fazer parte da estrutura do revestimento ou suporte associado ao concreto, trabalhando como armação. Neste caso, devem ser executados os detalhes apropriados de emendas e posicionamento, para que ela possa exercer o seu trabalho como armação de flexão.
- 4- Funções construtivas: a cambota permite que o concreto projetado recém-aplicado consiga se auto-sustentar, apoiando-se na cambota por arqueamento. A cambota auxilia ainda na fixação de telas/armações e funciona excepcionalmente bem como gabarito da geometria da casca.

Nas Figuras 8.3, 8.4, 8.5, 8.6 e 8.7 é possível verificar com detalhes as cambotas adotadas no Túnel CAMG, para o túnel principal e o adjacente respectivamente. Essas cambotas são feitas de armações de aço treliçado e foram instaladas a cada 80 cm, sendo que elas são presas umas nas outras por meio de espaçadores, para garantir uma melhor fixação e impedindo que fiquem soltas e saiam do lugar na hora da projeção do concreto.

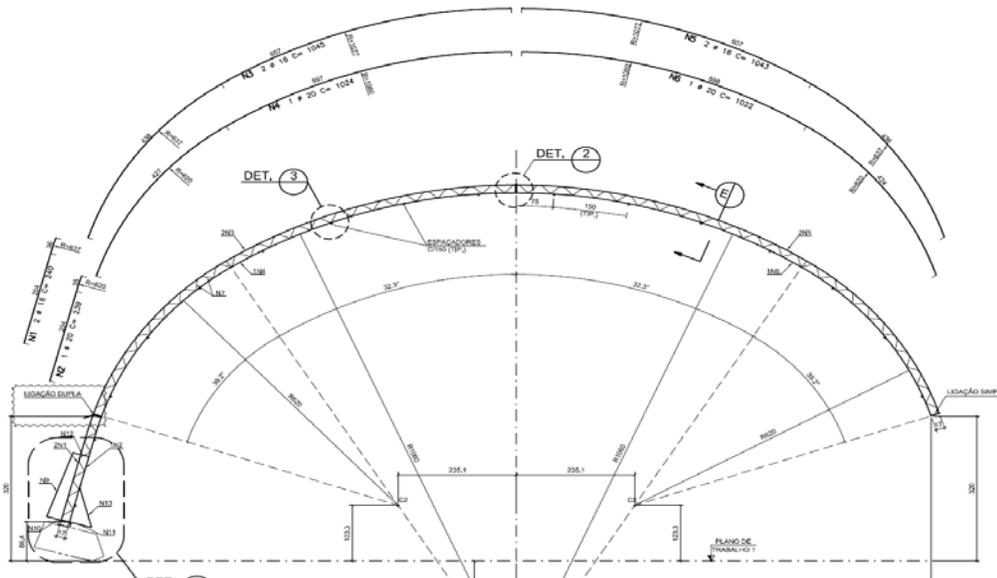


Figura 8.3 - Detalhe cambota túnel principal - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

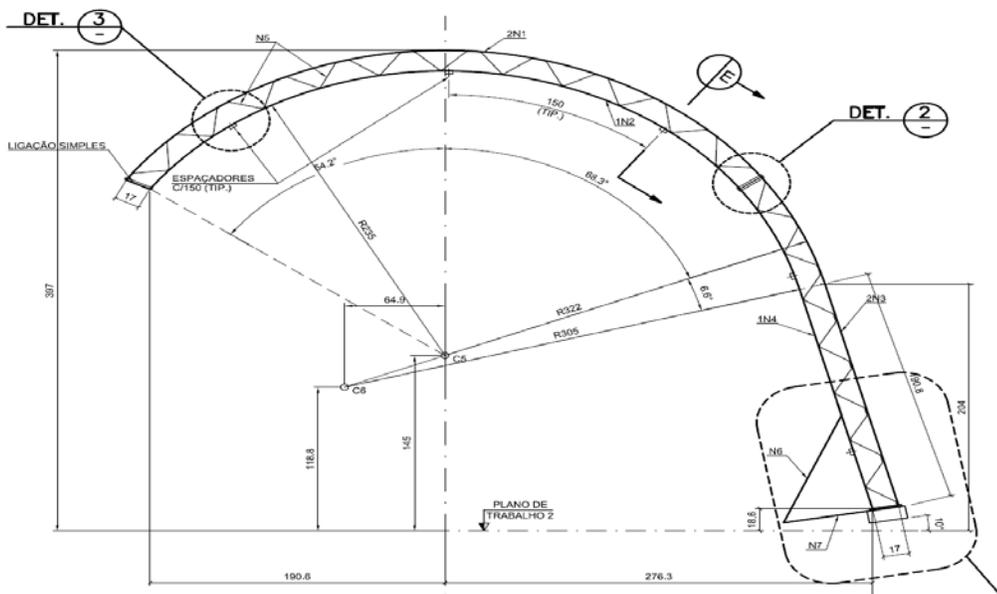


Figura 8.4 - Detalhe cambota túnel adjacente - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

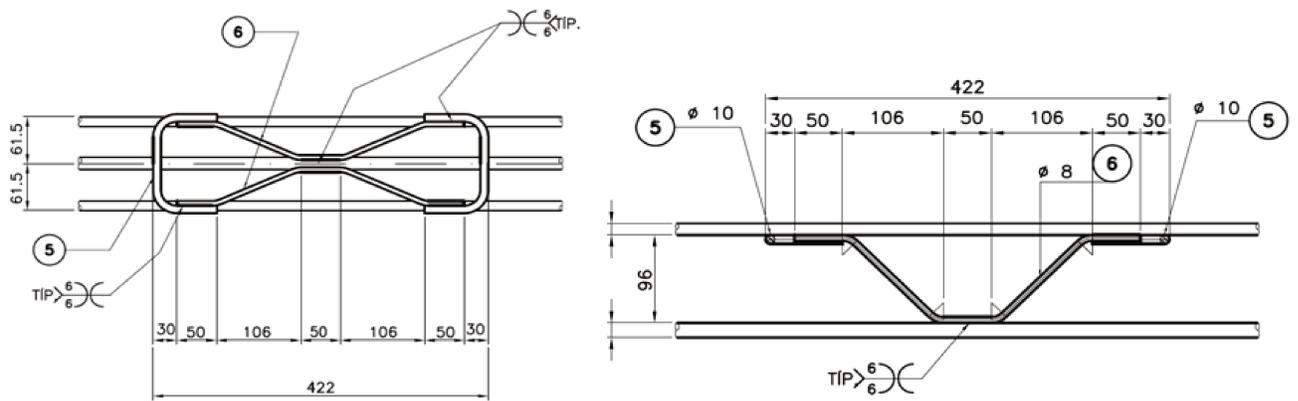


Figura 8.5 - Detalhe em planta e módulo de estribo da cambota escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

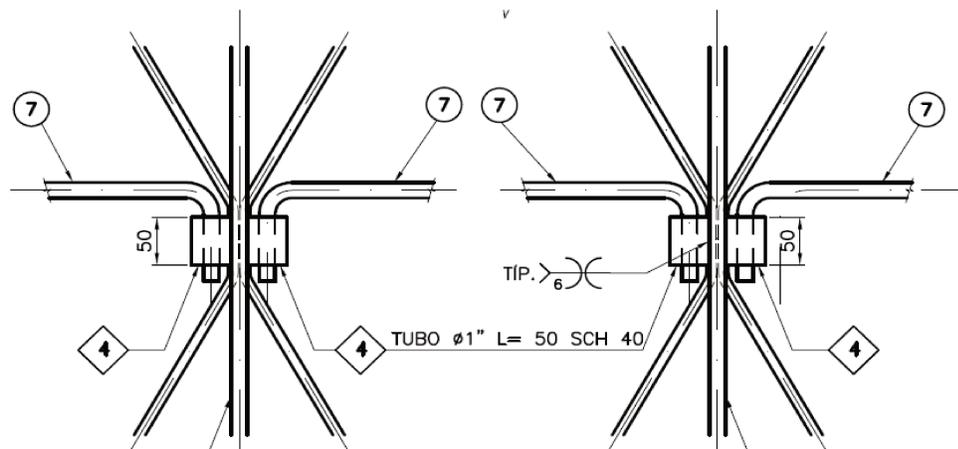


Figura 8.6 – Espaçador de cambotas vista frontal escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

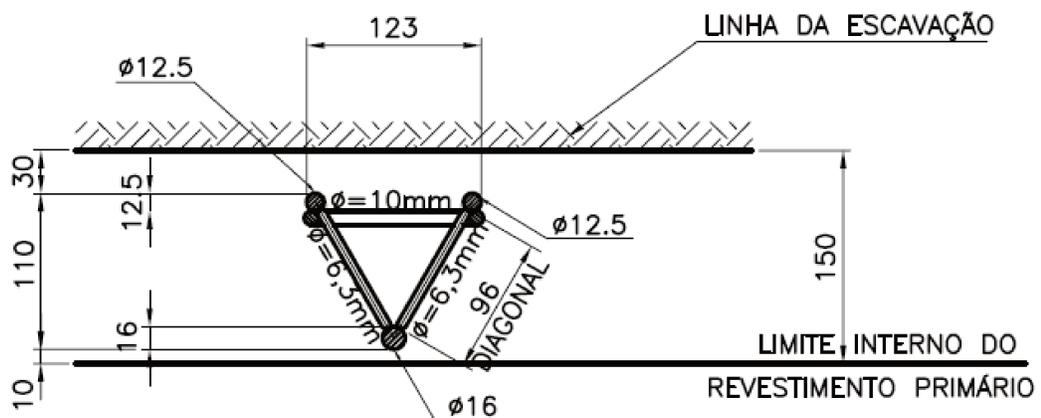


Figura 8.7 - Seção transversal da cambota escala 1:5 - Túnel CAMG (PETROMETAL, 2009)

8.3 Enfilagem

As enfilagens são elementos estruturais longitudinais, que tem como finalidade proporcionar sustentação dos maciços de solo, acima da abóboda do túnel e consequentemente redistribuir o seu carregamento na geratriz superior do maciço, garantindo desta forma a estabilidade do teto, ou seja, o teto é suportado praticamente antes da escavação.

A execução da enfilagem minimiza o risco de um colapso, pois fornece um suporte imediatamente após cada etapa de escavação. Além disso, reduz os assentamentos das estruturas adjacentes, e portanto, oferece resistência para as deformações do solo antes da aplicação do concreto projetado (ANAGNOST et al., 1997).

O processo da enfilagem Figura 8.8 iniciou-se com a marcação dos furos no maciço e na sequência foi realizada a introdução dos tubos na geratriz superior dos túneis.



Figura 8.8 - Início do processo de enfilagem - arquivos Mendes Júnior

Conforme pode ser verificado também na Figura 8.8 o processo foi realizado por um equipamento roto-percussivo de propulsão hidráulica, que permitiu que a locação dos furos fosse executada de modo seguro e com rápido deslocamento. A direção, inclinação e exatidão dos furos foram fornecidas pela ancoragem do equipamento, pela perfuração cuidadosa e pela qualidade tanto dos técnicos como dos materiais utilizados.

No processo do Túnel de Acesso ao CAMG (Figura 8.9), foram executados 23 furos na parte superior dos túneis pilotos 1 e 2, 48 no principal, com uma profundidade de 12 m em cada um. Os furos de enfilagem obedeceram a um espaçamento de 30 cm entre eles na parte superior do túnel, sendo que essa medida está em concordância com os parâmetros do projeto. Após a conclusão dos furos, foram inseridos os tubos de enfilagens montados em PVC e ferro. No Túnel de Acesso ao CAMG foi utilizado o tubo Schedule (tubo sem costura), com diâmetro aproximado de 63 mm.

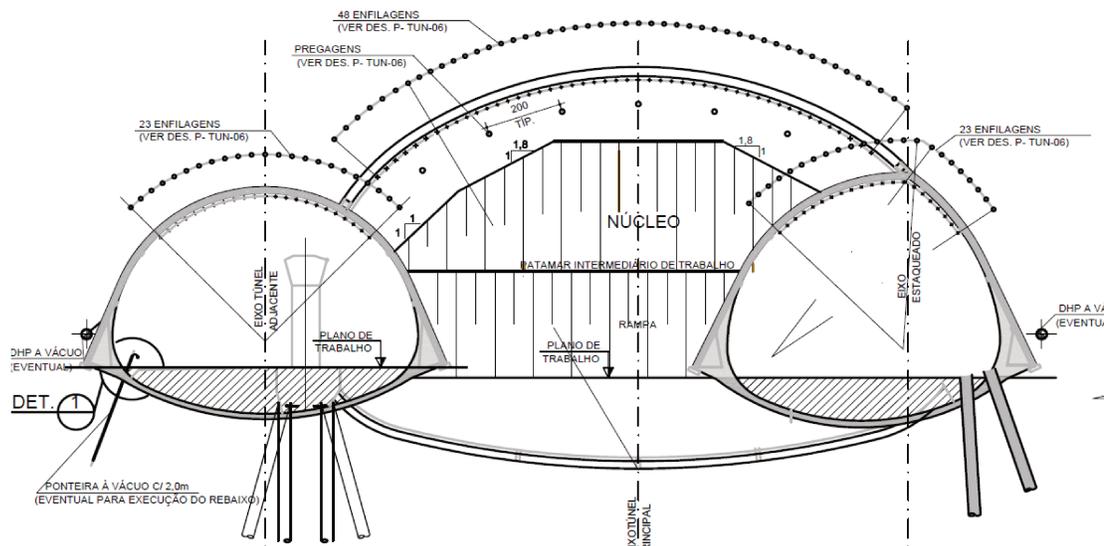


Figura 8.9 - Detalhe leque de enfilagens túnel principal e pilotos - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Os furos das enfilagens do Túnel de Acesso ao CAMG (Figura 8.10) foram executados longitudinalmente, mas com uma leve inclinação para cima de forma que houvesse uma sobreposição entre elas de aproximadamente 25% do seu comprimento total.

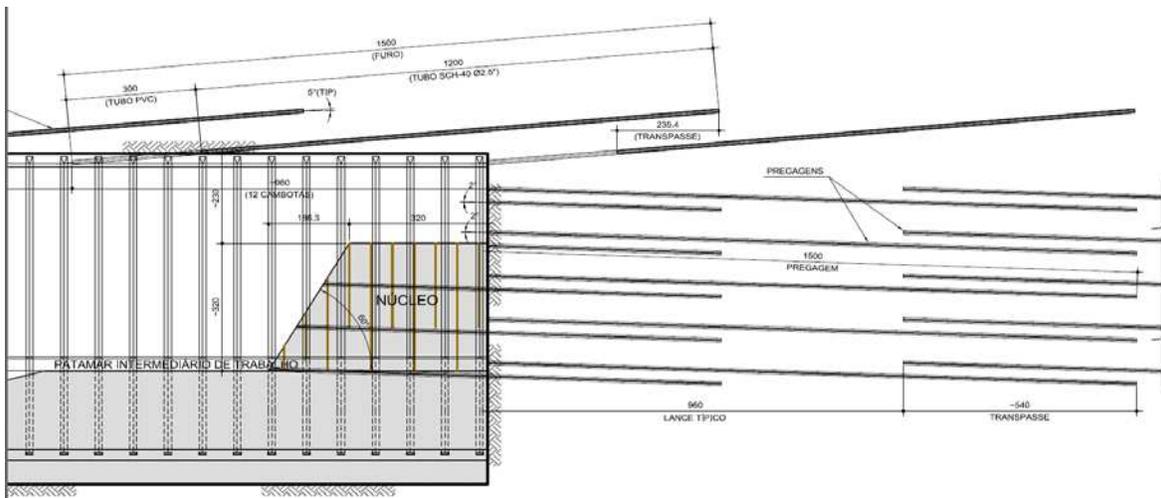


Figura 8.10 - Detalhe da sobreposição das enfilagens - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Os tubos que foram inseridos para a injeção da calda de cimento são compostos por duas partes (Figuras 8.11 e 8.12): uma de PVC medindo 3 m e outra com um tubo SCH 40, com 12 m de comprimento. A extremidade da ponta do tubo de PVC é fechada para que a nata não escoe quando injetada. A finalidade do tubo de aço é dar suporte para a parte superior do túnel evitando o desmoronamento enquanto é realizada a escavação. Por outro lado, o tubo de PVC tem caráter provisório sendo retirado na hora da escavação enquanto o de aço permanece na estrutura.

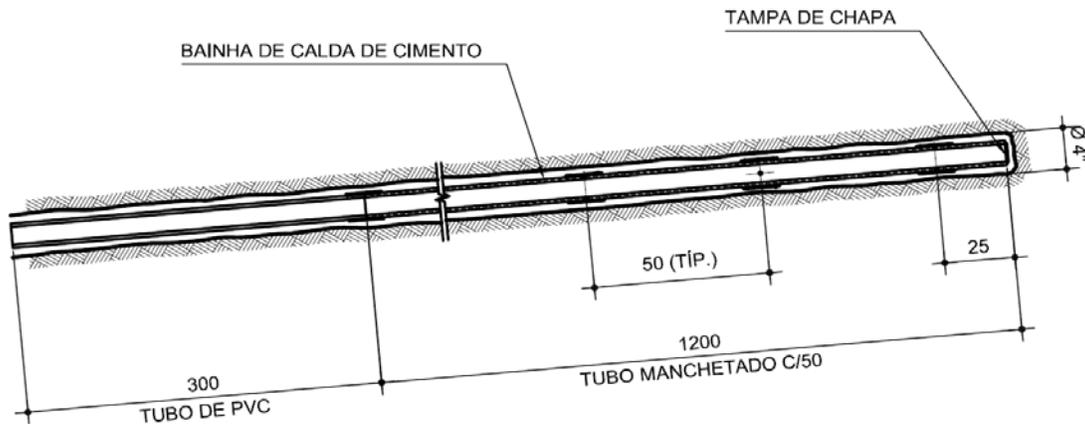


Figura 8.11 - Detalhe do tubo de enfilagem - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

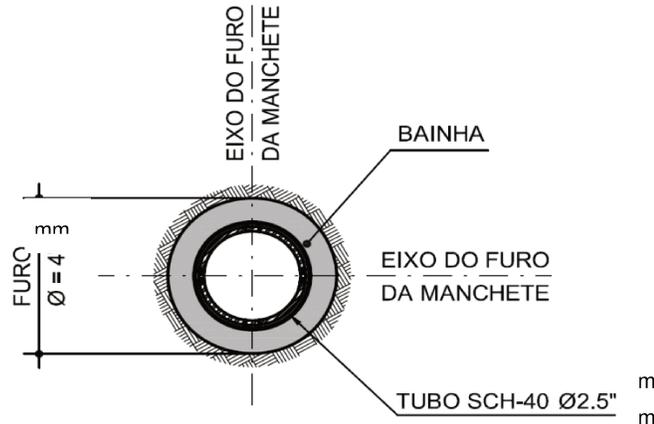


Figura 8.12 - Detalhe do tubo de infilagem - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Após a inserção dos tubos inicia-se a injeção da nata de cimento. Para a execução deste processo, emprega-se um obturador de tubo um pouco mais fino do que os utilizados na infilagem, sendo estes com vários furos no meio, para dar vazão a nata que será bombeada. O obturador tem um pouco mais de 1 m de comprimento e em suas extremidades, foram colocadas duas válvulas que servem de vedação para o tubo, o que possibilita o preenchimento com calda de cimento na seção desejada. A primeira parte, onde a calda de cimento foi injetada, é denominada bainha. Deve-se destacar a importância de respeitar o limite de pressão máxima de injeção, que não pode superar os 1 MPa na bainha. Para cada seção, uma pressão máxima de 1,5 MPa é bombeada por meio de uma bomba de pistão e cada fase da injeção recebe um volume máximo de 25 l de calda de cimento. Para que ocorra um controle da pressão dentro do tubo, os manômetros foram devidamente aferidos junto aos componentes do sistema da bomba, evitando excesso de pressão tanto nos tubo quanto na bainha.

O volume da calda a ser injetada é controlado mediante a verificação da variação da altura no interior do misturador no início e no final de cada operação. A calda de cimento a ser injetada é dosada e especificada pelo projeto, sendo que a quantidade de água é medida por meio de baldes graduados e pela da leitura de hidrômetros. Para esta etapa do túnel, foram usados 28 sacos de cimento, CPV - ARI, de 40 kg, para cada 12 m de infilagem, ou 93,3 kg de cimento por metro linear injetado.

Posteriormente ao preenchimento completo da seção, o obturador é retirado partindo então para a próxima seção (e assim por diante), até que enfilagem seja preenchida completamente.

8.3.1 Enfilagem Cravada

Além da enfilagem injetada realizada até a metade da escavação do túnel P1 e P2 como método de sustentação do túnel enquanto o maciço era escavado, foi aplicado outro procedimento de sustentação que é a enfilagem cravada. Que consiste apenas na cravação de barras de ferro, sendo que esse processo foi adotado devido à melhoria das características de suporte do solo e para que as escavações fossem executadas com maior segurança devido à presença de interferências de redes de gasoduto e fibra ótica, e conseqüentemente reduzindo custos, pois com a aplicação deste método verifica-se uma economia com o maquinário de perfuração, cimento e além de permitir um avanço mais rápido dos túneis.

Com a utilização de um marteleto especial, denominado marteleto coluna, as barras de ferro foram fixadas de acordo com a marcação topográfica para evitar-se as interferências entre o maciço e a rodovia. O processo construtivo foi executado com introdução da barra de ferro para dentro do maciço e assim o profissional responsável pela frente de serviços (frentista) foi avançando progressivamente até que a barra fosse completamente cravada no maciço.

8.4 Arco Invertido – Invert

O arco invertido possui uma capacidade surpreendente de suportar pesos devido ao seu contorno. Quando uma carga é aplicada sobre ele, a força exercida sobre o arco é dissipada para suas extremidades, reduzindo as tensões e distribuindo a para toda a estrutura, aumentando assim a resistência à compressão da estrutura. A parte superior do túnel pode ser chamada de calota (ou coroa) e a parte inferior é chamada de *invert* ou arco invertido (AID).

É importante salientar que o *invert* tem um papel muito importante para a sustentação da calota, pois em um túnel, o solo exerce pressões por todos os lados em seu entorno. A execução do *invert* (Figura 8.13) impede que a parte superior do túnel seja sobrecarregada por cargas não previstas (ou com o próprio peso do maciço), e se rompa. Quando uma força é aplicada no arco superior ele dissipa a energia para suas duas bases, logo, elas dissipam a energia aplicada para o AID, aliviando a pressão exercida sobre a calota. Entretanto, todas essas questões supracitadas de empregabilidade do *invert* estão associadas à capacidade de carga da fundação.

Outro fator que às vezes é desconsiderado, é que o *invert* deve ser executado rapidamente, pois nenhuma seção do túnel deve ser deixada aberta, mesmo que temporariamente. Essa premissa garante a criação de um anel de suporte de carga, que proporciona um ganho importante de segurança, com o acréscimo de confinamento dos apoios nas paredes do túnel.

O fechamento tardio do arco invertido pode provocar sérios acidentes, que podem começar pela verificação de deformações acentuadas ou até mesmo o colapso de frente e teto provocado pela ausência da capacidade de suporte do túnel.

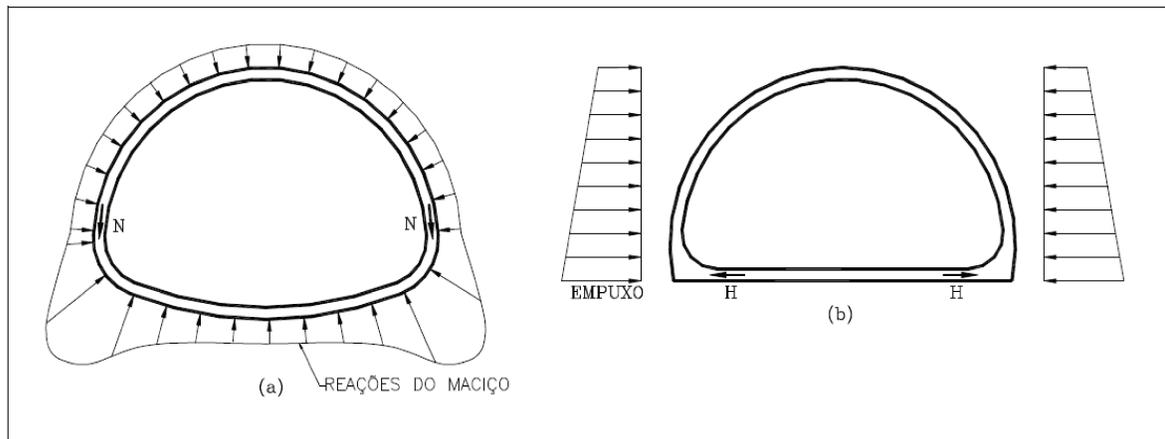


Figura 8.13 - Funções do arco invertido - (a) função de fundação; (b) função de travamento - (Murakami, 2001)

Cada seção do *invert* tem 2,4 m de comprimento, o que representa 3 avanços de cambotas. Para dar início a escavação do *invert* foi respeitado um espaçamento mínimo de 8 cambotas e no máximo 11 da frente de escavação.

Com uma retroescavadeira (Figura 8.14), a terra é retirada com o intuito de formar um arco invertido. A espessura do concreto é executada a partir das barras de aço que foram fixadas no piso e que quando encobertas, marcarão a quantidade ideal de concreto projetado no maciço.



Figura 8.14 - Escavação do invert – arquivos Mendes Júnior

Com a finalização das escavações e as marcações concluídas, é iniciada a concretagem projetada do *invert* (Figura 8.15). Após o lançamento da primeira camada de concreto é colocada a armação de aço em forma de “grade” por cima sendo que, posteriormente, o resto do espaço é preenchido com concreto até o ponto delineado. Após a cura do concreto o *invert* é reaterrado com solo. Convém salientar que, como o cimento é misturado com aditivo, o tempo de cura é reduzido e assim o *invert* pode ser aterrado de forma mais rápida, liberando espaço para que as próximas cambotas sejam colocadas rapidamente.



Figura 8.15 - Execução concreto projetado no invert - arquivos Mendes Júnior

9 FUNDAÇÃO E SUSTENTAÇÃO

A escavação do Túnel de Acesso ao CAMG foi dividida em três partes para facilitar sua execução. Conforme abordado no capítulo 7, foram abertos dois túneis que serviram de base para o túnel principal. Estes foram denominados de túneis pilotos (P1/P2). O túnel piloto é uma parcialização da escavação, pois parte deles foi demolida, dando condições de prospectar a escavação do maciço.

Os túneis pilotos foram executados, pois constituem a base da estrutura e foram abertos nas extremidades laterais do túnel, conforme mostrado na Figura 9.1.

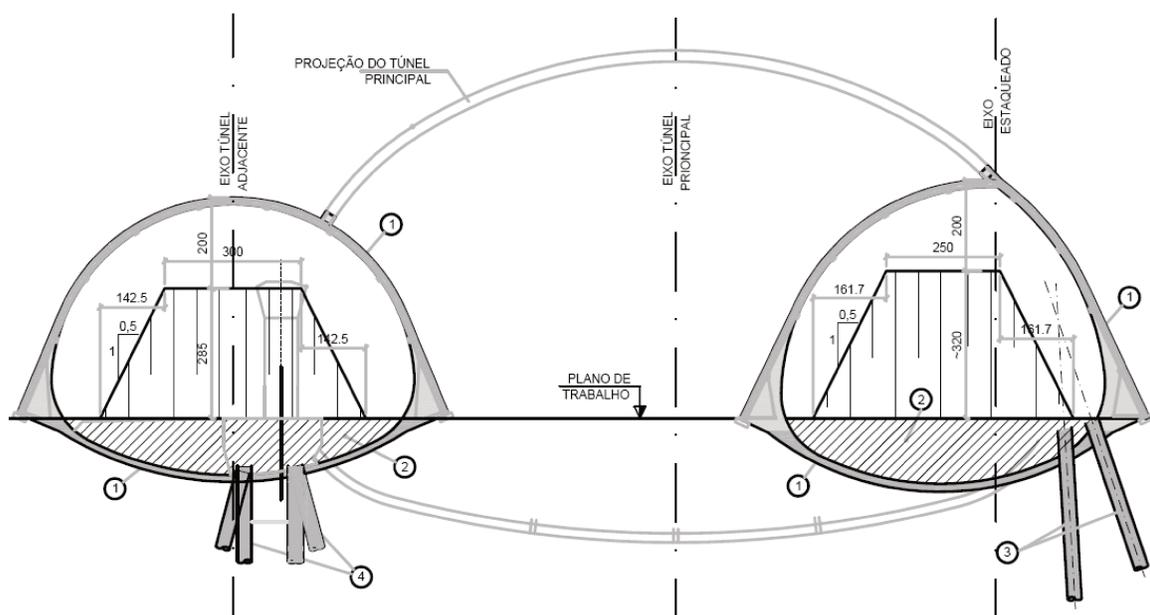


Figura 9.1 - Escavação dos túneis pilotos - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

As estacas raiz, os pilares de suporte e os preenchimentos foram executados a partir túneis pilotos, o que torna os mesmos, em elementos fundamentais na concepção construtiva do túnel principal. Na Figura 9.2 observa-se as estruturas que suportam as cargas acima do túnel.

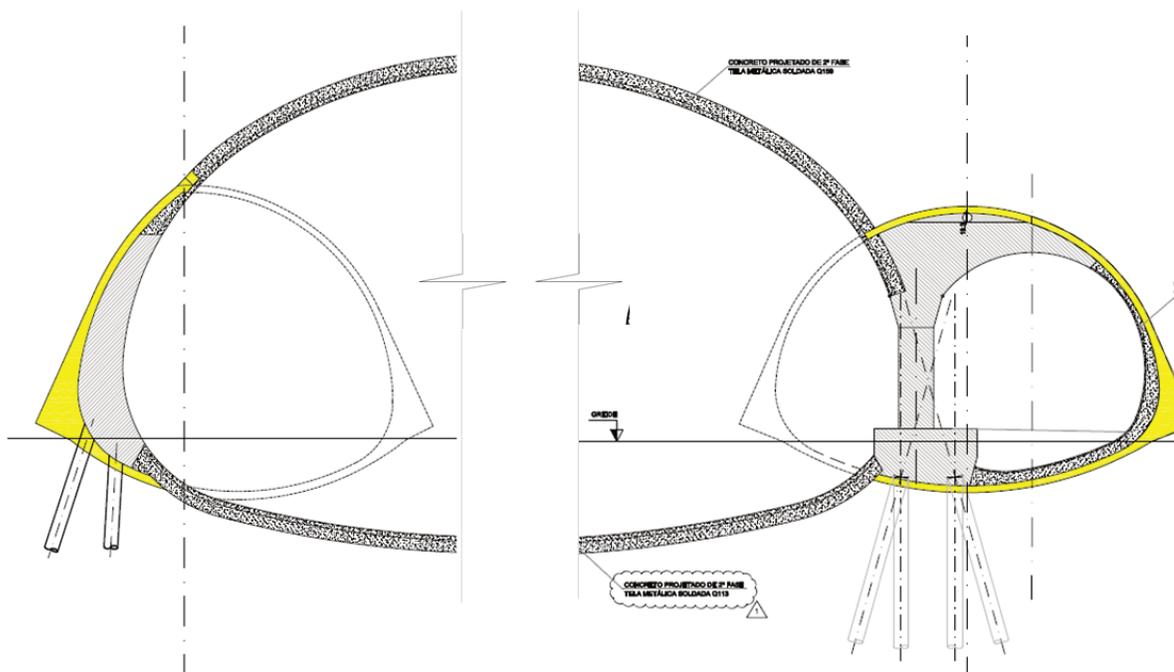


Figura 9.2 - Estruturas de suporte do túnel principal - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

A utilização das estacas raiz como fundação do túnel deve-se basicamente ao fato do solo no qual o túnel foi escavado ser composto de aterros argilo-arenosos e siltes arenosos de baixa capacidade de carga para as cargas envolvidas, possibilitando a desvinculação da escavação do *invert* à frente de escavação. Isso é extremamente benéfico, dadas as dimensões do túnel e a necessidade de limitar os recalques superficiais, uma vez que existe uma rodovia importante em operação sobre o túnel.

Ao analisar a concepção do projeto, é fundamental relatar a importância do túnel piloto 1 porque nele é construído o pilar de sustentação para as cambotas e a viga de fundação que dá suporte aos pilares (Figura 9.2). Portanto, o arco funciona como um dissipador de energia, de forma que a carga aplicada em cima do arco é distribuída em suas bases, e por consequência aplicadas nas estruturas de fundação.

9.1 Estaca Raiz

A estaca raiz é moldada *in loco*, e executada através da perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente no trecho em solo por meio de tubo metálico que garante a estabilidade da perfuração. Possui elevada capacidade de carga, fundamentada essencialmente na resistência por atrito lateral do terreno.

Segundo Garcia (2006), devido ao processo diferenciado de execução, esse tipo de estaca possibilita obter algumas vantagens em relação aos demais processos de escavação existentes, dependendo das condições locais e das peculiaridades do solo em que será executada. Por apresentar eficácia no desempenho como elemento de fundação, as estacas raiz (ou injetadas) possuem grande aplicabilidade nas obras geotécnicas, tais como: estabilização de encostas, paredes de contenção para proteção de escavações, reforço de fundações, fundação de estruturas *off-shore*, fundação de máquinas, além de muitas outras.

9.1.1 Introdução

A estaca raiz foi um elemento extremamente importante, pois permitiu executar as fundações do revestimento antes da aplicação das cargas. Portanto, não houve necessidade de executar o arco invertido definitivo (AID) junto à frente, o que correspondeu a reduzir o núcleo e descalçá-lo, face as dimensões envolvidas. Desta maneira, foi possível deixar um núcleo de dimensões substanciais, aumentando ainda mais a segurança em relação à estabilidade de frente. As estacas absorveram cargas consideráveis de compressão provenientes da ação do solo e demais sobrecargas junto à superfície curva da casca do túnel, dissipando-as ao longo do seu comprimento em camadas de solo mais competentes sob o ponto de vista de fundação.

O alinhamento da estaca raiz no projeto do túnel foi dívida por eixos. No túnel piloto 1 (Figura 9.3) foram feitas 2 (duas) em cada eixo com o total de 68 estacas por fileira, ou 34 eixos com duas estacas em cada. Esses elementos estruturais, foram executadas com profundidades entre 11 e 14 m com carga de trabalho (Q_{trab}) de 637 kN e 835 kN respectivamente obedecendo ainda, angulações diferentes de acordo com sua localização.

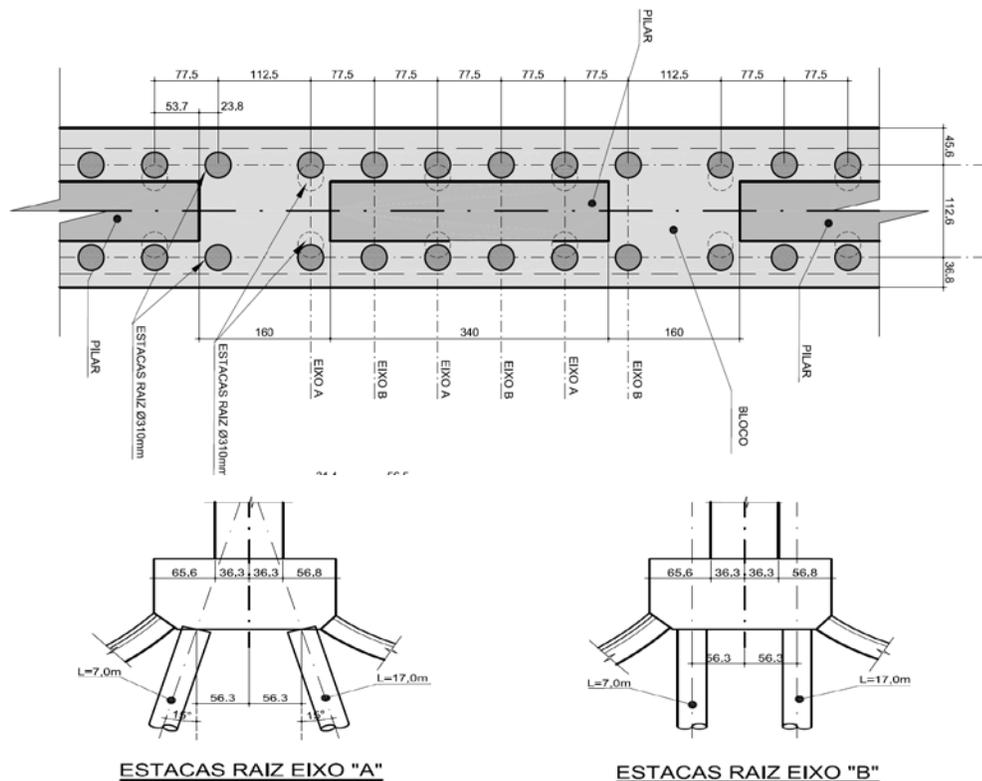


Figura 9.3 - Estaca raiz $\varnothing 310$ túnel piloto 1- Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

9.1.2 Perfuração

Com a utilização da máquina de roto-percussão com circulação de água (Figura 9.4) foi executado o furo das estacas. A perfuração foi realizada com o revestimento total. Desta forma, o tubo de aço permaneceu na escavação enquanto a parte inferior ainda estava sendo perfurada, evitando assim que o solo em torno da escavação desmoronasse, o que poderia causar problemas durante a execução estaca. Abaixo a descrição de alguns dos processos utilizados durante a execução da perfuração:

- Na ocorrência de solos muito duros utilizaram-se brocas de “três asas”, tipo tricône, para a execução do pré-furo ou mesmo para a limpeza do interior;
- Com a injeção de água para auxiliar a perfuração, a camisa metálica foi executada até atingir a profundidade prevista pelo projeto que era de 11 a 14 m;
- A medição da profundidade perfurada foi realizada para servir de comparação com os dados reais previstos;
- Com a perfuração finalizada, uma amostra do material do fundo do furo foi retirada utilizando uma sapata e uma coroa diamantada integrada ao barrilete amostrado,
- Para permitir a integridade das estacas, sua execução obedeceu a uma alternância de 5 vezes o diâmetro.



Figura 9.4 - Execução estaca raiz dentro do túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

9.1.3 Armação

Ao concluir-se a perfuração foi inserida uma armação composta de barras de aço CA-50 longitudinais e estribos helicoidais, perfazendo toda a extensão do furo. Tal atividade pode ser descrita, conforme as etapas abaixo:

- Definiu-se o diâmetro externo do estribo de forma a garantir um recobrimento de 20 mm entre a face interna do revestimento e o próprio estribo;
- Realizou-se a limpeza interna do furo, por meio de um processo de lavagem sob pressão, efetuado com tubo de PVC inserido até a ponta da estaca;
- Inseriu-se a armadura em aço CA-50 até a profundidade determinada no projeto, apoiando-a sobre o fundo do furo.

9.1.4 Injeção

A concretagem das estacas foi realizada de baixo para cima, procedendo-se concomitantemente com a retirada do tubo de revestimento. Assim, o bico injetor foi posicionado no fundo do revestimento, para que toda a água de circulação presente no furo pudesse ser expulsa com a inserção da argamassa. A pressão em que a argamassa foi injetada seguiu um rigoroso controle. Após a injeção, o tubo de revestimento foi totalmente retirado, completando o furo com argamassa e finalizando desta forma o processo.

9.2 Estrutura Interna

Após a conclusão das estacas e a cura da argamassa, iniciou-se a execução da viga de fundação, que é o elemento que estabelece a ligação estrutural entre os pilares e os elementos de fundação (Figura 9.5).

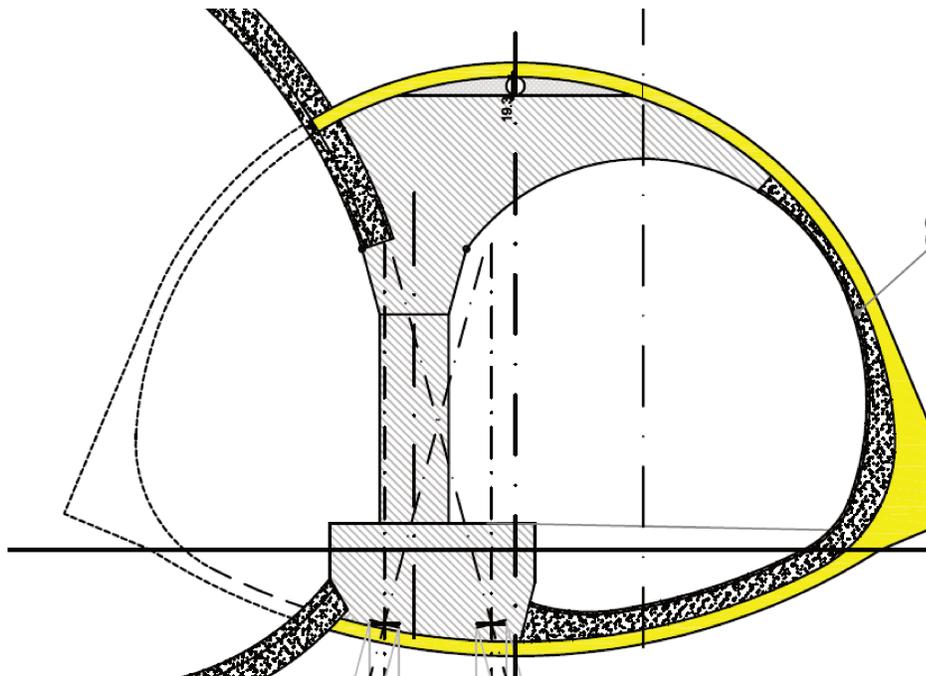


Figura 9.5 - Detalhe da peça estrutural túnel piloto 1 (viga de fundação, pilar e preenchimento) – (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Para avançar na execução do bloco foi necessária à realização do arrasamento da cabeça das estacas, onde a armação de aço sobre cada estaca foi engastada na armadura da viga de fundação que foi concretada.

Após o arrasamento das estacas, a área em seu entorno deve ser limpa com um jato de ar comprimido, para que nenhum resíduo possa contaminar o concreto que foi lançado para o preenchimento da viga de fundação. As armações foram executadas e colocadas no local demarcado pela topografia. A viga de fundação exerce um papel estrutural importante, servindo como escoramento do pilar sobre as estacas raiz que foram executadas em toda a extensão do túnel.

Os pilares (Figuras 9.6 e 9.7) foram executados sobre a viga de fundação, onde 41 pilares cobriram a extensão do túnel de 160 m de comprimento. Estes pilares respeitaram um vão de 1,6 m entre eles e cada foi executado com as seguintes medidas: largura de 2,25 m, altura de 2,20 m e 0,72 m de espessura. Depois de concretado o pilar, executa-se os preenchimentos.



Figura 9. 6 - Execução da armação do pilar sobre a viga de fundação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

O preenchimento é uma espessa camada de concreto que foi dimensionada sobre os pilares do túnel piloto 1 e também é a parte que recebe as cambotas do túnel principal. Ele foi executado em concreto armado e suas as armações foram engastadas no pilar enquanto ele ainda era concretado, de forma que as armações permaneceram fixas na estrutura.



Figura 9.7 - Execução da forma do pilar sobre a viga de fundação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

Estas quatro estruturas (estacas raiz, viga de fundação, pilar e preenchimento) foram imprescindíveis para sustentabilidade do túnel (Figura 9.8). Desta forma, alguns cuidados construtivos foram tomados durante a execução desses elementos estruturais.



Figura 9.8 - Estrutura Completa (viga de fundação, pilar e preenchimento) - túnel piloto 1

O preenchimento que realiza a interligação da estrutura executada com a cambota do túnel principal foi executado conforme sequência abaixo:

1 - Antes da concretagem da viga, essa região de emenda com o arco (Figura 9.9) deve ser apicoada e limpa com jato d'água;

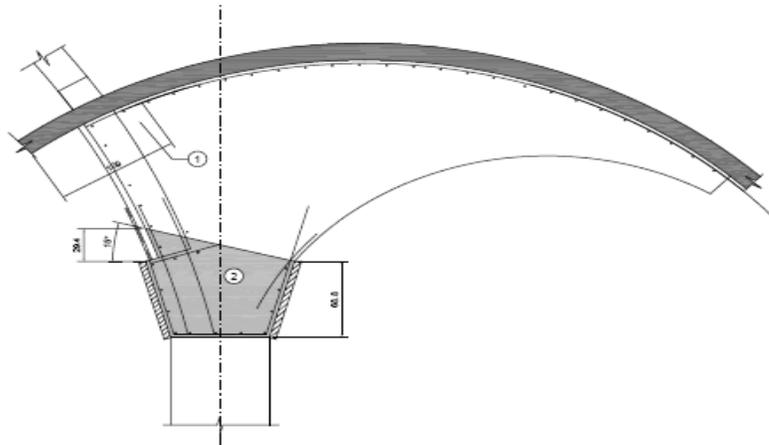


Figura 9.9 - Ligação da estrutura - sequência 1 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

- 2 - Executa-se o concreto de 1ª fase na região da ligação com a calota principal;
- 3 - Realiza-se a instalação da armadura (gabarito) e pinos guias (Figuras 9.10 e 9.11);

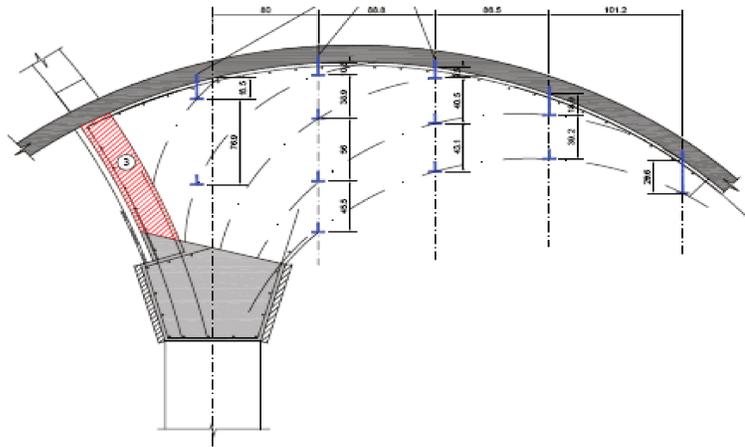


Figura 9.10 - Ligação da estrutura - seqüência 2 e 3 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)



Figura 9.11 - Detalhe da armação túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

4 – Procede-se a concretagem do preenchimento em quatro camadas (Figuras 9.12 e 9.13);

5 - Inicia-se a escavação da calota, limpeza da emenda (removendo a camada de concreto contaminado), instalação da cambota e aplicação do concreto projetado.

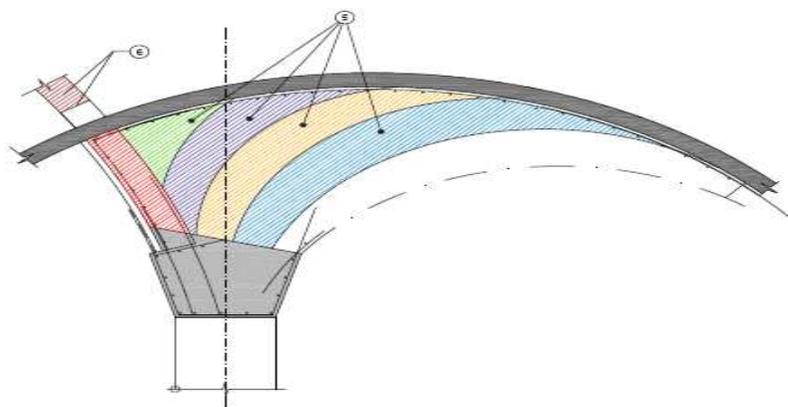


Figura 9.12 - Ligação da estrutura - sequência 4 e 5 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)



Figura 9.13 - Concretagem finalizada túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

6 - Finaliza-se com a demolição parcial da estrutura do túnel piloto e concretagem do revestimento do túnel principal.

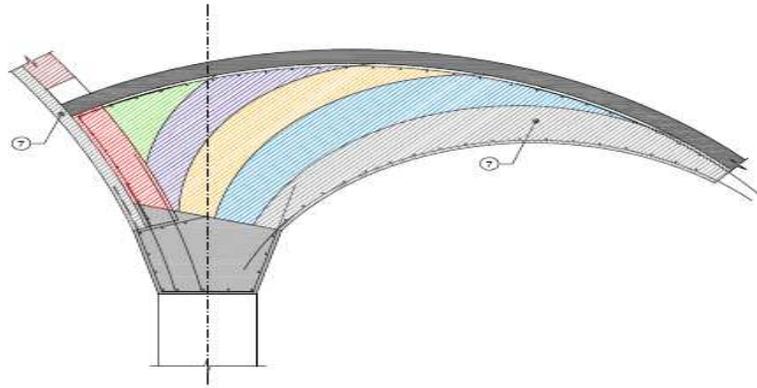


Figura 9.14 - Ligação da estrutura - sequência 6 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)



Figura 9.15 - Demolição da estrutura provisória túnel piloto 1 - arquivos Mendes Júnior

10 INSTRUMENTAÇÃO

Para o sucesso na execução do projeto de um túnel, é necessário um rigoroso planejamento para a concepção do plano de instrumentação (Figuras 10.1, 10.2 e 10.3), que tem como objetivo utilizar as informações obtidas na adequação dos métodos construtivos, acompanhar a movimentação do maciço e conseqüentemente ajustar os níveis de recalque para próximo do proposto.

A instrumentação compreende um conjunto de aparelhos e sistemas para a observação e medição do comportamento do maciço durante a fase de escavação e, eventualmente, durante a vida do túnel. Assim, com o acompanhamento das leituras da instrumentação procura-se garantir previamente que os recalques e distorções induzidas pela escavação possam provocar um eventual colapso, o que indicará quais as medidas corretivas a serem adotadas.

Palma Filho (2006) relata que, para túneis rasos, o monitoramento é uma ferramenta importante tanto para avaliar a estabilidade como para controlar recalques de superfície. Também em túneis rasos, devido ao pequeno nível de pressão e ao revestimento rígido, o vetor de orientação do monitoramento não é um indicador confiável para mudança de condições do maciço. Um dos métodos para aumentar o nível de informação é analisar a pressão no revestimento e compará-la com a resistência deste revestimento.

O principal objetivo para a realização do monitoramento do solo, é identificar os deslocamentos enquanto eles são mínimos/controláveis e modificar os procedimentos de construção em tempo hábil, antes que os movimentos possam aumentar o suficiente para constituir um problema real, afetando desta forma, a evolução das escavações e a continuidade das atividades.

Um dos desafios na execução da obra foi manter níveis mínimos de recalques do maciço, evitando deformações nas pistas de rolamento da rodovia MG-010, que seria transposta pelos túneis

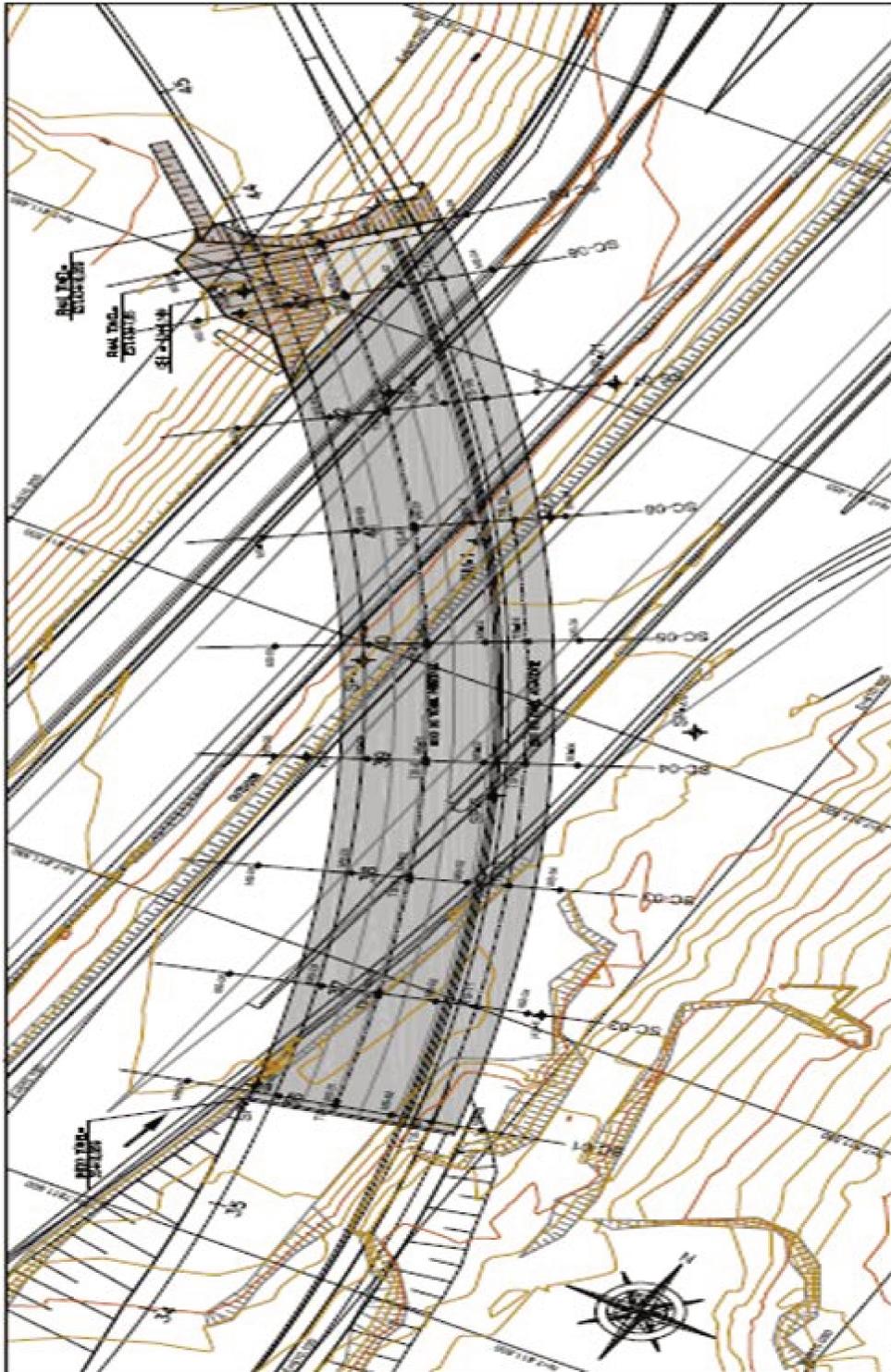


Figura 10.1 - Locação em planta da instrumentação - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

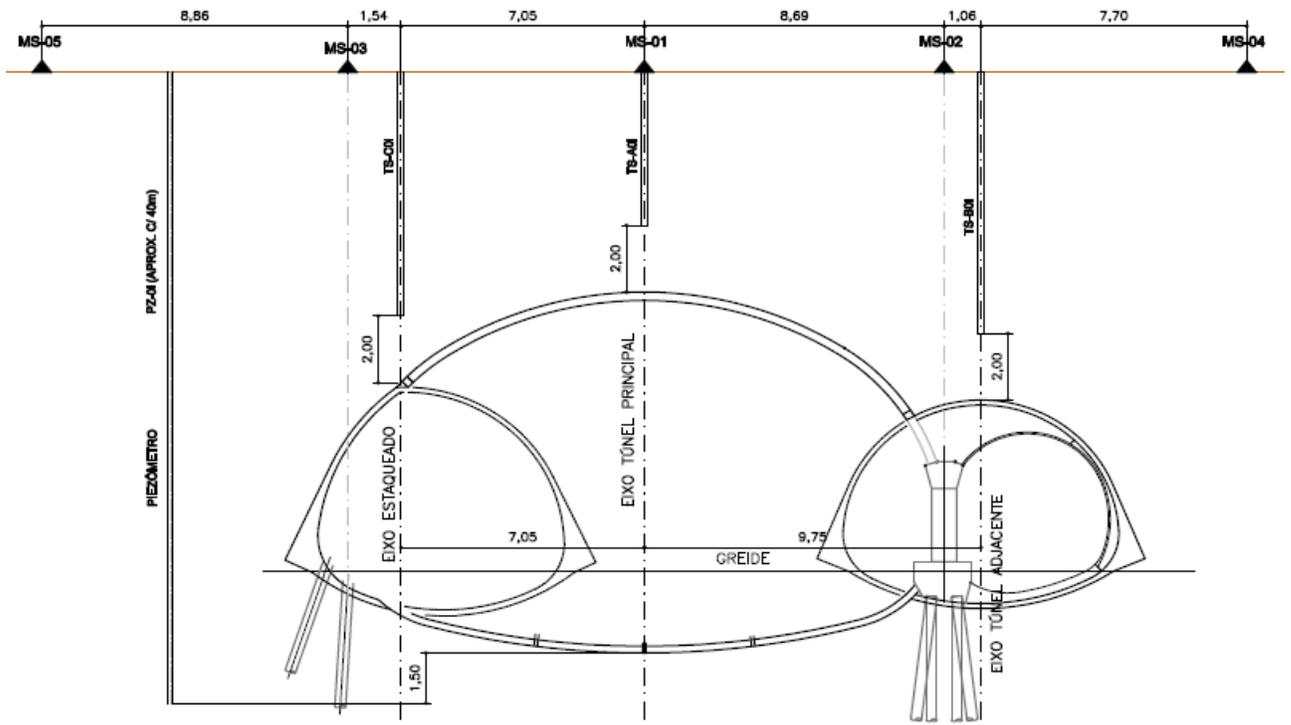


Figura 10.2 - Seção esquemática de instrumentação completa - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

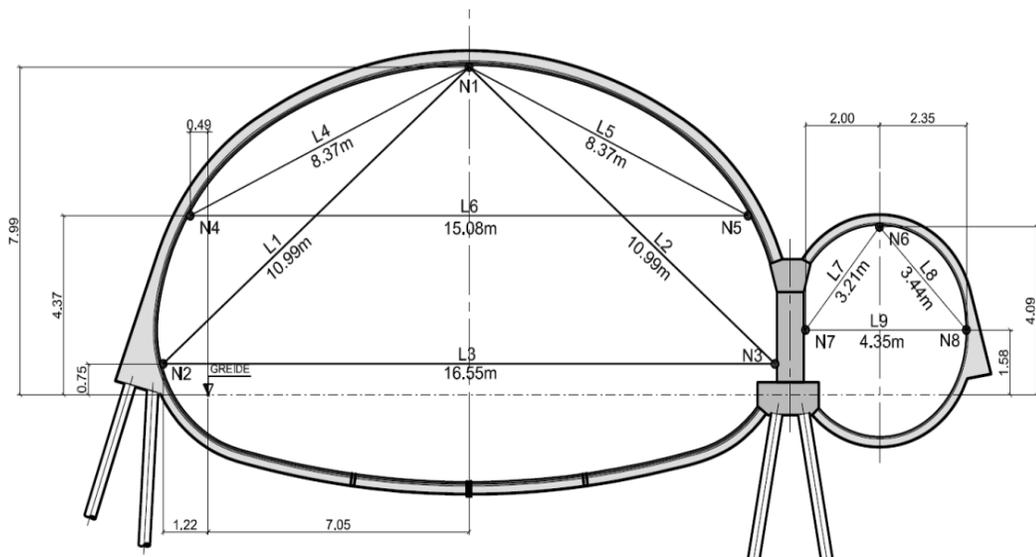


Figura 10.3 - Seção instrumentação interna - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

10.1 Seleção dos Instrumentos

As quantidades e a distribuição geométrica desses instrumentos foram avaliadas considerando-se a geometria relativa do maciço e do túnel, as características e diversidades do maciço, a empregabilidade do método construtivo e as estruturas existentes na área de influência das escavações.

Para realização de um plano de observação apropriado, deve-se verificar alguns aspectos descritos a seguir:

- Adequabilidade do local da obra e seu entorno: é extremamente necessário um estudo abrangente para determinar os equipamentos em função da localização da obra, espaço disponível e o meio em que se insere o túnel, fatores esses que podem determinar a aplicabilidade de um apurado sistema de controle superficial a fim de colaborar na instrumentação das regiões e/ou edificações circunvizinhas às obras;
- Propriedades geotécnicas: o histórico das ocorrências numa determinada região, os resultados das sondagens e demais investigações, são variáveis extremamente importantes para propor o grupo de instrumentos necessários para observar o maciço e a frequência das leituras;
- Métodos construtivos: ao estabelecer o método a ser adotado e a cadência da escavação além das demais etapas, é possível sugerir um plano de instrumentação adequado às particularidades de cada projeto, obtendo assim maior segurança durante as escavações e adaptabilidade aos sistemas de suporte.

De acordo com alguns autores (Cording et al., 1975; Hanna, 1985; Duncliff e Green, 1988; Caspurro, 1999; Sousa, 2001): as principais características a serem observadas para seleção dos equipamentos (Tabela 10.1) são:

Tabela 10.1 - Tabela com as características para seleção de equipamentos

CARACTERÍSTICAS PARA SELEÇÃO DOS EQUIPAMENTOS RELATIVOS A INSTRUMENTAÇÃO	
(A)	ADEQUAÇÃO ÀS CONDIÇÕES DO TÚNEL
(B)	ANÁLISE DA POSSIBILIDADE DE AUTOMAÇÃO DO SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO
(C)	APARELHOS E EQUIPAMENTOS COMPATÍVEIS COM A GRANDEZA E DIMENSÕES DO TÚNEL
(D)	ANÁLISE DA PERTURBAÇÃO MÍNIMA DA REGIÃO ONDE SERÁ INSTALADO O APARELHO
(E)	ANÁLISE DO CAMPO DE MEDIDA COMPATÍVEL COM AS VARIAÇÕES DAS GRANDEZAS A OBSERVAR
(F)	PRECISÃO ADEQUADA, CONFIABILIDADE E ROBUSTEZ DO SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO
(G)	ADEQUAÇÃO ÀS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DO TRAÇADO DO TÚNEL
(H)	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS INSTRUMENTOS VERSUS AOS AMBIENTES ONDE SERÃO ALOCADOS
(I)	ANÁLISE DA COMPATIBILIDADE DOS INSTRUMENTOS COM OS PROCESSOS CONSTRUTIVOS
(J)	ANÁLISE DAS CONDIÇÕES PARA OBTENÇÃO DE BAIXA MANUTENÇÃO DO SISTEMA
(K)	ANÁLISE DO PERÍODO E A DURAÇÃO DA OBSERVAÇÃO

. Apresenta-se a seguir, uma breve descrição da instrumentação utilizada no monitoramento do projeto do Túnel de Acesso ao CAMG.

- Pino de Recalque – são instrumentos utilizados para medição topográfica de recalques das estruturas na superfície do terreno dentro da área de influência da obra, sendo adaptado em virtude das interferências existentes.
- PZ (Piezômetros) – O instrumento (Figura 10.5) é constituído por um tubo de PVC rígido, com diâmetro interno de 25 mm, envolvido em uma camada de areia fina e perfurado num trecho entre 1 e 2 m abaixo do fundo da escavação. Os furos correspondentes ao trecho perfurado apresentam diâmetro de 150 mm e para impedir a entrada de partículas, os mesmos devem ser revestidos com duas camadas de tela de nylon ou manta geotêxtil. Por outro lado, no intuito de evitar a entrada de águas pluviais, a extremidade superior e protegida com um selo de solo-cimento.

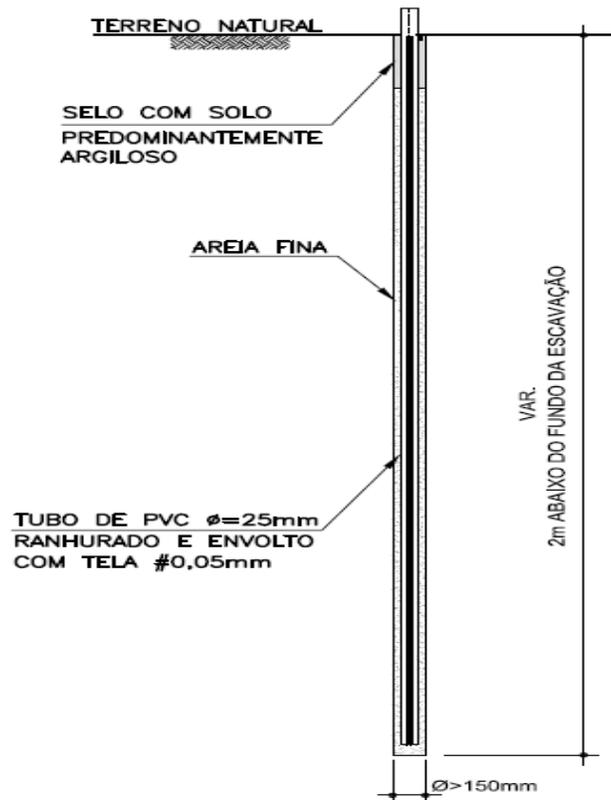


Figura 10.5 - Detalhe piezômetro - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

De acordo com LPC Latina (2005), a implantação dos Piezômetros tem por finalidade monitorar o comportamento do nível d'água quando sujeito a alguma atividade de obra, tais como: rebaixamento do lençol freático, escavação das obras subterrâneas, (que se relacionaram com a segurança da frente de escavação) e recalques à superfície.

Assim, a pressão é obtida por meio da realização da medida da coluna d'água, que é realizada a partir da introdução de um sensor denominado pio elétrico, que identifica o nível d'água.

A LPC Latina (2005) também relata que o aparelho utilizado para a leitura de nível d'água é composto por sensor na forma de interruptor de corrente elétrica, ligado a um indicador por meio de cabo graduado em metro, com tolerância de ± 1 cm. Quando o sensor entra em contato com a água, fecha-se o circuito elétrico e o aparelho emite um sinal sonoro. Desta maneira, o operador fica informado que deve paralisar a introdução do cabo elétrico no tubo de PVC. Nesse instante, registra-se a profundidade que o cabo graduado penetrou no tubo de PVC em relação à superfície e, com auxílio de uma trena aferida, é realiza a medição do intervalo entre a marcação e a última graduação do cabo que foi introduzido no tubo. Desta forma, a soma do valor indicado na graduação do cabo e o valor na trena é a medida denominada leitura.

10.2.2 Instrumento Externo de Profundidade

- Tassômetros – são instrumentos utilizados para aferir as medições associadas aos possíveis recalques profundos, que foram instalados até do 2 m da geratriz superior do túnel, onde normalmente o recalque é transferido para superfície e conseqüentemente medido por meio de uma equipe de topografia, que utiliza a extremidade superior que é composta de uma cabeça esférica de latão para apoio da mira.

Estes instrumentos são constituídos de tubos de aço galvanizado no diâmetro de 25 mm e altura variável conforme já verificado na Figura 10.2 e devem ser instalados antes do início das atividades relacionadas à obra em locais livres de perturbação.

10.2.3 Instrumentos Internos

- Pino de nivelamento - foi instalado para o controle horizontal das estruturas.
- Pino de convergência (Figura 9.4) - consiste em uma barra de aço de diâmetro 12,5 mm fixada na estrutura e com aproximadamente 50 ± 10 cm de comprimento, tendo soldado em um das pontas um chumbador convencional galvanizado.

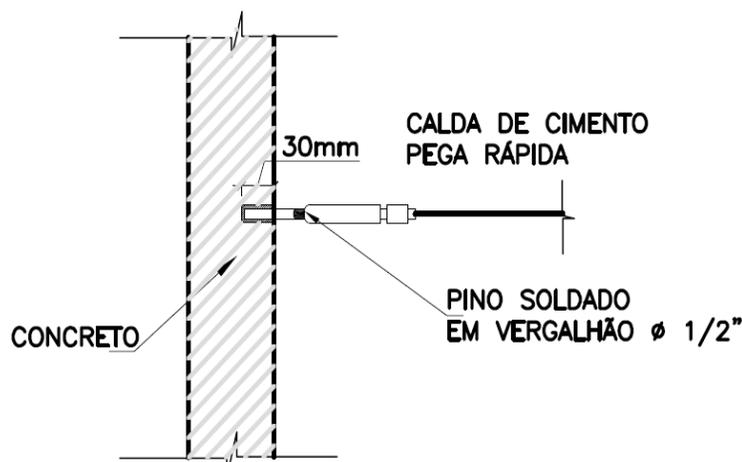


Figura 10.6 - Detalhe fixação pino de convergência (PCs) - Túnel CAMG (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Durante o período de escavação dos túneis principal e pilotos, foi possível monitorar por meio dos pinos de convergência os deslocamentos verticais e horizontais provocados na seção interna do maciço (conforme disposição apresentada na Figura 10.3). As leituras resultantes da instrumentação dos pinos de convergência foram traduzidas em informações gráficas, e conseqüentemente utilizadas para aferir os parâmetros do projeto e propor procedimentos de execução compatíveis com a complexidade e a segurança da obra.

A implantação dos pinos de convergência do Túnel CAMG, foi realizada por meio de perfuração em locais pré-determinados e com preenchimento posterior de calda de cimento de pega rápida, respeitando sempre a premissa de estarem fixados em locais isolados de qualquer tipo de movimentação.

A deformação medida no bordo da seção, que se controla mediante as seções de convergência, permite conhecer, de uma forma acessível, fácil e rápida, a grandeza do movimento que se produz no entorno da escavação. É possível, então, emitir um primeiro juízo sobre o comportamento da mesma, analisando a velocidade de deformação e sua evolução com o tempo. Em outras palavras, permitem conhecer a tendência de estabilização das deformações com passar do tempo, depois da execução da escavação (GUSMÃO FILHO, 2006).

Para manter a confiabilidade dos dados, todos os pinos instalados nas paredes internas da escavação subterrânea foram cadastrados através de coordenadas e cotas, e devem permanecer inalteráveis até a finalização das obras.

Atualmente, para obtenção de resultados mais completos para túneis em solos principalmente em grandes diâmetros, tem-se utilizado aparelhos de leitura com a tecnologia de raio infravermelho.

Para contribuir com a instrumentação do projeto foram utilizados tachões (Figura 10.7), que são sinalizadores com elementos luminosos para auxiliar na medição dos recalques superficiais na rodovia ativa acima do túnel.

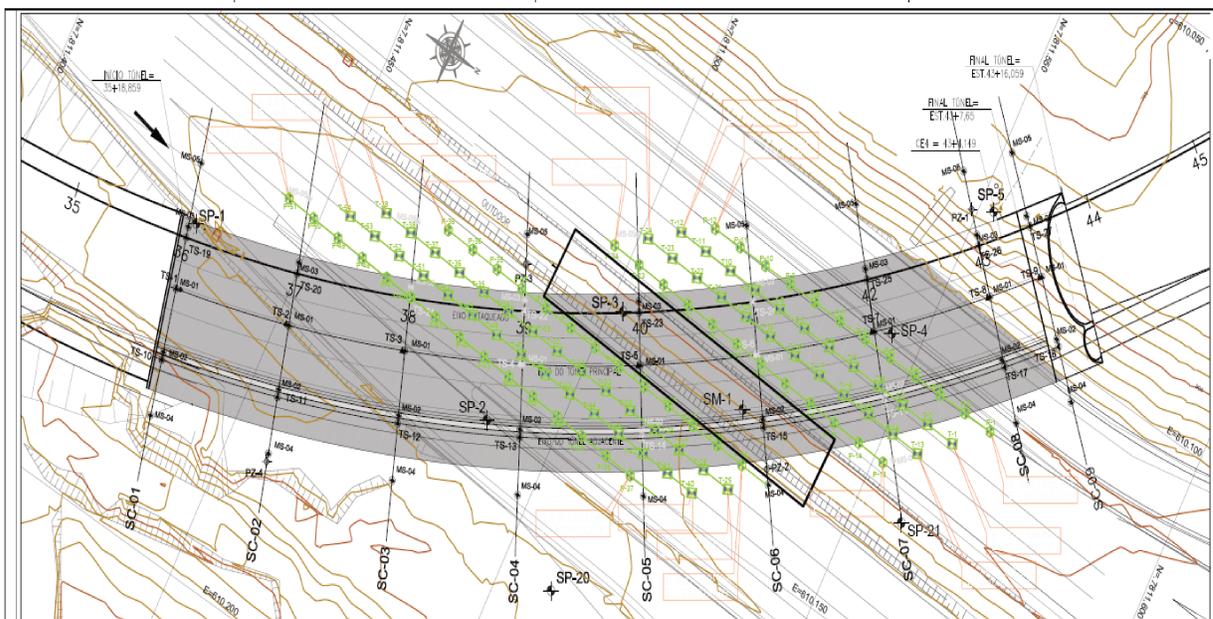


Figura 10.7 - Detalhe fixação de tachões a rodovia MG-010 (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

10.3 Análise das leituras obtidas e principais ações de decisão

Já nos primeiros metros de escavação, o controle de instrumentação acusou movimentos inesperados no maciço de escavação (Figuras 10.8 e 10.9), obrigando a tomada de medidas corretivas, a fim de evitar deformidades no maciço e na rodovia.

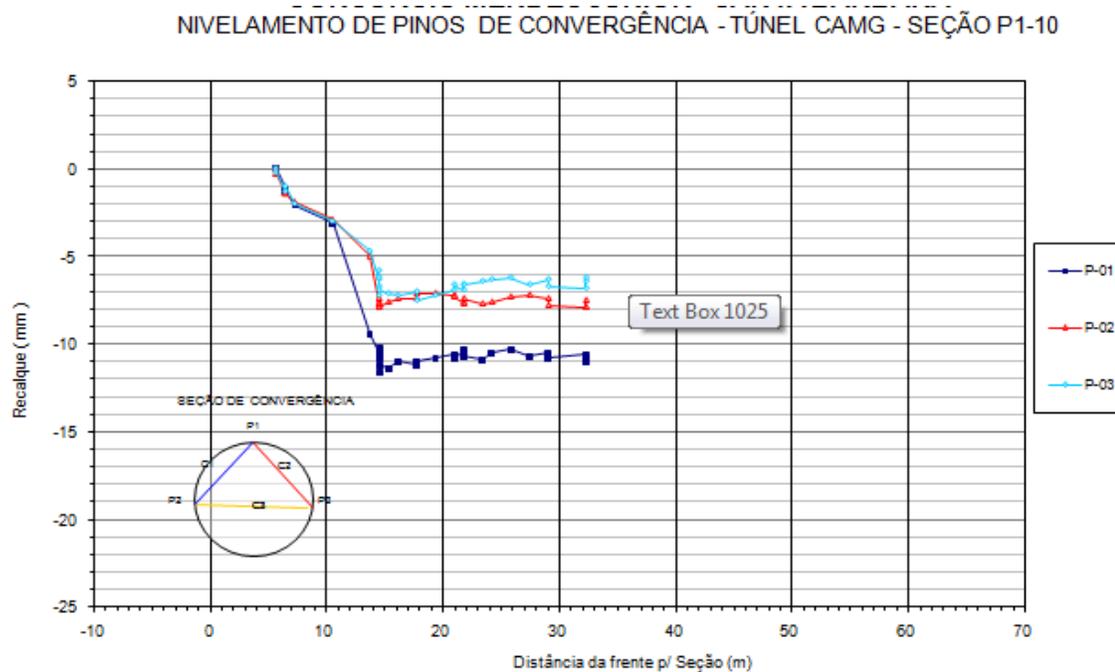


Figura 10.8 - Leitura pinos de convergência - arquivos Mendes Júnior

A partir da Figura 10.8, verifica-se que para a região de emboque do túnel piloto 1, ou seja, de 0 a 6 m, onde foi realizado o reforço do maciço por meio de enfilagens e concreto projetado, os recalques foram praticamente inexpressivos. Entretanto, a partir dos 6 m de distância do avanço da escavação do túnel, observaram-se recalques da ordem 3 mm obtidos por intermédio das leituras dos pinos de convergência. Este efeito, admitido como tolerável, permitiu a continuidade da escavação. Porém os recalques não cessaram e foram obtidos valores mais expressivos, atingindo um patamar crítico após os 10 m de avanço da frente de escavação, com recalques superiores a 11 mm. Desta forma, fez-se necessário tomar algumas medidas para mitigar as deformações e garantir a segurança do avanço da frente de escavação.

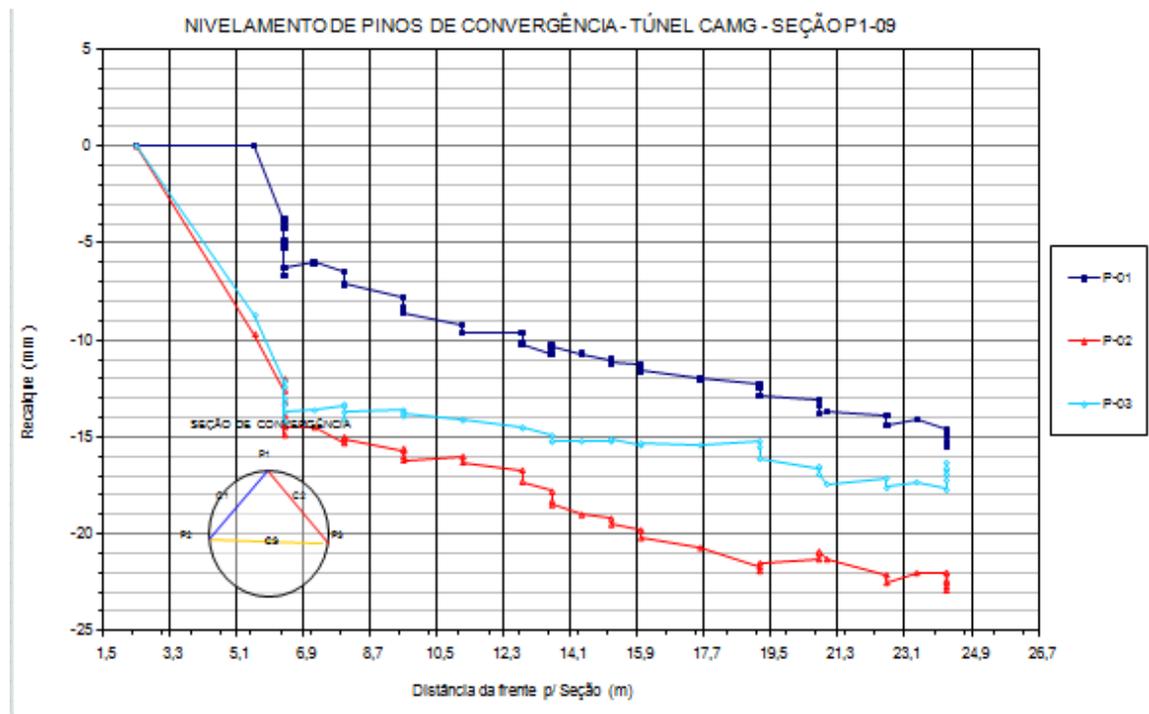


Figura 10.9 - Leitura pinos de convergência - arquivos Mendes Júnior

Analogamente ao fato verificado na Figura 10.8, pode-se observar na Figura 10.9, que os recalques apresentam-se imperceptíveis nos primeiros metros de escavação da frente do túnel, aumentando significativamente logo após o trecho inicial reforçado por enfilagens. Tal situação pode ser atribuída às características físico-mecânicas do solo, ou seja, por se tratar de um maciço composto nos seus primeiros metros do perfil estratigráfico de um solo predominantemente argiloso, com elevado índice de vazios e sem presença do nível d'água.

Em virtude da análise e interpretação dos gráficos das Figuras 10.8 e 10.9, fez-se necessário à adoção de algumas medidas corretivas que alteraram a metodologia de avanço, diminuindo o ritmo da escavação e aumentando o tempo de espera para cura do concreto projetado, que deveria atingir resistência mínima de 10 MPa. Porém, a cada passo de avanço entre escavação de frente e do invert, foi necessário incrementar a malha de pregagem da frente (Figura 10.10) e aumentar o volume de concreto nas sapatas das cambotas (Figura 10.11). Estas medidas mitigadoras foram revistas com a redução dos recalques observados nas leituras dos pinos de convergência, (conforme

pode ser verificado nas Figuras 10.8 e 10.9), mas mantiveram os requisitos de desempenho elevados, quanto à resistência do concreto projetado, que foi reduzida para 7,5 MPa, no mínimo, antes de cada avanço.

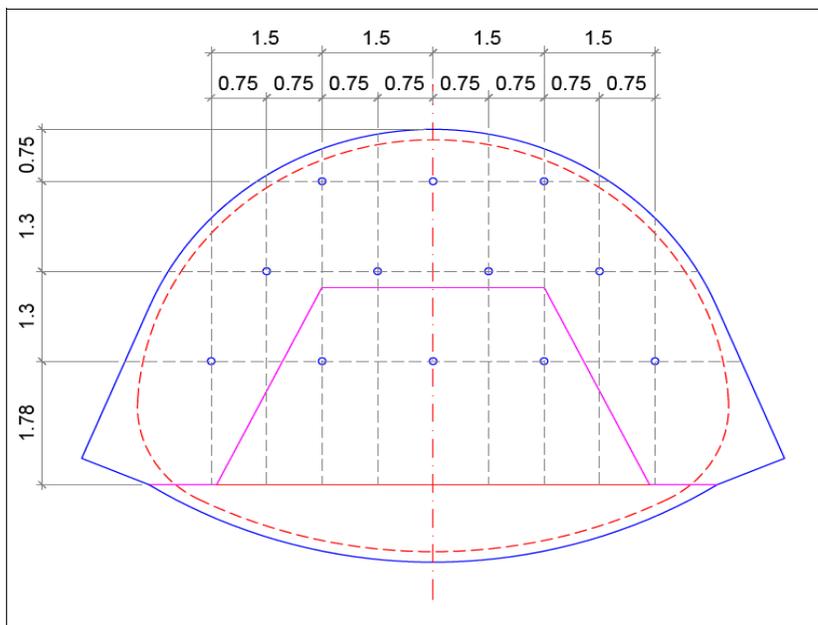


Figura 10.10 - Introdução da pregagem de frente junto a frente de escavação (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

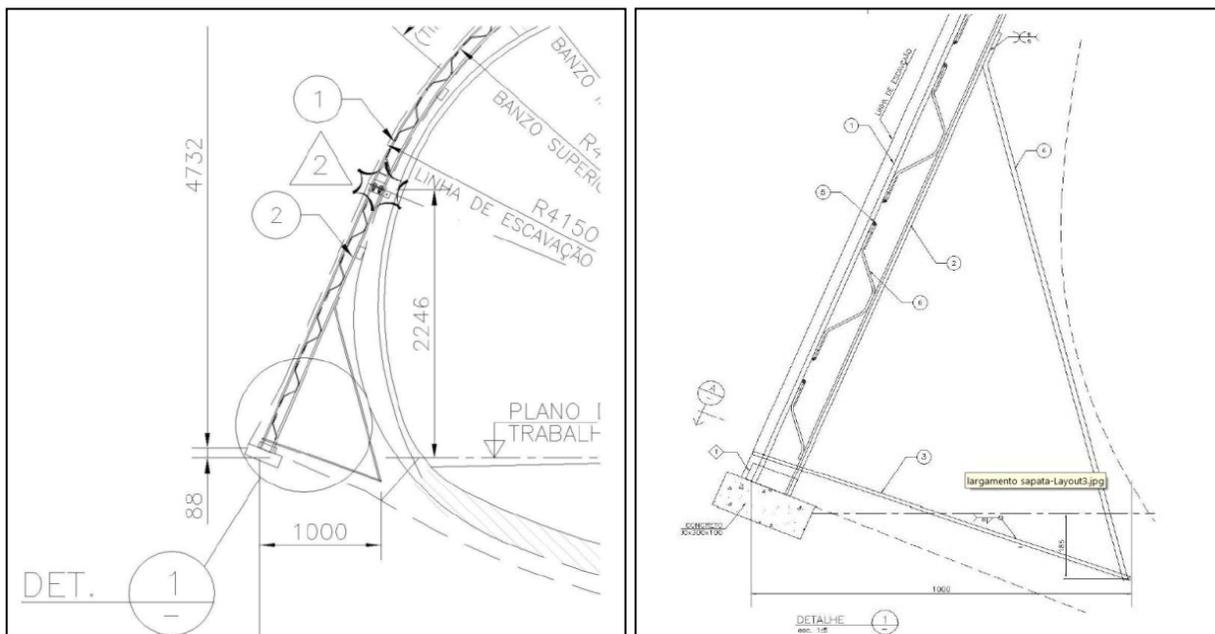


Figura 10.11 - Detalhes do reforço da sapata das cambotas (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

O avanço da escavação do túnel pode ser otimizado, em virtude das medidas tomadas e respectivas reduções nos recalques controlados, possibilitando que o ciclo de execução fosse acelerado (Figura 10.12), devido ao ganho de resistência do concreto projetado com o novo traço adotado. Entretanto, torna-se necessário manter um rigoroso controle da instrumentação, recomendando a instalação de seções internas a cada avanço de 1,6 m.

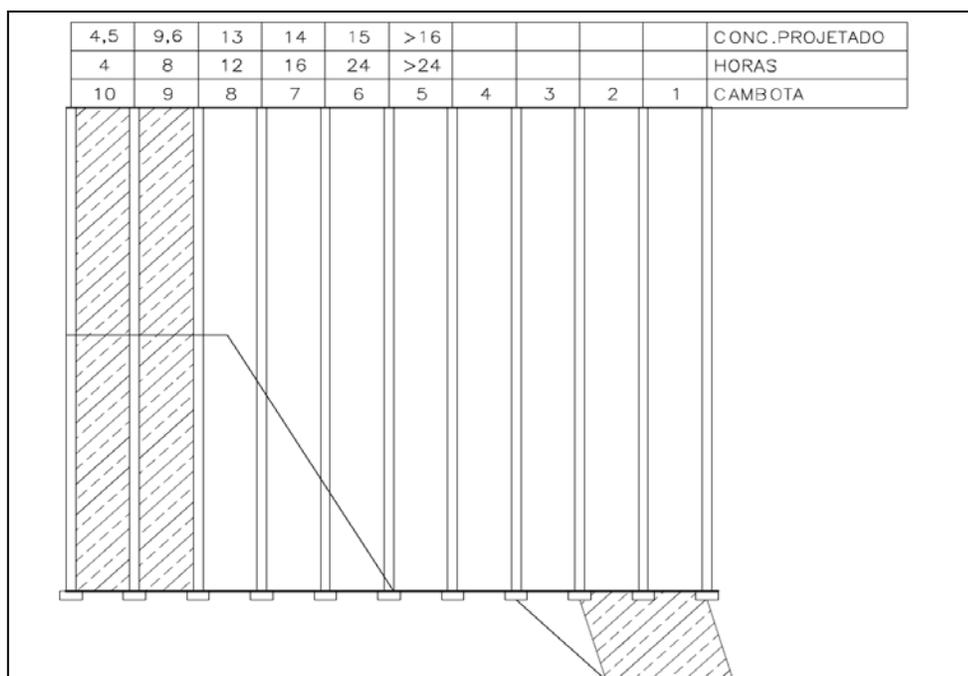


Figura 10.12 - Alteração da sequência e do tempo do cliço em função da resistência do concreto projetado (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

De acordo com os fenômenos evidenciados pelos dados de instrumentação nas Figuras 10.8 e 10.9 (no tocante a recalques superficiais, recalques internos e valores de convergência /divergência), foi constatado que o material da base do aterro da MG-010, nas proximidades do Emboque Norte do Túnel CAMG, possui características geotécnicas aquém daquelas empregadas nas análises de dimensionamento.

Verificou-se ainda que, a argila que compõe o aterro onde o túnel foi escavado se mostrou muito deformável e com elevado índice de vazios, decorrentes do método de execução, baixo adensamento e inexistência de água na localidade em questão.

Desta forma, pode-se atribuir que o comportamento do maciço com relação aos recalques observados, é altamente influenciado não apenas pelo tipo de solo do local, mas também pelo aparecimento das fissuras observadas de maneira quase simétrica no AID do túnel piloto P1.

Assim sendo, constatou-se elevados valores de divergência das cotas C3 em diversas seções de instrumentação, conforme os gráficos das Figuras 10.8 e 10.9.

A consequência imediata disto é a “desativação” do AID como elemento de fundação do túnel piloto P1 (no momento da formação das fissuras), sobrecarregando o solo sob as sapatas com tensões elevadas que induzem à deformações lentas e constantes.

Foi instalado no AID do túnel piloto P1 (Figura 10.13), o reforço com tela no trecho já executado e adotou-se o uso da mesma metodologia no restante da execução do AID do túnel. Reforços laterais (Figura 10.14) com execução de enfilagens e injeção da calda de cimento foram executados, além da manutenção das frequências de instalação das seções de instrumentação interna, com um aumento para quatro leituras diárias em casa seção.

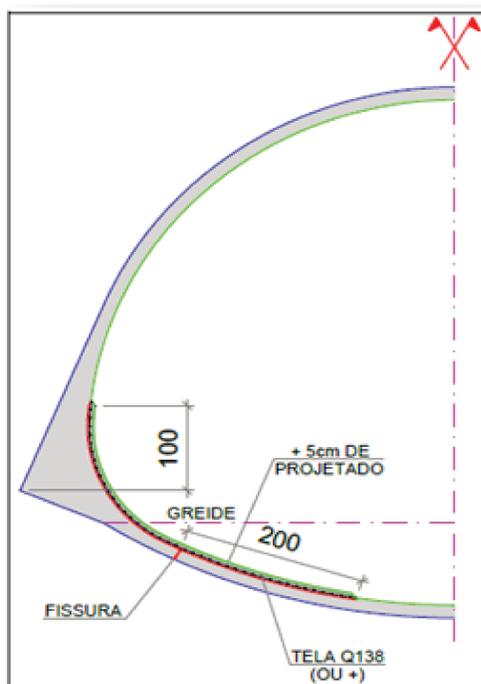


Figura 10.13 - Detalhe do reforço com tela no arco invertido (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

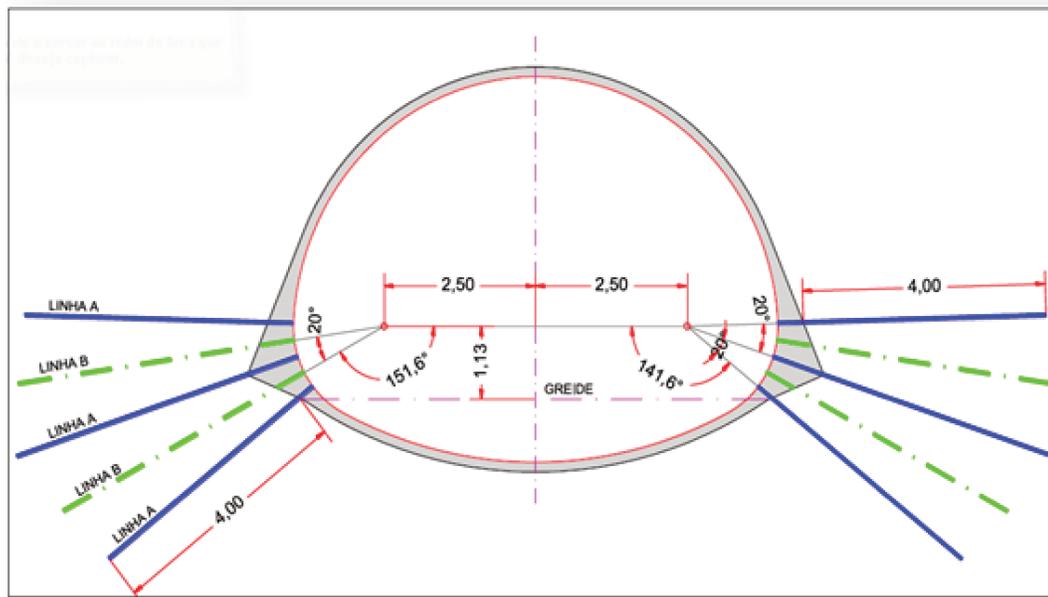


Figura 10.14 - Detalhe do reforço lateral execução de enfilagens e injeção de calda de cimento (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

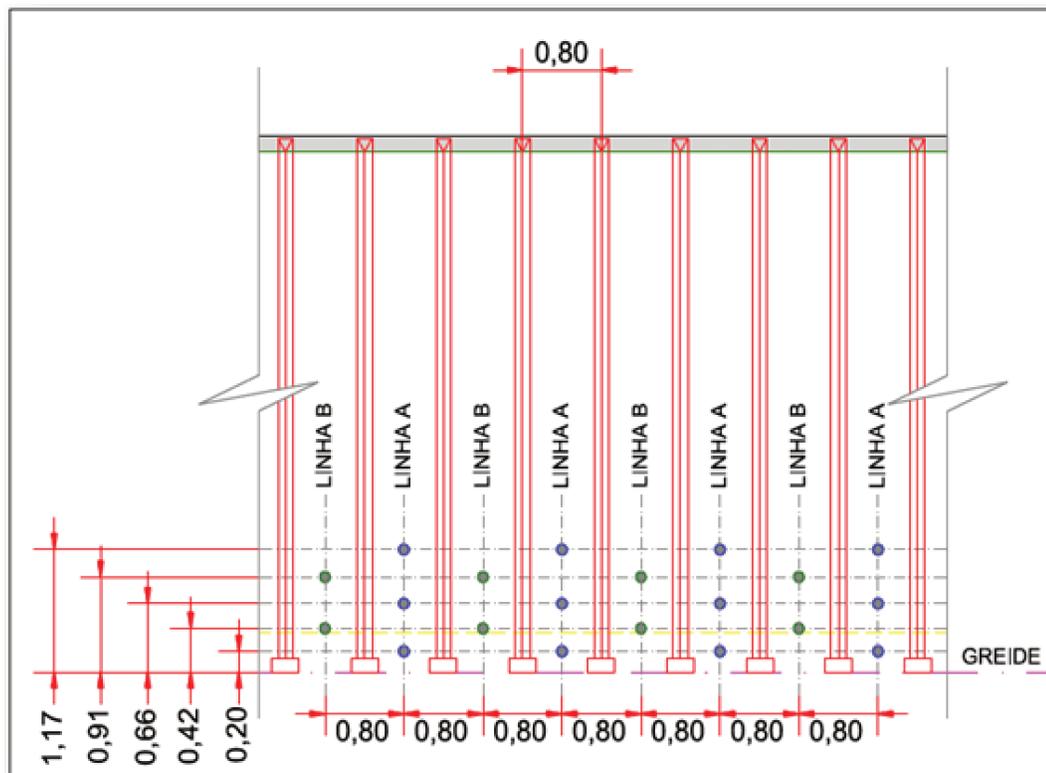


Figura 10.15 - Detalhe da seção longitudinal das injeções (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

As ações tomadas para essa situação tinham dois propósitos, a saber:

- Melhoria do solo no passivo do túnel piloto P1, através do tratamento da injeção da calda de cimento e;
- Reforço/Reparo do AID, para que fosse capaz de resistir às trações impostas pela casca da calota, limitando a sua divergência e tornando-o apto a funcionar para os fins propostos.

Os fatos descritos acima, aliado às medidas adotadas para reforçar a casca e o maciço, puderam ser evidenciados pelas leituras de instrumentação realizadas nos dias anteriores, cujos valores indicavam clara tendência de estabilização.

Desta forma, foi permitida uma pequena aceleração no ciclo produtivo, mas foram mantidas as exigências rigorosas com a instrumentação dos túneis.

Em função da melhoria das características de suporte do solo da calota do túnel P1, e das interferências identificadas no levantamento geofísico, foi sugerida a adoção de marcha-avante de 4 m com substituição das enfilagens tubulares por enfilagem cravada, com vergalhões de Ø 20 mm (Figura 10.16).



Execução de Enfilagem Cravada



Enfilagem Cravada



Execução de enfilagem tubular



Enfilagem Tubular SCH40

Figura 10.16 - Detalhe da substituição da enfilagens - arquivos Mendes Júnior

Após a finalização da execução da mesoestrutura do túnel principal, foi concluída a escavação da abóbada e durante o rebaixamento e demolição dos túneis piloto, a instrumentação alertou para novo comportamento inesperado no maciço passivo do túnel principal (Figura 10.17), sugerindo deformações de divergência para esquerda (sentido do estaqueamento).

De acordo com a Figura 10.17, verifica-se que os recalques nos pontos de monitoramento, MS-3 e MS-5, mostram-se totalmente estabilizados até a etapa final de execução dos túneis, pilotos e principal. Entretanto, o ponto de monitoramento MS-4, apresenta-se também significativamente estabilizado, mas com recalque total acumulado da ordem de 40 mm. Porém para o caso dos pontos de monitoração MS-1 e MS-2, referente ao marcos de recalque da parte superior do túnel e o pilar de sustentação principal, respectivamente, pode-se verificar que ocorreram valores expressivos de recalque, sendo que estes foram da ordem de 35 mm para o MS-1 e 65 mm para o MS-2. Neste caso, esses pontos de monitoramento, apresentam uma estabilização aparentemente contínua, o que pode representar um possível processo de acomodação e adensamento do solo.

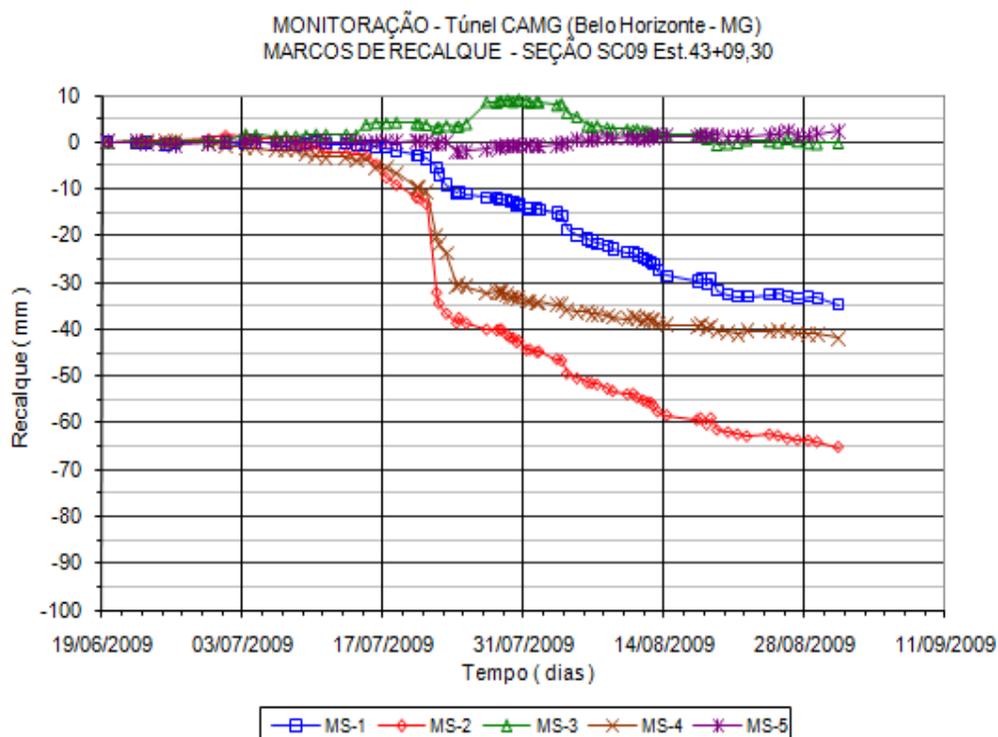


Figura 10.17 - Leitura marcos de recalque - arquivos Mendes Júnior

Assim sendo, para mitigar este fenômeno, medidas corretivas foram adotadas empregando reforços com enfilagens tubulares e injeção de calda de cimento (Figura 10.18), a fim de aumentar a rigidez do solo e diminuindo, portanto, as deformações observadas.

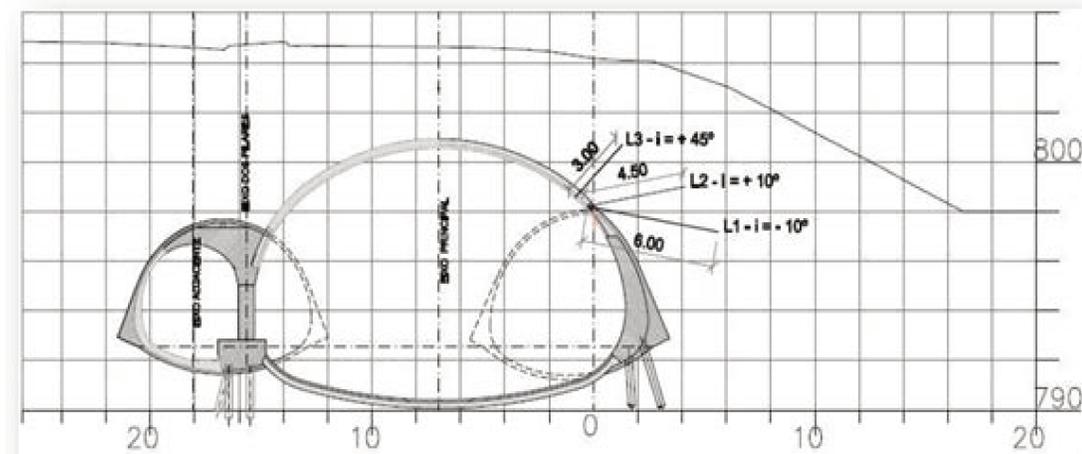


Figura 10.18 - Reforço com injeções tubulares com tubo SCH-40 Ø 2.5" (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

Adicionalmente, foi proposto o reforço transversal da casca do túnel principal com aço CA-50 Ø 12,5 mm a cada 15 cm na (na longitudinal) na lateral direita do túnel (sentido do estaqueamento) nas mesmas cambotas conforme Figura 10.19.

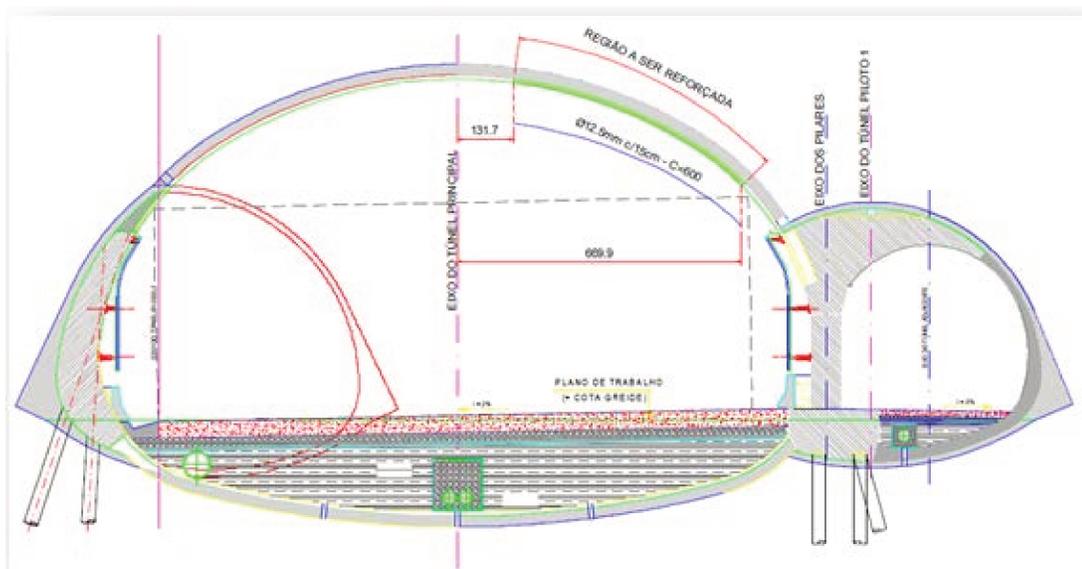


Figura 10.19 - Detalhe da região a ser reforçada (MAFFEI ENGENHARIA, 2009)

11 MODELAGEM NÚMERICA

11.1 Introdução

A modelagem numérica apresentada neste trabalho, foi realizada pelo Método dos Elementos Finitos para as fases de escavação do Túnel CAMG, visando a avaliação global do comportamento do maciço face ao processo de escavação, observando e analisando os deslocamentos e as tensões surgentes nos elementos de suporte no maciço.

Para tanto, foi utilizado o software Phase² 6.0 de cálculo computacional, da Rocscience Inc., específico para análises bidimensionais de escavações superficiais ou subterrâneas em solo e rocha, o qual utiliza o método dos elementos finitos em suas análises, admitindo um comportamento elasto-plástico dos materiais constituintes dos modelos.

De acordo com (MOTTA, 2009) diversos carregamentos oriundos das forças de contato são possíveis no Phase². Desde carregamentos estáticos como cargas pontuais, cargas distribuídas (uniformes ou triangulares), carregamentos distribuídos, de forma a simularem a pressão de água (função da posição e perpendicular à superfície); até carregamentos dinâmicos. Os carregamentos, resultantes de forças de massa ou de forças de contato podem ser aplicados percentualmente em cada um dos estágios de dimensionamento, tanto para o maciço quanto para os sistemas de suporte.

Uma função importante do Phase² está relacionada a simulação de uma escavação em múltiplos estágios, onde em cada etapa, verifica-se resultados distintos representados em um mesmo arquivo de trabalho. A sequência de estágios deve ser definida no início do processo, juntamente com outras informações tais como: o tipo de análise desejada (deformação plana ou axissimétrica), o procedimento de solução do sistema de equações eliminação de Gauss ou gradiente conjugado – (ZIENKIEWICZ & TAYLOR, 1991), a quantidade máxima de interações permitidas e a tolerância de erro admitida no processo.

Nos meios elásticos, o programa distribuirá as tensões induzidas, de modo que cada elemento do modelo resistirá aos esforços atuantes, independentemente de qual seja a sua resistência de pico. Entretanto, nos modelos plásticos, as tensões serão redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as forças atuantes forem superiores às resistências de pico. No elemento plastificado, irá permanecer atuando somente o equivalente às resistências residuais (LEITE, 2004).

Assim, o desenvolvimento tecnológico, especialmente computacional, direciona as técnicas de projeto para modelos sofisticados e mais realistas na previsão de desempenho, principalmente por intermédio de simulações com o Método dos Elementos Finitos. Entretanto, as diferenças entre os valores estimados das análises e os verificados em campo, decorrentes da falta de informações representativas e acuradas sobre os parâmetros geomecânicos dos maciços, aliada à complexidade geológica encontrada na maioria dos locais, resulta na necessidade da adoção de soluções empíricas consagradas para a execução das escavações subterrâneas (FEENG et al., 2002).

Foram estudados dois casos na análise numérica: o Caso A, típico para a maior extensão do trecho subterrâneo, com cobertura de solo sobre a geratriz superior do túnel principal relativamente uniforme da ordem de 5 m de altura; e o Caso B, mais próximo do emboque do túnel (estaca 43+9,3), de cobertura variável que se reduz no sentido oposto ao túnel adjacente ao principal, em que foi avaliado o efeito do desequilíbrio do carregamento assimétrico dado pela cobertura.

A geometria dos modelos é apresentada a seguir, nas Figuras 11.1 e 11.2 (fases finais de execução):

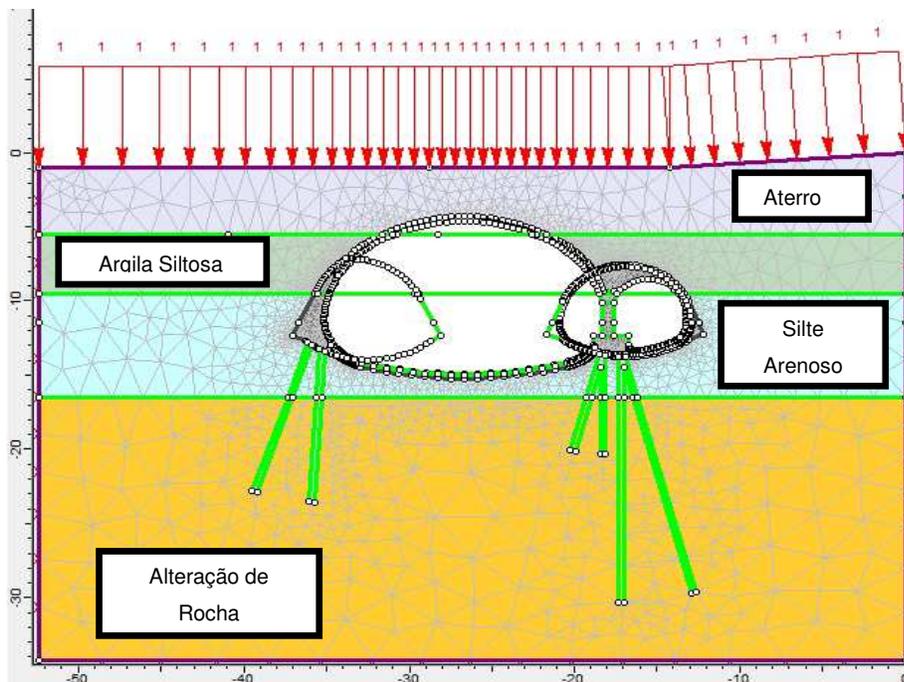


Figura 11.1 - Caso A - Modelo de cobertura constante

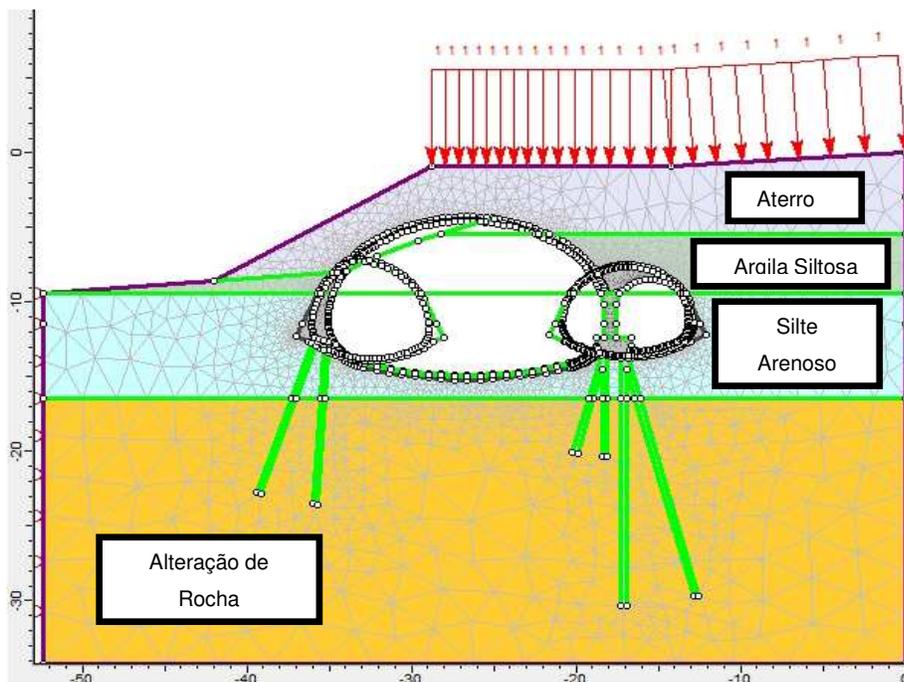


Figura 11.2 - Caso B - Modelo de cobertura variável (estaca 43+9,30)

Os parâmetros de resistência mecânica elasto-plásticos (Tabela 11.1) atribuídos às diferentes camadas de solo seguiram o critério de Mohr-Coulomb, ou seja, são inseridos os valores de peso específico (γ), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson (ν). Para os materiais de comportamento frágil (Modelo Parabólico) (Tabela 11.2), como o concreto estrutural e projetado, foram atribuídos valores de resistência à compressão (R_c), peso específico (γ), coeficiente de Poisson (ν) e módulo de deformabilidade (E).

A partir de ensaios de laboratório e experiência profissional do projetista, os parâmetros de resistência foram determinados, conforme apresentados abaixo:

Tabela 11.1 - Tabela com os parâmetros de resistência mecânica

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA MECÂNICA						
	γ	c	ϕ	E	ν	NSPTmédio
ATERRO ARGILOSO	17 kN/m ³	10 kPa	25°	10 MPa	0,2	5
ARGILA SILTOSA	18 kN/m ³	20 kPa	25°	22,5 MPa	0,2	12
SILTE ARENOSO	20 kN/m ³	20 kPa	30°	35 MPa	0,2	15
ALTERAÇÃO DE ROCHA	22 kN/m ³	50 kPa	35°	75 MPa	0,2	25

Tabela 11.2 - Tabela com os parâmetros dos materiais de comportamento frágil

PARÂMETROS PARA OS MATERIAIS DE COMPORTAMENTO FRÁGIL				
	f_{ck}	γ	ν	E
CONCRETO PROJETADO	25 MPa	25 kN/m ³	0,2	30 GPa
CONCRETO MOLDADO	25 MPa	25 kN/m ³	0,2	30 GPa

Não foi considerada a presença do lençol freático no modelo, pois conforme verificado nos relatórios de sondagem à percussão, em função de sua profundidade não poderiam interferir com a escavação do túnel.

O valor do empuxo em repouso (k_0) adotado para todos os materiais foi igual a 0,5, calculado através da formulação abaixo (JACKY, 1944).

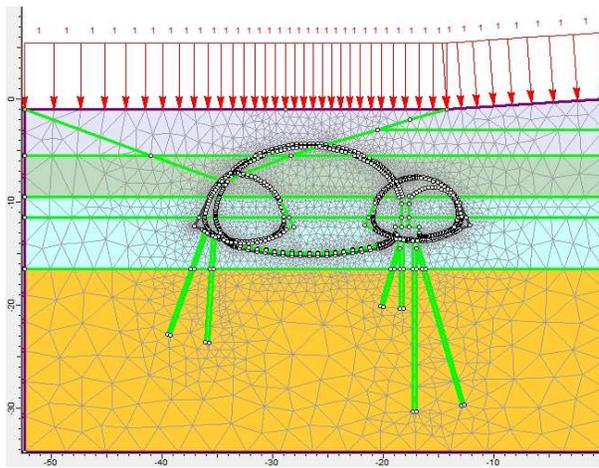
$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (11.1)$$

As fases consideradas nos processamentos (Tabela 11.3) para os casos A e B foram as seguintes:

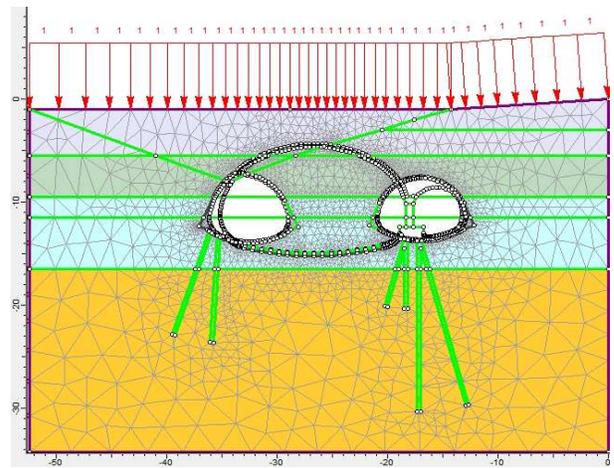
Tabela 11.3 - Fases de processamento

FASES DE PROCESSAMENTO	
FASE 1	MACIÇO INTACTO - ESTADO INICIAL DE TENSÕES
FASE 2	ESCAVAÇÃO INTEGRAL DOS SIDE-DRIFTS (EM PARALELO)
FASE 3	EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO DOS TÚNEIS PILOTOS
FASE 4	EXECUÇÃO DAS ESTACAS E DAS ESTRUTURAS INTERNAS (PILAR, PAREDES E SAPATAS)
FASE 5	EXECUÇÃO INTEGRAL DO TÚNEL ADJACENTE, COM A CONCOMITANTE DEMOLIÇÃO DA PAREDE DO SIDE-DRIFT EM SEU INTERIOR
FASE 6	EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO DO TÚNEL ADJACENTE
FASE 7	ESCAVAÇÃO DA CALOTA DO TÚNEL PRINCIPAL
FASE 8	EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO DA CALOTA DO TÚNEL PRINCIPAL
FASE 9	ESCAVAÇÃO DO ARCO INVERTIDO DEFINITIVO DO TÚNEL PRINCIPAL, COM CONCOMITANTE DEMOLIÇÃO DAS PAREDES DOS SIDE-DRIFT EM SEU INTERIOR
FASE 10	EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO DO REBAIXO DO TÚNEL PRINCIPAL
FASE 11	EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO SECUNDÁRIO DO TÚNEL PRINCIPAL E DO TÚNEL ADJACENTE

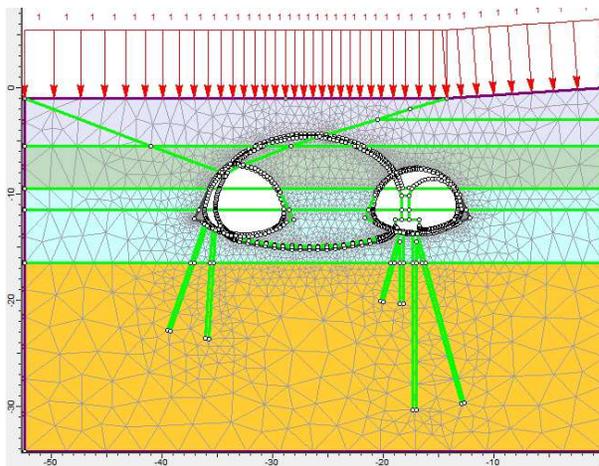
Nas Figuras 11.3 e 11.4 é possível verificar a evolução de cada fase processada pelo software Phase², sendo que estas etapas estão intimamente associadas a metodologia construtiva do Túnel CAMG.



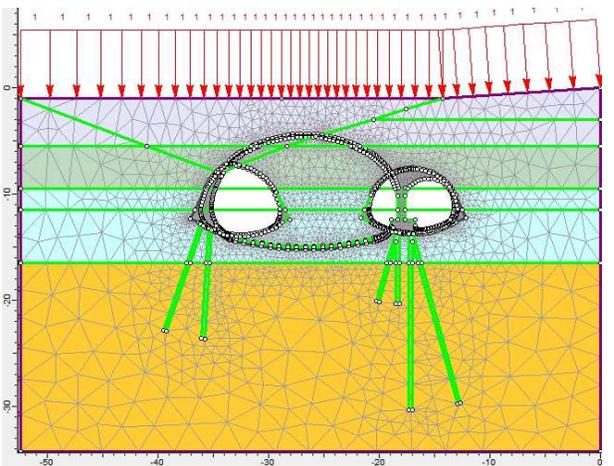
a) Fase 1



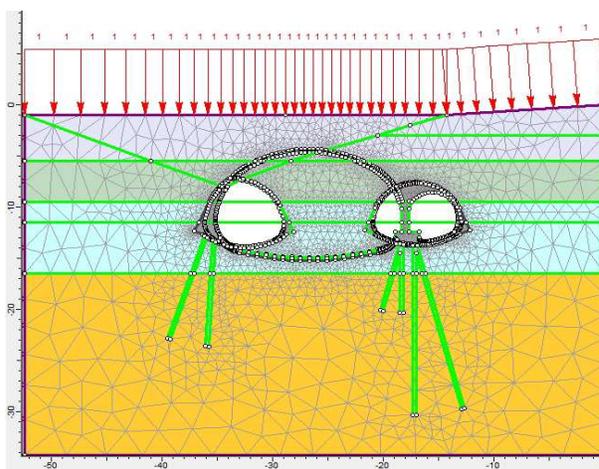
b) Fase 2



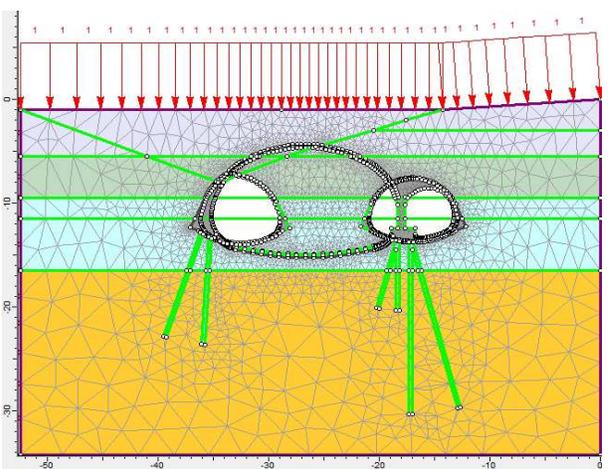
c) Fase 3



d) Fase 4

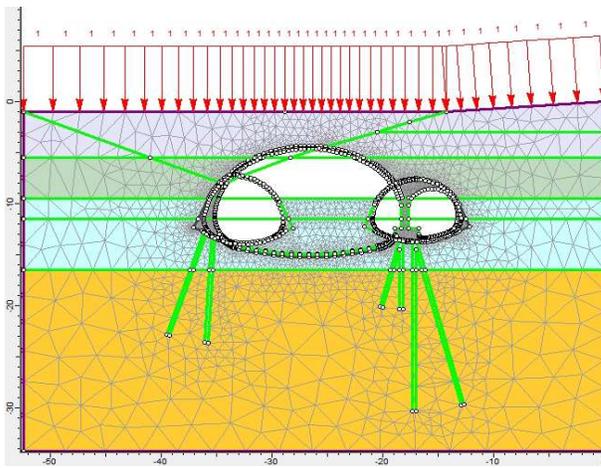


e) Fase 5

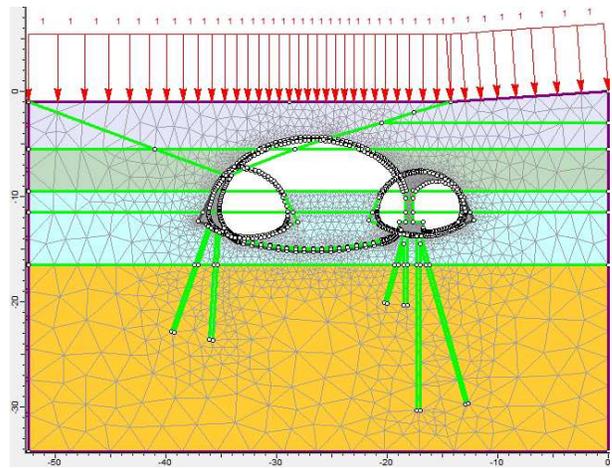


f) Fase 6

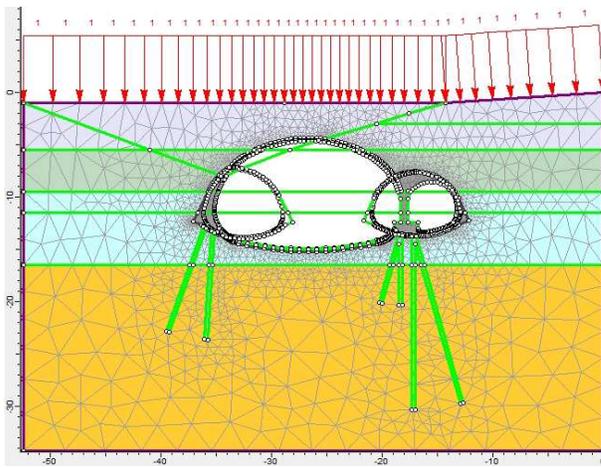
Figura 11.3 - Modelo de cobertura constante - Fase 1 a Fase 6



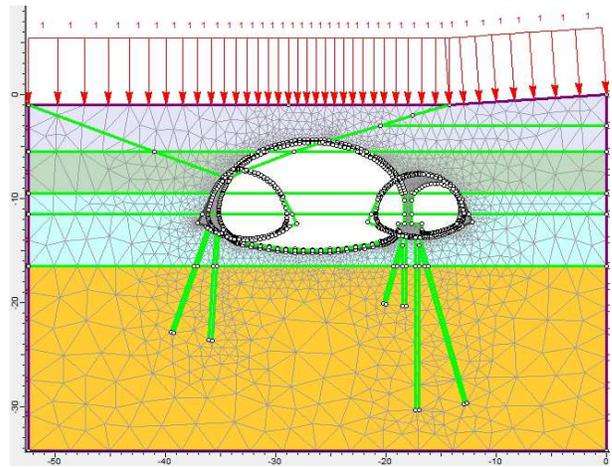
g) Fase 7



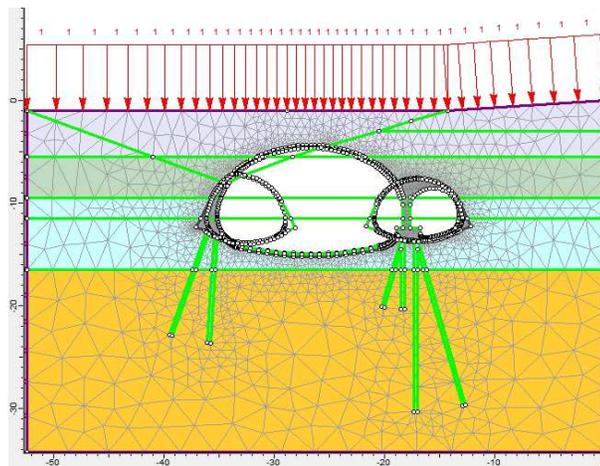
h) Fase 8



i) Fase 9



j) Fase 10



k) Fase 11

Figura 11.4 - Modelo de cobertura constante - Fase 7 a Fase 11

As fases processadas no modelo de cobertura variável são idênticas (Figuras 11.3 e 11.4). Portanto, nota-se que as fases de escavação das cavidades foram simuladas prevendo-se o alívio de tensões do maciço, decorrentes das etapas construtivas de execução e das limitações de extensão de cada avanço. Nesta fase inicial, utiliza-se um material que simula o revestimento primário dos túneis com resistência e deformabilidade menores (aproximadamente 1/3 do concreto projetado). Este procedimento de cálculo, torna o processamento mais próximo da realidade, impondo que o maciço desenvolva maiores deformações e que tenha mobilizadas suas capacidades resistentes, dentro dos limites plásticos de sua envoltória de resistência.

Também pode ser observado que as fases de escavação dos *side-drifts* e do túnel adjacente, pelas suas dimensões e pequena variabilidade dos resultados finais, tiveram suas escavações realizadas numa única fase de processamento.

11.2 Análise Caso A (Cobertura Constante)

São apresentados a seguir (Figura 11.5 a Figura 11.12) os deslocamentos das fases mais significativas (Fase 4 em diante), com ênfase para os recalques de superfície, do *invert* e do teto dos túneis.

11.2.1 Deslocamentos Verticais

A Figura 11.5 demonstra o campo dos deslocamentos verticais referentes a Fase 4 de execução das estacas e estruturas internas (pilar-paredes e sapatas laterais). Nesta situação é possível observar que os maiores deslocamentos ocorrem na superfície do maciço e também na região do *invert* dos túneis pilotos. Entretanto, na região da geratriz superior dos túneis pilotos, verifica-se valores menores de deslocamento vertical, revelando que as tensões são redirecionadas para as regiões laterais destes túneis que ainda não foram escavadas. Consequentemente há um acréscimo de tensões na região do *invert* ocasionando deslocamentos verticais de magnitude próximos aos valores observados na superfície.

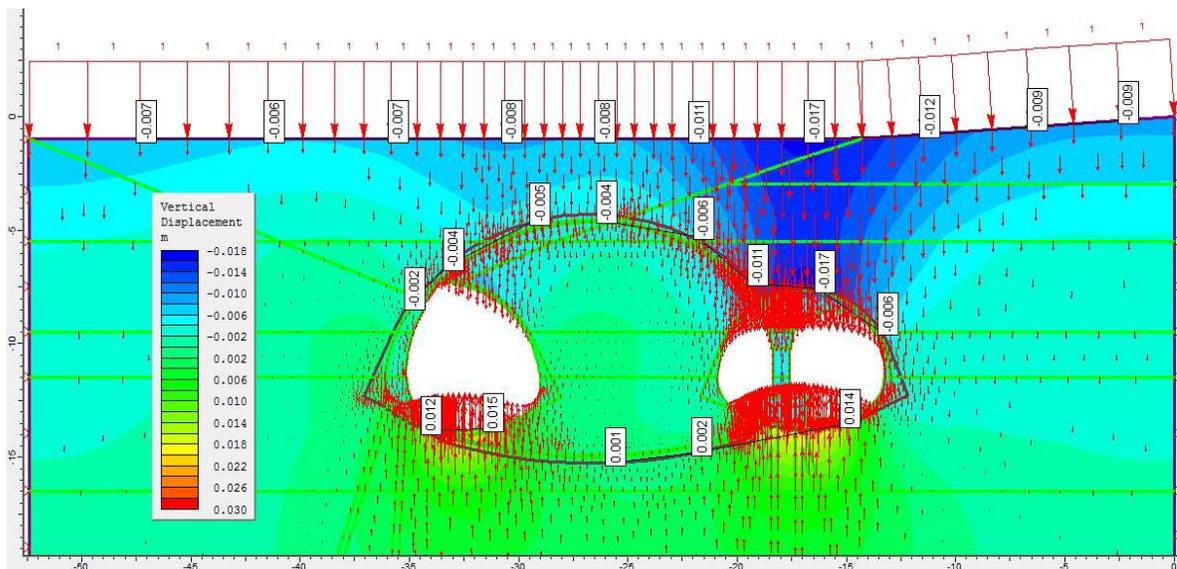


Figura 11.5 - Deslocamentos verticais - Fase 4

Para os deslocamentos do maciço verificados nas Figuras 11.6 e 11.7 onde se tem a execução integral do túnel adjacente, com a demolição em paralelo da parede do *side-drift* e posterior execução do revestimento primário, observa-se condições de estabilização dos deslocamentos em ambas as situações. Entretanto, a representação da escavação do túnel adjacente é nitidamente identificada na superfície com valores de -17 mm.

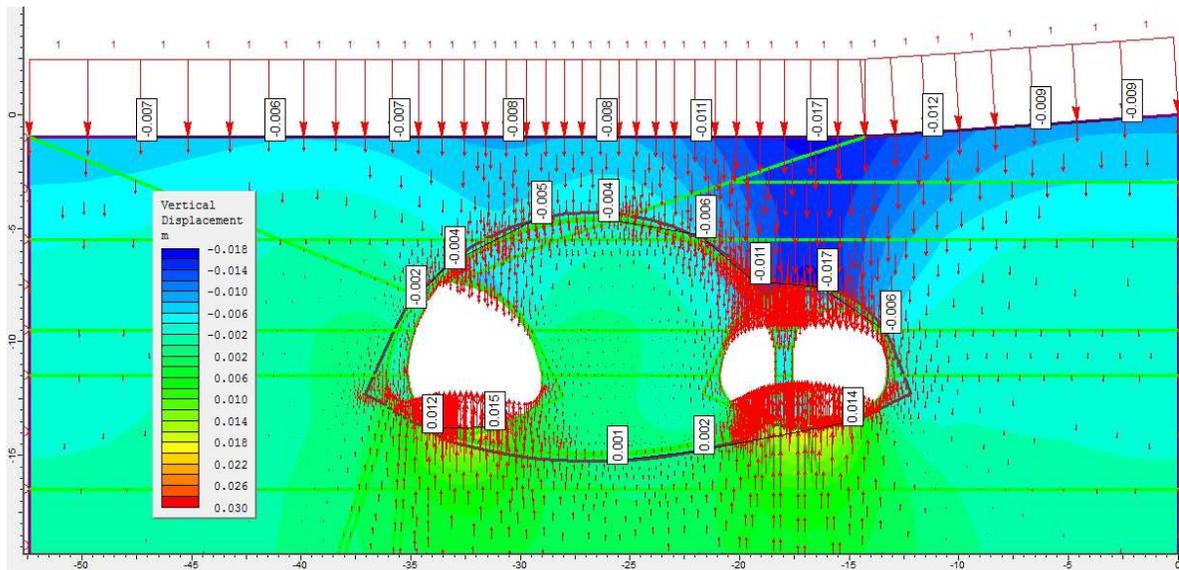


Figura 11.6 - Deslocamentos verticais - Fase 5

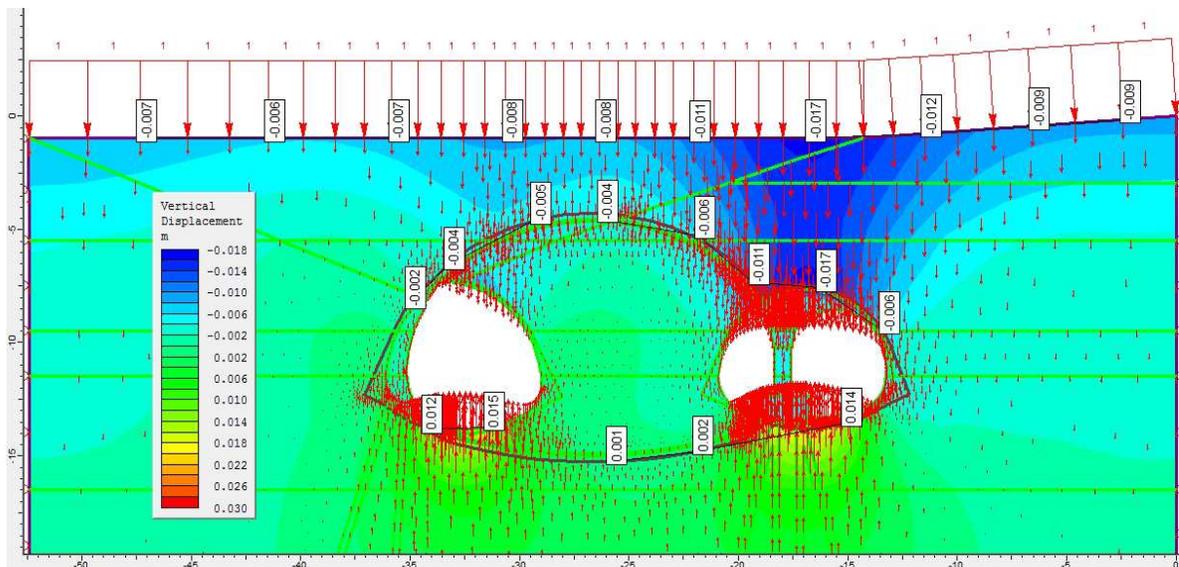


Figura 11.7 - Deslocamentos verticais - Fase 6

Nas etapas de escavação da calota do túnel principal (Figura 11.8) e execução do seu revestimento primário (Figura 11.9), note-se que em virtude da escavação do túnel principal, ocorreu a perda da região do maciço, onde nas Fases 4, 5 e 6 servia como suporte permitindo o redirecionamento das tensões, ou seja, o estado de tensões deste maciço teve que ser novamente reorganizado para regiões mais externas à escavação dos túneis.

Outra consideração a ser observada, está relacionada com a parte inferior da seção em que se situa o arco invertido, pois esta região permanece com tensões verticais bastante aliviadas na extensão de 3 a 4 m, distância necessária para configuração do núcleo que abrange a face de escavação na parte superior da seção.

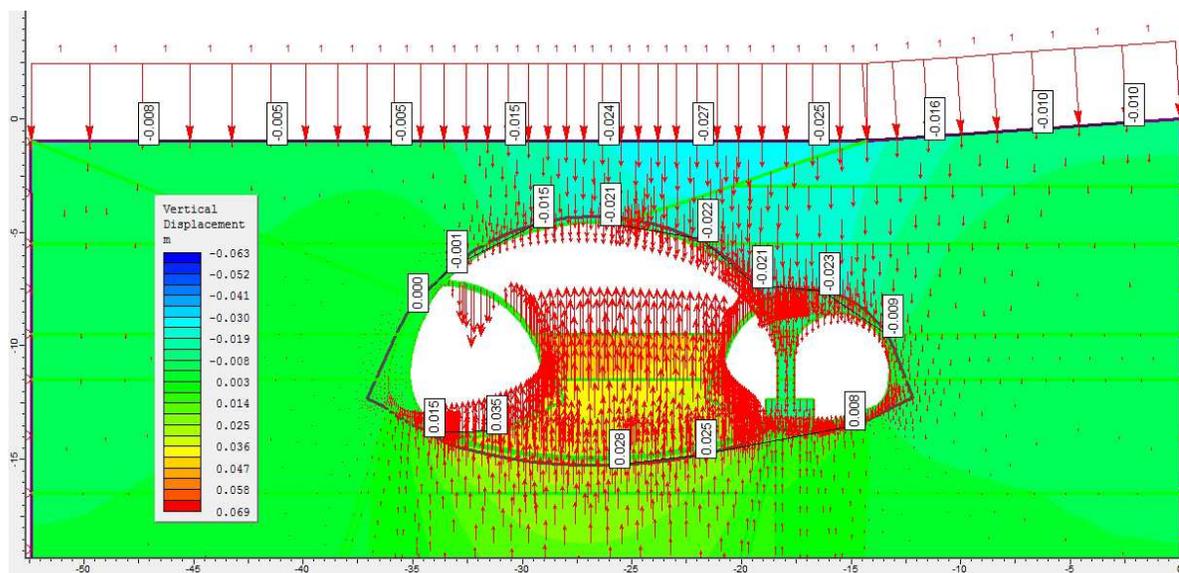


Figura 11.8 - Deslocamentos verticais - Fase 7

Desta forma, percebe-se que os deslocamentos tendem a aumentar significativamente, principalmente na região do *invert*, pois houve uma grande perda do maciço que atuava como suporte na região da geratriz e matinha o equilíbrio do estado de tensões. Analisando a magnitude dos deslocamentos máximos observados, verifica-se que na superfície passou de -8 mm (Fases 4, 5 e 6) para -24 mm (Fases 7 e 8), na região da geratriz superior de -4 mm para -21 mm, e no *invert* do túnel piloto 2 de 15 mm para 35 mm.

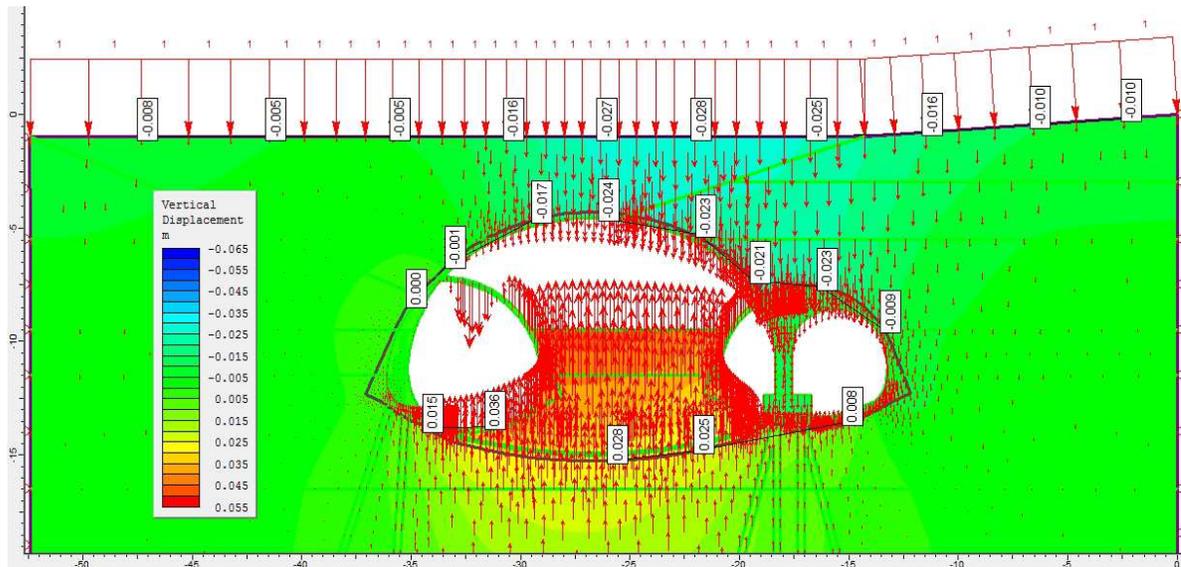


Figura 11.9 - Deslocamentos verticais - Fase 8

Na Fase 9 (Figura 11.10) e Fase 10 (Figura 11.11), onde ocorre o implemento do arco invertido definitivo do túnel principal, com a concomitante demolição das paredes dos *side-drift* e a posterior execução revestimento primário do rebaixo, observa-se que o maciço abaixo do túnel sofreu um acréscimo dos deslocamentos na ordem de 44 mm. Esse comportamento está associado ao alívio das tensões, ou seja, da ocorrência do descarregamento que acontece nesta região. Nas laterais do túnel não são observados deslocamentos verticais significativos.

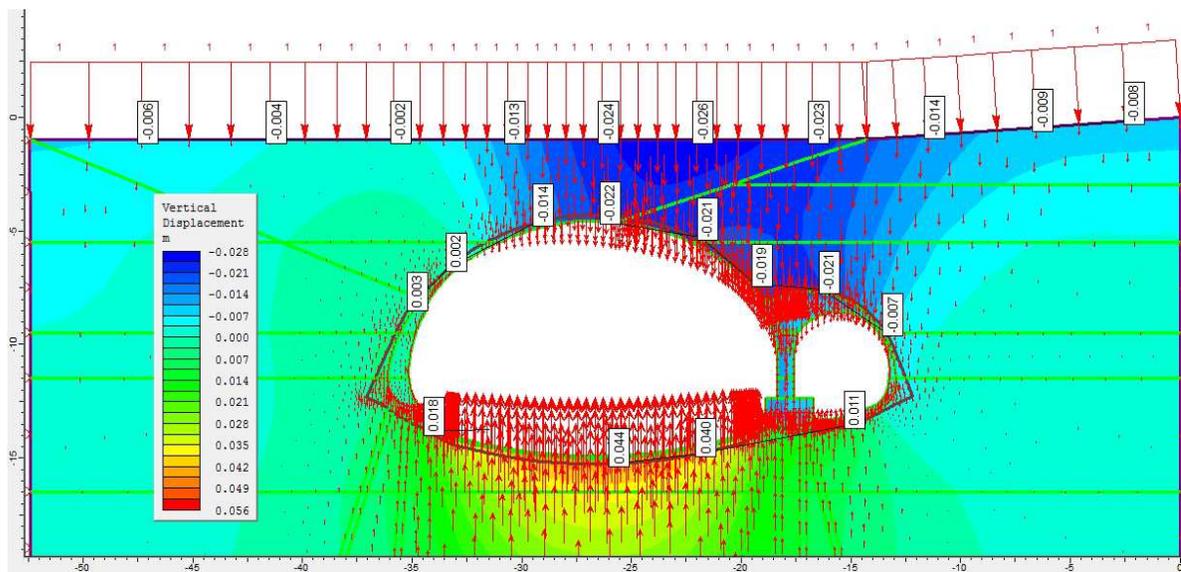


Figura 11.10 - Deslocamentos verticais - Fase 9

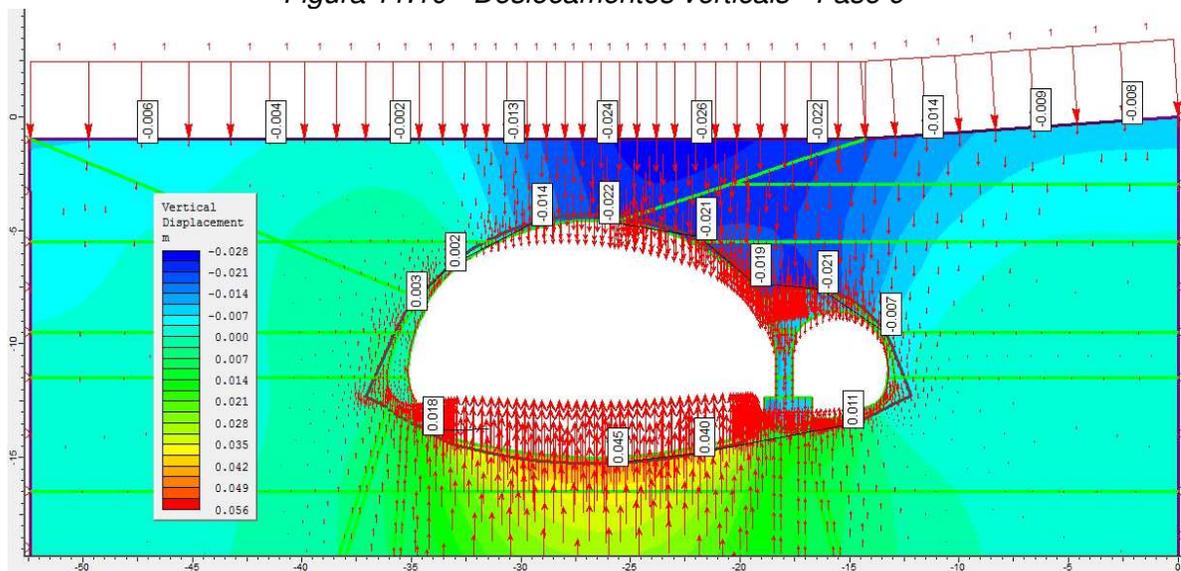


Figura 11.11 - Deslocamentos verticais - Fase 10

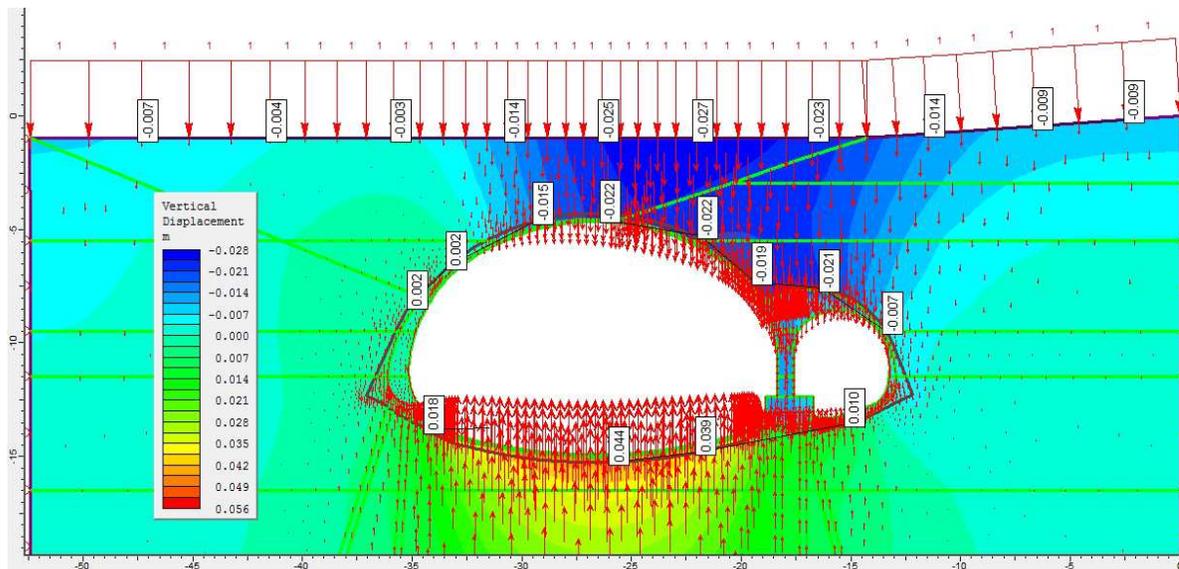


Figura 11.12 - Deslocamentos verticais - Fase 11

Observa-se que, em função do término das escavações, a região do *invert* apresentou um alívio, mediante a retirada do maciço.

Assim, os recalques teóricos obtidos nos processamentos descontados os valores iniciais de recalque pela imposição da carga acidental de 10 kN/m², conforme apresentado na (Figura 11.12), são da ordem de -25 mm na superfície comparado aos -27 mm da Fase 8, ou seja, percebe-se uma discreta recuperação na deformação ocorrida. Na região da geratriz superior do túnel principal houve um deslocamento de -22 mm permanecendo desta forma inalterado quando comparado com a fase anterior. Entretanto, no *invert* do túnel principal obteve-se um deslocamento de 44 mm frente aos 28 mm ocorridos nas (Fases 7 e 8), demonstrando um deslocamento vertical ascendente em virtude do término da escavação neste local.

11.2.2 Tensões Principais

Para as (Figuras 11.13 e 11.14), observa-se o comportamento do maciço face às tensões principais σ_1 (tensão principal maior) e σ_3 (tensão principal menor), indicadas por meio das rosetas, que norteiam os planos onde não ocorrem as tensões de cisalhamento. Desta forma, é possível observar o efeito arco entorno do maciço do túnel no plano transversal.

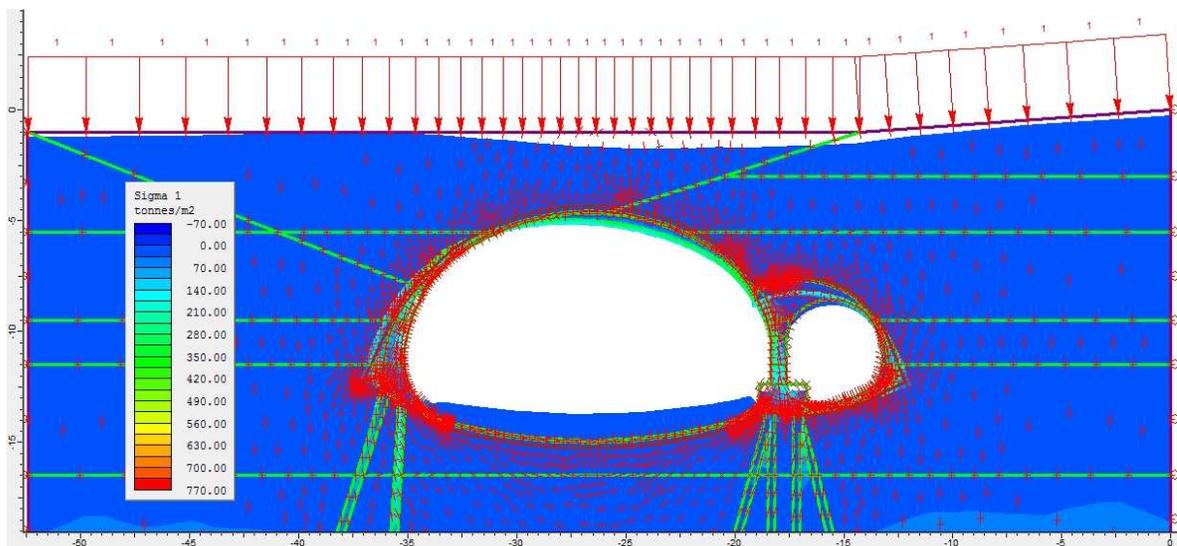


Figura 11.13 - Situação final tensão principal maior σ_1 e malha deformada 10 x - Fase 11

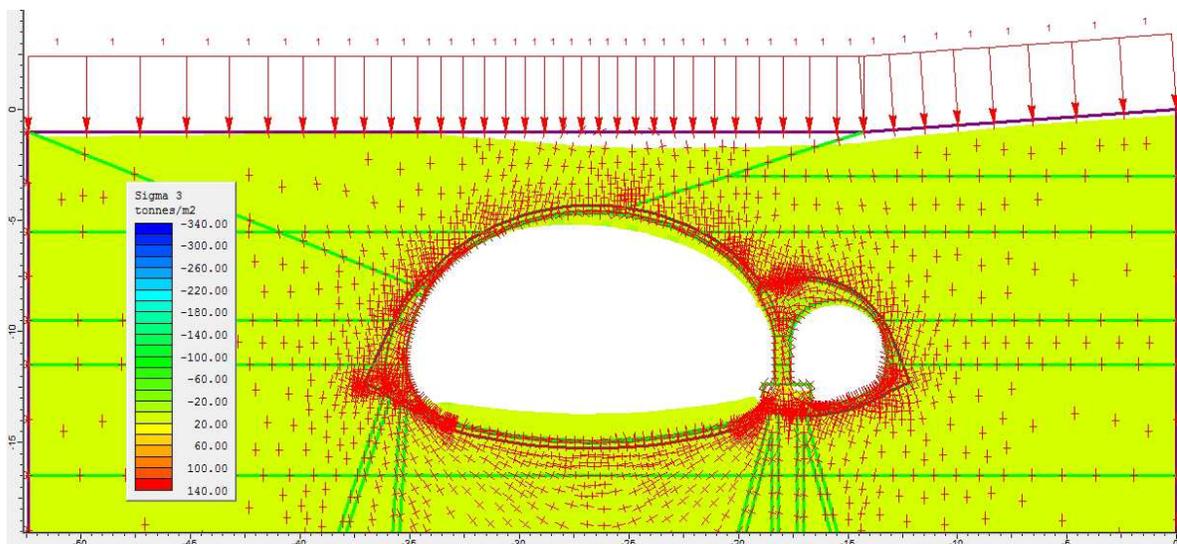


Figura 11.14 - Situação final tensão principal menor σ_3 e malha deformada 10 x - Fase 11

Além disso, as tensões principais desenvolvidas no maciço, na fase final de escavação dos túneis, indicam que o sistema de fundação prévio introduzido no interior dos túneis pilotos (estacas, sapatas e pilar), mostra-se eficiente para evitar concentrações de tensões extremas que plastifiquem generalizadamente o maciço. Tais elementos de fundação também favorecem valores de recalques menores, resultando também em plastificações pouco significativas na cobertura do túnel conforme apresentado na Figura 11.15.

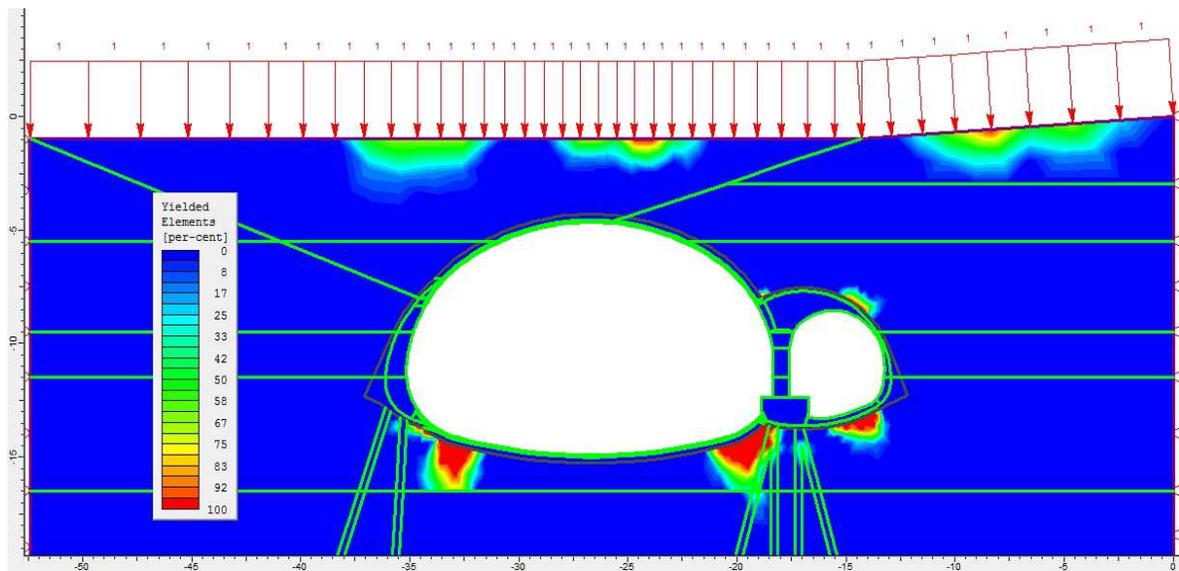


Figura 11.15 - Elementos plastificados - Fase 11

Pode-se também identificar na Figura 11.15, que nas regiões do *invert* próximas às fundações, o material deixa de apresentar um desempenho elástico e ingressa em um regime plástico. Desta forma, o material que se apresenta de acordo com as relações constitutivas de Mohr-Coulomb, demonstra um comportamento elástico linear até que o fluxo das tensões alcance a superfície de plastificação que define o estado do domínio elástico, ou seja, assume o comportamento elasto-plástico.

11.2.3 Tensões Verticais

A Figura 11.16, ilustra o comportamento das tensões verticais para os principais elementos de concreto (revestimento, pilar e estacas), em que é possível analisar as tensões médias no solo da ordem de 290 kPa/m com os maiores picos nas estacas. Pode-se também constatar que nas extremidades são verificadas tensões baixas.

Com relação aos resultados destas tensões verticais vs. o afastamento da frente de escavação é possível dizer que o alívio das tensões que ocorre na camada inferior do túnel, durante a escavação do *invert* é maior que o alívio na parte superior. Essa situação é nortada pelo fato dos avanços da frente de escavação na abóbada túnel, serem menores na parte superior que aqueles previstos para a concretagem do arco invertido.

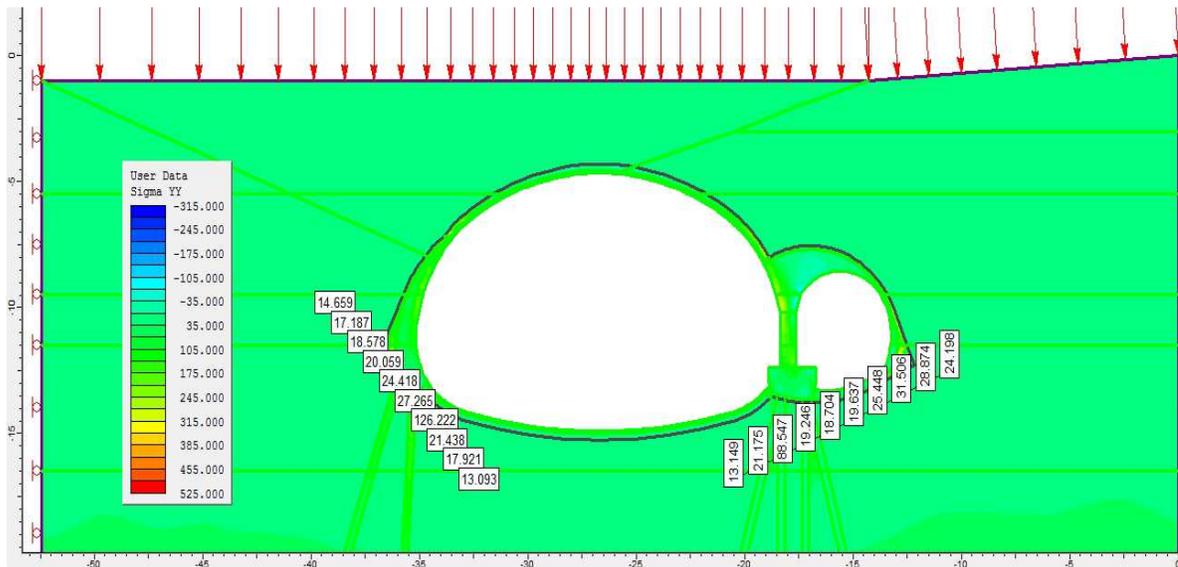


Figura 11.16 - Tensões verticais na região dos apoios do túnel

11.2.4 Tensões de Compressão

O revestimento do túnel principal, definido com 25 cm em sua fase primária e mais 10 cm de revestimento secundário, resulta nas tensões apresentadas na Figura 11.17, em sua fase final.

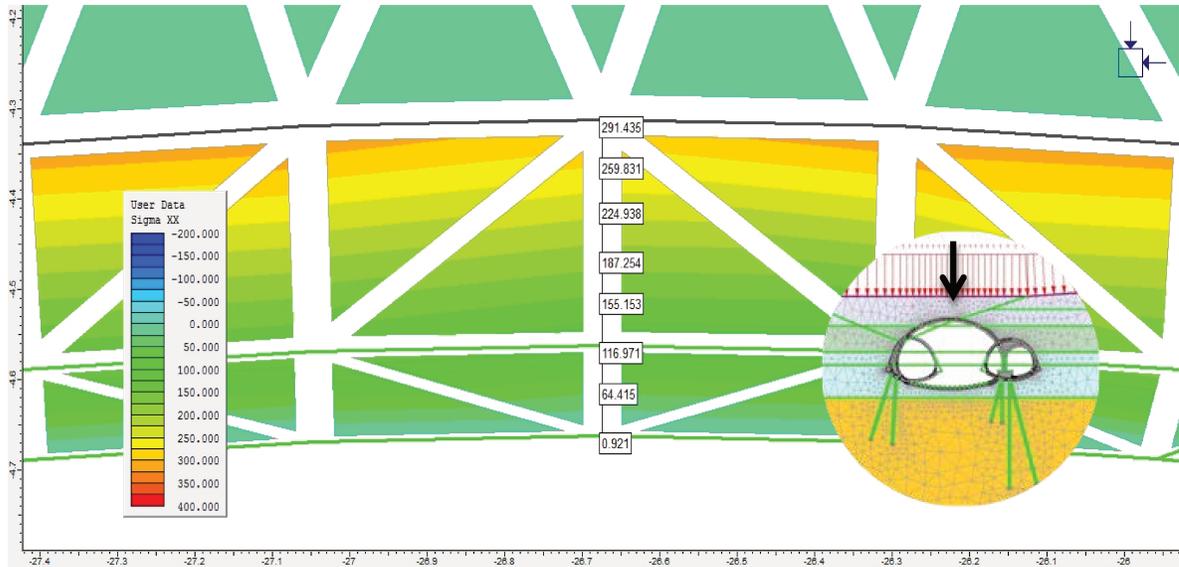


Figura 11.17 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, geratriz superior - Fase 11

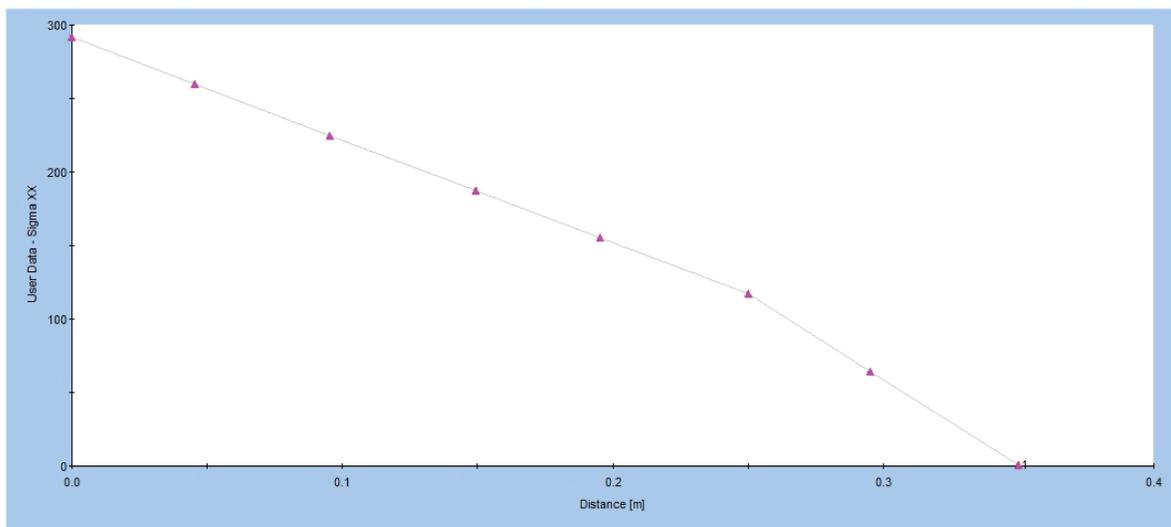


Figura 11.18 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do túnel principal, em sua geratriz superior - Fase 11

As tensões (Figura 11.18), assumidas simplificada como lineares, resultam em par combinado de esforços equivalente a -298 kPa/m de compressão da face externa e $3,4 \text{ kN m/m}$ de flexão, com tração no interior do túnel.

A situação é caracterizada com esforços similares no revestimento do túnel adjacente, com espessura total de 30 cm (Figura 11.19) e 212 kPa/m de compressão e aproximadamente 19 kN m/m de flexão.

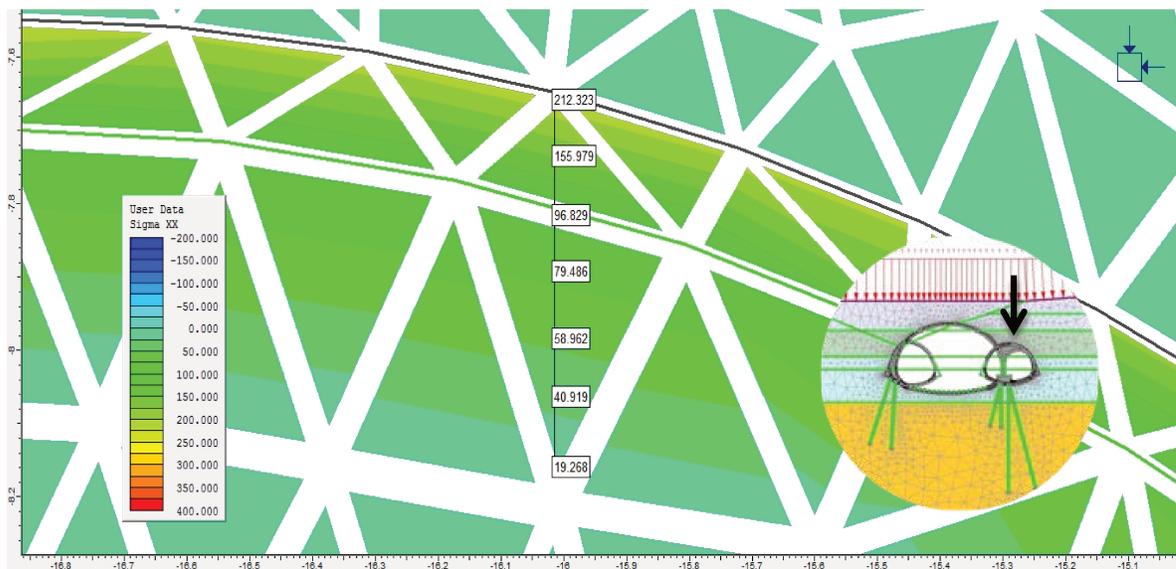


Figura 11.19 - Tensões de compressão no concreto do túnel adjacente, geratriz superior – Fase 11

Na Figura 11.20 são apresentados os esforços no pilar em sua seção crítica, ou seja, junto a base inferior do bloco pelo maior braço de alavanca para as forças aplicadas em seu topo.

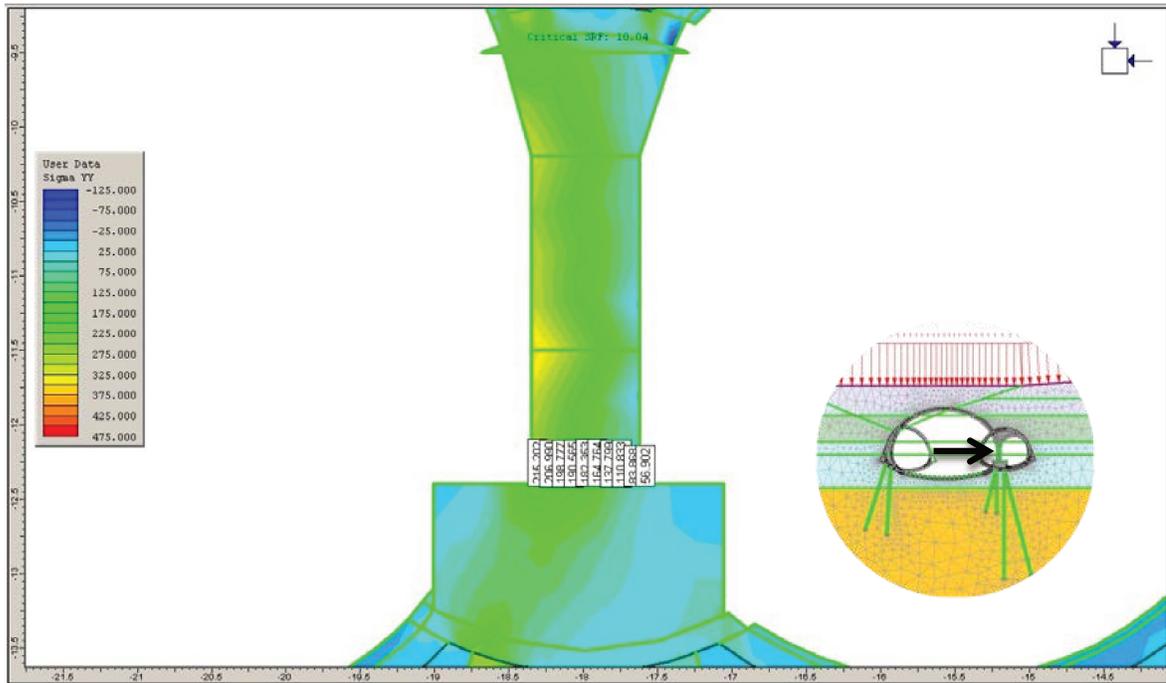


Figura 11.20 - Tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço de alavanca) - Fase 11

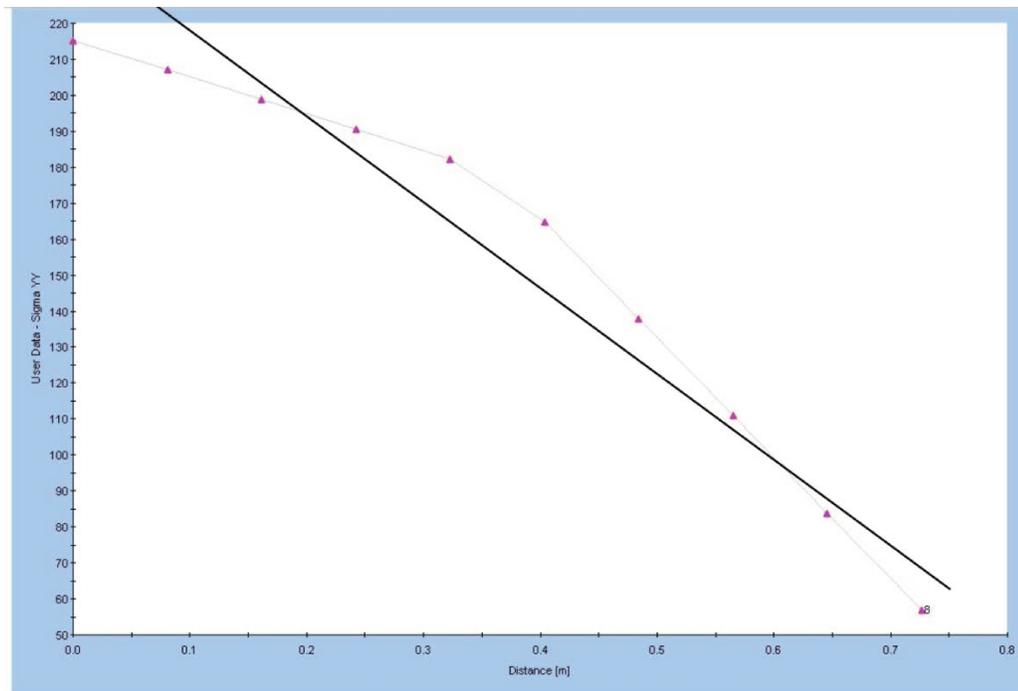


Figura 11.21 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço da alavanca) - Fase 11

Os esforços (Figura 11.21) resultam em momento fletor da ordem de 214 kN m/m e compressão da ordem de 1,1 kPa/m, valores estes muito inferiores aos obtidos no dimensionamento por ações impostas, devendo a armadura ser definida por estes esforços.

Os valores de tensão obtidos nas estacas sob o pilar entre o túnel principal e o adjacente podem ser verificados na Figura 11.22.

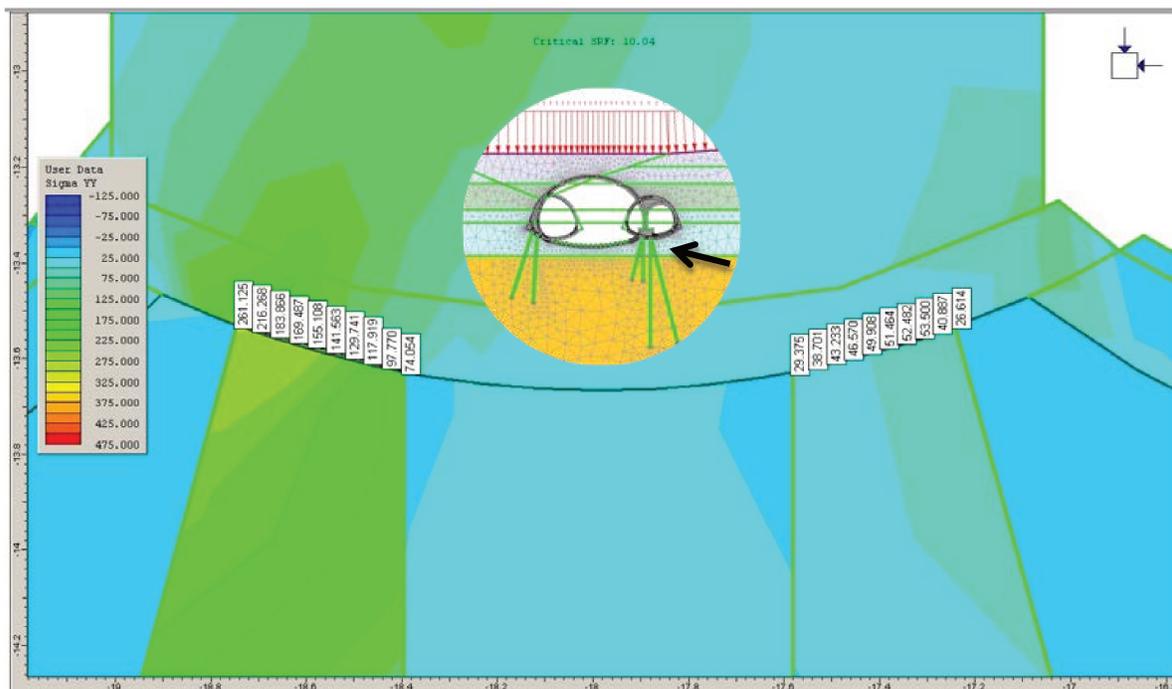


Figura 11.22 - Tensões de compressão das estacas sob o pilar entre o túnel principal e o túnel adjacente - Fase 11

As características das tensões das estacas na lateral do túnel principal, são mostradas na Figura 11.23.

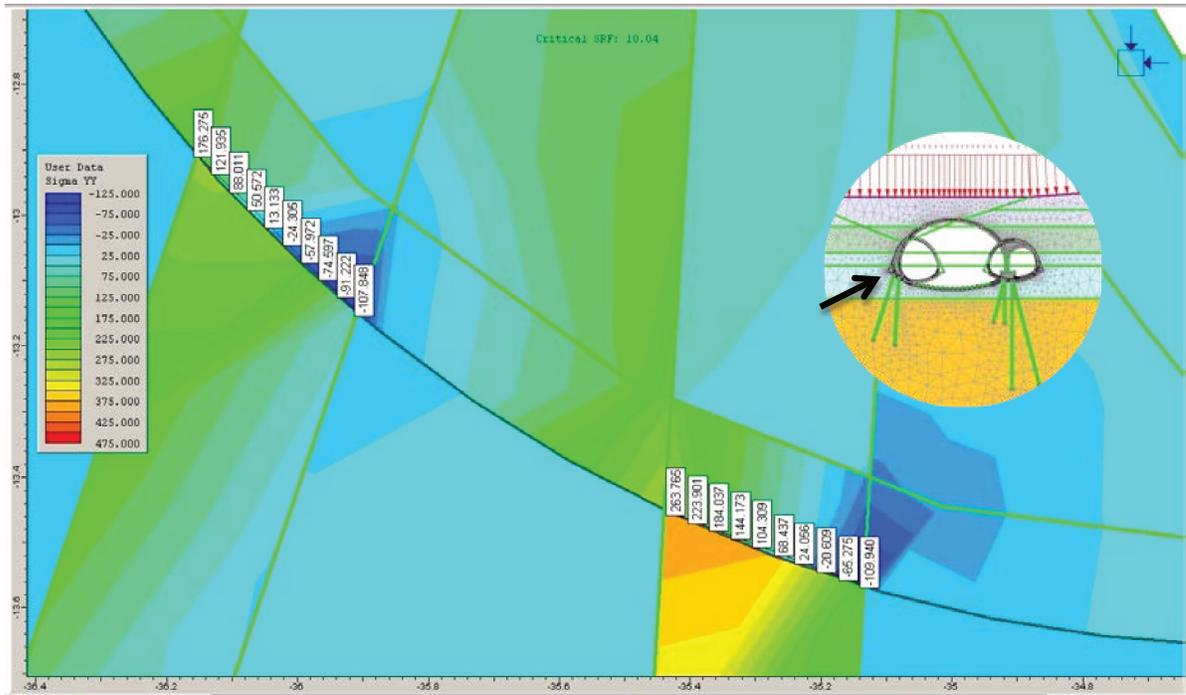


Figura 11.23 - Tensões de compressão das estacas sob a sapata do túnel principal - Fase 11

Observa-se que todas as estacas apresentam tensões médias (Figura 11.23) compatíveis com a resistência do concreto (valores inferiores a 3 MPa), visto que as estacas não têm rigidez suficiente para trabalhar à flexão, devendo ser considerada a resultante de esforços de compressão.

Por fim, o programa de elementos finitos utilizado permite determinar um “fator de segurança equivalente” (Figura 11.24) intitulado SRF (*strenght reduction factor*), por meio da diminuição dos parâmetros de resistência de todos os materiais do modelo. Apesar de pouco representativo fisicamente, este valor indica de maneira aproximada a segurança estrutural da solução. No caso em questão, o SRF determinado pelo programa resultou na ordem de 10.

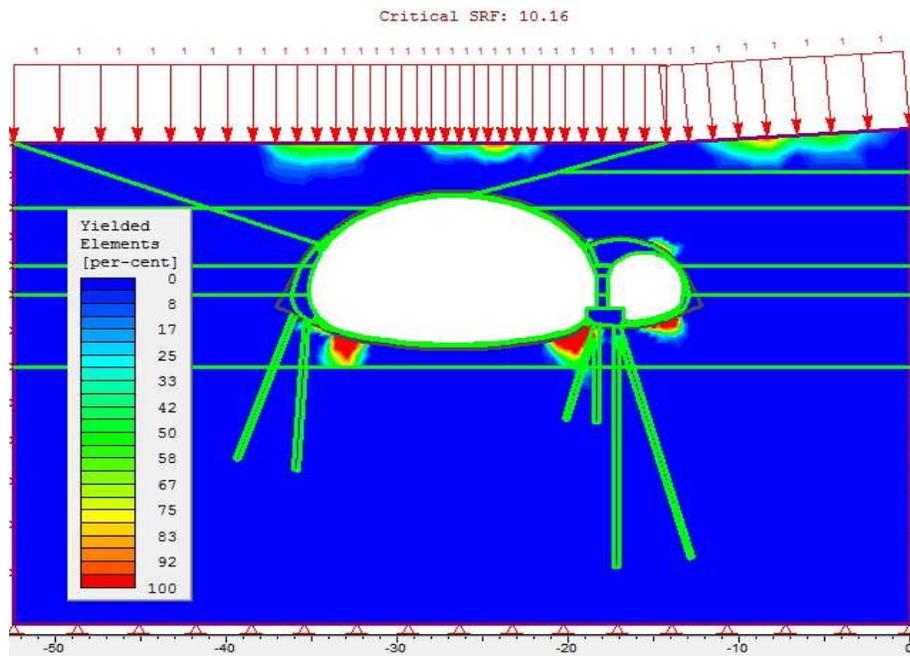


Figura 11.24 - Elementos que atingiram o patamar de escoamento do SRF - Fase 11

11.3 Análise Caso B (Cobertura Variável)

São apresentados a seguir (Figura 11.25 a Figura 11.32) os deslocamentos das fases mais significativas (Fase 4 em diante), com destaque para os recalques de superfície, do *invert* e do maciço dos túneis.

11.3.1 Deslocamentos Verticais

A Figura 11.25 ilustra o campo dos deslocamentos verticais referentes a Fase 4, durante a execução das estacas e estruturas internas (pilar-paredes e sapatas laterais). Entretanto, devido à existência do talude na cavidade superior do túnel, houve uma contribuição significativa no desequilíbrio das tensões, acarretando maiores recalques em torno do maciço quando se compara com a condição do caso A, que possui cobertura constante. Porém, nesta situação de cobertura variável, a análise bidimensional permite evidenciar a ocorrência de deslocamentos verticais adiante da frente de escavação, com maior ênfase na região das escavações do túnel adjacente com -19 mm nas proximidades do elemento estrutural (pilar).

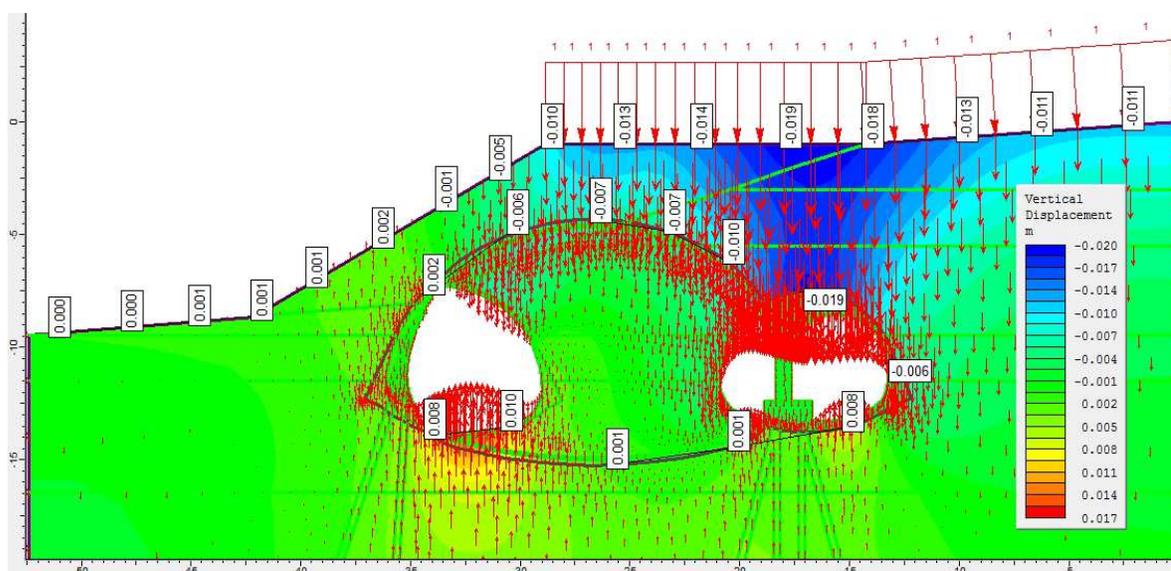


Figura 11.25 - Deslocamentos verticais - Fase 4

A execução integral do túnel adjacente, com a concomitante demolição da parede do *side-drift* (representadas nas Figuras 11.26 e 11.27), não modificou o estado das tensões do túnel, mantendo desta forma, os deslocamentos verticais concentrados tanto na geratriz superior do maciço principal como na superfície sobre a área de influência das escavações acima do túnel adjacente.

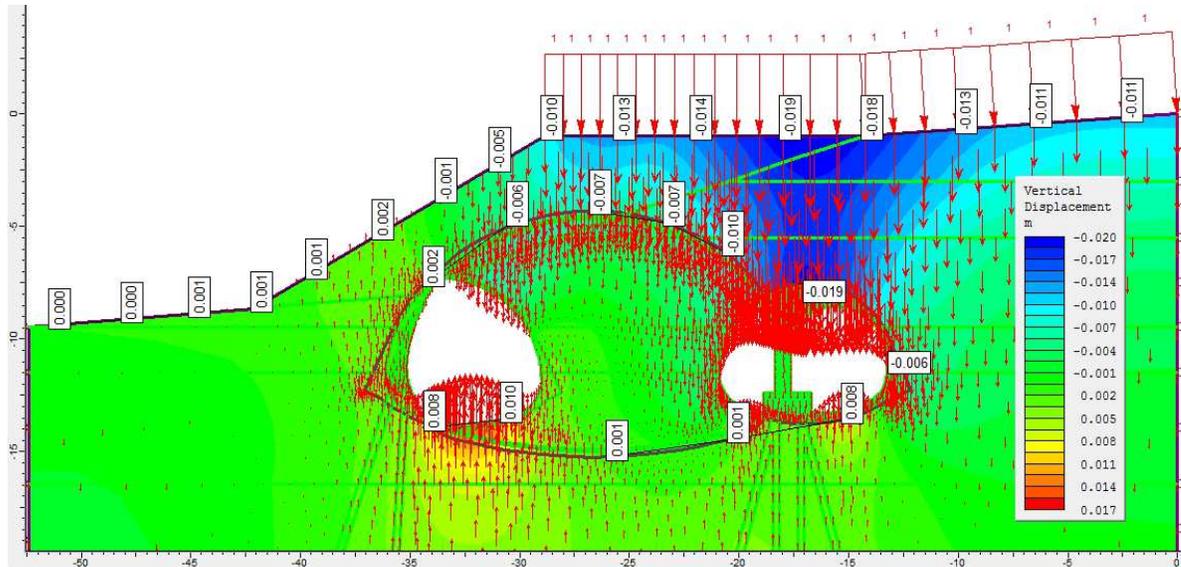


Figura 11.26 - Deslocamentos verticais - Fase 5

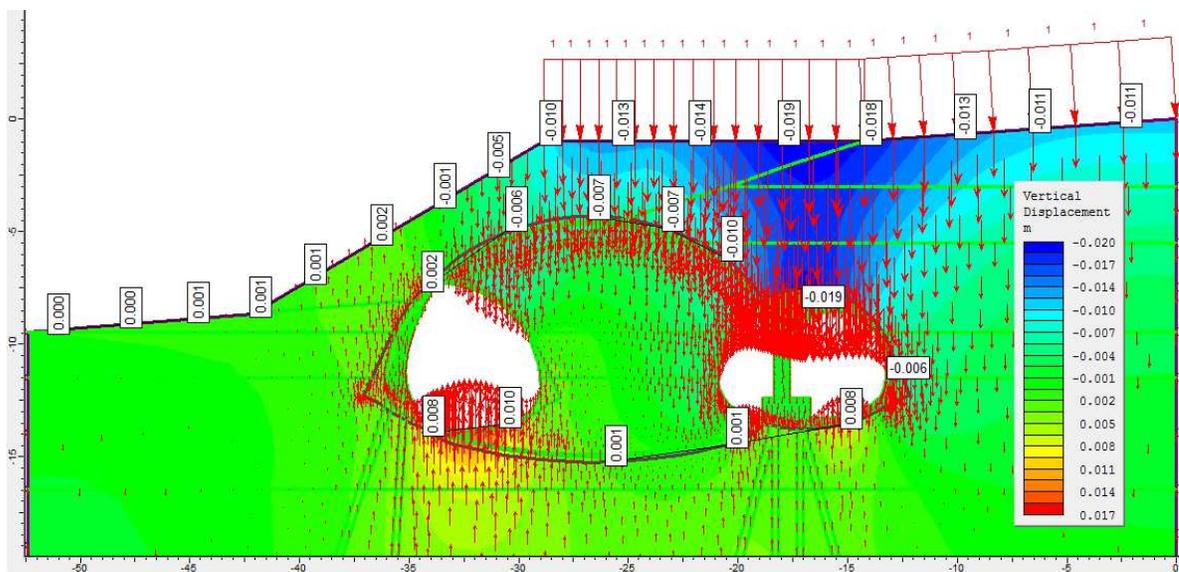


Figura 11.27 - Deslocamentos verticais - Fase 6

Por outro lado, nas etapas de escavação da calota do túnel principal (Figura 11.28) e execução do seu revestimento primário (Figura 11.29), percebe-se um aumento significativo dos recalques de -33 mm no eixo do maciço do túnel principal, provocando também elevações no *invert* na ordem de 26 mm, que está associado ao alívio de tensões que ocorre nesta região.

Nesta condição de execução da calota, também é possível detectar movimentações no sentido da superfície do talude de 7 mm na pior situação e ao relacioná-la com as etapas anteriores (Fases 4, 5, 6), obteve-se um avanço de 6 mm.

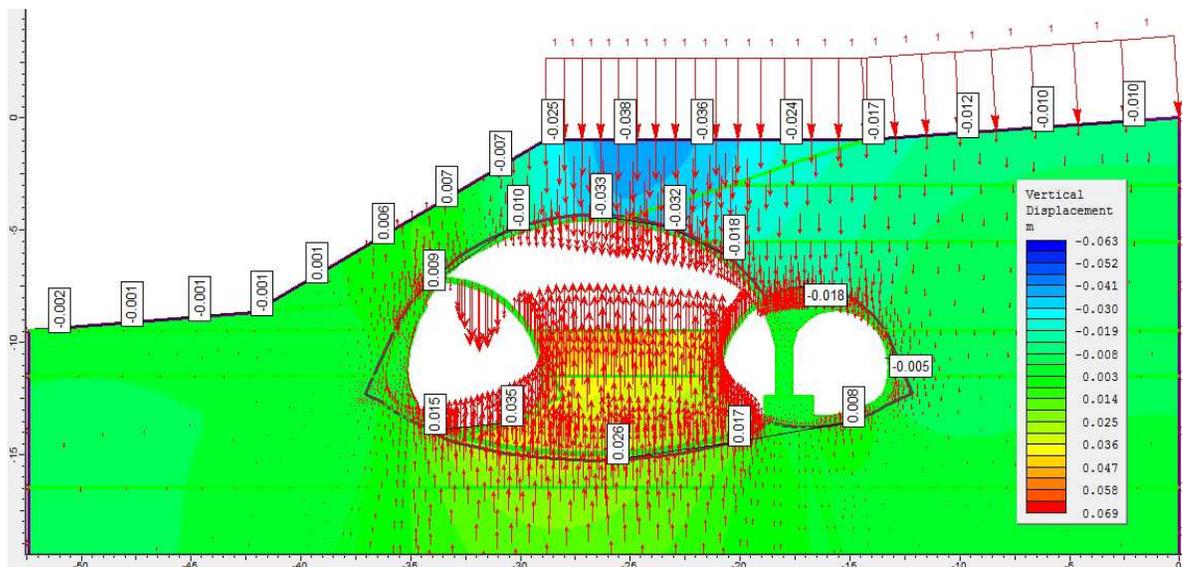


Figura 11.28 - Deslocamentos verticais - Fase 7

Conseqüentemente, com o início da escavação do túnel principal, verifica-se que as deformações tendem a aumentar de forma significativa, principalmente na região do *invert*, pois houve grande perda do maciço que atuava como suporte na região da geratriz e matinha um equilíbrio do estado de tensões. Analisando-se a magnitude dos deslocamentos máximos, foi possível verificar que na superfície passou de -13 mm (Fases 4, 5 e 6) para -44 mm (Fases 7 e 8), na região da geratriz de -7 mm para -38 mm e no *invert*, correspondente ao túnel piloto 2 (dois) ao lado do talude de 10 mm para 36 mm.

Nesta situação, verifica-se também que o *invert* do túnel piloto 1 (um), em virtude da execução dos elementos estruturais (fundações, blocos e pilares), apresenta um descolamento de 8 mm bem inferior ao encontrado no túnel piloto 2 (dois).

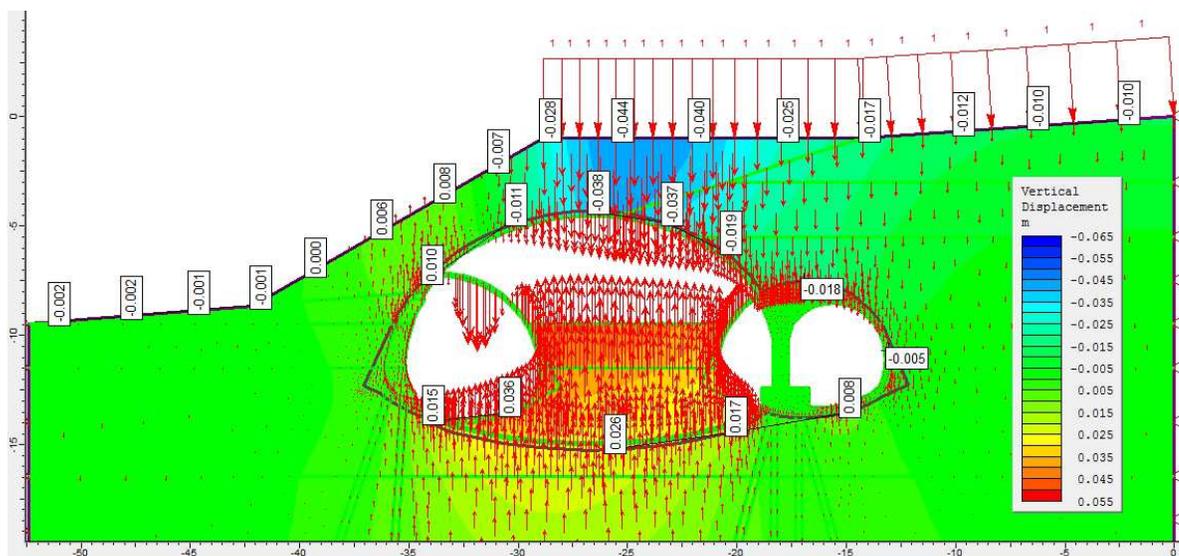


Figura 11.29 - Deslocamentos verticais - Fase 8

Com a implementação do arco invertido definitivo do túnel na Fase 9 (Figura 11.30) e Fase 10 (Figura 11.31), além da execução simultânea da demolição das paredes dos túneis pilotos ou *side-drifts*, observa-se um aumento generalizado dos deslocamentos abaixo do túnel, na ordem de 42 mm. Esse comportamento está associado ao alívio das tensões, proveniente da ocorrência do descarregamento que acontece nesta região. Nas laterais, mesmo com a ausência da parede do túnel piloto, percebe-se a acomodação da estrutura ao lado do talude, ou seja, obtivemos somente um deslocamento de 2 mm quando verifica-se a situação com a Fase 7.

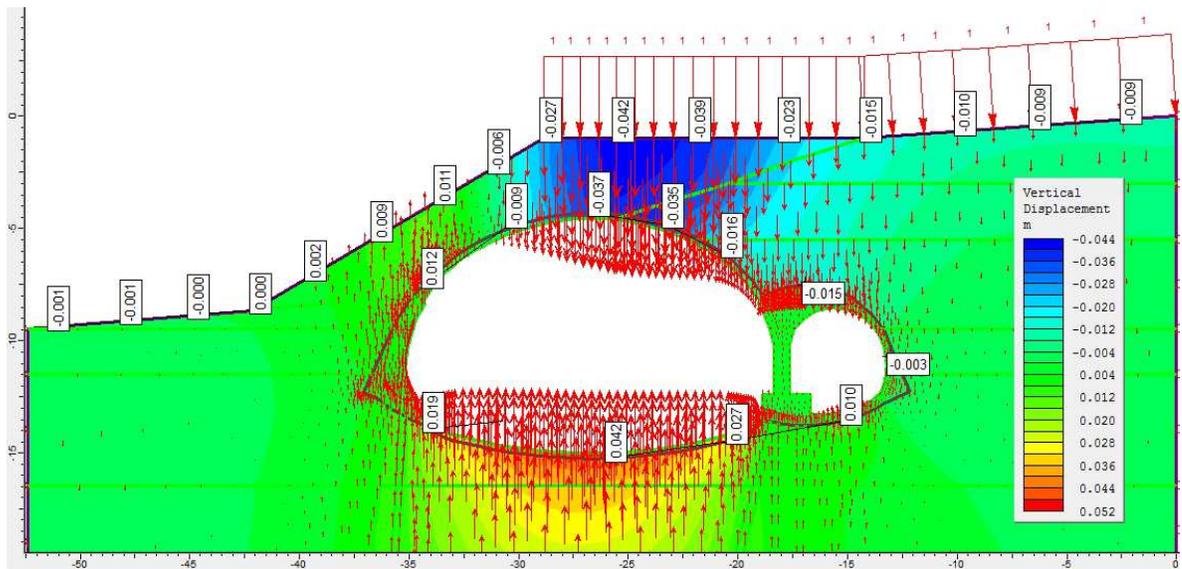


Figura 11.30 - Deslocamentos verticais - Fase 9

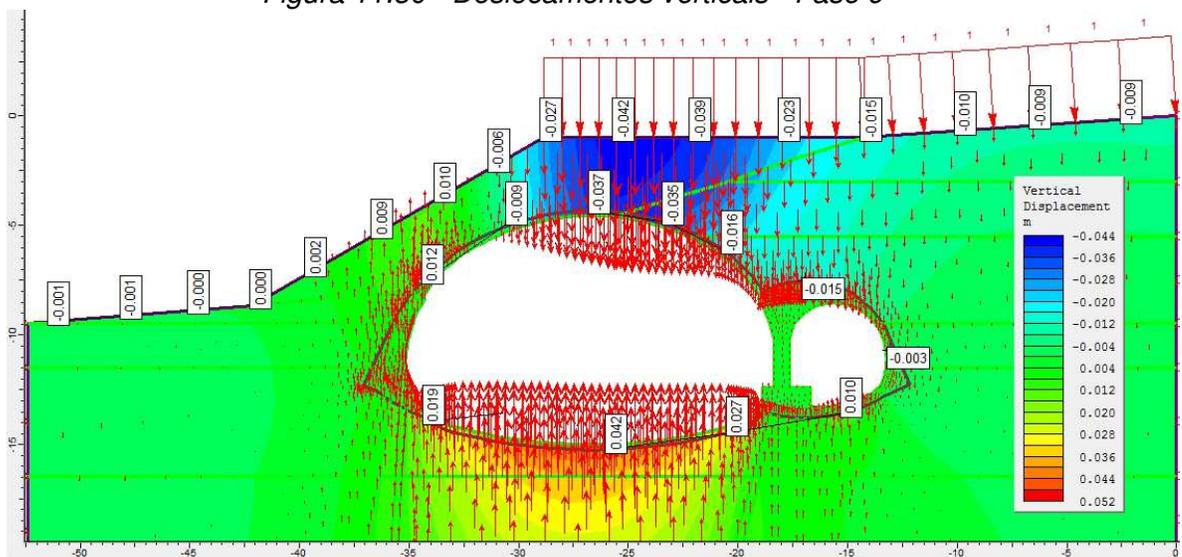


Figura 11.31 - Deslocamentos verticais - Fase 10

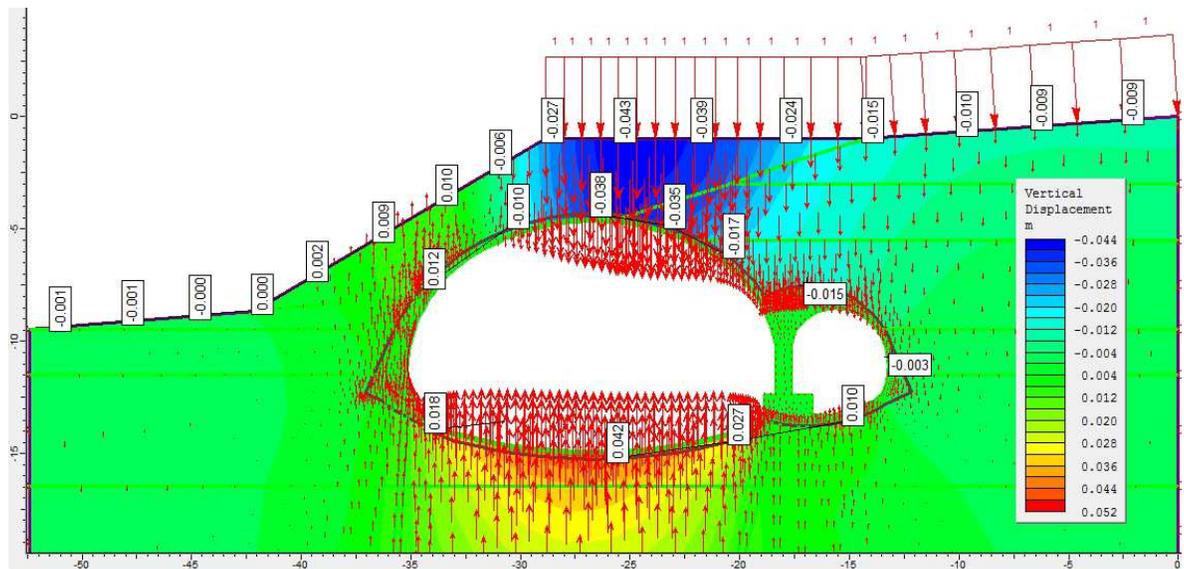


Figura 11.32 - Deslocamentos verticais - Fase 11

No modelo de cobertura variável também ocorre, em função da retirada dos materiais proveniente das escavações, a elevação do piso na região do *invert*.

Desta forma, os recalques teóricos obtidos nos processamentos descontados os valores iniciais de recalque pela imposição da carga acidental de 10 kN/m², conforme apresentado na (Figura 11.32), são da ordem de -43 mm na superfície comparado aos -33 mm da Fase 7 e com isso, percebe-se um aumento da deformação média nesta região. Porém, na parte superior do maciço do túnel principal houve um deslocamento de -38 mm, permanecendo estável quando comparado com a Fase 8. Em contrapartida, no *invert* do túnel principal, obteve-se um deslocamento de 42 mm frente aos 26 mm ocorridos na Fase 8, demonstrando assim uma ascendência vertical ocorrida mediante ao término da escavação neste local.

Entretanto, pode-se verificar por meio da Figura 11.33, os deslocamentos totais onde observa-se claramente o comportamento da escavação em decorrência do carregamento desequilibrado e da redução do empuxo resistente na lateral do talude.

Assim, como na etapa anterior para cobertura constante, estes valores apresentados são teóricos, não incorporando as questões construtivas, instabilidades locais de frente ou teto, execução de tratamentos de consolidação, infiltrações (dentre outros).

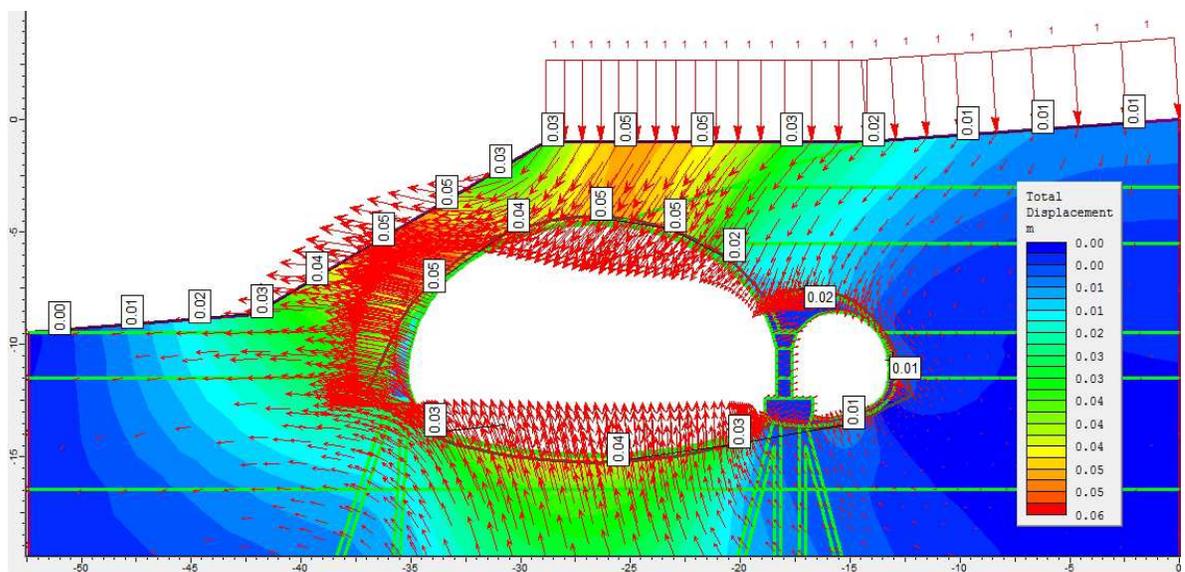


Figura 11.33 - Deslocamentos totais descontados os recalques iniciais (incremento devido a escavação - Fase 11)

11.3.2 Tensões Principais

Com relação às tensões principais desenvolvidas no maciço (Figura 11.34), verifica-se que elas coincidem com as direções dos incrementos das deformações plásticas, ou seja, nas proximidades do talude. Por outro lado, pode-se constatar que as tensões principais na região afetada pela escavação resultam em rotações, facilitando desta forma, o achatamento do túnel que pode ser verificado na modulação da malha deformada, conforme figura abaixo.

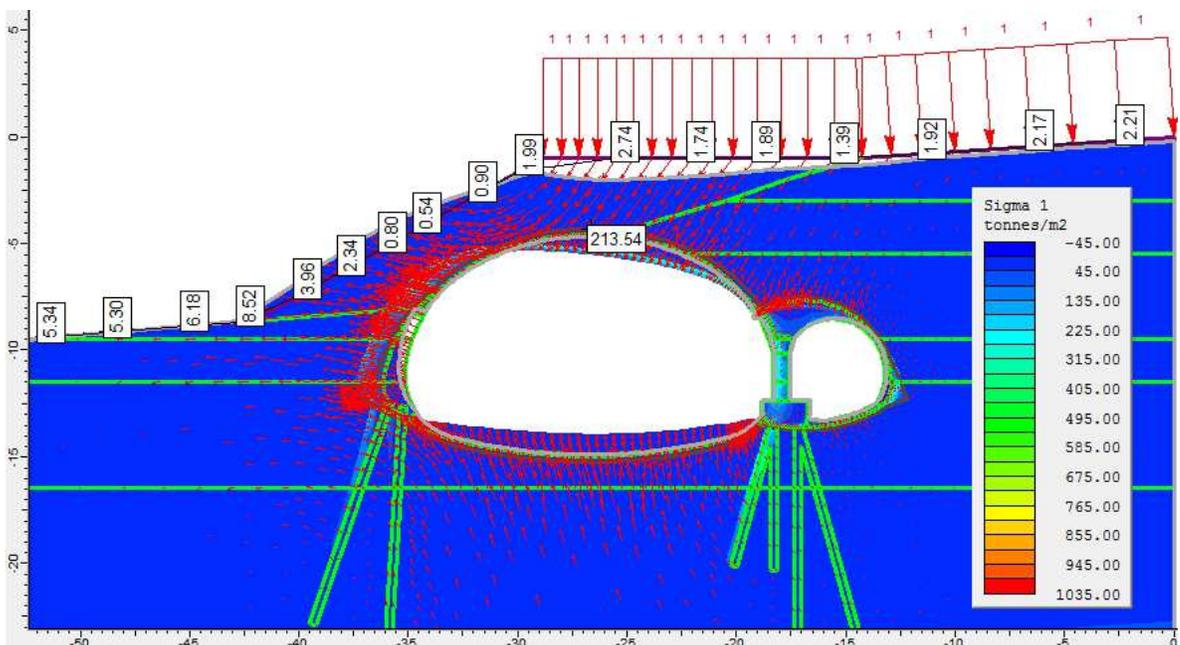


Figura 11.34 - Situação final tensão principal maior σ_1 e malha deformada 10 x - Fase 11

O sistema de fundação prévio introduzido no interior dos túneis pilotos (estacas, sapatas e pilar), principalmente do lado do talude, mostra-se eficiente para evitar concentrações de tensões extremas que plastifiquem generalizadamente o maciço. Tais elementos de fundação também favorecem os valores dos recalques, porém resultando em plastificações significativas na cobertura do túnel, como é mostrado na Figura 11.35.

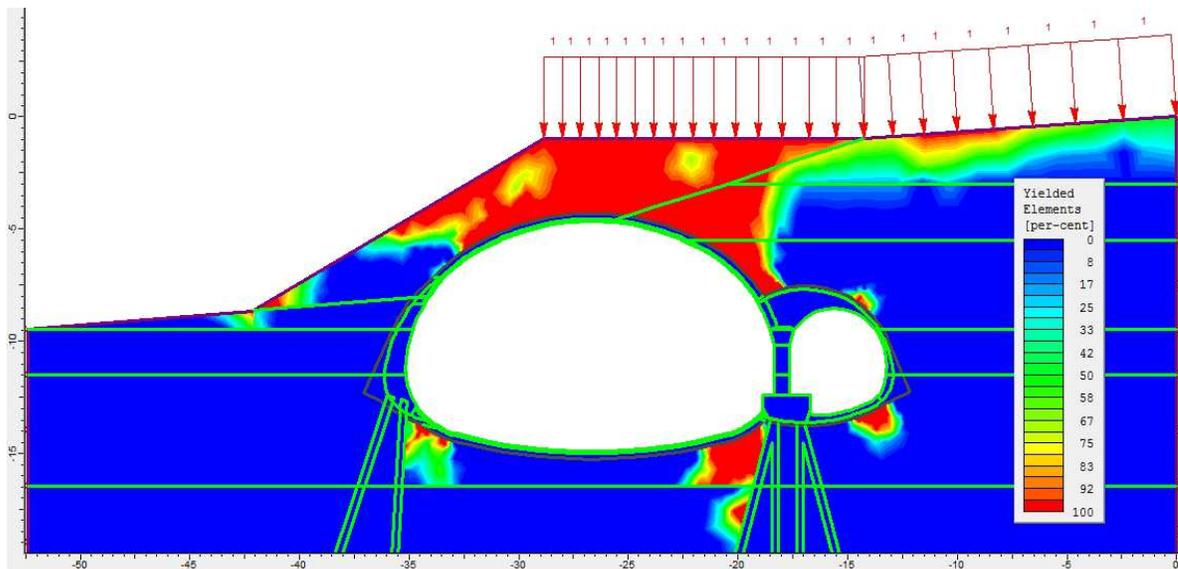


Figura 11.35 - Elementos Plasticados - Fase 11

Desta forma, verifica-se um aumento considerável da plastificação do maciço em função do seu desconfinamento lateral, decorrente da existência do talude.

11.3.3 Tensões Verticais

A Figura 11.36, demonstra o comportamento das tensões verticais para os principais elementos de concreto (revestimento, pilar e estacas), onde é possível observar que as tensões médias no solo são da ordem de 280 kPa/m. Neste caso, em decorrência da redução do peso sobre o túnel, pode-se também verificar que nas extremidades são constatadas tensões mais baixas.

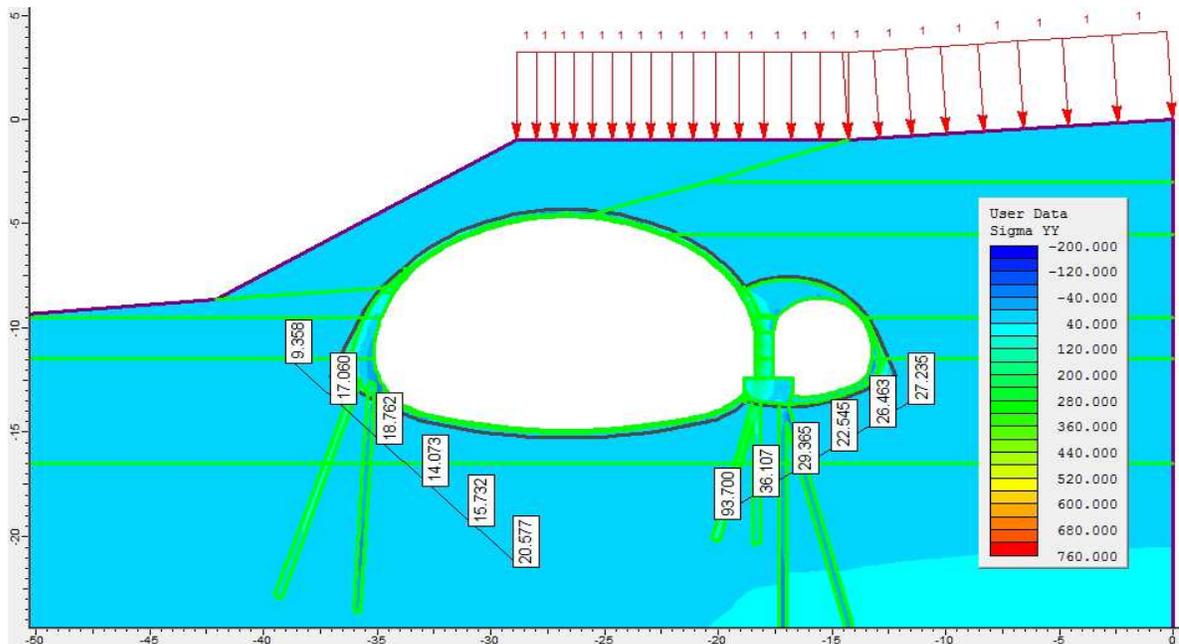


Figura 11.36 - Tensões verticais na região dos apoios do túnel

11.3.4 Tensões de Compressão

O revestimento do túnel principal, definido com 25 cm em sua fase primária e mais 10 cm de recobrimento secundário, resulta nas tensões apresentadas na Figura 11.37, em sua fase final, na geratriz superior.

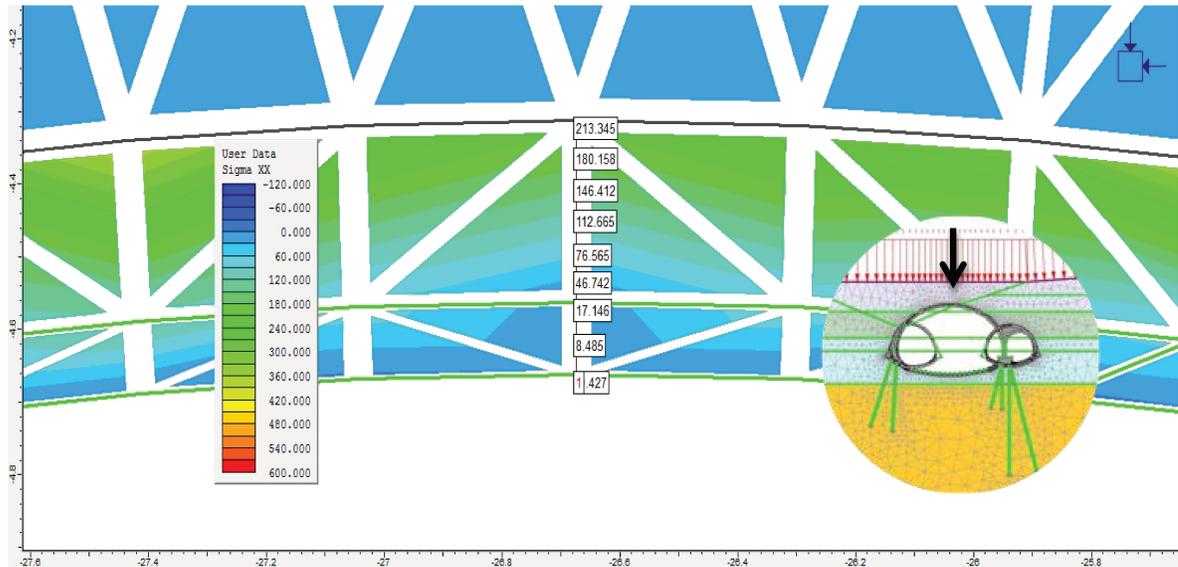


Figura 11.37 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, geratriz superior - Fase 11

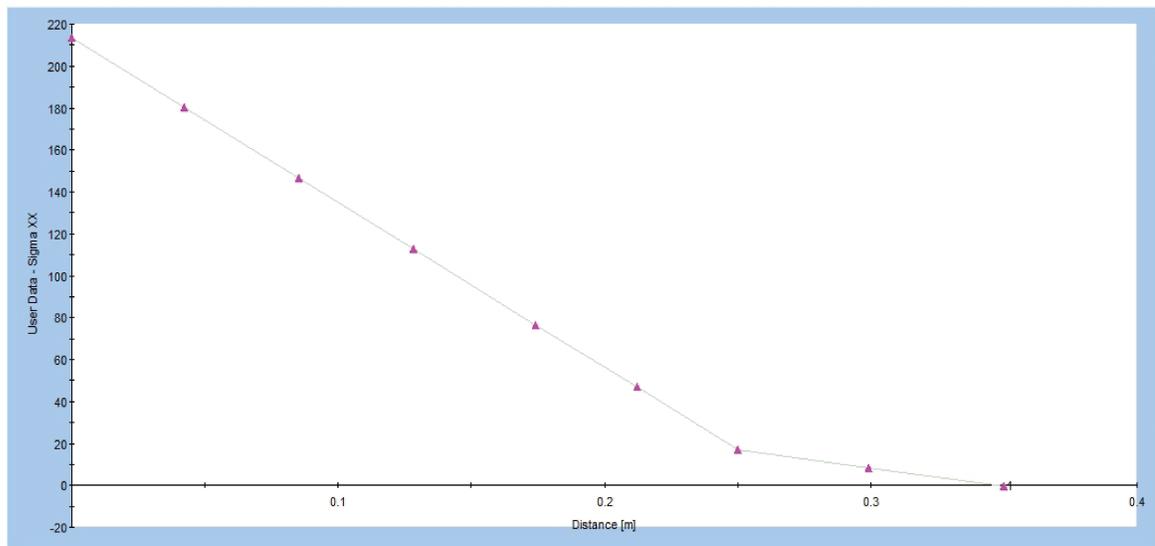


Figura 11.38 - Gráficos das tensões de compressão no concreto do túnel principal, em sua geratriz superior - Fase 11

As tensões mostradas na Figura 11.38, definidas simplificadaamente como lineares, resultam em par combinado de esforços equivalente a 218 kPa/m de compressão e 36 kN m/m de flexão, com tração no interior do túnel.

Nas Figuras 11.39 e 11.40, onde se tem a maior proximidade do maciço do túnel principal com o talude, é possível verificar a região submetida aos esforços fletores no trecho mais crítico.

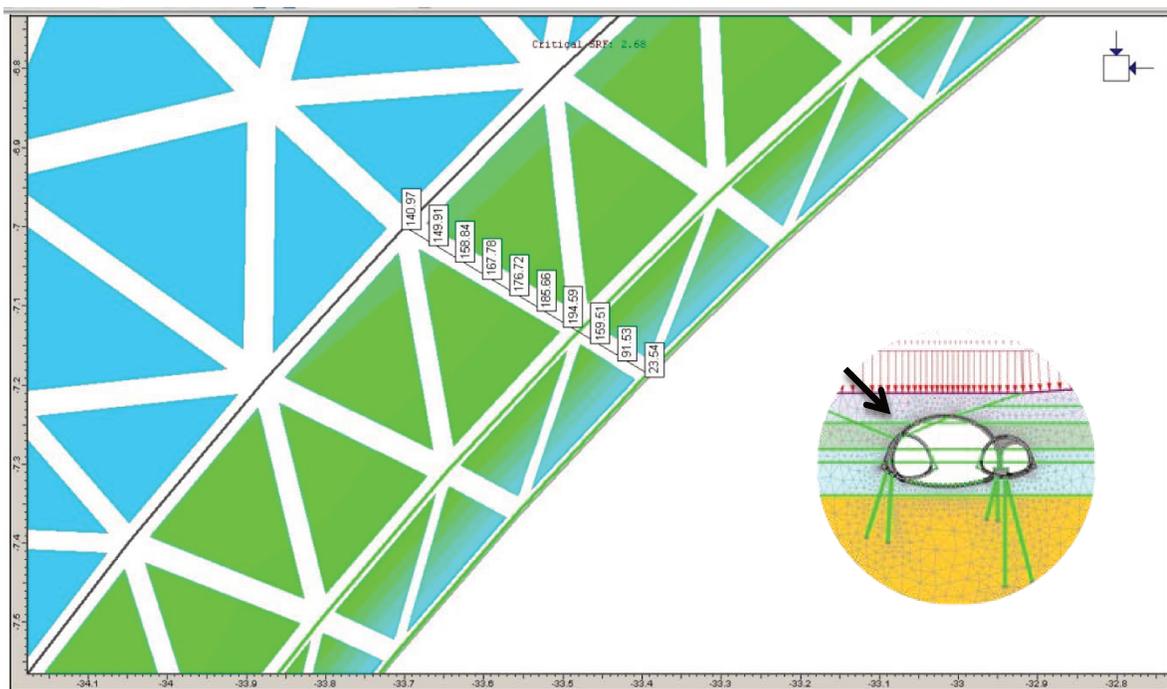


Figura 11.39 - Tensões de compressão no concreto do túnel principal, em lateral mais próxima ao talude - trecho crítico Fase 11

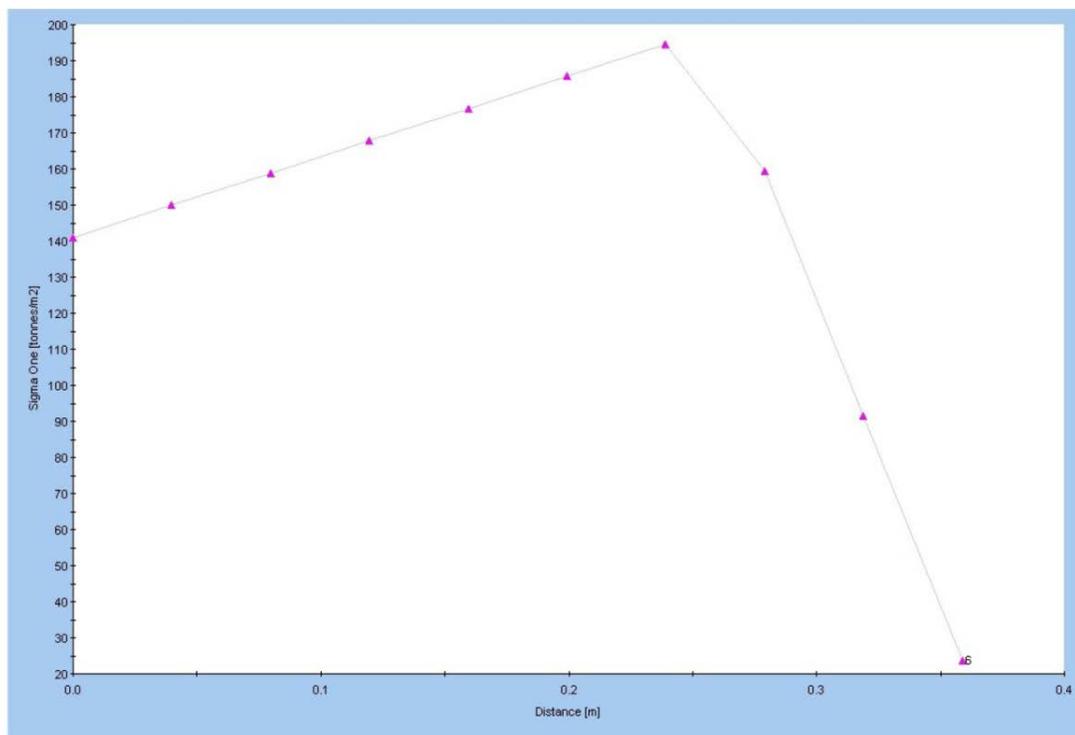


Figura 11.40 - Gráfico de tensões de compressão no concreto do túnel principal, em lateral mais próxima ao talude - trecho crítico Fase 11

Isolando o revestimento primário (visto que a diferente inclinação verificada é questão de compatibilidade no processamento), obtém-se um par combinado de esforços equivalente a 140 kPa/m de compressão e 37 kN m/m de flexão, com tração no interior do túnel.

Pode-se ver na Figura 11.41 onde o revestimento do túnel adjacente tem espessura total de 30 cm, que as tensões, adotadas simplificadaamente como lineares, resultam em par combinado de esforços equivalente a – 150 kPa/m de compressão e 10 kN m/m de flexão, com tração no interior do túnel.

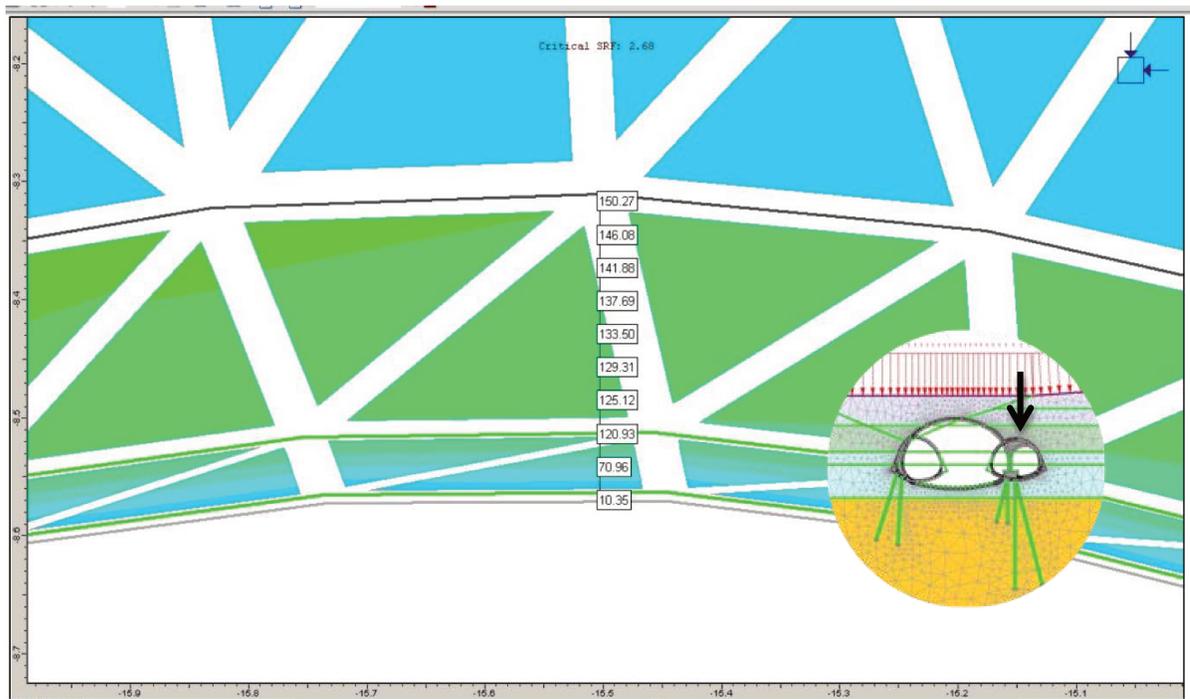


Figura 11.41 - Tensões de compressão no concreto do túnel adjacente, geratriz superior - Fase 11

Os esforços no pilar são apresentados na Figura 11.42, em sua seção crítica, ou seja, junto à base inferior do bloco pelo maior braço de alavanca.

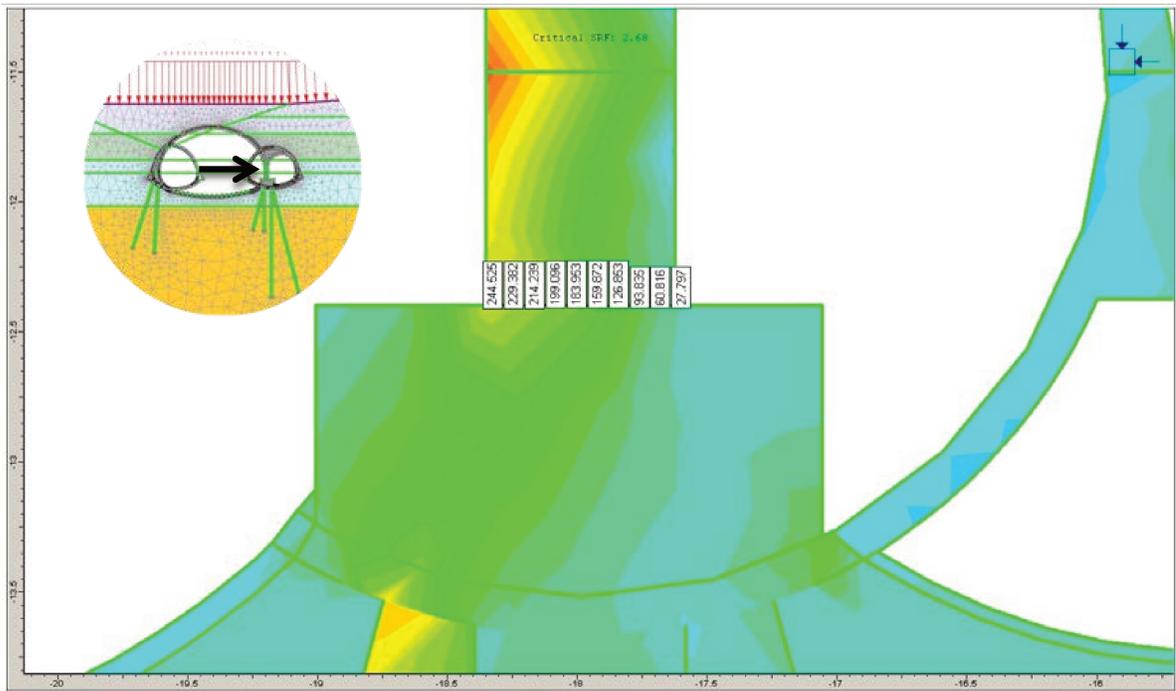


Figura 11.42 - Tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço da alavanca) - Fase 11

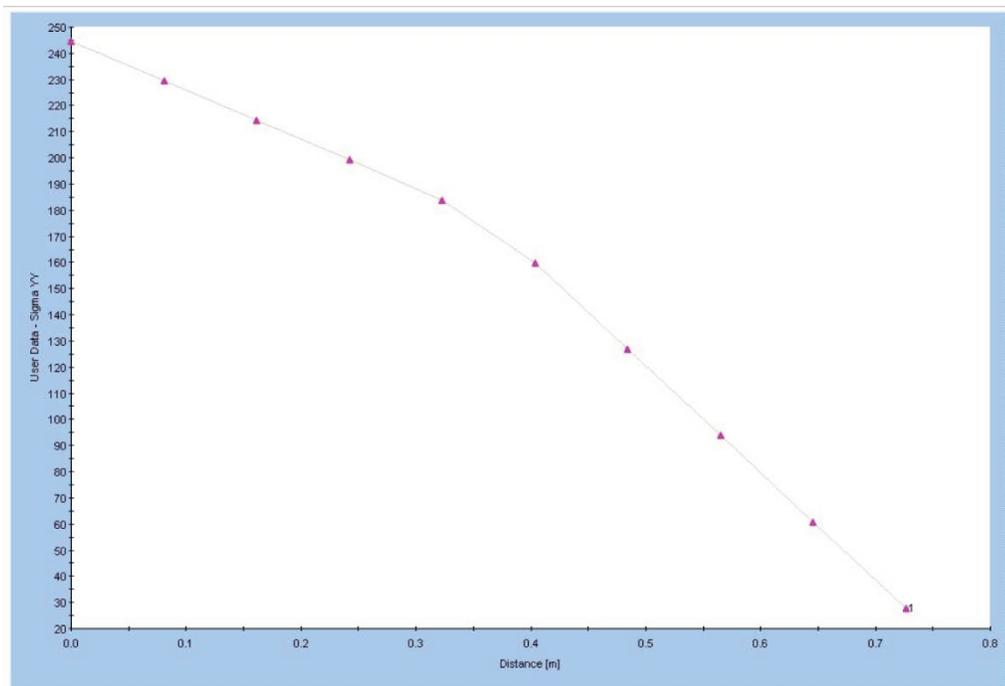


Figura 11.43 - Gráfico das tensões de compressão no concreto do pilar, base inferior junto ao bloco (posição crítica, pelo maior braço de alavanca) - Fase 11

Tais esforços (Figura 11.43) resultam em momento fletor da ordem de 111 kN m/m e compressão da ordem de 998 kPa/m, valores estes muito inferiores aos obtidos no dimensionamento por ações impostas, devendo a armadura ser definida por aqueles esforços.

Na Figura 11.44 pode-se verificar os valores de tensão obtidos nas estacas sobre o pilar, entre o túnel principal e o túnel adjacente.

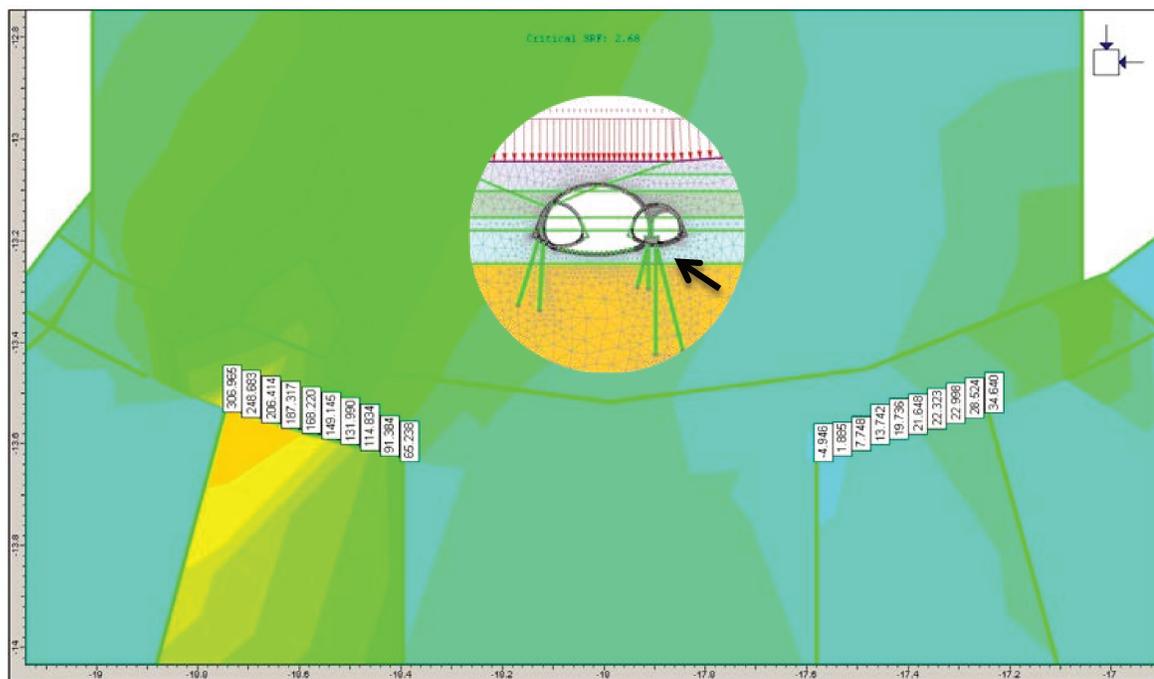


Figura 11.44 - Tensões de compressão das estacas sob o pilar entre o túnel principal e o túnel adjacente - Fase 11

As características das tensões das estacas na lateral do túnel principal são mostradas na Figura 11.45.

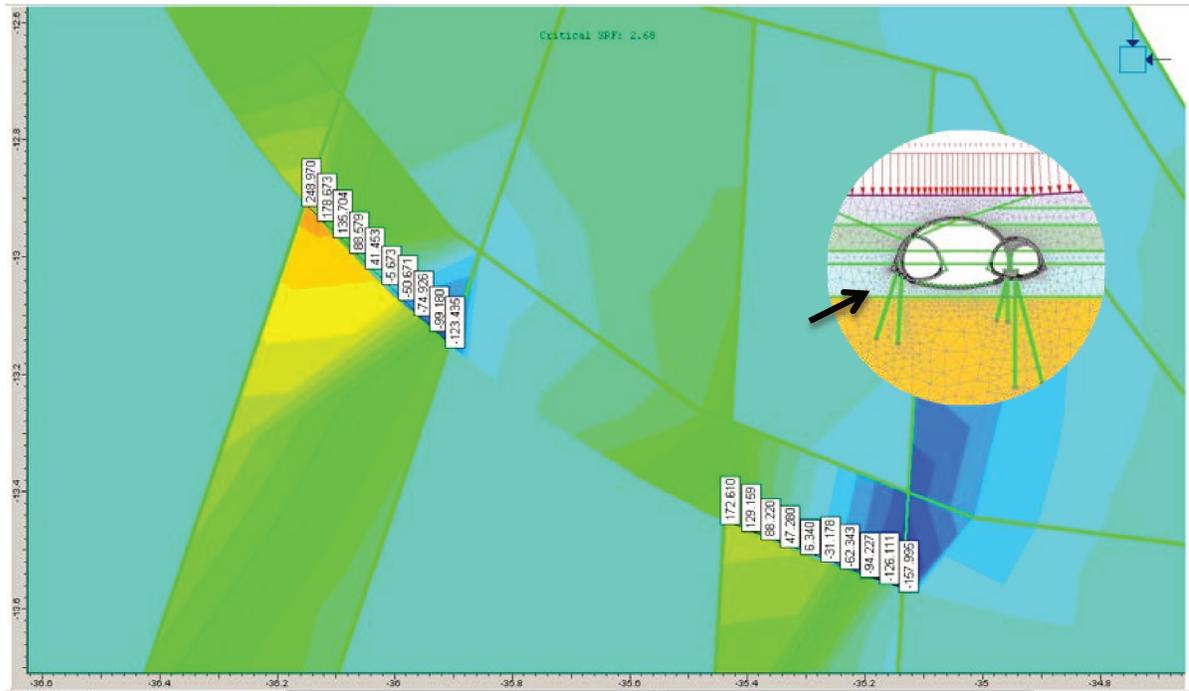


Figura 11.45 - Tensões de compressão das estacas sob a sapata do túnel principal - Fase 11

Observa-se que todas as estacas apresentam tensões médias compatíveis com a resistência do concreto (valores inferiores a 3,5 MPa), visto que as mesmas não têm rigidez suficiente para trabalhar à flexão, devendo ser considerada a resultante de esforços de compressão.

Por fim, o programa de elementos finitos utilizado permite determinar um “fator de segurança equivalente” (Figura 11.46), intitulado SRF (*strenght reduction factor*), por meio da diminuição dos parâmetros de resistência de todos os materiais do modelo. Apesar de pouco representativo fisicamente, este valor indica de maneira aproximada a segurança estrutural da solução. Para a situação de cobertura variável, o SRF determinado pelo programa resultou na ordem de 2,7.

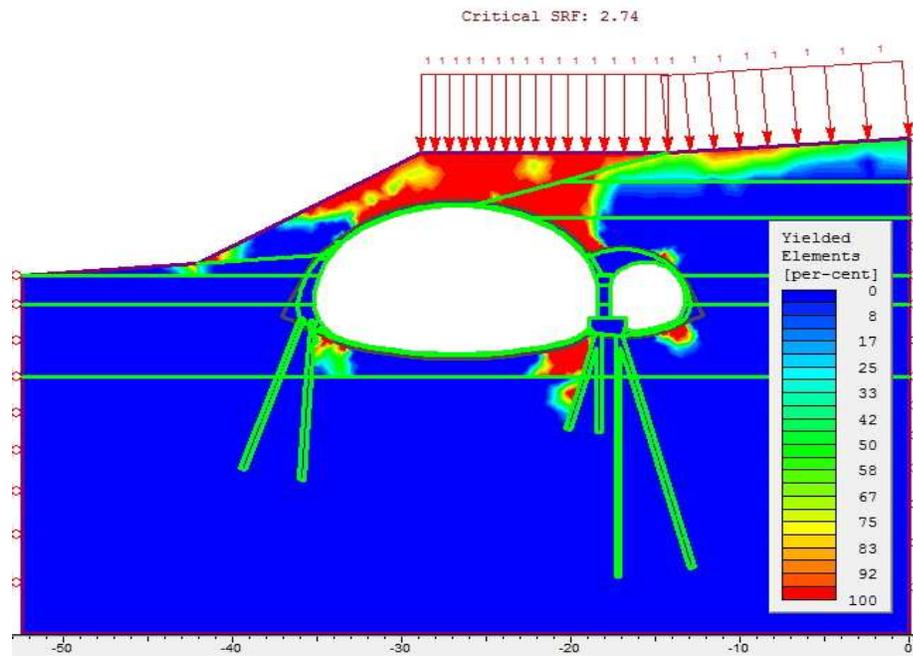


Figura 11.46 - Elementos que atingiram o patamar de escoamento do SRF - Fase 11

12 ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO VS MODELAGEM NÚMERICA

Quando analisa-se os deslocamentos de uma estrutura, em particular a de túneis, tem-se sempre que avaliar o método construtivo, a geométrica e a reologia dos materiais envolvidos.

A codificação da experiência acumulada com a construção de túneis em solos foi iniciada por Peck (1969) quando foram discutidos os principais aspectos relevantes para o controle das deformações associadas com a escavação, principalmente aos executados em couraça e com revestimento convencional, refletindo de modo geral a tecnologia e prática norte-americana da época, de forma a sugerir uma metodologia para estimativa das deformações superficiais baseada na análise dos casos históricos usando um enfoque bastante empírico (FONTOURA et al.,1982).

Para previsão da bacia de recalque do Túnel CAMG, foi adotada a proposta de Peck (1969), que se baseia na curva de distribuição de Gauss invertida com objetivo de definir a superfície. De acordo com Carvalho (2005) o método proposto, obteve uma boa representação dessa distribuição através da curva de distribuição de erros (curva normal de probabilidade ou curva de Gauss), substituindo a média e o desvio padrão, respectivamente pelo recalque superficial máximo sobre o eixo do túnel (S_{\max}) e a distância do eixo ao ponto de inflexão da curva (i), tal como ilustra a Figura 12.1. Desta forma a depressão de recalques superficiais pode ser escrita como:

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (12.1)$$

onde:

S é o recalque superficial;

S_{\max} é o recalque superficial máximo sobre o eixo do túnel;

i é a distância transversal do eixo ao ponto de inflexão da curva de depressão de recalques;

x é a distância transversal a partir do eixo do túnel.

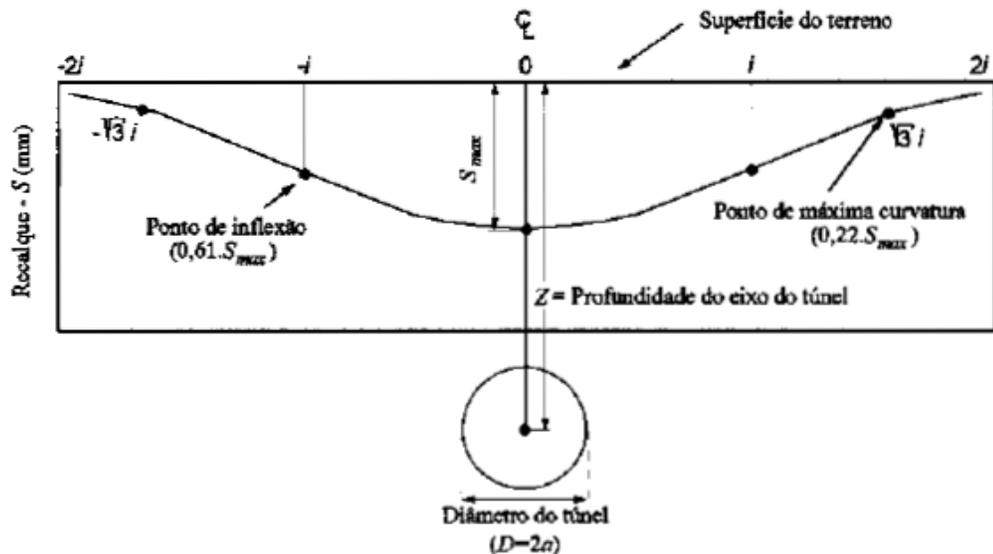


Figura 12.1 - Propriedades da curva de Gauss através de Peck (CARVALHO, 1995)

Desta forma, a Figura 12.1 apresenta em porcentagem o volume de perda de solo, conforme conceito de recalques resultantes do método de natureza empírica das escavações de túneis por Peck (1969).

O gráfico apresentado a seguir (Figura 12.2), representa a estimativa de recalques levando em conta a sequência executiva dos mesmos, a saber:

- A - Execução simultânea dos túneis piloto;
- B - Execução do túnel adjacente, contando com apoio sobre as estacas;
- C - Execução do túnel principal, com apoios sobre estacas em ambos os lados e núcleo central de grandes dimensões.

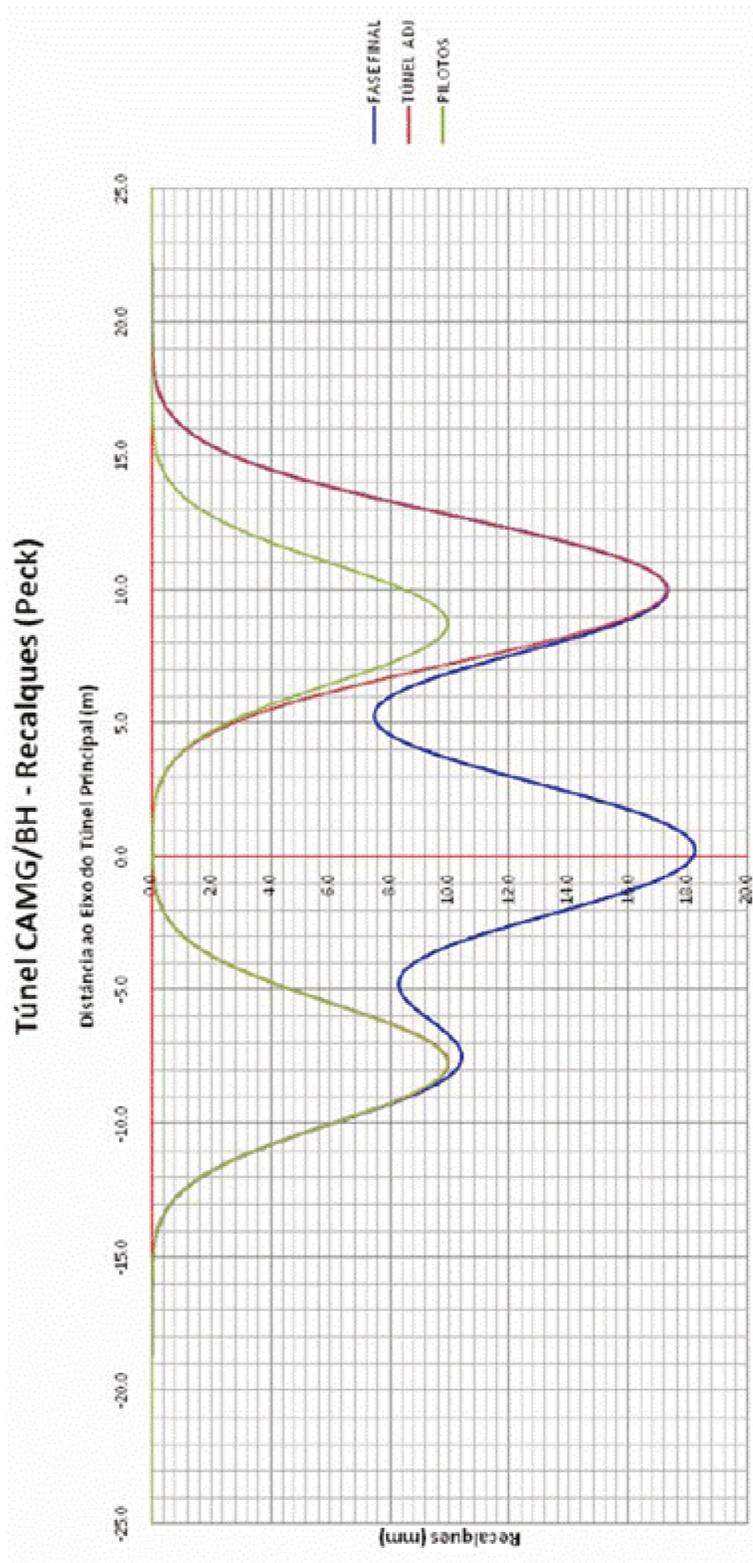


Figura 12.2 - Recalques previstos - Túnel CAMG (Peck)

Ao analisar a Tabela 12.1, verifica-se que os controles de instrumentação, demonstram uma leitura de 23 mm com relação aos 17 mm calculados pela modelagem, porém distantes dos 10 mm que estavam previstos para essa fase da construção.

Tabela 12.1 - Tabela análise do recalques Fase 4

ANÁLISE DOS RECALQUES - GERATRIZ SUPERIOR TÚNEL PILOTO P1		
DESCRIÇÃO	mm (MÁXIMO)	FASE 4 - COBERTURA CONSTANTE
INSTRUMENTAÇÃO	23	Escavação dos Túneis Pilotos ou <i>side drifts</i> com execução das estacas e estruturas internas
MODELAGEM	17	
PREVISTO PROCESSO EMPÍRICO	10	

Retornando à Figura 10.9, verifica-se que logo após o início das escavações, a instrumentação registrou a ocorrência de acréscimos de recalques internos, medidos por intermédio de pinos de convergência, que refletiu em incrementos expressivos dos recalques superficiais, os quais superam os valores previstos na simulação numérica estimada para esta fase da escavação na geratriz superior do túnel principal.

Neste contexto, pode-se afirmar que túneis com seções parcializadas registram valores de perdas de solo mais elevados durante as etapas iniciais da escavação. Essa premissa pode ser analisada devido à sobreposição dos resultados das escavações dos *side-drifts*, ou seja, em função de sua proximidade, ambas as escavações transferem carga para o terreno amplificando assim as deformações.

Entretanto, ao analisar as escavações (em particular as adotadas nos túneis pilotos do CAMG), verifica-se que a implantação do sistema de suporte colabora no controle das deformações, pois o carregamento imposto pela deformação do maciço foi redistribuído ao redor da escavação e conduzido à face do túnel. Desta maneira, à medida que ocorre o avanço das escavações do túnel, os reflexos na face, são suavizados proporcionando um controle da instrumentação conforme pode ser verificado na Figura 10.8 a partir dos 15 m da frente da escavação.

Um importante aspecto relacionado à diferença dos valores previstos no processo empírico 10 mm e os verificados na instrumentação 23 mm está relacionado à mudança da metodologia executiva (Figura 12.3) para escavação dos túneis pilotos. Esta alteração teve como objetivo otimizar as atividades e reduzir o tempo de execução das obras, porém a escavação em maiores dimensões proporcionou recalques acima dos previstos na modelagem.

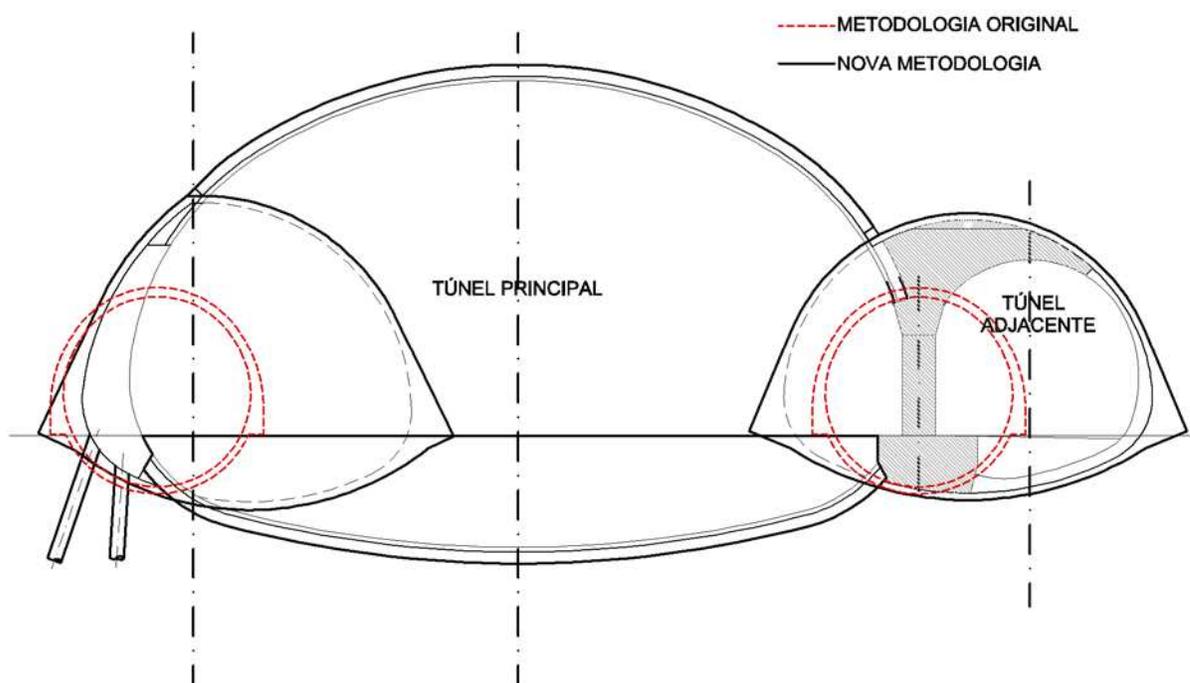


Figura 12.3 – Mudança metodologia execução dos túneis pilotos

Com relação à divergência da modelagem para os outros dois parâmetros, esta pode estar associada à ausência da retro análise dos deslocamentos medidos durante as escavações subterrâneas, que poderia realizar o refinamento dos dados obtidos da instrumentação.

A análise dos valores dos recalques correspondentes à escavação do túnel principal (Tabela 12.2) demonstra uma relação entre os valores da modelagem 38 mm e verificados na instrumentação 65 mm. Essa situação pode estar associada, a pequenas zonas de plastificação no entorno da escavação conforme verificado no capítulo 11 (Figura 11.34). Essa determinada situação é consequência das relações entre as resistências do maciço e o nível de tensões atuantes no mesmo

Tabela 12.2 - Tabela análise dos recalques Fase 11

ANÁLISE DOS RECALQUES - GERATRIZ SUPERIOR TÚNEL PRINCIPAL		
DESCRIÇÃO	mm (MÁXIMO)	FASE 11 COBERTURA VARIÁVEL
INSTRUMENTAÇÃO	65	Escavação Túnel Principal
MODELAGEM	38	
PREVISTO PROCESSO EMPÍRICO	19	

A variação do tempo com relação a instalação das cambotas, preenchidas posteriormente com o concreto projetado e instaladas imediatamente atrás da frente de escavação podem ter favorecido os recalques verificados na instrumentação, pois as cambotas sofrem carregamento instantâneo. Por outro lado, o concreto projetado apresenta sua reação de acordo com o seu tempo de cura. Desta forma, dependendo do avanço do túnel, a aplicação e a trabalhabilidade da capacidade das cambotas, seja necessária, antes da cura do concreto projetado que pode proporcionar pequenos recalques até o enrijecimento final, fato esse extremamente importante para o funcionamento do sistema de suporte do maciço.

Importante ressaltar que os valores obtidos na instrumentação 65 mm, podem estar relacionados aos deslocamentos que ocorrem anteriormente a chegada da frente de escavação. Desta forma, torna-se fundamental analisar a capacidade de avanço do túnel, pois devido às características dos materiais e dos níveis de tensão, os deslocamentos ocorrem rapidamente após a passagem da frente.

De acordo com Farias et al., (2004), o comprimento de avanço não deverá exceder 75% do diâmetro do túnel, pois caso contrário praticamente não contribuirá para a estabilização dos deslocamentos, uma vez que uma grande parte destes se dá até uma distância à frente de 0,75 diâmetros. Por outro lado, refere também que uma redução do comprimento de avanço reduz também de forma muito significativa os recalques superficiais, sendo que quanto menor este indicador maior será também a redução.

Convém relatar que a perda de solo é controlada fundamentalmente pelo ciclo construtivo (comprimento de avanço e área de secção escavada), sendo que a rigidez do terreno e as tensões iniciais também têm importância significativa.

A presença das estruturas (estaca raiz, viga de fundação, pilar e preenchimento) foi importante para mitigar os valores da instrumentação e mantê-los em patamares de controle, evitando assim concentrações de tensões extremas que provocassem uma plastificação generalizada no maciço.

Com relação à diferença entre aos valores esperados para o recalque do túnel principal 19 mm e os verificados, pode-se dizer que não foi realizada uma abordagem enfatizando situações de campo tais como: etapas construtivas, instabilidades e a influência da rodovia ativa acima do túnel em construção e a aplicação dos sistemas de drenagem para reduzir a instabilidade e o confinamento de água no talude.

13 CONCLUSÃO

A empregabilidade do levantamento geofísico foi de extrema importância para o andamento do projeto, face o desconhecimento da localização, da extensão e da profundidade das interferências existentes entre a projeção do Túnel CAMG e aterro da rodovia MG-10, pois este processo permitiu o mapeamento completo do local, facilitando assim a aplicação das técnicas construtivas.

Verificou-se que o método NATM para a construção de túneis de baixa cobertura se destaca como peça fundamental, uma vez que a versatilidade do método permite adaptar o projeto às situações observadas no decorrer da obra. Outra virtude do NATM para o Túnel CAMG foi que em função das variações dos materiais encontrados durante a escavação, não houve uma perda significativa dos índices de produtividade planejados pela equipe do projeto.

Por se tratar de um túnel de baixa cobertura, a parcialização das escavações (concepção dos túneis pilotos 1 e 2) foi de extrema importância para o sucesso do projeto, contribuindo de forma a mitigar os recalques na frente de escavação e, conseqüentemente, a ruptura do maciço.

A concepção do projeto no que diz respeito à execução das estacas raiz, foi extremamente acertada do ponto de vista geotécnico, pois o solo no qual o túnel foi escavado era composto de aterros argilo arenosos e siltes arenosos de baixa capacidade de carga. Entretanto, sob ótica estrutural a estaca raiz possibilitou a desvinculação da execução do *invert* à frente da escavação, limitando assim os recalques superficiais, uma vez que existia uma rodovia importante em operação sobre o túnel.

Na escavação de túneis em solo de baixa qualidade, a interação entre os diferentes suportes utilizados (com o intuito de contribuir para a estabilização da obra antes do seu revestimento final) assume um papel preponderante no sucesso da estabilização das cavidades, ou seja, torna-se indispensável o conhecimento exato destas interações para determinar a melhor combinação possível sob dois aspectos: técnico e econômico.

Em virtude dos inúmeros fatores envolvendo as deformações do maciço, o plano de instrumentação não deve ser considerado como um documento inalterável, servindo apenas como referência à aplicabilidade de boas práticas. Na realidade, o conteúdo apresenta uma série de orientações cujos objetivos visam aprimorar o acompanhamento das movimentações do maciço entre o previsto e o realizado. A retro-análise dos dados instrumentados torna-se fator primordial para tomada das decisões e avaliação das etapas seguintes.

Por intermédio das análises numéricas bidimensionais foi permitido que fossem identificados detalhadamente o comportamento do maciço do ponto de vista relativo às deformações que ocorreram nas regiões situadas próximas da escavação. Foi possível também prever a avaliação do comportamento do maciço com a aproximação e afastamento da frente de escavação.

Todos os arranjos estruturais verificados (o típico e o crítico, em decorrência do desequilíbrio do maciço de cobertura) atingiram valores suficientes de fator de segurança e bons desempenhos em recalques e tensões, sem plastificações generalizadas do maciço que pudessem comprometer o equilíbrio e sem deformações/deslocamentos que afetem a utilização das estruturas, no Modelo de Cargas Espontâneas.

Importante ressaltar que a verificação realizada por meio do PHASES, pelo fato de utilizar este modelo de carregamento e o maciço como agente no alívio dos esforços, permitiu aferir o comportamento esperado da estrutura e de seus recalques. No entanto, se faz necessária a manutenção do dimensionamento estrutural, considerando os esforços impostos.

A implantação do site do projeto foi enfatizado por todos os envolvidos (cliente, construtora, fiscalização e projetista) como a principal ferramenta para tomada de decisões relativas ao projeto, principalmente com relação às leituras da instrumentação possibilitando uma constante reavaliação e/ou reformulação em seus parâmetros, uma vez que permitiu verificar a adequabilidade do tipo de suporte escolhido, modificando-o, caso necessário.

É de extrema importância qualificar as empresas e os profissionais envolvidos para execução de obras subterrâneas com um elevado grau de dificuldade como é caso do Túnel CAMG.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANAGNOSTOU G., KOSTIKAS CH., IAKOVIDIS G., VASILAKOPOULOU G. (1997). Athens Metro: The tunnel of line 2 beneath the ILPAP-Building Third Hellenic Conference for Geotechnical Mechanics, Patra, Vol. 2, p. 121-128.
- ARSLAN, U., KRAJEWSKI, W., RIPPER, P. (2002). Risk and damage prevention in shallow tunneling – case histories – International Conference/Workshop & Exhibition on Tunnelling & Underground Space USE. Istanbul: Istanbul Technical University, p.159-179.
- ASSIS, A.P. (2001). Modelos Construtivos Aplicados e Túneis Urbanos, Curso Sobre Túneis em Meios Urbano. Sociedade Portuguesa de Geotecnia & Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal Conferência: 12 p.
- CAMPANHÃ, C.A. (1995). NATM em Solo e Rocha. 1º Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABGE, São Paulo.
- CARVALLHO, LC. (1995). Análise de Estabilidade da Frente de Escavação e de Deslocamentos do Metrô/DF. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.
- CASPURRO, I. S. (1999). Observação do comportamento de obras geotécnicas rodoviárias. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 175 p.
- CHIOSSI, N.J. (1979). Geologia aplicada à Engenharia, 2ª edição, Grêmio Politécnico, São Paulo.
- CHISSOLUCOMBE, I., OLIVEIRA W.F. (2011). Modelagem Numérica Tridimensional para Analisar o Mecanismo Interação Solo-Estrutura em Túneis Adjacentes. Revista Tecnologias em Projeção v. 2 n. 1 p. 16-21.
- CORDING, E. J.; HANSMIRE, W. H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. General Report, 5th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. IV, pp. 571-633.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM – (DER/SP) (2005). Projeto de Túnel – Rev. A, 52 p.
- DOBEREINER, L.; I. VAZ.L F. (1998). Tratamento de maciços naturais. OLIVERIA, A.M.S.; BRITO, S.N.A.(eds) – Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. ABGE, São Paulo p. 361-380.

DUNNCLIF, J.; GREEN, G. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York, 577 pp.

ENGESOLO ENGENHARIA (2008). Elaboração de Projeto de Engenharia Rodoviária para Implantação, Pavimentação e Obra de Arte Especial na Interseção da MG-010 (Linha Verde) com o Acesso ao Centro Administrativo do Estado de Minas Gerais – Volume 1 – Relatório do Projeto e Documento para Concorrência, Belo Horizonte, MG, 171 p.

FARIAS, M. M., MORAES JÚNIOR, A. H., ASSIS, A. P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. Tunneling and Underground Space Technology 19. p. 283-293. Elsevier.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA) (2009). Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Element,” FHWA-NHI-09-010, Washington, D.C.

FENG, X., KATSUYAMA, K., YONGJIA, W. LIN, Y, (2002). A new direction Intelligent Rock Mechanics and Rock Engineering. 2 New development in rock mechanics and rock engineering. Chinese Shenyang Tohoku University.

FIGUEIREDO, A.D & HELENE, P. (1993) Concreto Projetado: o controle do projeto de projeção - Boletim Técnico - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 34p.

FOÁ, S.B (2005). Análise dos Recalques de Fundações e seus danos em Edifícios devido a Escavações Subterrâneas. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 308p.

FONTOURA, S.A.B & BARBOSA, M.C (1982). Recalques superficiais causados pela escavação de túneis em solos, In: Simpósio sobre escavações subterrâneas, 4, 1985, Rio de Janeiro R.J. p. 587-623.

FRANÇA, P.T (2006). Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 185 p.

GALL, V. & ZEIDLER, K., MUNFAH, N., CERULLI, D. (2004). Shotcrete for tunnel final linings – design and construction considerations. North American Tunneling. Proceedings, Atlanta, Georgia April 17-22.

GALL, VOJTECH, MUNFAH, NASRIN (2010). Design Guidelines for Sequential Excavation Method (SEM) Practices for Road Tunnels in the United States. North American Tunneling Conference Proceedings Portland, Oregon June 20-23.

GARCIA, J.R (2006). Estimativa da curva carga vs recalque de estacas raiz submetidas a esforço de compressão. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 164p.

GEORIO (2000). Manual Técnico de Encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. 2ª Edição, Rio de Janeiro – RJ.

GPR GEOSCIENCE GEOFÍSICA (2009). Levantamento Geofísico com GPR em área urbana para detecção de interferências no subsolo, Município de Belo Horizonte – MG. Relatório; 9 p.

GUSMÃO FILHO, J. (2006). Desempenho de Obras Geotécnicas. 1ª ed. Recife: Editora Universitária , UFPE, Recife, PE, 523 p.

HANNA, T. H. (1985). Field instrumentation in Geotechnical Engineering. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 10, Clausthal - Zellerfeld, Germany.

HENAO VERGARA, D. A. (2013). Análise Paramétrica da Técnica de Pre-Suporte com Enfilagens em Portais de Túneis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 94 p.

INTERBERING. (2012). (<http://www.interbering.com/USA-Russia-joint-projects.html>).

LEITE, E.N. (2004). Estudo do Comportamento Geomecânico do Pilar Superior da Mina Ipueira V (Ferbasa Mineração – Andorinha, BA). Dissertação de Mestrado - Escola de Minas - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 81 p.

LEITE, R.L.L. (2004). Critérios para a escolha dos métodos construtivos adotados no projeto básico da linha 4 - amarela. São Paulo, SP, nº 564.

LPC LATINA (2005). Relatório Técnico – Serviços de Supervisão da Instrumentação e sua relação com a Segurança e Impacto Ambiental, 19 p.

MACKAY, F.E. (2004). Análise do Comportamento de Aberturas Circulares em Maciços Rochosos Utilizando Diferentes Sistemas de Suporte. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161p.

MAFFEI ENGENHARIA (2009). Alteração de Projeto de Campo (APC 1-16) - DER-MG - Rodovia MG-010 - Interseção com o Acesso ao Centro Administrativo de Minas, 22 p.

MAFFEI ENGENHARIA (2008). Memorial de Cálculo - Processamentos Numéricos. Túnel CAMG BH - MG-010, 46 p.

MAFFEI ENGENHARIA (2009). Projeto Executivo - Interseção com o Acesso ao Centro Administrativo do Estado de Minas Gerais Projeto OAE.

MAHTAB, M. & GRASSO, P. (1992). Geomechanics principles in the design of tunnels and caverns in rocks. Elsevier. Amsterdam.

MARTINS, P.M. (2008). Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.

MENDES JÚNIOR TRADING E ENGENHARIA (2010). Registro de Construção do Túnel de Acesso a Cidade Administrativa de Minas Gerais – Registro 602 – 001/10, Belo Horizonte, MG, 48 p.

MÖLLER, S. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Tese de Doutorado - Universidade de Stuttgart, Alemanha. 149 p.

MORAES JUNIOR, A.H.V. (1999). Simulação Numérica Tridimensional de Túneis Escavados pelo NATM. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 123 p.

MORE, J. Z. P. (2003). Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em Solos. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 120 p.

MURAKAMI, C.A (2001). Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia de Estrutura e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 98 p.

MOTA, I. M. (2009). Análise dos Critérios de Projeto e Comportamento de Túneis de Pressão. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 238 p.

NETO, F. R.; KOCHEN, R. (2000). Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM. Engenharia, edição 540/2000, pp. 55-62.

NOGUEIRA, C.L (1998). Análise não Linear de Escavações e Aterros. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 250 p.

ORTIGÃO, J.A.R., ZIRLIS.A. & PALMEIRA, E.M. (1973) Experiência com Solo Grampeado no Brasil: 1970 – 1993. Revista Solos e Rochas, São Paulo, vol.16, nº 4, pp 660-675.

PALMA FILHO, E.A. (2006). Caracterização da distribuição de tensões e deslocamentos em túneis duplos rasos. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 144 p.

PECK, R.B. (1969) Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, v.19, n.2, p. 171-187.

PETROMETAL ENGENHARIA (2009). Projeto Executivo - Interseção com o Acesso ao Centro Administrativo do Estado de Minas Gerais Projeto OAE.

REVISTA TÉCNICA (2006). Engenharia Subterrânea, Reportagem da Capa; pp 32-38.

ROCSCIENCE (2005) Phase² v.6.0 – Theory Manual. Rocscience, Toronto, Ontario, Canada, 553 p.

SARAIVA, F.A (2010). Avaliação de métodos geofísicos no comportamento espacial de Plumas de Necrochorume. Tese de Doutorado – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 111 p.

SOUSA, L. R. E (2001). A Observação no Controlo da Segurança de Obras Subterrâneas em Meio Urbano. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal

SILVA, C.A.R (2007). Perfil Geológico-Geotécnico do Subsolo ao longo do Traçado Metrô de Goiânia. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205 p.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA (2003). Livro de Manuais Técnicos. São Paulo.

TEIXEIRA, A.S.N. (1994). Estudo do Comportamento do Túnel do Metrô do Distrito Federal Escavado em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220 p.

TERZAGHI, K. (1950). Geologic aspects of soft-ground tunneling. In: TRASK, P.D. *Applied Sedimentation*. New York: Wiley, 1950. Cap.11, p. 193-209.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. (1998). Fundações Teoria e Prática, Capítulo 17 – Tirantes. Editora Pini, 2ª edição, pp. 603 a 640.

ZEIDLER, K.; SCHWIND, T. (2007). Monitoring Successful NATM in Singapore, RETC Conference Proceedings, RETC Conference Proceedings, Toronto, Ontario, Canada, June 10-13.

ZIRLIS, A.C.; VAL, E.C.; NEME, P.A. (1999). Solo grampeado: projeto, execução e instrumentação, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Núcleo Regional de São Paulo, 69 p.

ANEXO

Gestão da Informação

A Gestão da Informação do Túnel CAMG apresentou uma contribuição significativa para o sucesso do projeto tendo em vista a inovação da informatização dos controles da obra e servindo assim como modelo para novos projetos.

Além das reuniões semanais de produção e reuniões gerenciais mensais para acompanhamento dos resultados físicos/financeiros do projeto, foi desenvolvido pela equipe do consórcio construtor um site, atualizado diariamente, garantindo a comunicação entre os principais envolvidos (Cliente, Projetistas, Consultores e Construtor), de forma a melhorar a qualidade dos serviços e agilizando as tomadas de decisão.

O site forneceu diversas informações técnicas para acompanhamento da produção, tais como:

- Imagens diárias da obra;
- Documentos técnicos da obra;
- Planilhas de instrumentação;
- Controle de avanço da execução do túnel;
- Acompanhamento e mapeamento da produção.

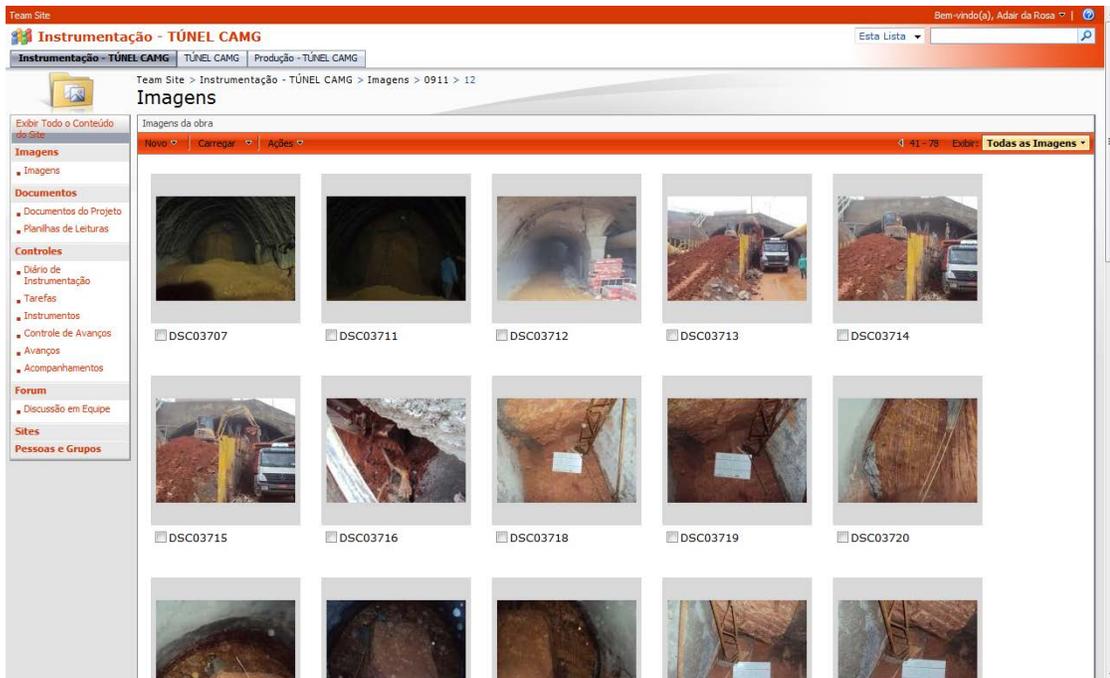
As principais características do site são:

- Centralizar e prover informações *on-line* aos envolvidos no empreendimento;
- Permitir acesso independente da localização geográfica ou de limites da organização;
- Manter a informação segura, permitindo acesso somente de pessoas autorizadas;
- Aumentar a produtividade da equipe com ferramentas de colaboração fáceis de usar.

A ferramenta foi desenvolvida com base na ferramenta *Windows SharePoint Services* (que é uma tecnologia versátil do *Windows Server*) e pode ser utilizado por organizações e unidades de negócio de todos os tamanhos como o objetivo de aumentar a eficiência dos processos de acompanhamentos/controles a fim de melhorar a produtividade.

The screenshot shows a SharePoint site for 'Instrumentação - TÚNEL CAMG'. The main content area is titled 'Avanço Emboque Norte' and contains three data tables for 'TUNEL P1' and 'TUNEL P2' with columns for 'Data' and 'Imagem'. The top of the page displays logos for 'CONSORCIO CODEMIG MENDES JÚNIOR SANTABÁRBARA ENGENHARIA CONFERÊNCIA DE ALUMNOS'. On the right, there is a weather forecast for Belo Horizonte and Vespasiano, and a 'Planilhas de Leituras' section listing various tunnel readings with their modification dates.

A1 - Página inicial do site com os principais itens de acompanhamento – arquivos Mendes Júnior



A2 - Imagens diárias da obra - arquivos Mendes Junior

Tipo	Nome	Tamanho do Arquivo	Título	Modificado	Proprietário	Status	Modificado por	Versão
	acompanhamento	3 KB		22/10/2009 15:10		Rascunho	Adair da Rosa	0.1
	Acompanhamentos	4 KB		23/10/2009 09:38		Rascunho	Adair da Rosa	0.1
	APC - 001	255 KB	Metodologia executiva do P1 após ocorrências do dia 22/07/09.	11/08/2009 10:01		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 002	80 KB	Define a mesma metodologia da APC-001 para o P2.	11/08/2009 10:04		Final	Jean Pierre Ciriades	0.2
	APC - 003	90 KB	Alteração do MCT dos túneis piloto após análise de seu comportamento.	11/08/2009 10:04		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 004	96 KB	Ajusta o ciclo dos Pilotos para intervalos de 4 horas	19/08/2009 11:28		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 005	209 KB	Tratamento do Solo e Reforço do AID - P1 - Emboque Norte	21/08/2009 13:10		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 006	101 KB	Substituição do Tubo SCH-40 02.5" por Tubo de PVC nas Enfilagens dos Pilotos próximas aos encaixes da Calota do Túnel Principal	25/08/2009 12:12		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 007	102 KB	Definição da Geometria das Estacas Raiz	02/09/2009 13:45		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 008	94 KB	Ajuste de Ciclo dos Túneis Piloto em função da Melhora das Características do Solo	02/09/2009 13:46		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 009	105 KB	Mudança das enfilagens do P1 para marcha-avante e alterações na pregagem de frente	17/09/2009 10:43		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 010a	9340 KB	Sistema de Rebaixamento do NA no Emboque Sul	22/09/2009 10:00		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 011	82 KB	Alteração das Pregagens de Frente dos Pilotos	21/10/2009 12:15		Final	Jean Pierre Ciriades	0.1
	APC - 012	79 KB	Reforço nas pregagens do P1	11/11/2009 15:17		Pronto para Revisão	Jean Pierre Ciriades	0.1
	Avanços 2	26 KB	Régua de Avanço dos Túneis - R1	09/10/2009 11:14		Final	Adair da Rosa	0.7
	Avanços 3	41 KB	Régua de Avanço dos Túneis - R2	22/10/2009 09:29		Final	Adair da Rosa	0.7
	Avanços 4	52 KB	Régua de Avanço dos Túneis - R4	12/11/2009 08:21		Final	Adair da Rosa	0.3
	Avanços	25 KB		05/09/2009 08:12	Adair da Rosa	Final	Adair da Rosa	0.4
	CONTROLE DE ESTACAS RAIZ	30 KB	Acompanhamento de execução das Estacas Raiz	16/11/2009 11:17		Final	Adair da Rosa	0.3
	CONTROLE-P1.R.1	20 KB		31/08/2009 11:26		Rascunho	Adair da Rosa	0.1
	CONTROLE-P1.R.2	21 KB		31/08/2009 11:26		Rascunho	Adair da Rosa	0.1
	CONTROLE-P1	18 KB		31/08/2009 11:26		Rascunho	Adair da Rosa	0.1
	CONTROLE-P2 - R1	17 KB		31/08/2009 11:26		Rascunho	Adair da Rosa	0.1

A3 - Documentos de controle da obra - arquivos Mendes Júnior

Team Site

Instrumentação - TÚNEL CAMG

Instrumentação - TÚNEL CAMG | TÚNEL CAMG | Produção - TÚNEL CAMG

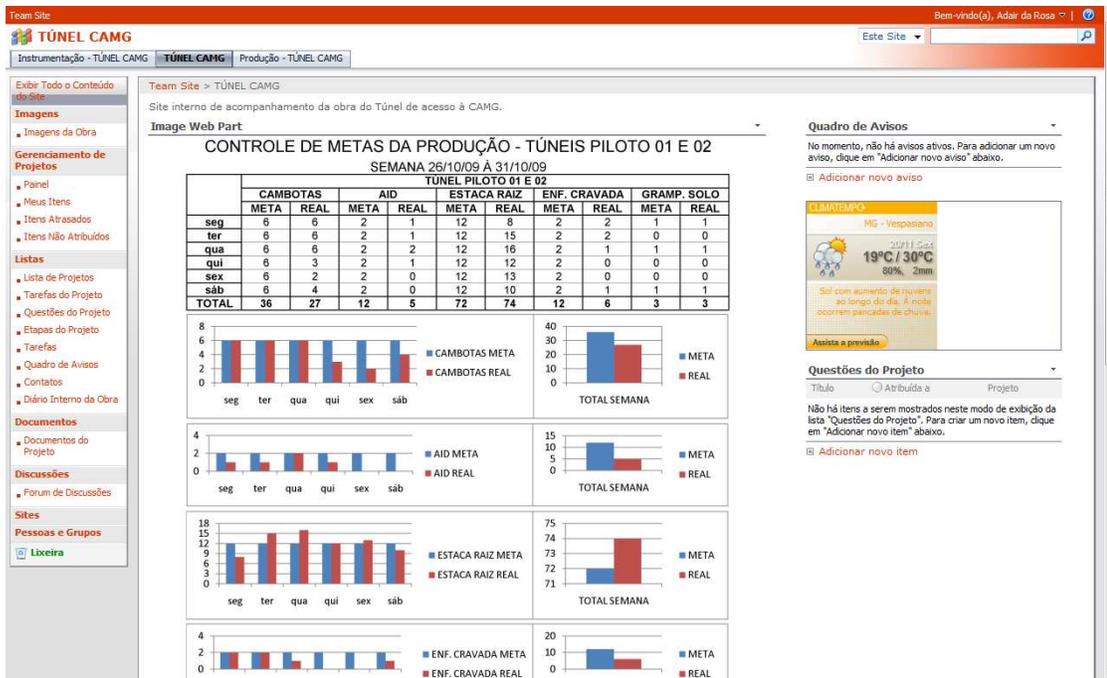
Team Site > Instrumentação - TÚNEL CAMG > Planilhas de Leituras

Planilhas de Leituras

Planilhas de leituras e gráficos de instrumentação.

Novo	Carregar	Ações	1-100	Exibir: Todos os Documentos
Estudo Cambotas_AC		Editar na Folha de Dados Edite itens em massa usando um formato de folha de dados.	16/09/2009 08:30	Adair da Rosa 0.1
PZ_01-02-03e04		Abrir com o Windows Explorer Arraste e solte arquivos nesta biblioteca.	17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.17
Sc01_Est36		Conectar a Outlook Sincronize itens e torne-os disponíveis offline.	17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.17
Sc01_ID_CNF-8H_PR		Exportar para Planilha Análise os itens com um aplicativo de planilhas.	16/11/2009 11:12	Thiago Campos dos Santos 0.75
Sc01_ID_CNF-8H_PR		Exibir Alimentação RSS Comparete os itens com um leitor RSS.	17/11/2009 10:08	Thiago Campos dos Santos 0.34
Sc02_Est37		Alertar-me Receba notificações de email quando os itens forem alterados.	17/11/2009 10:08	Thiago Campos dos Santos 0.22
Sc02_ID_CNF-8H_PR			16/11/2009 11:12	Thiago Campos dos Santos 0.82
Sc02_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 10:08	Thiago Campos dos Santos 0.34
Sc03_Est38			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.34
Sc03_ID_CNF-8H_PR			02/09/2009 23:34	Adair da Rosa 0.1
Sc03_ID_CNF-8H_PR			15/09/2009 12:24	Adair da Rosa 0.11
Sc03_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 09:46	Thiago Campos dos Santos 0.62
Sc03_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 10:08	Thiago Campos dos Santos 0.33
Sc03_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.37
Sc04_Est39			02/09/2009 23:34	Adair da Rosa 0.1
Sc04_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 09:46	Thiago Campos dos Santos 0.46
Sc04_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 10:08	Thiago Campos dos Santos 0.33
Sc04_ID_CNF-8H_PR			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.57
Sc06_Est41			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.80
Sc07_Est42			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.84
Sc07a_Est42mais10e00			16/11/2009 11:06	Thiago Campos dos Santos 0.76
Sc08_Est43			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.52
Sc08a_Est43mais4e88			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.77
Sc09_Est43mais09e30			17/11/2009 09:44	Thiago Campos dos Santos 0.79
Túnel CAMG - P1-CB101			09/11/2009 17:01	Thiago Campos dos Santos 0.19
Túnel CAMG - P1-CB107			28/10/2009 07:38	Thiago Campos dos Santos 0.19
Túnel CAMG - P1-CB113			13/11/2009 08:44	Thiago Campos dos Santos 0.28

A4 - Planilhas de instrumentação - arquivos Mendes Júnior



A5 - Controles de Produtividade - arquivos Mendes Júnior