

# ANÁLISE DAS MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA DE TÚNEL ESCAVADO EM GRANITO-GNAISSE

Itamar Pereira Gonçalves

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Rio de Janeiro Agosto de 2013

# ANÁLISE DAS MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA DE TÚNEL ESCAVADO EM GRANITO-GNAISSE

Itamar Pereira Gonçalves

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Sérgio Augusto Barreto de Fontoura, Ph.D.

Prof. Claudio Fernando Mahler, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL AGOSTO DE 2013 Gonçalves, Itamar Pereira

Análises das Medidas de Convergência de Túnel Escavado em Granito-Gnaisse/ Itamar Pereira Gonçalves.

- Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2013.

XIV, 92 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Dissertação (mestrado) - UFRJ/ COPPE/ Programa de

Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 90-92.

 Escavação Subterrânea.
Convergência.
Modelagem Numérica I. Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

À minha mãe e em memoria de meu pai.

## AGRADECIMENTOS

Devo muito agradecer à minha mãe pelo apoio incondicional em todo esse tempo, e que foi a maior incentivadora de fazer este mestrado.Não há como descrever em palavras de agradecimentos.

E à minha orientadora, professora Anna Laura L.S. Nunes, um especial agradecimento por nos receber sempre como uma amiga, além de ser uma professora e profissional com conhecimentos de vanguarda.

Um agradecimento destacado também ao engenheiro Marcelo Rios, pela grande ajuda e voluntariedade na utilização de programas específicos de análises numéricas.

Sem dúvidas agradeço à toda a turma de mestrado e doutorado de 2010, que sempre foi muito unida e que muito me ajudou até o final.

À todos os professores da COPPE/UFRJ os quais são da mais alta categoria de profissionais e cuja exigência sobre os alunos nos fez crescer em conhecimentos.

À Construtora Andrade Gutierres por ceder seus dados para essa pesquisa.

À Capes,por fomentar as pesquisas e pelo apoio através de bolsa de estudo.

Enfim, à toda a UFRJ e seu corpo de docentes e funcionários.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

# ANÁLISE DAS MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA DE TÚNEL ESCAVADO EM GRANITO-GNAISSE

Itamar Pereira Gonçalves

Agosto/2013

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação apresenta um estudo do comportamento mecânico durante a escavação do maciço de granito-gnaisse do Túnel Gasduc III, executado em área de proteção ambiental no interior do estado do Rio de Janeiro. Foram analisadas as medidas de convergência realizadas durante a escavação do túnel em função da qualidade do maciço rochoso, correspondentes às Classes I a V do Sistema de Classificação Geomecânica RMR e da influência da presença de falhas e diques próximos à frente de escavação nos valores de convergência de seções de maciço Classe I e IV. Analisou-se também o comportamento do maciço obtido de modelagens numéricas pelo Método dos Elementos Finitos, Programa PLAXIS. Os resultados numéricos foram comparados aos valores de convergência medida durante a escavação para as diferentes classes de maciço, visando avaliar a adequação da ferramenta numérica para previsão do comportamento do terreno escavado. Os resultados das medidas reais e numéricas indicam o aumento de convergência com a redução da qualidade do maciço. A presença de estruturas geológicas próximas à seção monitorada também influencia a magnitude dos deslocamentos, sendo superiores para seção com falha e inferiores na secão com dique.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

## ANALYSIS OF THE CONVERGENCE OF TUNNEL EXCAVATED IN GRANITE-GNEISS

Itamar Pereira Gonçalves

August/2013

Advisor: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Department: Civil Engineering

This dissertation presents a study of the mechanical behaviour during the excavation of the granite-gneiss massive of the tunnel Gasduc III, executed in the environmental protection area in the interior of the State of Rio de Janeiro. Were analyzed convergence measures carried out during the excavation of the tunnel in function of the quality of the rock mass, corresponding to the Classes I to V of the RMR Geomechanics Classification System and the influence of presence of faults and dykes near the front of excavation on the values of convergence of massive sections of Class I and IV. The mechanical behaviour were obtained from numerical modeling by finite element method, using Plaxis. Numerical results were compared to the convergence measurement values during the excavation for the different classes of massive, aiming to evaluate the adequacy of numerical tool for prediction of the behavior of the excavated ground. The results of numerical and real measures indicate the increase in convergence with the reduced quality of the rock mass. The presence of geological structures near the monitored section also influences the magnitude of displacement.

# SUMÁRIO

CAPÍTULO	1	1
1.1 Introduçã	ăo	1
1.2 Objetivo	s da Pesquisa	3
1.3 Conteúdo	o da Dissertação	4
CAPÍTULO	2	5
Revisão Bibl	iográfica	5
2.1. MÉ	TODOS CONSTRUTIVOS	5
2.1.1.	Método Drill and Blasting	5
2.1.2.	Método Tunnel Boring machine (TBM)	8
Escavaç	ão	10
Segmen	tos de revestimentos	10
2.1.3.	Método ADECO-RS	12
2.1.4.	Método NATM	16
2.2. Fate	pres condicionantes para escavação de túneis	22
2.2.1.	Classificação de Terzaghi	23
2.2.2.	Classificação de Lauffer (1958)	24
2.2.3.	Classificação Geomecânica RMR	25
2.2.4. Si	stema de Classificação Geomecânica Q	26
2.3. Téc	nicas de Instrumentação e Monitoramento em túneis	
2.3.1.	Medidas de convergência	
2.3.2.	Medidas de tensão	
2.4. Ana	ilises Numéricas	35
CAPÍTULO	3	
Área de Estu	do	

3.1. Geologia da Área	39
3.2. Método Executivo do Gasduc	42
4.1. Introdução	49
4.2. Resultados e Análises de Convergência e Recalques Medidos	50
4.2.1. Monitoramento da convergência do túnel	50
4.2.2. Medidas de convergência e classes de maciço	52
4.2.3. Medidas de convergência e estruturas geológicas	63
4.2.4. Medidas de Recalque	67
4.3. Resultados das Análises de Convergência obtida de Simulações Numéricas	71
4.3.1. Parâmetros e Condições da Modelagem Numérica	71
4.4. Comparação de resultados de convergência medida e numéricas	84
CAPÍTULO 5	87
5.1 Conclusões e Recomendações	87
5.2 Recomendações para Futuras Pesquisas	88
BIBLIOGRAFIA	90

# **INDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1: Jumbo utilizado para perfuração (Fonte: http://www.womp- int.com/story/2008vol8/story026e.htm	6
Figura 2.2: Esquema de furos mostrando o contorno dos furos, a geometria dos furos, furos vazios e com cargas. Fonte Kolymbas (2005).	8
Figura 2.3: Equipamento TBM – Tunnel Boring Machine (Fonte: http://www.arsesjam.com/wp-content/uploads/sey_tbm_03.jpg).	9
Figura 2.4: Sequência de blindagem em escavação com TBM (Kolymbas, 2005).	10
Figura 2.5: Segmentos de revestimentos em túnel, Kolymbas, 2005.	11
Figura 2.6: Remoção do material inutilizável com (a) correia transportadora e (b) rosca transportadora. Kolymbas, 2005.	12
Figura 2.7: Técnica de escavação ADECO (Lunardi, 2008).	13
Figura 2.8: Instalação de reforo por barras de fibra de vidro na face. (Lunardi, 2008).	14
Figura 2.9: Superfícies de extrusão em função da distância do invert (em azul) à face de escavação.	16
Figura 2.10: No método novo o maciço se autossustenta e no antigo o maciço carrega o suporte (Sing & Goel, 2006).	18
Figura 2.11: Concreto projetado no túnel Ulmberg em Zurich, Suíça, 1927 (Kovari, 2002).	20
Figura 2.12: Suporte (revestimento externo) não muito cedo, nem muito tarde, não muito duro, nem muito flexível.	21
Figura 2.13: Arco produzido por tirantes (Talabore, 1957).	22
Figura 2.14: Categorias de suporte estimadas com base na qualidade do índice Q do túnel. (Grimstad e Barton, 1993).	30
Figura 2.15: Curvas típicas de taxa de convergência vs tempo de túnel. Curvas c, d, e com aumento da taxa de convergência geralmente indica performance inaceitável. (Usace, 1997).	32

Figura 2.16: Arranjos de instrumentação ao longo do eixo do túnel estações de medição ao longo do eixo do túnel: ponteiras, estações de medição e EDM (Kontogianni & Stiros, 2003).	33
Figura 3.1: Localização do túnel do Gasduc III na área delimitada em vermelho (Moraes & Nunes, 2010).	38
Figura 3.2: Mapa geológico da região do túnel indicado em linha tracejada (Shaft Consultoria, 2007).	39
Figura 3.3: Perfil geológico-geofísico do túnel com transições de maciços classe I a V e estruturas geológicas (Shaft Consultoria, 2007).	40
Figura 3.4: Escavação em NATM do emboque Leste (Moraes & Nunes, 2010).	43
Figura 3.5: Topografia no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).	44
Figura 3.6: Perfuração feita com equipamento jumbo no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).	44
Figura 3.7: Colocação de material explosivo nos furos do túnel (Moraes & Nunes, 2010).	45
Figura 3.8: Retirada de material desmontado de rochas no túnel (Moraes & Nunes, 2010).	45
Figura 3.9: Operação de bate choco no túnel (Moraes & Nunes, 2010).	46
Figura 3.10: Classificação geológico-geotécnica estimada e real dos emboques Oeste à esquerda e Leste à direita (Moraes & Nunes, 2010).	46
Figura 3.11: Mapeamento de estruturas geológicas e identificação de classe de maciço na face da escavação (Moraes & Nunes, 2010).	48
Figura 4.1: Esquema de cordas medidas em seções do túnel.	51
Figura 4.2: Variação na convergência em maciço Classe I – Seção 21.	54
Figura 4.3: Variação da convergência em maciço classe II - Seção 12.	56
Figura 4.4: Variação da convergência em maciço Classe III – Seção 20.	58
Figura 4.5: Variação da convergência em maciço Classe IV – Seção 13.	59
Figura 4.6: Variação da convergência em maciço Classe V - Emboque Oeste.	62

Figura 4.7: Variação da convergência em maciço Classe V - Emboque Leste.	62
Figura 4.8: Variação da convergência na seção Classe I com duas falhas a 4,6 e 27,5 m – Seção 19.	64
Figura 4.9: Variação da convergência na Seção classe IV – Seção 12.	66
Figura 4.10: Variação de recalque com o avanço da escavação - Emboque Oeste.	70
Figura 4.11: Variação de recalque com o avanço da escavação - Emboque Leste.	70
Figura 4.12: Malha de elementos finitos com cobertura sobre o túnel de 200m de maciço rochoso.	72
Figura 4.13: Configuração de cordas e pontos de medição utilizados no modelo de elementos finitos para efeito de comparação com o modelo real.	73
Figura 4.14: Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe I.	76
Figura 4.15. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe II.	76
Figura 4.16. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe III.	77
Figura 4.17. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe IV.	77
Figura 4.18: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe I.	78
Figura 4.19: Detalhes dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe I.	79
Figura 4.20: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe II.	80
Figura 4.21: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe II.	80
Figura 4.22: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe III.	81
Figura 4.23: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe III.	82
Figura 4.24: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe IV.	83
Figura 4.25: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe IV.	83

# ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Sistema de classificação RMR (Bieniawski, 1989)	27
Tabela 3.1: Extensões previstas e reais em classes I a V - Emboque leste (Moraes & Nunes, 2010).	41
Tabela 3.2: Extensões previstas e reais em classes I a V - Emboque Oeste (Moraes & Nunes, 2010).	42
Tabela 3.3: Avanços mínimos e médios medidos e máximos recomendados no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).	47
Tabela 4.1. Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 21	53
Tabela 4.2: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 12.	55
Tabela 4.3: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 20.	57
Tabela 4.4: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 13.	59
Tabela 4.5: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Emboque Oeste.	60
Tabela 4.6: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Emboque Leste.	61
Tabela 4.7: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Seção 19.	61
Tabela 4.8: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Seção 12.	64
Tabela 4.9: Resumo dos deslocamentos das seções escavadas em diferentes classes de maciço, com e sem estruturas geológicas.	66
Tabela 4.10: Recalque medidos com o avanço da escavação - Emboque Oeste.	68
Tabela 4.11: Recalques medidos com o avanço da escavação - Emboque Leste.	69
Tabela 4.12: Tipos de suportes em função da classe de maciço rochoso (Shaft,2008).	73
Tabela 4.13: Parâmetros de resistência e deformabilidade adotados nas análises numéricas para maciços rochosos classes I, II, III e IV.	75

Tabela 4.14: Resumo dos deslocamentos numéricos para cada classe de maciço84rochoso do Gasduc III.

Tabela 4.15: Deslocamentos numéricos das Cordas A e B para cada classe do85maciço.

Tabela 4.16:Comparação entre valores reais e valores simulados de85deslocamentos nas cordas.

# **CAPÍTULO 1**

#### 1.1 Introdução

A engenharia de escavações subterrâneas encontra um grande desafio em relação ao cumprimento de prazos e às estimativas de seus custos totais, uma vez que o comportamento geomecânico do terreno pelo qual avança a escavação não é plenamente conhecido, apesar dos investigações prévias de campo e laboratório, tais como os mapeamentos geológicos, sondagens e ensaios geofísicos e geotécnicos.

Não sendo a natureza homogênea e nem isotrópica, não é nenhuma surpresa que durante a escavação de um maciço, o mesmo apresente características geológico-geotécnicas imprevistas pelo projeto básico da obra. Assim, o tempo de conclusão previsto para o túnel pode ser subestimado ou até mesmo superestimado. A imprevisibilidade durante as escavações pode acarretar em atrasos com consequente aumento dos custos totais da obra, aumentando riscos como perda da integridade física dos trabalhadores envolvidos e de equipamentos, danos de suportes, deformação excessiva e até colapsos.

Para reduzir a imprevisibilidade do comportamento do maciço rochoso, procura-se estudar as respostas do terreno frente à escavação. Uma das formas de análise é a medição das deformações do terreno em função do avanço da frente de escavação do túnel. Medidas de convergência mostram o comportamento do terreno em consequência de sua escavação e também podem indicar o comportamento posterior às faces da escavação, como sugerem alguns estudos. O monitoramento dos deslocamentos absolutos é uma prática padrão em túneis na Europa e os dados de monitoramento são correlacionados com as condições geológicas.

Estudos e técnicas de escavação com foco na determinação do comportamento do maciço posterior à face de escavação vêm sendo desenvolvidos. Podem-se citar os métodos NATM e ADECO-RS de escavação, além de análises numéricas que procuram prever o comportamento geomecânico do maciço escavado. Em todos os casos de

previsão de qualidade de maciços, as medidas de convergência são os parâmetros fundamentais a serem analisados.

Desta forma, esta dissertação procura estudar as condições de escavação do maciço rochoso do Túnel Gasduc III, projetado para a distribuição de gás da companhia Petrobrás. Este túnel foi escavado em granito-gnaisse com algumas intrusões de diques de diabásio e basalto, além de diversas fraturas interceptadas ao longo do traçado.

Foram analisadas as medidas de convergência realizadas durante a escavação do túnel em função da qualidade do maciço rochoso, correspondentes às Classes I a V do Sistema de Classificação Geomecânica RMR (Bieniawski, 1989) e da presença de descontinuidades. Analisou-se também o comportamento do maciço obtido de modelagens numéricas pelo Método dos Elementos Finitos. Os resultados numéricos foram comparados aos valores de convergência medida durante a escavação para as diferentes classes de maciço, visando avaliar a adequação da ferramenta numérica para previsão do comportamento do terreno escavado.

Para este fim, foram selecionados registros das convergências do Gasduc III e estimados os parâmetros geotécnicos correspondentes aos dados de entrada para as análises numéricas. Os registros de convergência analisados foram selecionados em função das seções ao longo do túnel, classificadas por equipes geotécnicas à frente da escavação. Desta forma, estas seções representam maciços rochosos identificados como maçiços Classes I a V, sendo a Classe I a de melhor qualidade de escavação e a Classe V a de pior qualidade.

Foram analisados e comparados os valores de convergências medidos no túnel e obtidos das simulações numéricas em função das classes de maciços. Os valores de convergência medidos também foram comparados aos valores numéricos. Analisou-se ainda a influência da presença de falhas e diques próximos à frente de escavação nos valores de convergência de seções de maciço Classe I e IV. As convergências das seções com estruturas geológicas foram comparadas aos valores medidos em seções de mesma classe sem estruturas.

#### 1.2 Objetivos da Pesquisa

Esta pesquisa tem como objetivo geral o estudo do comportamento de deformação resultante do processo de escavação do maciço rochoso para implantação do Túnel Gasduc III, localizado na Serra dos Gaviões, no Município de Cachoeiras de Macacu, Estado do Rio de Janeiro. Foram selecionados registros de convergência durante a escavação de seções específicas ao longo do traçado do túnel visando analisar a influência da qualidade do maciço rochoso e a presença de estruturas geológicas, encontradas com o avanço da escavação. Simulações numéricas com o programa Plaxis V8.2 também foram realizadas para comparação de resultados com os valores de convergência medidos durante a escavação do túnel.

Os objetivos específicos desta pesquisa podem ser enumerados da seguinte forma:

 (i) Análise das condições geológico-geotécnicas das diversas seções escavadas, as quais foram monitoradas por pinos de convergência, para seleção das seções de estudo;

(ii) Depuração e tratamento das medidas de convergência das seções de estudo;

(iii) Análises da convergência medida nas seções de estudo em função da qualidade do maciço rochoso, considerando as Classes I a IV e comparação de resultados;

 (iv) Análises de medidas de recalque nos Emboques Leste e Oeste em função da presença de água e comparação de resultados;

(v) Análises da convergência medida de seções específicas em Classe I e IV com a presença de estruturas geológicas, representadas por falha e dique, e comparação de resultados entre si e entre as seções de mesma classe sem estruturas geológicas;

(vi) Análises numéricas para determinação do campo de deformações de seções escavadas em maciços rochosos Classes I a IV e comparação de resultados de

convergência numéricos entre as quatro classes e entre as medidas de convergência reais obtidas do monitoramento do Túnel.

#### 1.3 Conteúdo da Dissertação

Neste capítulo são apresentados a motivação deste estudo e os objetivos gerais e específicos da pesquisa, além de uma breve descrição de cada capítulo que compõe o documento de dissertação.

No Capítulo 2, correspondente à revisão bibligráfica, são apresentados os diferentes métodos de escavação de túneis atualmente empregados, os fatores que condicionam as escavações e os métodos de classificação de maciços em decorrência desses fatores. Também, são apresentadas as técnicas de instrumentação usadas para monitoramento de túneis durante as escavações e uma breve revisão das análises numéricas para este tipo de escavação.

O Capítulo 3 apresenta a área de estudo, detalhando as caraterísticas geológicas e geotécnicas da região. O método de escavação e o sistema de monitoramento adotados para a execução do Túnel Gasduc III são também descritos neste capítulo.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados e as análises de convergência medidas no túnel Gasduc III em função da classe de maciço rochoso e da presença de estruturas geológicas. Os valores medidos de convergência são comparados entre Classes I a V e entre seções de mesma classe com e sem estrutura geológica. Apresenta também uma análise e comparação de medidas de recalque dos emboques em função da presença de água. Finalmente, o capítulo também apresenta a modelagem numérica com o programa Plaxis das seções escavadas em maciços rochosos Classes I a IV e a comparação de valores de convergência numérica entre as diferentes classes e com os valores de convergência medidos no túnel.

Por fim, no Capítulo 5 são resumidas as principais conclusões deste estudo e apresentadas algumas recomendações para o desenvolvimento de futuras pesquisas.

# **CAPÍTULO 2**

## **Revisão Bibliográfica**

Neste capítulo são apresentados os métodos construtivos mais utilizados nas escavações de túneis pelo mundo como *o Drill and Blasting*, o *Tunnel Boring Machine*, o método *ADECO-RS (Análise das deformações controladas em rochas e solos)* e o *New Austrian Tunneling Method* e suas técnicas de escavação, etapas e suportes e revestimentos empregados.

Em seguida comenta-se os fatores condicionantes de escavações de túneis e que são levados em consideração por diversos autores para classificar a qualidade do terreno escavado, a fim de dar o devido suporte para a escavação.

Também são apresentadas as técnicas de instrumentação e monitoramento em túneis para controle e segurança da obra, tais como as medidas de convergência e as medidas de tensões.

Por fim, reporta-se um levantamento sobre as análises numéricas de escavações, as quais vêm sendo cada vez mais utilizadas para se correlacionar medidas de convergência com caracterização do terreno.

## 2.1. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Dentre os métodos construtivos existentes os mais importantes e empregados atualmente são o método Drill and Blasting e o método TBM (*tunnel boring machine*).

## 2.1.1. Método Drill and Blasting

O método Drill and Blasting consiste nas etapas de perfuração, carregamento de explosivos, tamponamento, ignição, retirada dos gases pós-explosão por ventilação, extração do material geológico desmontado e instalação de suportes no túnel. As etapas descritas a seguir são conceituadas por Kolymbas (2005).

## Perfuração

Nesta etapa são perfurados os orifícios onde os explosivos serão encaixados dentro da rocha.

Perfurações rotativas e à percussão são aplicadas para produzir buracos dentro de uma faixa de diâmetro de 17 a 127 mm com taxas de perfuração de até 3m/ minuto dentro da rocha. A posição dos furos de explosivos, orientações e comprimentos são planejadas pela engenharia e podem ser mantidas com precisão por equipamentos chamados jumbos, contendo de dois a seis braços de perfuração, os quais podem executar os furos simultaneamente (Figura 2.1).



Figura 2.1: Jumbo utilizado para perfuração (Fonte: http://www.wompint.com/story/2008vol8/story026e.htm

### Carregamento

O carregamento depende do tipo de explosivo. Os cartuchos são empurrados com a ajuda de barras, já cargas em pó e emulsões são projetados ou bombeados para dentro dos furos.

#### Tamponamento

Para o trituramento da rocha, os gases de detonação devem ser contidos e, portanto a expansão deve ser impedida.

É por esse motivo que furos de detonação são tamponados. Como o impacto dos gases é supersônico, a força de tamponamento tem pouca importância. Desta forma, um tamponamento suficiente é obtido com cartuchos de areia ou água. Para furos de detonação longos, a própria coluna de ar provê um tamponamento suficiente. O tamponamento melhora o trituramento da rocha pela explosão e diminui a quantidade de gases tóxicos por aumentar a transformação química da carga.

#### Ignição

A frente de reação da detonação se propaga dentro do explosivo com velocidades de detonação, as quais podem atingir até 8 Km/s e dependem da composição química, tamanho, contenção e idade do explosivo. A frente de detonação deixa para trás os gases, os quais são uma alta mistura de gás comprimido. 1 kg de explosivo produz um volume de gás de aproximadamente 1m<sup>3</sup> sob pressão atmosférica. Os gases altamente comprimidos exercem uma grande pressão sobre suas contenções. A quantidade de energia de um explosivo não é excessivamente alta, mas a sua capacidade de lançamento é extremamente elevada. (Kolymbas, 2005).

A ignição pode ocorrer através de detonadores elétricos ou cordas detonantes. O primeiro consiste de uma carga primária, a qual é suscetível a fogo. A carga primária é inflamada por meio de um fio elétrico incandescente. Um agente retardatário pode ser adicionado de tal modo que a explosão é alcançada alguns milissegundos depois de fechado o circuito. Os detonadores são colocados na base dos furos de detonação. Já as cordas de detonação possuem diâmetro de 5 a 14 mm com um núcleo feito de explosivo e são inflamadas com um detonador elétrico. A detonação se propaga pela corda com velocidade aproximada de 6,8 km/s.

A detonação objetiva: (i) quebrar a rocha em tamanhos que possam ser manobrados, (ii) evitar uma quebra excessiva ou insuficiente e (iii) não perturbar a rocha circundante. Para isso os furos são geometricamente planejados no espaço, para que a carga seja

distribuída eficazmente e consequentemente seja acionada. O modo mais eficiente para a distribuição das cargas consiste em fazer com que os gases da explosão empurrem a rocha contra um espaço livre. Para isso, por exemplo, os furos centrais são desprovidos de cargas e os furos adjacentes a estes são acionados milissegundos antes dos demais, para que as sucessivas detonações que se seguem empurrem a rocha para o espaço livre criado (Figura 2.2),



**Figura 2.2**: Esquema de furos mostrando o contorno dos furos, a geometria dos furos, furos vazios e com cargas (Kolymbas, 2005).

### Ventilação

Os explosivos contemporâneos possuem um balanço de oxigênio positivo, mas ainda podem conter gases tóxicos tais como CO2, CO e óxido de nitrogênio. A poeira é também perigosa, em particular a poeira de quartzo. Os trabalhos só devem ser retomados após a ventilação de pelo menos quinze minutos a uma velocidade de ar de 0.3m/s aproximadamente.

#### 2.1.2. Método Tunnel Boring machine (TBM)

O TBM é uma máquina de escavação representada como um túnel de aço com seção transversal circular. Sua frente contém cortadores (Figura 2.3). A máquina é empurrada

por macacos hidráulicos, no sentido do terreno. Seu escudo frontal é equipado com lâminas que podem ser usadas separadamente.

São empregadas principalmente em rochas alteradas e solos.

Os macacos têm um lançamento entre 0,8 e 1,5 metros e operam com uma pressão de até 40 MPa. Seu suporte é a linha já instalada (Figura 2.4)



**Figura 2.3**: Equipamento TBM – Tunnel Boring Machine (Fonte: http://www.arsesjam.com/wp-content/uploads/sey\_tbm\_03.jpg).

Após cada lançamento, os pistões hidráulicos dos trilhos são retraídos de tal modo que um pedaço adicional de linha pode ser adicionado abaixo da proteção da parte traseira da máquina. Durante os avanços subsequentes a lacuna deixada atrás da máquina é preenchida com concreto.

Um impulso muito grande pode danificar o segmento de avanço. O empurrão é aplicado para superar a fricção da parede rochosa



Figura 2.4: Sequência de blindagem em escavação com TBM (Kolymbas, 2005).

### Escavação

A escavação pode ser feita com direção elétrica ou hidráulica. A primeira é mais eficiente, porém mais difícil de controlar, enquanto a direção hidráulica é mais flexível. O empurrão e torque necessários são determinados empiricamente.

O cortador é equipado com as seguintes ferramentas para escavar o terreno: (i) discos cortadores e brocas de arraste (para rochas); (ii) cinzéis para lavagem, raspadores (para areias e cascalhos); (iii) raspadores (para solos coesivos).

### Segmentos de revestimentos

São feitos de concreto pré-moldado ou de ferro fundido com comprimentos de até 2,20 metros e largura entre 0,6 e 2,0 m (**Figura 2.5**). Os principais segmentos formam um anel, o qual é fechado com um segmento chamado "segmento chave".

Os segmentos ocos ou com estrias não são usados por muito tempo.

Os segmentos precisam ser projetados em função do peso e resistência para fim de transporte e instalação. O uso de concreto armado com fibras de aço simplifica o processo de fabricação e reduz o risco de desplacamento de cunhas.

Quando os revestimentos de segmentos são pressionados uns contra os outros, eles não precisam ser conectados. Entretanto precisam ser aparafusados juntos durante a



Figura 2.5: Segmentos de revestimentos em túnel (Kolymbas, 2005).

instalação. Caso as forças transversais sejam altas, os anéis podem deslizar relativamente um em relação ao outro e assim reduzir o carregamento.

O revestimento é impermeável à água por meio de juntas de vedação colocadas entre os segmentos. Também existem juntas de vedação expansíveis à água.

### Limpeza

Numa escavação convencional a limpeza é realizada por meio de remoção com caminhões. Porém, com o método TBM, ela pode ser feita pelos seguintes métodos (Figura 2.6).

(i) Transporte por correias transportadoras e em sequência com caminhões ou trens;

(ii) Combinação de lama e bomba;

(iii) Mistura de água e espuma para formar um mingau e remoção com rosca transportadora ou bomba;



**Figura 2.6**: Remoção do material inutilizável com (a) correia transportadora e (b) rosca transportadora. Kolymbas, 2005.

### 2.1.3. Método ADECO-RS

Este método foi desenvolvido na Itália no início da década de noventa pelo professor Pietro Lunardi. O método ADECO-RS - Análise das deformações controladas nas rochas e solos - tem a premissa de controlar as deformações que ocorrem no meio escavado.

Para estudar essas deformações, leva-se em consideração o meio escavado, ou seja, o terreno em questão, a ação que realiza as operações de escavação e a reação da deformação que é produzida pelo meio como uma resposta à escavação. Com a chegada da frente de escavação, o núcleo passa de um estado de tensão triaxial a um estado de tensão biaxial ou uniaxial e terá um comportamento estável, instável a curto prazo ou instável dependendo da carga litostática, do campo de tensões existentes e da velocidade de avanço. Lunardi (2000) afirma que velocidades de propagação elevadas reduzem a propagação da perturbação, ou seja, influencia a Resposta da Deformação.

Com o foco principal de se controlar as deformações do meio em escavação, a análise dessas deformações passa a ser essencial. O método classifica em três as componentes da Resposta da Deformação: extrusão, pré-convergência e convergência (Figura 2.7).

A extrusão é a componente primária que se desenvolve principalmente no interior do núcleo de avanço e manifesta-se, em correspondência a superfície delimitada pela frente

de escavação, no sentido longitudinal ao eixo do túnel, é medida experimentalmente por instrumentos especiais inseridos longitudinalmente ao núcleo de avanço.



Figura 2.7: Técnica de escavação ADECO (Lunardi, 2008).

A pré-convergência identificada como componente secundária da Resposta de Deformação na convergência do perfil teórico de escavação à montante da frente, é avaliada analiticamente através de um ábaco de pré-convergência.

A convergência é a terceira componente da Resposta em Deformação na convergência do perfil teórico de escavação à jusante da frente de escavação. É medida experimentalmente por "tape extensometer" ou leituras topográficas mediantes miras ópticas aplicadas ao perímetro da cavidade.

Segundo este método, a convergência é apenas a última etapa de um fenômeno de deformação complexo, que se inicia à montante da frente de escavação sob a forma de extrusão e pré-convergência do núcleo de avanço, e para depois evoluir à jusante do mesmo sob a forma de convergência da cavidade.

O método ADECO-RS propõe a escavação sempre à plena seção e a intervenção do terreno para sua estabilização à montante da frente de escavação, não à jusante como ocorre no método NATM. Para estabilização do terreno à montante da frente de escavação, utiliza o núcleo de avanço como instrumento de controle. Para estabilização à jusante da frente de escavação, utiliza a complementação imediata com *invert*.

A rigidez do núcleo de avanço pode ser variada, para evitar com que a tensão principal menor  $\sigma_3$  seja anulada com a chegada da frente de escavação. Desta forma, o núcleo de avanço passa de um estado de tensão triaxial para um estado biaxial ou uniaxial.

Como tecnologia de controle da Resposta de Deformação à montante da frente de escavação usa-se o reforço ou a proteção. O primeiro é feito de modo a melhorar as características naturais, resistência e deformabilidade do núcleo de avanço por meio de técnicas de consolidação do mesmo. Usa-se para isso a adição de elementos em fibras de vidro, tecnologia concebida pelo próprio Lunardi (Figura 2.8).



Figura 2.8: Instalação de reforço por barras de fibra de vidro na face (Lunardi, 2008).

Intervenções de proteção garantem a conservação da resistência e da deformabidade e são representadas por cambotas metálicas que redistribuem as tensões na parte externa do núcleo de avanço. Para isso, usa-se a tecnologia de pré-corte mecânico à plena seção, idealizada pelo mesmo autor.

Para uma medida mais conservadora de proteção/reforço, o método ADECO utiliza a tecnologia de *jet grounding* horizontal a plena seção (Lunardi, 2008).

Este método usa como técnica de controle da Resposta de Deformação a máxima aproximação do *invert* da frente de escavação. Dessa maneira reduz-se a superfície de extrusão e, consequentemente, a própria extrusão conforme esquematizado na Figura 2.9. Lunardi (2008) define a superfície de extrusão como sendo aquela que se estende desde o ponto de contato do terreno e a extremidade superior do pré-revestimento até o ponto de contato do mesmo terreno e a extremidade do *invert*. Assim, com o controle da extrusão diminui-se também a pré-convergência e a convergência.



**Figura 2.9**: Superfícies de extrusão em função da distância do *invert* (em azul) à face de escavação (Lunardi, 2008).

#### 2.1.4. Método NATM

O NATM (*New Austrian Tunelling Method*) foi um novo conceito de construção de túneis introduzido para substituir o antigo método austríaco e foi por esse motivo intitulado desse modo. Floresceu entre 1957 e 1965 e sua principal ideia é de orientar o túnel convencionalmente, aplicar o suporte (principalmente o concreto projetado) adequadamente e seguir os princípios do método observacional. O NATM requer que a distorção do terreno seja mantida a menor possível, de modo a evitar amolecimento e, assim, a perda de resistência. Ao mesmo tempo, deformações suficientes do terreno podem ser permitidas a fim de mobilizar as forças do maciço (Kolymbas, 2005).

O mesmo autor comenta que recomendações do NATM foram lançadas como orientações empíricas as quais podem ser interpretadas hoje como análises teóricas. Mas mesmo sem um exame minucioso tem alcançado sucessos notáveis.

Lauffer em comunicação pessoal a Kolymbas define o NATM como um método construtivo de túneis no qual os procedimentos de escavação e suporte, bem como as medidas para melhorar o solo, o qual deve ser distorcido o mínimo possível, dependem de observação da deformação e são continuamente ajustados para as condições encontradas.

A concepção de um túnel de acordo com o NATM é realizada passo a passo, com as seguintes etapas de trabalho, as quais devem ser repetidas várias vezes, se necessário (Wittke, 2002).

- (i) Investigações geotécnicas do solo e condições subterrâneas;
- (ii) Avaliação de parâmetros mecânicos do solo e rocha, baseados nos resultados de ensaios, bem como na experiência;
- (iii) Análises de estabilidade do túnel e do revestimento de concreto projetado, bem como o forro interior de concreto;
- (iv) Planejamento e avaliação de métodos de escavação e suporte para as diferentes classes de maciço;
- (v) Supervisão de estabilidade pelo mapeamento geotécnico e monitoramento durante a construção;

(vi) A análise dos resultados das medições.

Singh & Goel (2006) comentam que, pouco depois da virada do século XX, a cimentação foi introduzida como um meio eficaz de consolidação da rocha ao redor de um túnel. Pelo preenchimento dos vazios, cargas locais assimétricas sobre o revestimento são evitadas, e porções de rocha solta ou branda são fortalecidas por cimentação.

A etapa seguinte foi a introdução do aço como suportes e que, em comparação com a madeira, constituiu uma melhoria notável como um material de revestimento temporário em função de suas melhores propriedades físicas, e maior resistência ao intemperismo. A deformabilidade reduzida do suporte temporário tornou possível substituir a alvenaria por concreto como material de revestimento. A técnica *Dry packing* tornou-se obsoleta, uma vez que o concreto preencheu os espaços fora da linha-A (circunferência do túnel para pagamento a um empreiteiro).

Uma das vantagens mais importantes de suportes de aço é que eles permitem que os túneis possam ser conduzidos com escavação total de uma secção transversal muito grande. A escavação em áreas sem restrições permite uma potente perfuração e uso de equipamentos *mucking*, aumentando as taxas de avanço e reduzindo custos. Atualmente, adota-se a escavação parcializada somente sob condições geológicas muito desfavoráveis.

Singh & Goel (2006) também reportam os atuais métodos de construção de túneis modernos, com a introdução de tirantes e do concreto projetado, ao longo das últimas décadas. A julgar pelos resultados obtidos até agora, a introdução destes métodos de proteção e de suporte de superfície pode ser considerada como o acontecimento mais importante, especialmente no campo de rocha mole e de construção em sedimentos.

As vantagens destes métodos podem ser mais bem ilustradas pela comparação da mecânica de rochas de túneis alinhados pelo método novo e antigo conforme Figura 2.10. A figura mostra a diferença entre os métodos antigo e novo, em que no método antigo o suporte carrega o maciço e no método novo o maciço se auto sustenta.

Todos os métodos mais antigos de suporte temporário, sem exceção, permitem a relaxação do maciço e o carregamento da estrutura de suporte. No método novo uma camada fina de concreto projetado, juntamente com um sistema adequado de atirantamento de rocha aplicado à rocha escavada imediatamente após a escavação evita a relaxação e reduz a descompressão a um certo grau, transformando a rocha envolvente num arco auto sustentável.

Singh & Goel (2006) consideram que uma camada de concreto projetado, com uma espessura de apenas 15 centímetros aplicada a um túnel de 10 m de diâmetro pode suportar com segurança uma carga de 45 toneladas / m, correspondente a um peso de 23 m de rocha sobrejacente, que é mais do que a pressão de suporte tipicamente observada.



**Figura 2.10**: No método novo o maciço se auto sustenta e no antigo o maciço carrega o suporte (Sing & Goel, 2006).

A característica mais notável de concreto projetado como um suporte contra a relaxação e a distribuição da tensão está em sua interação com a rocha vizinha (Figura 2.11). Uma camada de concreto projetado aplicado imediatamente após a abertura de uma nova face de rocha age como uma superfície adesiva, através da qual o maciço com juntas de pouca resistência é transformado em uma face estável. O concreto projetado absorve as tensões tangenciais que se acumulam próximas à superfície de uma cavidade recém aberta. Como resultado da interação estreita entre concreto projetado e blocos de rocha, as porções vizinhas da massa rochosa permanecem quase intactas em seu estado original e são habilitadas a participar efetivamente na ação de arco. Deste modo, a espessura estaticamente eficaz da zona de ação do arco é aumentada em função da espessura de concreto projetado. Assim sendo, as tensões de tração devido à flexão são diminuídas e as tensões de compressão são facilmente absorvidas pela massa de rocha circundante. A zona de espessura de ação do arco pode ser aumentada à vontade pelos tirantes.

O método NATM não teria sentido sem os devidos suportes, tais como o concreto projetado.



**Figura 2.11**: Concreto projetado no Túnel Ulmberg em Zurich, Suíça, 1927 (Kovari, 2002).

A desagregação se inicia pela abertura de uma fissura superficial fina. Se este movimento é impedido no início através da aplicação de uma camada de concreto projetado, a massa de rocha atrás da projeção permanece estável. Isso explica por que as cavidades em massas de rocha fracamente revestidas com apenas alguns centímetros de concreto projetado permanecem em perfeito equilíbrio. Túneis rasos em rochas de qualidade média, construído por métodos convencionais, precisam de um apoio temporário de porte e revestimento de concreto. Assim, apenas uma camada fina de concreto projetado, possivelmente reforçada localmente por meio de tirantes, pode proporcionar apoio temporário e um adequado revestimento permanente.

O NATM é baseado na filosofia do "*build as you go*" abordagem com o seguinte cautela: "Não muito duro, nem muito flexível; não muito cedo, nem muito tarde" (Singh & Goel, 2006).

A Figura 2.12 ilustra o princípio por meio de curvas características do maciço rochoso e a instalação de revestimentos flexíveis e rígidos, prematuros, tardios e os adequados.



**Figura 2.12**: Suporte ou revestimento externo não muito cedo, nem muito tarde, não muito duro, nem muito flexível (Sing & Goel, 2006).

O NATM realiza a estabilização do túnel pela liberação controlada da tensão. A rocha circundante é, assim, transformada de um sistema de carga complexo para uma estrutura auto suportada, juntamente com os elementos de suporte instalados e a redução do

amolecimento prejudicial, evitando numa perda substancial de força. A auto estabilização pela liberação controlada de tensão é conseguida através da introdução dos chamados "revestimentos semi rígidos", isto é, a sistemática de ancoramento de rocha com a aplicação de um revestimento de concreto projetado. Por um lado, este revestimento dispõe de um certo grau de apoio imediato e, por outro lado, a flexibilidade necessária para permitir a liberação do stress através de deformação radial. O desenvolvimento de tensões de cisalhamento no revestimento de concreto projetado na abóbada é, assim, reduzido ao mínimo.

Além do concreto projetado o ancoramento através de tirantes e chumbadores constitui o princípio básico do método NATM.

Outras tecnologias foram incorporadas ao método tais como a utilização de cambotas, arcos invertidos, enfilagens, etc.

O engenheiro francês, Talobre (1957) propôs um modelo para explicar o efeito de um arranjo radial de tirantes padrão em rocha fraca supondo um arco no terreno que envolve a abertura. A Figura 2.13 ilustra o modelo proposto.



Figura 2.13: Arco produzido por tirantes (Talabore, 1957).

Singh & Goel (2006) resumem os princípios básicos do NATM, os quais são:

(i) Mobilização da resistência do maciço rochoso;

(ii) Proteção de concreto para preservar a capacidade de carga arco de rocha;

(iii) Monitoramento da deformação do maciço rochoso escavado;

(iv) Instalação de suportes flexíveis, porém ativos;

(v) Fechamento do *invert* de modo a formar um anel de suporte de carga para controlar a deformação do maciço rochoso.

#### 2.2. Fatores condicionantes para escavação de túneis

Ao se executar túneis alguns fatores condicionam a velocidade de escavação tais como a qualidade do terreno (grau de alteração da rocha e presença de fraturas, por exemplo) ou a ocorrência de condições de instabilidade, como pressão de água ou tensão acumulada.

Para cada um desses condicionantes geotécnicos, especialistas dão um peso e importância no momento de avaliar o estado do maciço a fim de tomar as medidas necessárias para o prosseguimento seguro da escavação.

Devido a diferentes formas de observar e avaliar o terreno em escavação, também diferentes classificações geomecânicas foram feitas por diversos autores, dentre as quais se destacam os Sistemas Q (Barton *et al.*, 1974) e RMR (Bieniawski, 1989).

É importante comentar que todas essas classificações geomecânicas têm também uma parcela de subjetividade de cada autor, dada principalmente pela experiência. Por exemplo, os pesos correspondentes à condição de fraturas preenchidas com argila podem variar em função do autor, porém são sempre medidas aproximadas. Tanto é que correlações e conversões entre as classificações geomecânicas podem ser feitas resultando em concordância na classificação final.
Diferentes sistemas de classificação dão diferentes ênfases em vários parâmetros e recomenda-se a adoção de pelo menos dois métodos a serem utilizados em todo local durante as fases iniciais de um projeto (Hoek *et al.*, 1993).

A maioria dos sistemas de classificação multi parâmetros (Wickham *et al.*, 1972, Bieniawski, 1973, 1989, e Barton *et al.*, 1974) foram desenvolvidas a partir de casos históricos na engenharia civil em que todos os componentes de caráter geológico na engenharia do maciço foram incluídos. Em mineração subterrânea de rocha dura, no entanto, especialmente em níveis profundos, o intemperismo sofrido pelo maciço e a influência da água geralmente não são significativos e podem ser ignorados.

### 2.2.1. Classificação de Terzaghi

Embora não tenha havido uma classificação formal e objetiva para projetos de suportes em escavações em rochas duras, Terzaghi (1946) faz as primeiras observações neste campo abordando as características que influenciam o comportamento do maciço. Hoek *et al.* (1993) resumem os aspectos principais da classificação de Terzaghi:

(i) Rocha intacta não contém juntas ou fissuras. Assim, se há descontinuidades, ela quebra em rocha sólida. Por conta do dano da rocha devido às explosões, fragmentos rochosos (chocos) podem cair do teto por várias horas ou dias após a detonação. Também pode ser encontrada rocha dura e intacta na condição de "estalo" que envolve o descolamento espontâneo e violento de lajes de rocha das laterais ou do teto;

(ii) Rocha estratificada consiste de camadas individuais com pouca ou nenhuma resistência contra a separação ao longo das fronteiras entre os estratos. As camadas podem ou não ser enfraquecidas por juntas transversais. Em tais rochas a condição de fragmentação é bastante comum;

(iii) Rochas moderadamente fraturadas contêm juntas e fissuras, mas os blocos entre as juntas estão localmente unidos ou tão intimamente interligados que as paredes verticais não precisam de suporte lateral. Em rochas deste tipo, tanto condições de fragmentação como de "estalo" podem ser encontradas;

(iv) Blocos de rochas que não são submetidos a esforços excessivos consistem em fragmentos de rocha quimicamente intactas ou quase intactas que são totalmente separados uns dos outros e interligadas de forma imperfeita. Em tais rochas, paredes verticais podem necessitar de suporte lateral;

 (v) A rocha triturada, mas quimicamente intacta pode apresentar parte ou todos os fragmentos muito reduzidos sem nenhuma recimentação. Nesta condição e sob o nível de água, exibe as propriedades de um aquífero arenoso;

(vi) Rochas sob compressão avançam lentamente para dentro do túnel sem um aumento de volume perceptível. Um pré-requisito para a compressão é uma alta porcentagem de partículas microscópicas e submicroscópicas de minerais micáceos ou minerais de argila com baixa capacidade de expansão;

(vii) Rochas expansivas avançam para dentro do túnel. A capacidade de expansão parece ser limitada às rochas que contêm minerais de argila, tais como a montmorilonita;

### 2.2.2. Classificação de Lauffer (1958)

Lauffer (1958) propôs uma classificação segundo o *stand up time* que corresponde ao tempo de auto sustentação para um vão sem suporte, o qual é relacionado à qualidade da massa de rocha na vão escavado. Dentro de um túnel, o intervalo sem suporte é definido como o intervalo do túnel ou a distância entre a face e o suporte mais próximo. A classificação original do Lauffer agora faz parte da abordagem geral do conhecido NATM.

Segundo Hoek *et al.* (1993), o tempo de auto sustentação significa que um aumento do vão do túnel leva a uma redução significativa no tempo disponível para a instalação de suporte. Por exemplo, um pequeno túnel piloto pode ser construído com sucesso com um mínimo de suporte, enquanto que um túnel com um vão maior na mesma massa de rocha pode não ser estável, sem a instalação imediata de apoio substancial.

O método NATM inclui técnicas para o seguro tunelamento em condições de rocha na qual o tempo de auto sustentação é limitado antes de ocorrer a instabilização. Essas técnicas incluem o uso de menor dimensão das frentes de escavação e de bancadas ou o uso de múltiplas derivações para formar um anel de reforço no interior do túnel escavado (Hoek *et al.*, 1993).

Os mesmos autores afirmam que estas técnicas são aplicáveis em rochas brandas, como folhelhos, filitos e argilitos em que os problemas de convergência e expansão, descritos por Terzaghi, são passíveis de ocorrer. As técnicas também são aplicáveis quando o tunelamento é feito em rochas excessivamente fraturadas, mas deve ser tomado grande cuidado na tentativa de aplicar estas técnicas para escavações em rochas duras com diferentes mecanismos de ruptura.

Na concepção de suportes para escavações em rochas duras é prudente assumir que a estabilidade da massa de rocha ao redor da escavação não é dependente do tempo. Assim, se uma cunha estruturalmente definida é exposta no teto de uma escavação, vai cair logo que a rocha que a sustenta for removida. Isso pode ocorrer no momento da explosão ou durante a operação de escalonamento subsequente. Se for necessário evitar a ruptura da cunha, ou aumentar a margem de segurança, é essencial que o suporte seja instalado o mais rápido possível, de preferência antes da rocha que sustenta a cunha ser removida (Hoek *et al.*,1993).

Em relação ao campo de tensões a sua variação pode induzir a ruptura do maciço em torno da escavação. Esta ruptura pode ocorrer gradualmente, e manifestar-se como fragmentação ou desmonte, ou pode ocorrer repentinamente na forma de um desplacamento de rocha. Em ambos os casos, o projeto de suporte tem que considerar a alteração no campo de tensão, ao invés do tempo de auto sustentação da seção escavada.

### 2.2.3. Classificação Geomecânica RMR

Bieniawski (1976) publicou os detalhes de uma classificação de maciços rochosos chamada Classificação Geomecânica ou sistema de classificação de maciço rochoso – RMR (*Rock Mass Rating*). Ao longo dos anos, este sistema tem sido sucessivamente refinado e o leitor deve estar ciente de que Bieniawski fez mudanças significativas nas notas atribuídas a diferentes parâmetros (Hoek *et al.*,1993).

A classificação RMR de Bieniawski se baseia em seis parâmetros principais. São eles:

- 1. Resistência à compressão uniaxial da rocha;
- 2. Designação da qualidade da rocha (RQD);
- 3. Espaçamento entre descontinuidades;
- 4. Condição das descontinuidades;
- 5. Condições de água subterrânea;
- 6. Orientação das descontinuidades.

Após a análise de cada um desses parâmetros, um valor é dado de modo que classifique os mesmos quanto a sua qualidade na rocha. Assim, cada um dos seis parâmetros terá uma nota, que somadas resultarão num valor final de classificação da massa de rocha pelo sistema RMR (Tabela 2.1).

Com o valor final de avaliação da massa de rocha, cinco classificações são possíveis: Classe I - rocha muito boa, Classe II - rocha boa, Classe III - rocha regular, Classe IVrocha ruim e Classe V - rocha muito ruim.

Com esse resultado final de classificação, Bieniawski (1989) apresenta orientações para escavação e para suporte de túneis de 10 m de vão de rocha. Estas orientações dão diretrizes de escavação, instalação de tirantes, concreto projetado e cambotas.

### 2.2.4. Sistema de Classificação Geomecânica Q

Com base na avaliação de um grande número de escavações subterrâneas, Barton *et al.* (1974), do Instituto Geotécnico Norueguês, propôs um Índice de Qualidade de Túneis (Q) para a determinação das características da massa de rocha e requisitos para suportes de túneis. O valor numérico do índice Q varia numa escala logarítmica, entre 0,001 e um máximo de 1000, e é definido por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_W}{SRF}$$

Equação (2.1)

Onde, RQD é a designação da qualidade da rocha; Jn é o índice relacionado ao número de famílias de juntas; Jr é o índice de rugosidade das juntas; Ja é o índice devido às alterações e preenchimento das juntas; Jw é o fator de redução devido à presença de água em fratura; SRF é o fator de redução devido à tensão.

A. C	A. CLASSIFICATIONPARAMETERS AND THEIR RATINGS									
-	Pi	arameter	Range of values							
┢	Strength of strength index		>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive			
1	intact ro	ock Uniaxial comp.	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 1 - 5 < 1			
	materi	Rating	15	12	7	4	2 1 0			
	Drill o	ore Quality RQD	90%100%	75%90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
2		Rating	20	17	13	8	3			
	Spacin	g of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
3		Rating	20	15	10	8	5			
Condition of –discontinuities (See E)		n of –discontinuities (See E)	Very rough –surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough si faces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	ur- Slightly rough sur- faces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation -> 5 mm Continuous			
		Rating	30	25	20	10	0			
Γ		Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125			
-5	Ground water	(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5			
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing			
		Rating	15	10	7	4	0			
B. F	ATING A	DJUSTMENT FOR	DISCONTINUITY ORIE	NTATIONS (See F)						
Stril	ke –and d	ip orientations	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
		Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
R	atings	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes		0	-5	-25	-50				
C. F	C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rati	ng		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number			1	Ш	111	IV	V			
Des	cription		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. N	IEANING	OF ROCK CLASSE	S			•				
Clas	s numbe	r	1	Ш	ш	IV	V			
Ave	rage stan	d-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m spa	n 1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Coh	esion of r	ock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Fric	tion angle	of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. 6	UIDELIN	ES FOR CLASSIFIC	ATION OF DISCONTIN	UITY conditions						
Disc	continuity	length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating			6 None	4	2 01-10mm	1 1 - 5 mm	0			
Rating			6	5	4	1	0			
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided			
Rating Infilling (gouge)			6 None	5 3 1		1 Soft filling < 5 mm	0 Soft filling > 5 mm			
Rating			6	4	2	2	0			
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Ratings 6				5	3	1	0			
F. E										
⊢	Delter in	Suike perpen	Jicular to tunnel axis		Strike parallel to tunne		Dia 00 450			
⊢	Drive with	n aip - Dip 45 - 90°	Drive with dip -	Dip 20 - 45°	Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
	ve	ry lavourable	Favour		very tavourable	00 harana ii 1 iii	Fair			
$\vdash^{c}$	rive agair	nst –dip - Dip 45-90°	Drive against -di	oDip 20-45°	-Dip 0-	20 - Irrespective of strik	ike°			
		Fair	Unfavou	rable	Fair					

Tabela 2.1: Sistema de classificação RMR (Bieniawski, 1989).

Segundo Barton *et al.* (1974), o primeiro quociente (RQD / Jn), que representa a estrutura da massa de rocha, é uma medida grosseira do tamanho do bloco ou da partícula, com dois valores extremos (100/0.5 e 10/20) que diferem por um fator de 400. "Se o quociente é interpretado em unidades de centímetros, os extremos de "tamanhos de partículas" de 200 a 0,5 cm são vistos como grosseiros, mas bastante realistas. Provavelmente os maiores blocos devem ser várias vezes este tamanho e os menores fragmentos de menos de metade deste tamanho. As partículas de argila são naturalmente excluídas.

O segundo quociente de (Jr / Ja) representa as características de rugosidade e atrito das juntas e/ou seu material de preenchimento. Esse quociente é ponderado em favor da rugosidade e das descontinuidades inalteradas que se encontram em contato direto. É esperado que as tensões das superfícies sejam próximas da máxima resistência ao cisalhamento e que, ao serem cisalhadas, sofram elevadas dilatações. Com essas características serão especialmente favoráveis à estabilidade do túnel.

O terceiro quociente (Jw / SRF) consiste em dois parâmetros de tensão. SRF é uma medida de: 1) relaxamento de carga no caso de uma escavação através de zonas de cisalhamento e rocha contendo argila, 2) tensão em rocha competente, e 3) deformação plástica em rochas incompetentes. Pode ser considerado como um parâmetro de tensão total. O parâmetro Jw é uma medida da pressão de água, o que tem um efeito adverso sobre a resistência ao cisalhamento das juntas devido a uma redução da tensão normal efetiva. Além disso, a água pode provocar o amolecimento e possível carreamento no caso de juntas preenchidas por argila. Revelou-se impossível combinar esses dois parâmetros em termos de tensão efetiva inter-bloco, porque, paradoxalmente, um valor elevado de tensão normal efetiva pode, por vezes, significar condições menos estáveis do que um valor baixo, apesar da maior resistência ao cisalhamento. O quociente (Jw / SRF) é um fator empírico complicado que tenta representar as tensões atuantes.

Assim como no sistema RMR, o sistema Q de Barton propõe a divisão de maciços de distintas qualidades para escavação. No primeiro têm-se cinco classes relacionadas à qualidade do terreno em escavação e aqui no sistema Q têm-se nove classes de qualidade do maciço. A Classe I é a melhor e dispensa suportes e a Classe IX é a pior

qualidade de maciço. Também propõe diretrizes de suportes para cada classe de maciço, conforme Figura 2.14.

Hoek *et al.* (1993) fazem algumas distinções entre os dois sistemas de classificação, RMR e Q. O RMR usa a resistência à compressão direta, enquanto o sistema Q considera apenas as forças referentes às tensões *in situ* em rocha competente. Ambos os sistemas se baseiam na geologia e geometria da massa rochosa, mas de forma ligeiramente diferente. Ambos consideram as águas subterrâneas e ambos incluem alguma componente de força do material rochoso. A maior diferença entre os dois sistemas reside na falta de um parâmetro de tensão no sistema da RMR.



**Figura 2.14**: Categorias de suporte estimadas com base na qualidade do índice Q do túnel (Grimstad & Barton, 1993).

### 2.3. Técnicas de Instrumentação e Monitoramento em túneis

O monitoramento dos túneis é indispensável para controle de projeto e segurança da obra.

Segundo Singh & Goel (2006) dizem que o projeto de uma estrutura subterrânea ou a avaliação da estabilidade e segurança de uma estrutura existente em rocha compreende a determinação de (i) a deformação e / ou as tensões na estrutura resultante de cargas externas aplicadas a estrutura, (ii) as propriedades físicas da rocha na vizinhança da abertura, (iii) a capacidade da estrutura para suportar tensões aplicadas ou deformações, (iv) a geometria da abertura e (v) a geologia regional e sua influência na tensão e distribuição de deslocamento na vizinhança da abertura.

Métodos analíticos adequados, estudos de modelos e / ou procedimentos numéricos, tais como o método dos elementos finitos ou elementos distintos devem ser utilizados para incorporar estes dados para a fase inicial de projeto.

A instrumentação em túneis auxilia no seu monitoramento, zelando pela integridade física das pessoas envolvidas na construção e pela qualidade e conservação da obra.

### 2.3.1. Medidas de convergência

Sinha (1989) indica medidas de convergência que podem ser feitas com extensômetros em fita, os quais servem para medir distâncias entre pontos de referência. Sugere que uma típica estação de medidas de convergência conste de um ou mais pares de pontos de referência, arranjados para permitir medidas de distâncias através do túnel ou outra escavação.

Os pontos de referência são distribuídos nas seções de interesse no túnel e as medições são feitas entre esses pontos de referência. As seções de instalação desses pontos de referência podem possuir ou não suportes instalados, como cambotas ou tirantes, verificando tanto a eficiência do suporte quanto a estabilidade do terreno. As distribuições desses pontos de medições são feitas de modo que se possa obter uma leitura do comportamento da seção do túnel ou escavação em questão. As medidas são feitas em função do tempo, distância da face, entre outros. O tempo da medida de

convergência é um parâmetro importante para se aferir um comportamento estável ou instável do terreno.

Medidas de convergência também podem ser feitas com estação total. Estas fazem leituras com precisão milimétrica e a grandes distâncias. Por exemplo, no caso do túnel Gasduc, objeto de estudo desta pesquisa, o aparelho tem alcance de 2000 metros com prisma.

A partir dos dados levantados com estação total, são elaborados gráficos com diagramas tempo/deslocamento, que mostram uma aceleração ou estabilização do deslocamento.

Quanto à interpretação dos dados de convergência, Sinha (1989) postula que ao se escavar a massa rochosa, a tensão imediatamente ao redor é reduzida por uma fração que tende a ser proporcional ao raio de deformação interna (convergência) das paredes abertas. O autor afirma que o aumento dessa convergência pode perturbar significativamente e soltar o material das paredes do túnel. Afirma ainda, que medidas de convergência estão sujeitas a erros sistemáticos devido a variações de temperatura e variações de depressões. O efeito da depressão em medidas de convergência pode ser minimizado seguramente por sucessivas medidas, para ocupar conjuntos de pontos referentes da mesma direção. Erros de temperatura não costumam ser consideráveis em túneis e ainda podem ser corrigidos aplicando-se as especificações dos instrumentos ou determinando experimentalmente um fator de calibração.

Conforme USACE (1997), a taxa de convergência é o parâmetro mais importante a ser observado em escavações. A Figura 2.15 mostra conceitualmente parcelas de tempo de várias taxas de convergência. As curvas a e b mostram uma diminuição da convergência, indicando estabilidade eventual da estrutura. Se a taxa de convergência se anula (atinge zero), a instalação posterior de revestimento final no túnel será inócua. Se o deslocamento se aproxima de um valor assimptótico, o carregamento do revestimento final pode ser reduzido, adiando a sua instalação. Muitas vezes, o deslocamento em função do tempo varia linearmente com o logarítmo do tempo, e gráficos Deslocamento versus Log Tempo podem ser utilizados para prever o desempenho a longo prazo. Convergência não uniforme é evidência de potenciais carregamentos não uniformes em um revestimento permanente. As cargas podem ser inferidas a partir dos deslocamentos

por meio de cálculos que assumem distribuições de carga uniforme ou não uniforme. Desta forma, as cargas podem ser comparadas com aquelas assumidas para o projeto, possibilitando a avaliação da adequação do projeto.



**Figura 2.15**. Curvas típicas de taxa de convergência vs tempo de túnel. Curvas c, d, e com aumento da taxa de convergência geralmente indicam um comportamento inaceitável (Usace, 1997).

A Figura 2.16 ilustra um arranjo de instrumentação para monitoramento de túnel.

Estações totais são colocadas em estações ao longo do eixo do túnel e registram as coordenadas 3-D de todos os alvos fixados no revestimento do túnel primário, logo após a escavação com uma precisão de poucos milímetros (ou alguns cm para túneis maiores que 5 km de comprimento). Medições geodésicas são tomadas periodicamente (normalmente uma vez por dia) até que a estabilização da altura de todos os alvos seja obtida, em geral, durante um período de dois meses (Kontogianni *et al.*, 1999). As coordenadas das estações são medidas em relação a um ou dois postos externos ao túnel, por razões de estabilidade, e todas as medições se referem a um sistema de

coordenadas locais adequado para o projeto. As medições podem ser levadas automaticamente registradas em computador, ao final de cada intervalo de medição.

Os revestimentos de túneis reagem às tensões crescentes da massa de rocha circundante que tende a reduzir a abertura e esta reação induz uma deformação dependente do tempo nas várias seções. Kontogianni & Stiros (2003) sustentam que uma tentativa de explicar a relação entre terreno e revestimento requer o registro detalhado de sua interação e da análise dos dados de acompanhamento em função do tempo, ajustes do método construtivo e das condições locais. A observação geodésica de deformação do túnel fornece diversas informações sobre o comportamento da zona escavada e permite a compreensão da cinemática do revestimento de apoio. Para os mesmos autores os parâmetros mais importantes da cinemática do revestimento são: (i) Distribuição de deformações diferentes nas seções do túnel; (ii) Variação máxima de convergência ao longo do eixo do túnel; (iii) Evolução temporal da deformação e (iv) Relação entre a convergência e o atraso do fechamento do anel.



**Figura 2.16**: Arranjos de instrumentação ao longo do eixo do túnel estações de medição ao longo do eixo do túnel: ponteiras, estações de medição e EDM (Kontogianni & Stiros, 2003).

Frequentemente, observa-se um padrão de ondulação do tipo de fechamento de um túnel ao longo do eixo em áreas de alta deformação. A deformação não se desenvolve gradualmente em cada seção. Pelo contrário, ela se desenvolve em certas seções e, em seguida, propaga bilateralmente ao longo de uma distância de várias dezenas de metros, afetando as seções vizinhas. Este mecanismo de instabilização das secções adjacentes previamente estabilizadas e a propagação da deformação ao longo do eixo de túnel têm sido observados em muitos casos através da representação gráfica do máximo fechamento da seção ao longo do eixo de túnel. Um exemplo é o Túnel Bolu, no norte da Turquia, onde em locais de más condições do solo e de paralisação das escavações, uma deformação extrema ocorreu e se espalhou para partes adjacentes. Um fenômeno semelhante ocorreu no Túnel Frejus, França, em que, devido a uma interrupção temporária da escavação, a deformação aumentou na face do túnel e se propagou em ambas as direções do túnel (Lunardi, 2000).

Um dos parâmetros mais importantes para testar a eficácia do método de escavação e de revestimento selecionado é a deformação do suporte em função do tempo. A monitorização geodésica contínua fornece um conjunto de dados completos para traçar as curvas de deformação versus tempo. O padrão típico de uma deformação em função do tempo pode ser representado por uma curva acumulativa de convergência, que atinge assintoticamente (estabilização) o valor final após um período de tempo curto, de aproximadamente 1 mês.

No entanto, algumas seções de túneis podem apresentar um padrão diferente de convergência. As secções se estabilizam temporariamente, seguindo a curva típica de estabilização, mas algum tempo depois, que varia de alguns dias a alguns meses, retoma a deformação e estabiliza a níveis mais elevados. Esta é uma grande ameaça para a construção e estabilidade de túneis. Um caso extremo de fechamento de túnel, medido em detalhe por geodésica de dados é o Túnel Kallidromo, túnel ferroviário na Grécia central, no qual grandes deformações em função do tempo ocorreram, exigindo sua re-escavação três vezes sucessivas (Kontogianni & Stiros, 2003).

### 2.3.2. Medidas de tensão

O conhecimento do estado de tensões é essencial, pois pode indicar problemas como *rockburst*, em caso de altas tensões, e desplacamentos de rochas.

Muitas vezes a tensão horizontal de um terreno é maior do que a tensão vertical devido a esforços tectônicos que atuaram num passado geológico, deixando presente uma tensão acumulada nessas rochas.

Singh & Goel (2006) reportam que, geralmente, tensões tectônicas afetam as componentes verticais e horizontais do vetor de tensão e que os campos de tensões são triaxiais ou poliaxiais quando há duas ou mais tensões principais desiguais e que não são orientadas nas direções horizontais e verticais.

Descrevem também dois tipos de tensões: aquela antes de uma escavação, chamada de tensão virgem ou tensão primitiva e aquela tensão redistribuída que ocorre depois de uma escavação, chamada tensão induzida.

As tensões induzidas podem ser medidas por: (i) células de carga e células de pressão; (ii) por extensômetros mecânicos e (iii) por medidores de deformação do tipo *strain gauges*. Essas tensões podem ser medidas no interior da massa de rocha ou na superfície da rocha.

### 2.4. Análises Numéricas

Estudos que correlacionam medidas de convergência com as condições geológicas vêm sendo realizados há alguns anos. O avanço de novas tecnologias e *softwares* específicos também influenciou o emprego crescente de simulações para projetos de túneis.

Procura-se cada vez mais prever as condições de terreno antes das escavações com a finalidade de se ter maior controle e segurança da escavação. No âmbito da segurança, túneis são espaços confinados e no âmbito da engenharia precisam estar dentro do cronograma esperado, procurando assim evitar surpresas durante a obra. Por isso não apenas estudos geológicos, geotécnicos e geofísicos vêm tentando alcançar maior exatidão das condições de terreno, mas também as análises numéricas das deformações do terreno procuram cada vez mais prever o comportamento do maciço à frente da escavação.

Para esse fim, é necessário estabelecer os parâmetros de dados de entrada os quais representam a qualidade do maciço em escavação e ainda desenvolver o modelo geomecânico do sistema maciço/túnel de forma satisfatória com a situação no terreno.

Schubert (2010) conclui que comparando continuamente os resultados de monitoramentos reais com os resultados de simulação numérica, é possível a previsão de variações no que diz respeito às condições do terreno a frente da face de escavação com alta confiabilidade.

Dentre os parâmetros a serem ajustados para a previsão do comportamento do maciço pode-se mencionar as estruturas geológicas como falhamentos e fraturas, a pressão de água, mineralogia, grau de alteração da rocha, grau de metamorfismo, etc. Entre os parâmetros geomecânicos podemos citar o módulo de elasticidade, módulo de Young, resistência à compressão uniaxial, resistência ao cisalhamento, tensões acumuladas, etc. Também, o método construtivo com a forma e tamanho do túnel tem seu papel de relevância no comportamento do maciço. Cabe ao intérprete avaliar a relevância de cada um desses parâmetros de dados de entrada, para se obter resultados finais bem satisfatórios.

O que se considera de forma geral é que os valores de convergência do maciço sejam diretamente relacionados com a qualidade do mesmo nas circunvizinhanças do terreno.

A alteração da estrutura ou da qualidade do terreno na proximidade da escavação por outro lado traz mudanças nas condições de tensão e deformação, o que resulta numa mudança na característica de deslocamento (Schubert, 2010).

Schubert (1993) apresenta estudos sobre as alterações características da orientação espacial do vetor deslocamento, ao alterar a qualidade do solo a frente da face de escavação. Observações adicionais e simulações numéricas foram feitas por diversos outros autores para confirmar as observações iniciais. Inicialmente o objetivo foi estabelecer a relação entre os deslocamentos longitudinais e os deslocamentos radiais de pontos únicos nas seções de monitoramento. Mostrou-se que terrenos de má qualidade à frente da face de escavação levam a um proporcional aumento em relação aos deslocamentos longitudinais contra a direção de escavação.

Além disto, Schubert (2010) demonstra que a mudança na orientação do vetor deslocamento é maior quanto maior é a diferença de resistência do maciço. Os deslocamentos aumentam, até certa distância crítica da zona com propriedades diferentes.

# **CAPÍTULO 3**

### Área de Estudo

O objeto de estudo desta dissertação é a análise do comportamento de deformação do túnel do gasoduto Cabiúnas-Reduc (Gasduc III), escavado na Serra dos Gaviões, no distrito de Japuíba, localizado no município de Cachoeiras de Macacu, estado do Rio de Janeiro (Figura 3.1). O túnel tem 3.761m de comprimento, 6,2m de altura, 7,2m de largura, e formato arcorretangular.

A execução deste túnel se deve à necessidade de preservar a flora e fauna nativas de uma área de proteção ambiental da Serra do Soarinho. Também, as construções de túneis foram fomentadas devido, principalmente, à necessidade de distribuição de gás no Brasil. O novo cenário geopolítico mostrou aumento do preço do gás pelos países vizinhos latino-americanos, sendo que o maior fornecedor de gás, a Bolívia, também desapropriou instalações da Petrobrás naquele país.



Figura 3.1: Localização do túnel do Gasduc III na área delimitada em vermelho (Moraes & Nunes, 2010).

### 3.1. Geologia da Área

Segundo Moraes & Nunes (2010), o túnel foi projetado para ser escavado na Serra do Soarinho que se localiza próxima à Serra dos Gaviões. As investigações da área envolveram levantamentos geológicos, geofísicos e geotécnicos (sondagens e ensaios), análises de fotos aéreas e geoprocessamento.

O maciço da Serra do Soarinho é formado por rochas de idade meso/neoproterozóicas, pertencentes ao denominado Complexo Paraíba do Sul, correlacionáveis a sua unidade informal São Fidelis (Figura 3.2).



Figura 3.2: Mapa geológico da região do túnel indicado em linha tracejada (Shaft Consultoria, 2007).

Os principais representantes litológicos são classificados como metassedimentos detríticos, pelito-grauvaqueanos, originados em fácies metamórfica de anfibolito alto a granulito. Os litotipos mais comuns são a granada-biotita-sillimanita, gnaisses quartzo-feldspáticos, metagrauvacas com ocorrência de bolsões, veios e segregações de leucossomas graníticos derivados da fusão parcial in situ e injeções irregulares.

Na área do túnel destacam-se as rochas gnáissicas, com predomínio de quartzo-biotita gnaisses. Foram também observados diques de diabásio de espessuras reduzidas e orientação subvertical, (Moraes & Nunes, 2010).

Na escala regional, a área do túnel situa-se ao longo da zona de cisalhamento Paraíba do Sul, de direção SW-NE (Figura 3.2). Na orogênese brasiliana, um regime de cisalhamento tangencial associado à colisão continental provocou uma estruturação regional de direção NE-SW, originando feições tais como obliterações e lenticularizações de leitos e bandas, truncações tectônicas, dobras intrafoliais, foliações miloníticas, dentre outras estruturas (Shaft Consultoria, 2007).

Os trabalhos de investigação do túnel tais como mapeamento, estudo geofísico e fotointerpretação, resultaram em um perfil geológico estimativo do túnel com as prováveis classes de I a V do maciço segundo as classificações geomecânicas Q (Barton *et al*, 1974) e RMR (Bieniawski, 1989), apresentado na Figura 3.3.



**Figura 3.3**: Perfil geológico-geofísico do túnel com transições de maciços classe I a V e estruturas geológicas (Shaft Consultoria, 2007).

A imprevisibilidade geológica da escavação, sendo um corolário natural, motrou-se bem evidente ao se comparar a geologia prevista com a geologia real da obra. Moraes & Nunes (2010) comentam que trechos de túnel avaliados como maciço rochoso Classe I e II no projeto básico foram verificados como uma alternância de classes que variaram de I a V e que várias estruturas geológicas foram identificadas em trechos de ocorrência não previstos no projeto básico.

Comparando-se as regiões de variações de classes de maciços rochosos previstas no projeto básico com as efetivamente encontradas durante a execução do túnel, tem-se para o trecho do emboque oeste um total de 60 variações, que representa um número expressivo em relação ao total de 20 variações previstas no projeto básico. No trecho do emboque leste foram escavadas 71 regiões de variação de classes de maciço, em contraste com as 20 previstas no projeto básico.

As Tabelas 3.1 e 3.2 apresentam e comparam as variações de classes de maciço rochoso, encontradas no projeto básico e projeto executivo. A Figura 3.4 também apresenta a evolução real do cronograma de execução, comparando-a com a inicialmente prevista.

Classe	Extensão escavada				
Classe	Prevista (m)	Real (m)			
Ι	740,00	363,70			
Π	522,23	453,25			
III	235,00	406,19			
IV	1230,00	334,74			
v	8,00	14,80			
Solo Residual	0,00	52,55			
Total	1.625,23	1.625,23			

**Tabela 3.1**: Extensões previstas e reais em classes I a V - Emboque leste (Moraes & Nunes, 2010).

Classa	Extensão escavada				
Classe	Prevista (m)	Real (m)			
I	1.150,00	1.031,48			
П	679,50	460,06			
III	230,00	435,41			
IV	75,00	158,55			
v	0,00	0,00			
Solo Residual	0,00	49,00			
Total	2.134,50	2.134,50			

**Tabela 3.2**: Extensões previstas e reais em classes I a V - Emboque Oeste (Moraes & Nunes, 2010).

### 3.2. Método Executivo do Gasduc

A escavação no túnel Gasduc se deu pelo método de perfuração e detonação (*drill and blasting*) e para rochas Classe V e maciços terrosos, foi usado o método NATM (Figura 3.5). O ciclo de escavação do túnel adotado correspondeu às fases de:

- (i) Topografia (Figura 3.6);
- (ii) Perfuração com diâmetro igual a 45mm (Figura 3.7);
- (iii) Carga e fogo (Figura 3.8);
- (iv) Ventilação;
- (v) Carga de rocha com avanço de  $4,0 \ge 42m^2$ , totalizando  $168m^2$  (Figura 3.9);
- (vi) Choco na frente, paredes e abóbada (Figura 3.10);
- (vii) Contenções com tirantes de resina e concreto projetado.



**Figura 3.4**: Classificação geológico-geotécnica estimada e real dos emboques Oeste à esquerda e Leste à direita (Moraes & Nunes, 2010).



Figura 3.5: Escavação em NATM do emboque Leste (Moraes & Nunes, 2010).



Figura 3.6: Topografia no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).



**Figura 3.7**: Perfuração feita com equipamento jumbo no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).



Figura 3.8: Colocação de material explosivo nos furos do túnel (Moraes & Nunes, 2010).



Figura 3.9: Retirada de material desmontado de rochas no túnel (Moraes & Nunes, 2010).



Figura 3.10: Operação de bate choco no túnel (Moraes & Nunes, 2010).

O túnel foi escavado em duas frentes, uma a leste e outra a oeste da Serra dos Gaviões. A cada avanço da frente de escavação, mapeamentos geotécnicos eram realizados com a finalidade de se classificar o maciço e providenciar, se necessário, a instalação dos suportes devidos, representados por cambotas metálicas, arcos invertidos, tirantes com resinas e/ou concreto projetado com fibras metálicas (poucas vezes se utilizou fibras de polipropileno)

Para o caso de infiltração de água, foram feitas perfurações de drenos horizontais profundos de 12m de extensão na seção e de 5m de comprimento para a frente da escavação (Moraes & Nunes, 2010).

De acordo com a classificação do maciço, o avanço da frente poderia ser maior ou menor. Para maciços com boa qualidade o avanço era maior e para maciços de má qualidade o avanço era menor.

	Avanço (m)						
Classe		Emboqu	Emboque Leste		e Oeste		
	Máximo*	Mínimo	Médio	Mínimo	Médio		
I.	4,10	3,70	4,09	2,20	4,07		
Ш	4,10	2,85	4,02	1,27	4,11		
Ш	3,00	1,80	3,41	2,19	3,64		
IV	2,00	1,45	2,78	0,80	2,83		
V	1,00	0,00	1,15	0,80	0,94		

**Tabela 3.3**: Avanços mínimos e médios medidos e máximos recomendados no Gasduc III (Moraes & Nunes, 2010).

Máximo\*: avanço máximo recomendado para a obra

Foram realizados mapeamentos diários na frente de escavação, identificando classes de maciços e estruturas como foliações, fraturas, falhas, diques e veios (Figura 3.11) e condições de água de teto, paredes e piso (Moraes & Nunes, 2010).



**Figura 3.11:** Mapeamento de estruturas geológicas e identificação de classe de maciço na face da escavação (Moraes & Nunes, 2010).

O controle de convergência do Gasduc foi feito por tassômetros ou estações totais e pinos de convergência colocados em seções de interesse no túnel e monitorado por equipe de topografia.

## CAPÍTULO 4

### Resultados e Análises de Convergência no Túnel Gasduc III

### 4.1. Introdução

O objetivo de se realizar essas análises de convergências no Gasduc III é de correlacionar a classe de maciço com as medidas de convergências resultantes dos mesmos, com o objetivo, inclusive, de prever o comportamento do maciço a ser escavado a partir de dados de medidas de convergência.

Para fazer esta comparação foram selecionadas as melhores seções de cada classe de maciço, visto que poucas seções com registros de medidas de convergência são aproveitáveis no Gasduc III. Os motivos de interrupção do monitoramento das seções são diversos, como a não continuação das medições em seções que não apresentavam riscos, a dificuldade de visar os pinos cobertos por tubulações e outros. Por isso, foram estudadas apenas as seções com registros contínuos das convergências, com quantidade de medições suficientes e coerentes dessas convergências.

Os registros de convergência apresentam dados com datas das medições, identificação da corda medida e variação da corda em milímetros. Com esses dados, gráficos de tempo versus deslocamentos de cordas foram feitos para melhor visualização do comportamento das seções.

Devido às dificuldades de se obter seções com boa representatividade dos registros de convergência, foram também estudados modelos numéricos para determinação dos campos de deformação e sua comparação com os valores medidos durante o monitoramento. Assim, foram feitas comparações dos dados reais de monitoramento versus as simulações numéricas para cada classe do maciço.

Para realizar esta comparação, o modelo numérico apresentado foi configurado nas mesmas condições do maciço escavado em termos de parâmetros geológico-geotécnicos para cada classe de maciço, forma e tamanho da seção do túnel e quantificação e especificação dos suportes instalados. A simulação numérica foi realizada com o programa Plaxis, versão 8.2.

### 4.2. Resultados e Análises de Convergência e Recalques Medidos

### 4.2.1. Monitoramento da convergência do túnel

A instrumentação para monitoração da convergência das paredes escavadas do túnel consiste de pinos para medidas de convergência, instalados em duas linhas, para medição dos deslocamentos nas cordas A e B. O esquema de monitoramento das convergências obedece a configuração de cordas dada na Figura 4.1.

Vale lembrar que essas cordas são virtuais e suas medidas são feitas com estações totais que fazem a visada nos pinos localizados nas extremidades dessas cordas

O aparelho de medição é uma estação total TOPCON MODELO GDS 102N com leitura direta de 1" e precisão de 2" e alcance de 2000 metros de prisma, o que dá uma precisão milimétrica.

É importante ressaltar que as medidas foram tomadas após os suportes e revestimentos terem sido instalados, o que faz com que pequenos deslocamentos sejam considerados relevantes.

Entretanto, as medidas realizadas no Túnel Gasduc III indicaram deslocamentos muito reduzidos fazendo com que o monitoramento de várias seções fosse muitas vezes abandonado, produzindo resultados escassos.

A grande maioria das medições foi realizada na corda A, que se localiza nas paredes do túnel. Já a corda B se localiza na mesma região central da abóboda e sua leitura se tornava mais dificultosa devido à interferência da tubulação de ventilação e principalmente, os danos dos pinos provocados por máquinas e aplicação de concreto projetado. Diferenças nas cordas de até 2mm foram consideradas seguras e de 2 a 4mm eram consideradas alertas à engenharia.



Figura 4.1: Esquema de cordas medidas em seções do túnel.

A metodologia de análise de estudo para as seções analisadas nesta pesquisa compreende o seguinte:

 (i) Posicionar cada seção ao longo do túnel com sua distância relativa ao emboque mais próximo;

(ii) Localizar cada seção no contexto geológico-geotécnico do túnel, identificando a presença de estruturas, água e a sua classe de maciço;

(iii) Monitorar a classe da frente de escavação em concomitância com os deslocamentos de convergências, verificando se há correlação entre si;

(iv) Identificar a(s) corda(s) que está (ão) sendo medida(s) na seção;

 (v) Confeccionar gráficos de deslocamentos (convergências) em função do tempo contado em dias após o início dos registros das convergências.

Nos critérios de escolha das seções estudadas analisou-se a coerência dos registros de dados de convergência de modo que a quantidade de dados fosse suficiente para o desenvolvimento do estudo. Foram descartadas as seções com poucos registros e/ou medidas inconsistentes, como por exemplo, aquelas com valores negativos.

Desta forma, foram escolhidas as seguintes seções a serem analisadas:

(i) Seção 12 – Leste: Foi escavada a 239m do Emboque Leste em Classe II.
Foram medidas as cordas A e B;

 (ii) Seção 12 – Oeste: Esta seção foi escavada a 380m do Emboque Oeste em Classe IV. Possui um dique de diabásio e um dique de basalto espaçados de 17m entre si. A corda medida foi a Corda A;

(iii) Seção 13: Escavada a 269m do Emboque Leste em Classe IV. Foi medida a Corda A;

(iv) Seção 19: Esta seção foi escavada em Classe I e encontra-se a 720m do Emboque Leste. Apresenta duas falhas espaçadas de 10,15m entre si. Foi medida a Corda A;

(v) Seção 20: Escavada a 740m do Emboque Leste em Classe III. Foi medida a Corda A;

(vi) Seção 21: Foi escavada a 840m do Emboque Leste em Classe I. A corda medida foi a Corda A;

(vii) Emboques Oeste e Leste: Os dois emboques foram escavados em ClasseV e as cordas medidas em ambos corresponderam à Corda B.

A variação da convergência em função do tempo foi analisada por meio de gráficos com o eixo das abscissas representando os dias passados após a escavação da seção estudada. Foram também inseridas as classes do maciço encontradas em cada avanço da frente de escavação.

### 4.2.2. Medidas de convergência e classes de maciço

A influência da qualidade do maciço rochoso sobre a magnitude dos valores de convergência foi analisada considerando seções do túnel Gasduc III variando de Classe I a V. Foram adotadas as seguintes seções sem estruturas geológicas próximas:

- (i) Classe I representada pela Seção 21;
- (ii) Classe II representada pela Seção 12;
- (iii) Classe III representada pela Seção 20;
- (iv) Classe IV representada pela Seção 13;
- (v) Classe V representada pelas Seções de Emboque Leste e Emboque Oeste 12.

### Análise da escavação em Classe I - Seção 21

As seções escavadas em Classe I não possuem revestimento e a instalação de tirantes é apenas eventual, não se fazendo necessária.

A Seção 21 representa o maciço Classe I e se localiza a 840 metros do emboque leste. A Tabela 4.1 resume os deslocamentos medidos com o avanço da escavação e variação de classes de maciço encontradas ao longo do túnel.

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 4.2. Observase o deslocamento em milímetros da seção analisada (curva em azul) e o número de dias decorridos para cada deslocamento e para cada nova frente escavada. Da Figura 4.2 nota-se também que, nesta seção, o deslocamento máximo atinge 2,7 mm e não há estabilização da convergência.

Avanço (dias)	Deslocamento B (mm)			
0	0			
4	1,5			
7	1,5			
11	1,9			
12	1,9			
14	1,9			
20	2,3			
22	2,3			
25	2,3			
28	2,7			

Tabela 4.1. Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 21.



Figura 4.2: Variação na convergência em maciço Classe I – Seção 21.

Kontogianni *et al.*, (1999) recomendam que as medições sejam feitas até a estabilização da altura de todos os alvos, em geral, obtida durante um período de dois meses.

A curva representada na Figura 4.2 representa um grande perigo para a segurança de uma escavação, dadas as suas sequências de estabilização seguidas por aumento dos deslocamentos. Kontogianni *et al.*, (1999) comentam sobre seções que se estabilizam temporariamente, seguindo a curva típica de estabilização. Porém, algum tempo depois, que pode variar de alguns dias a alguns meses, as seções voltam a se deslocar para então se estabilizarem em níveis mais elevados, o que pode acarretar a instabilização da obra.

No Gasduc III isto pode ser constatado, notoriamente em maciços classificados como Classe I, que vieram hoje a se tornarem maciços de menor qualidade (Classes II e III), com a estabilidade prejudicada, onde novos revestimentos e suportes tiveram que ser colocados.

### <u>Análise da escavação em Classe II – Seção 12</u>

As seções escavadas em Classe II apresentam tirantes espaçados a cada 2,3m no teto e uma capa de concreto projetado de 5cm de espessura.

A Tabela 4.2 e Figura 4.3 mostram a variação dos deslocamentos em função do avanço da escavação e das classes de maciço rochosos encontradas considerando a Seção 12 correspondente a Classe II.

Avanço (dias)	Deslocamento A (mm)	Deslocamento B (mm)			
0	0	0			
9	1,5	0			
12	1,5	0,4			
14	1,5	0,4			
16	1,5	0,4			
22	1,5	0,6			
26	1,5	0,6			
30	1,5	0,6			
34	1,5	0,6			
35	1,5	0,6			
37	1,5	0,6			
42	1,5	0,6			
51	1,5	0,6			
58	1,6	1,6			
69	1,6	1,9			
76	1,6	1,9			
85	2,7	1,9			
90	3,8	2,2			
97	3,8	2,2			
103	3,8	2,2			
113	3,8	2,2			
126	4,8	2,2			
134	4,8	2,2			
146	4,8	2,2			
154	4,8	2,2			

Tabela 4.2: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 12.

Esta seção possui dados das cordas A e B, as quais foram medidas simultaneamente, o que permite notar que a variação da corda A, que se localiza nas paredes do túnel é maior que a variação da corda B, localizada na abóboda do túnel (Tabela 4.2).

A corda A teve um deslocamento total de 4,8 mm, enquanto que a corda B teve um deslocamento máximo de 2,2mm, num período de 154 dias. Nota-se pela Figura 4.3 que as curvas de deslocamentos das duas cordas possuem um comportamento muito similar. Elas se estabilizam temporariamente, seguindo a curva típica de estabilização, mas algum tempo depois, voltam a se deslocar, para depois se estabilizarem em níveis mais elevados, constituindo uma ameaça para a construção e estabilidade do túnel. A Seção 12 em Classe II apresenta maior deslocamento da corda A em comparação com a Seção 21 em Classe I. Porém, os valores de deslocamentos são iguais nas duas classes ao se considerar um mesmo intervalo de tempo de 90 dias.



Figura 4.3: Variação da convergência em maciço Classe II - Seção 12.

### Análises das escavações em Classe III – Seção 20

As rochas escavadas em Classe III possuem maior número de tirantes, espaçados a cada 1,8m e uma camada de concreto projetado com 10 cm de espessura. A Tabela 4.3 e a Figura 4.4 mostram o comportamento da Seção 20 escavada em Classe III. O deslocamento máximo nesta seção atingiu 5,5mm.

Nota-se na Figura 4.4 um longo período de estabilidade em torno de 4,8mm entre 48 e 109 dias da primeira medição, seguido por um aumento do valor de convergência. Provavelmente, isto pode estar associado à redistribuição das tensões atuantes no entorno do túnel em função do tempo.

Como nas seções anteriores, a Classe III, representada pela Seção 20, estabiliza-se temporariamente, conforme a curva típica de estabilização, mas, em seguida, volta a sofrer maiores deslocamentos. Infelizmente, o monitoramento das convergências foi interrompido, mesmo após o aumento dos deslocamentos, impossibilitando a determinação do valor de convergência atingido na estabilização da seção.

Avanço (dias)	Deslocamento A (mm)
0	0
3	0,8
4	0,8
6	0,8
10	1,7
13	2,3
14	2,3
17	3,0
18	3,0
20	3,0
24	3,0
27	3,1
30	3,1
34	3,1
35	3,1
37	3,7
43	3,7
45	3,7

	4 3	D	1 /	1 1 1			1	~	6	• ~	20
<b>I</b> a hala	<u>/</u> 1 <	1000	locamentos	medidoe	com c	avanco.	da	ACCOVACOO	_ <b>`</b>	ACOO.	211
	т.у.	DUS	locamentos	moutuos	COLL	<i>avanço</i>	ua	Usuavação	- N	nçao	<i>2</i> 0.
						5		5		5	

Avanço	Deslocamento A					
(dias)	(mm)					
48	4,8					
53	4,8					
55	4,8					
57	4,8					
62	4,8					
63	4,8					
68	4,8					
73	4,9					
77	4,9					
78	4,9					
79	4,9					
81	4,9					
86	4,9					
91	4,9					
106	4,9					
109	4,9					
113	5,5					



Figura 4.4: Variação da convergência em maciço Classe III - Seção 20.

### Análise da escavação em Classe IV – Seção 13

As rochas escavadas em Classe IV receberam um reforço de tirantes espaçados de 1,3m e uma camada de concreto projetado de 15cm de espessura. A Tabela 4.4 e a Figura 4.5 mostram o comportamento da Seção 13, escavada em Classe IV. O valor máximo de convergência é igual a 12,8mm, em um período 168 dias contados a partir da primeira medição.

É muito importante reportar que a primeira medida de convergência registrada na Seção 13 foi realizada 46 dias após a sua escavação, o que equivale a 215,8 metros escavados, resultando nas perdas dos deslocamentos iniciais e, infelizmente, os mais expressivos.

Observa-se que a Seção 13 apresenta o mesmo padrão de comportamento de estabilização temporária, porém, cerca de 40 dias a seção volta a se deslocar.
Avanço (dias)	Deslocamento A (mm)	Avanço (dias)	Deslocamento A (mm)
0	0	68	4,6
5	0	71	4,8
8	0	77	5,4
11	0,5	88	5,6
15	1,1	102	6,6
16	2,8	104	7,6
25	2,8	112	8,7
33	2,8	116	10,3
34	2,8	125	11,1
39	2,8	130	11,1
50	2,8	133	11,1
57	2,8	153	11,8
63	4,2	162	12,8

Tabela 4.4: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação - Seção 13.





# Análise da escavação em Classe V – Emboques Oeste e Leste

As rochas escavadas em Classe V possuem revestimento de cambotas metálicas espaçadas a cada 1 m e uma camada de concreto projetado de 25cm de espessura. As Tabelas 4.5 e 4.6 e as Figuras 4.6 e 4.7 e apresentam a variação da convergência nas seções escavadas em Classe V correspondentes aos Emboques Oeste e Leste, respectivamente.

Avanço (dias)	Deslocamento B (mm)		Avanço (dias)	Deslocamento B (mm)
0	0		57	2,2
1	0,6		58	2,2
2	0,7		60	2,2
3	0,7		65	2,2
6	0,7		67	2,2
7	0,7		70	2,2
8	0,7		83	2,2
9	0,7		84	2,2
10	0,7		90	2,2
11	0,7		91	2,2
15	1,1		93	2,2
17	1,5		97	2,2
18	18 1,5		98	2,2
22	22 1,5		99	2,2
23	23 1,5		100	2,2
24	1,5		105	2,2
27	1,5		108	2,2
28	2,2		109	2,2
30	2,2		111	2,2
31	2,2		113	2,2
32	2,2		116	2,2
35	2,2		118	2,2
36	2,2		120	2,2
43	2,2		121	2,2
46	2,2		130	2,2
48	2,2		137	2,2
50	2,2		148	2,2
52	2,2		157	2,2
55	2,2		162	2,2
56	2,2			

 Tabela 4.5: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Emboque Oeste.

Avanço (dias)	Deslocamento B (mm)	Avanço (dias)	Deslocamento B (mm)
0	0	87	4,3
1	0,6	93	4,3
3	0,8	94	4,3
4	0,8	97	4,3
8	0,8	134	4,3
9	0,8	140	4,3
11	0,8	143	4,3
13	0,8	151	4,3
14	0,8	157	4,3
16	0,9	160	4,3
17	0,9	164	4,3
27	1,1	168	4,3
30	1,3	170	4,3
31	1,7	176	4,3
45	1,7	183	4,3
49	2,2	189	4,3
50	2,2	199	4,3
51	2,3	205	5,5
53	2,3	210	5,5
56	2,3	218	5,5
59	2,3	237	5,5
69	2,3	247	5,5
71	3,4	260	5,5
72	3,4	267	5,5
74	3,4	272	5,5
76	3,4	282	5,5
85	3,5		

 Tabela 4.6: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Emboque Leste.

Os deslocamentos máximos medidos nas cordas B foram iguais a 2,2mm para o Emboque Oeste e 5,5mm para o Emboque Leste. Essa diferença é explicada pela maior quantidade de água presente no Emboque Leste, o que exigiu a execução de arcos invertidos (*inverts*), além da instalação de cambotas e aplicação de concreto projetado. A presença de água em terrenos de baixa coesão, como é o caso do Emboque Leste do túnel, provoca uma alteração mais intensa e rápida do material que assume um comportamento mais plástico.

Observa-se que os deslocamentos de 2,2 e 5,5 mm dos emboques Oeste e Leste são inferiores aos encontrados nas seções de maciços Classe II, III e IV. Isso pode ser explicado pela aplicação imediata do revestimento nesta classe de maciço, que é suportado com cambotas. As cambotas agem distribuindo as tensões e restringindo a movimentação do maciço, o que resultou em menores deslocamentos da Classe V em relação às outras classes de maciço.



Figura 4.6: Variação da convergência em maciço Classe V - Emboque Oeste.

A Figura 4.6 acima indica uma maior estabilização da convergência do Emboque Oeste, o que não ocorreu nas classes anteriormente analisadas, nas quais as seções voltavam a se deslocar após seus períodos iniciais de estabilização.

Já no Emboque Leste ocorre o contrário. Na Figura 4.7 pode ser observado um período de estabilização de mais de 100 dias e após isso há um aumento dos deslocamentos com o tempo.



Figura 4.7: Variação da convergência em maciço Classe V - Emboque Leste.

# 4.2.3. Medidas de convergência e estruturas geológicas

A análise da influência da ocorrência de estruturas geológicas próximas à seção escavada e monitorada foi realizada adotando-se as seguintes seções:

(i) Seção 19 correspondente a um maciço Classe I com duas falhas a 4,6 e 27,5 m da face;

(ii) Seção 12 correspondente a um maciço Classe IV com 2 diques a 2 e 19 m da face.

# Análise da convergência da Seção 19

A Tabela 4.7 apresenta os valores de deslocamento medidos na corda A da Seção 19 em função do tempo de escavação a partir da própria seção de análise e da classe de maciço encontrada com o avanço da escavação.

Avanço	Deslocamento A	Avanço	Deslocamento A
(dias)	(mm)	(dias)	(mm)
0	0	35	2,2
3	1	37	2,2
4	1	43	2,2
5	1	45	2,2
6	1	48	2,2
7	1	49	2,2
9	1	53	2,2
10	2,2	55	2,2
13	2,2	57	2,2
14	2,2	62	2,2
17	2,2	63	2,2
18	2,2	68	2,2
19	2,2	69	2,2
20	2,2	73	2,2
21	2,2	77	2,2
24	2,2	78	2,2
25	2,2	79	2,2
26	2,2	81	2,2
27	2,2	85	3,4
29	2,2	86	3,4
30	2,2	87	3,4
34	2,2	91	3,8

Tabela 4.7: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Seção 19.

Observa-se na Figura 4.8 a variação do deslocamento em função do tempo para a Seção 19 que apresenta duas falhas situadas a 4,6 e 27,5 m da seção. As falhas são subverticais a verticais em relação ao ângulo de mergulho e possuem direção transversal à escavação. A seção apresentou uma convergência máxima de 3,8 mm na corda A. Este valor é maior do que os valores medidos na seção em Classe I, conforme analisado anteriormente na Seção 21 (Figura 4.2).

A Seção 19 permanece estabilizada por mais de 70 dias, com um deslocamento de 2,2mm na corda A (Figura 4.8). Entretanto, após esse período de tempo, a seção volta a se deslocar, atingindo 3,8mm em 90 dias. Devido à interrupção do monitoramento da convergência, não foi possível estabelecer o nível de deslocamentos subsequentes.



**Figura 4.8:** Variação da convergência na seção Classe I com duas falhas a 4,6 e 27,5 m – Seção 19.

# Análise da Convergência da Seção 12

A Tabela 4.8 e a Figura 4.9 apresentam a variação dos deslocamentos em função do tempo e da classificação geomecânica da Seção 12. Esta seção é Classe IV e possui um dique de diabásio bastante fraturado, em consequência do brusco resfriamento do magma ao encontrar uma temperatura na superfície muito menor que a de origem, no interior da Terra.

Devido ao intenso fraturamento, o maciço foi identificado como Classe IV, dadas as grandes possibilidades de formação de blocos e cunhas. Entretanto, o dique de diabásio é uma rocha composta de minerais como plagioclásio e piroxênios, de alta resistência à compressão e elevada rigidez.

Devido a essas características, a estrutura em forma de dique proporcionou uma menor convergência da seção analisada, que atingiu um máximo de 3,6mm, medidos na Corda A. Este valor é inferior aos deslocamentos das seções escavadas em Classe IV sem estrutura de diques, como mostra a Seção 13, apresentada anteriormente (Figura 4.5), cujo deslocamento alcança 12,8mm.

Avanço (dias)	Deslocamento A (mm)	Classe do Maciço
0	0	4
2	0,4	4
3	0,8	4
4	1,5	3
6	1,5	3
11	3,6	2
13	3,6	2
23	3,6	2
25	3,6	1

Tabela 4.8: Deslocamentos medidos com o avanço da escavação – Seção 12.



Figura 4.9: Variação da convergência na Seção classe IV - Seção 12.

A Tabela 4.9 apresenta um resumo dos valores de deslocamentos medidos nas seções de maciço rochoso Classes I a V, com e sem estruturas geológicas.

Classe do maciço	Estruturas Deslocamento		Deslocamento B				
	Falha	3,8					
I	sem estrutura	2,7	-				
II	sem estrutura	4,8	2,2				
111	sem estrutura	5,5	-				
IV/	sem estrutura	12,8	-				
IV	Dique de diabásio	3,6					
V	ausência de água (O) *1	-	2,2				
v	presença de água (L) *2	-	5,5				
* 1 - Emboque Oe	* 1 - Emboque Oeste; * 2 - Emboque Leste						

**Tabela 4.9**: Resumo dos deslocamentos das seções escavadas em diferentes classes de maciço, com e sem estruturas geológicas.

# 4.2.4. Medidas de Recalque

As medidas de recalque foram realizadas somente nos Emboques Oeste e Leste do túnel Gasduc III. As Tabelas 4.10 e 4.11 e as Figuras 4.10 e 4.11 apresentam os recalques medidos nos Emboques Oeste e Leste, respectivamente.

Ao se comparar os recalques dos Emboques Oeste e Leste, constata-se que o Emboque Leste apresenta maiores valores de recalques. Em um intervalo de aproximadamente 180 dias os Emboques Oeste e Leste, respectivamente, tiveram recalques de 2,3 e 3,6 mm. Observa-se também nas Figuras 4.10 e 4.11, que o recalque no Emboque Leste é mais acentuado inicialmente. Essa característica é explicada por fatores como a maior presença de água no Emboque Leste e maior cobertura de maciço, o que acarreta em maior tensão vertical. Estes fatores levaram à instalação de arcos invertidos (*inverts*) para o prosseguimento das escavações do Emboque Leste.

Avanço	Recalque	Classe de	Avanço	Recalque	Classe de
(dias)	(mm)	Maciço	(dias)	(mm)	Maciço
0	0	5	89	1,7	3
1	0	5	91	1,7	2
2	0	5	92	1,7	2
3	0	5	 93	1,7	2
4	0,4	5	94	1,9	2
7	0,4	5	 95	1,9	3
8	0,4	5	 98	1,9	2
9	0,4	5	105	1,9	1
10	0,4	5	 107	1,9	1
11	0,4	5	 109	2,1	1
14	0,0	5	 112	2,1	4
15	0,0	5	 113	2,1	1
10	0,0	5	114	2,1	1
22	0,7	5	115	2,1	1
23	0.7	5	 119	2,1	1
24	0.7	5	121	2.1	1
25	0.7	5	122	2.1	1
28	0,7	5	126	2,1	1
29	1,3	5	127	2,1	1
30	1,3	5	129	2,1	1
31	1,3	5	130	2,1	1
32	1,3	4	131	2,1	1
33	1,3	4	133	2,1	1
37	1,3	4	134	2,1	1
38	1,3	4	135	2,1	1
39	1,3	4	138	2,1	1
40	1,3	4	140	2,1	1
42	1,3	3	142	2,1	3
45	1,3	3	143	2,3	3
46	1,3	3	147	2,3	2
49	1,3	4	154	2,3	1
50	1,5	3	155	2,3	1
51	1,5	3	 159	2,3	1
52	1,5	3	163	2,3	1
53	1,5	3	168	2,3	1
56	1,5	3	 1/0	2,3	1
57	1,5	3	1/6	2,3	1
58	1,5	3	183	2,3	1
59	1,5	3	 187	2,3	1
61	1,5	2	190	2,5	1
64	1,3	3	 200	2,5	2
66	17	<u>ح</u>	200	2,5	1
67	1.7	3	210	2,5	1
68	1.7	3	214	2.5	2
69	1.7	2	219	2.5	1
70	1,7	1	222	2,5	3
71	1,7	1	224	2,5	3
72	1,7	1	228	2,5	1
73	1,7	1	235	2,5	1
74	1,7	1	241	2,5	2
75	1,7	1	246	2,5	2
76	1,7	1	249	2,5	2
77	1,7	1	253	2,5	4
78	1,7	3	257	2,5	4
79	1,7	3	260	2,5	3
80	1,7	3	266	2,5	3
81	1,7	3	 273	2,5	3
82	1,7	3	282	2,5	2
86	1,7	4	289	2,5	4
87	1,7	4	295	2,5	3
88	1,7	4			

# Tabela 4.10: Recalque medidos com o avanço da escavação - Emboque Oeste.

Dias corridos	Variação de Recalque	Classe	 Dias corridos	Variação de Recalque	Classe
0	0	5	67	2,8	4
7	0,2	5	71	2,8	4
8	2,2	5	74	2,8	4
10	2,2	5	77	3	4
11	2,2	5	78	3	4
14	2,2	5	79	3	4
15	2,2	5	82	3	4
16	2,2	5	85	3,2	3
17	2,2	5	95	3,2	3
18	2,2	5	98	3,2	3
21	2,6	5	99	3,2	3
22	2,7	5	100	3,2	3
23	2,7	5	101	3,2	3
24	2,7	5	103	3,2	3
25	2,8	5	105	3,2	3
28	2,8	5	114	3,2	3
29	2,8	5	116	3,2	3
30	2,8	5	119	3,2	4
31	2,8	5	120	3,2	4
33	2,8	5	121	3,2	4
35	2,8	5	122	3,2	4
36	2,8	5	123	3,2	4
37	2,8	5	126	3,2	4
38	2,8	5	128	3,2	3
39	2,8	5	129	3,2	3
42	2,8	5	133	3,2	4
43	2,8	5	135	3,2	4
45	2,8	5	137	3,4	4
46	2,8	5	141	3,4	4
50	2,8	5	142	3,4	4
51	2,8	5	149	3,4	4
56	2,8	5	150	3,4	4
57	2,8	4	151	3,4	4
59	2,8	4	161	3,4	1
60	2,8	4	162	3,4	1
63	2,8	4	165	3,4	1
64	2,8	4	172	3,6	1
65	2,8	4	175	3,6	1
67	2,8	4	180	3,6	1

 Tabela 4.11: Recalques medidos com o avanço da escavação - Emboque Leste.



Figura 4.10: Variação de recalque com o avanço da escavação - Emboque Oeste.



Figura 4.11: Variação de recalque com o avanço da escavação - Emboque Leste.

#### 4.3. Resultados das Análises de Convergência obtida de Simulações Numéricas

#### 4.3.1. Parâmetros e Condições da Modelagem Numérica

As análises numéricas com o software PLAXIS Versão 8.2 foram realizadas para obtenção da convergência do túnel, considerando as condições de cada classe do maciço rochoso escavado.

A simulação numérica aqui é realizada em duas dimensões, já que as medições das seções no Gasduc III são lineares e transversais ao sentido de escavação, ou seja, não há medição de modo contínuo ao longo do sentido de escavação do túnel que resultasse na terceira dimensão dos deslocamentos, que seria a profundidade.

O túnel foi modelado com as dimensões idênticas ao do túnel real, com formato arcoretangular com altura total igual a 6,22m e largura de 7,2m. O estado de tensões naturais do maciço rochoso foi estimado em função do modelo gravitacional com  $\sigma_v$ =  $\gamma$ .z e  $\sigma_h$ =  $3\sigma_v$  (k=  $\sigma_h$ /  $\sigma_v$ ), logo K<sub>0</sub>=3. O peso específico adotado é de 27kN/m<sup>3</sup>. Para as análises numéricas o valor médio considerado de cobertura do maciço rochoso é de 200m.

A Figura 4.12 mostra a malha de elementos finitos desenvolvida para a simulação numérica da escavação do túnel, composta de 1.432 elementos com 11.617 nós e 17.185 pontos de tensão.

Todas as condições de reforço do túnel, especificadas para cada tipo de classe de maciço, tais como tirantes, cambotas, concretos projetados e fibras metálicas foram consideradas com suas devidas especificações e foram ponderadas e calculadas para entrada de dados na malha de elementos finitos. A Tabela 4.12 resume os tipos e quantidade de todos os suportes instalados no Gasduc III, conforme a classificação geomecânica do maciço.

É importante ressaltar que o Software PLAXIS Versão 8.2 calcula o relaxamento do maciço antes mesmo da colocação dos suportes, logo após a exposição do maciço escavado.

A Figura 4.13 ilustra a malha de elementos finitos esquemáticos correspondentes a tirantes, cambotas e concreto projetado, além dos pontos de medida de deslocamentos, representadas pelas extremidades das cordas A e B.



**Figura 4.12:** Malha de elementos finitos com cobertura sobre o túnel de 200m de maciço rochoso.

CLASSE DE MACIÇO ROCHOSO	CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO	ESPAÇAMENTO CHUMBADORES (comprimento 4m)	ENFILAGENS	CAMBOTAS METÁLICA S (6")	AVANÇO MÁXIMO (m)
I	5cm (localizado, onde requerido)	Eventuais (onde requerido)	-	-	4,1m
н	5cm no teto	Malha de 2,3m no teto	-	-	4,1m
111	10cm em toda seção	Malha de 1,8m a partir da meia altura	-	-	3m
IV em toda a partir da meia secão altura (resina)		Malha de 1,3 a partir da meia altura (resina)	-	-	2m
v	25cm	-	A cada 0,4m no teto	A cada 1 m	1m
I/II (com tensões)	25cm	-	-	-	4,2 (perfuraç ão com 4,8m)

Tabela 4.12: Tipos de suportes em função da classe de maciço rochoso (Shaft,2008).



**Figura 4.13:** Configuração de cordas e pontos de medição utilizados no modelo de elementos finitos para efeito de comparação com o modelo real.

A modelagem numérica exige o conhecimento da resistência e deformabilidade do maciço rochoso. Importante notar que não foram realizados ensaios de campo e laboratório para esta determinação.

Desta forma, os parâmetros de resistência e deformabilidade das diferentes classes de maciços rochosos foram estimados considerando os aspectos geológico-geotécnicos da área, a experiência de campo durante a execução do túnel e inferências no programa RockLab V 1.032.

O RocLab é um *software* que determina parâmetros de resistência do maciço rochoso, baseando-se na versão mais recente do critério de ruptura de Hoek-Brown. O RocLab fornece uma implementação simples e intuitiva do critério de falha de Hoek-Brown, permitindo obter estimativas confiáveis sobre as propriedades do maciço rochoso e visualizar os efeitos da alteração dos parâmetros do maciço rochoso sobre as envoltórias de resistência.

Para sua utilização o programa necessita dos seguintes parâmetros de entrada:

- (i) resistência à compressão uniaxial da rocha intacta– $\sigma_c$  máx;
- (ii) Nota GSI Geological Strengh Index;
- (iii) parâmetro da rocha intacta (m<sub>i</sub>);
- (iv) fator de perturbação (D).

O programa calcula a envoltória de resistência segundo o critério de Hoek-Brown e de Mohr Coulomb fornecendo os seguintes parâmetros:

(i)  $m_b$  e s que representam a qualidade do maciço e o coeficiente a para ajuste da expressão matemática;

- (ii) a coesão **c** e o ângulo de atrito  $\phi$ ;
- (iii) resistência à tração (T<sub>om</sub>);
- (iv) resistência à compressão uniaxial (Com);
- (v) resistência global do maciço (Res maciço);
- (vi) módulo de deformabilidade do maciço (Mód. D<sub>m</sub>);

(vii) coeficiente de Poisson.

A Tabela 4.13 abaixo apresenta os parâmetros de entrada utilizados nas diferentes classes de maciço rochoso e os parâmetros de saída resultantes dos cálculos com o RockLab que foram utilizados nas análises numéricas.

Tabela 4.13: Parâmetros de resis	stência e deform	nabilidade ad	dotados nas	análises	numéricas
para maciços rochosos classes I,	II, III e IV.				

Parâmetros	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV			
CLASSIFICAÇÃO HOEK & BROWN							
σ <sub>cmáx</sub> (MPa)	100	90	70	50			
GSI	75	65	45	35			
mi	23	23	23	23			
D	0	0	0	0			
Ei (MPa)	52500	40500	21000	6000			
MR	525	450	300	120			
	CRITÉRIO I	HOEK & BROV	VN				
mb	9,42	6,59	3,23	2,26			
S	0,0622	0,0205	0,0022	0,0007			
а	0,501	0,502	0,508	0,516			
	CRITÉRIO N	/OHR-COULO	MB				
c (MPa)	9,2	7,1	4,2	2,6			
φ ( <sup>o</sup> )	45,1	42,2	36,2	33,2			
Р	ARÂMETROS D	O MACIÇO RO	DCHOSO				
T <sub>om</sub> (MPa)	0,66	0,28	0,05	0,02			
C <sub>om</sub> (MPa)	24,9	12,77	3,2	1,2			
Res maciço (Mpa)	44,6	32	16,5	9,5			
Mód. D <sub>m</sub> (MPa)	42858,4	25584,6	4696,7	680,4			
Coef Poisson	0,15	0,2	0,25	0,3			

O parâmetro "fator de perturbação", D, foi considerado neste trabalho igual a zero, pois no método de escavação do túnel Gasduc, os revestimentos e reforços de segurança eram instalados imediatamente após as escavações, em um intervalo de tempo que variava entre duas e três horas, e consequentemente, minimizavam ou impediam a relaxação do maciço e a ação dos danos no túnel por consequência da escavação.

As envoltórias de resistência em função do critério de Mohr-Coulomb obtidas do *software* RockLab são apresentadas nas Figuras 4.14 a 4.17.



Figura 4.14: Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe I.



Figura 4.15. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe II.



Figura 4.16. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe III.



Figura 4.17. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para Maciço Classe IV.

# Análise Numérica para Classe I

As condições adotadas para a simulação da escavação de maciço Classe I consideraram a ocorrência de deslocamentos a curto prazo e sem danos, dado que, na escavação do Túnel Gasduc, os reforços e revestimentos eram instalados após as operações de escavação, imediatamente após a limpeza e bate choco do túnel. As Figuras 4.18 e 4.19 apresentam o campo de deslocamentos totais no entorno do túnel em Classe I.



Figura 4.18: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço classe I.

As Figuras 4.18 e 4.19 indicam que os maiores deslocamentos calculados pelo software estão localizados nas paredes do túnel, enquanto que os menores deslocamentos se localizam no teto.

O deslocamento do ponto 1 na parede do túnel e extremidade da corda A, conforme mostrado na Figura 4.13 é de 2,088mm. Nesta modelagem, assume-se que o deslocamento na seção do túnel é simétrico e assim o ponto 1 é igual ao ponto 4. Este valor coincide com o deslocamento máximo obtido da simulação numérica para o maciço Classe I do Gasduc III e igual a 2,09mm.

Na corda B os deslocamentos calculados para os pontos 2 e 3 são iguais a 1,196mm, e, portanto, a corda B apresenta menor deslocamento do que a corda A.



Figura 4.19: Detalhes dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço classe I.

# Análise Numérica para Classe II

As Figuras 4.20 e 4.21 indicam que os maiores deslocamentos do maciço na região do Gasduc III se localizam nas paredes do túnel e os menores deslocamentos estão na abóboda do túnel, mostrando a influência da geometria do túnel na distribuição dos deslocamentos.

O deslocamento máximo obtido da simulação para o maciço classe II do Gasduc III é de 2,21mm e coincide com os deslocamentos dos pontos 1 e 4, situados na parede do túnel (corda A) e iguais a 2,211 mm.

Para a corda B, localizada na abóboda do túnel, os deslocamentos nos pontos 2 e 3 foram iguais a 1,27 mm.



Figura 4.20: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe II.



Figura 4.21: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe II.

De forma análoga à Classe I, o deslocamento da corda A, que se localiza nas paredes do túnel é maior que o deslocamento da corda B, localizada na abóboda do túnel. Ambos os deslocamentos das cordas A e B para Classe II (2,21 mm) foram maiores que os deslocamentos obtidos para Classe I.

#### Análise Numérica para Classe III

As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam o campo de deslocamentos totais obtidos da simulação numérica para o maciço rochoso Classe III do Túnel Gasduc.

Nota-se, mais uma, que os maiores deslocamentos são localizados nas paredes do túnel e os menores na região da abóboda.



Figura 4.22: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe III.



Figura 4.23: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe III.

O deslocamento máximo calculado na simulação para o maciço Classe III do Gasduc III é de 4,55mm. Este máximo de deslocamento coincidiu mais uma vez com o deslocamento calculado para os pontos localizados nas paredes do túnel, coincidentes com a corda A do túnel, cujos pontos 1 e 4 se deslocaram 4,552 mm.

Para a corda B, as análises numéricas indicaram deslocamentos dos pontos 2 e 3 iguais a 2,89 mm.

Os deslocamentos dos pontos das cordas A e B da Classe III foram maiores que os deslocamentos encontrados nos maciços Classes I e II.

#### Análise Numérica para Classe IV

As Figuras 4.24 e 4.25 apresentam os campos de deslocamentos totais do maciço rochoso Classe IV na região do Túnel Gasduc IV. Novamente, pode-se observar que os maiores deslocamentos ocorrem nas paredes e os menores na abóboda do túnel.



Figura 4.24: Deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe IV.



Figura 4.25: Detalhe dos deslocamentos totais em torno do túnel para maciço Classe IV.

O deslocamento máximo calculado pelo programa para o maciço classe IV do Gasduc III é de 19,00 mm. Neste caso, o máximo de deslocamento ocorre nos pontos 1 e 4 da corda A na parede do túnel. Na corda B, na abóboda do túnel, os deslocamentos nos pontos 2 e 3 foram iguais a 14,00 mm.

O valor máximo de deslocamento para a Classe IV pelas análises numéricas é maior que os deslocamentos das Classes I, II e III.

A Tabela 4.14 resume os resultados das análises numéricas, apresentando os valores de deslocamento máximo do entorno do túnel (Dmax) e os deslocamentos dos pontos 1, 2, 3 e 4, considerando as Classes I, II, III e IV do maciço.

**Tabela 4.14:** Resumo dos deslocamentos numéricos para cada classe de maciço rochoso do Gasduc III.

	DESLO	OCAMENTOS (mr		
CLASSE DO MACIÇO	Dmax	1 E 4	2 E 3	
CLASSE I	2,09	2,088	1,196	
CLASSE II	2,21	2,211	1,27	
CLASSE III	4,55	4,552	2,89	
CLASSE IV	19,00	19,00	14,00	

# 4.4. Comparação de resultados de convergência medida e numéricas.

A Tabela 4.14 apresenta as convergências pontuais de cada classe de maciço rochoso no Gasduc III. A comparação entre valores reais de convergência medida no túnel e os valores obtidos numericamente exigem a transformação das variações pontuais para variações de cordas.

Desta forma, assume-se que a convergência no Gasduc III é simétrica, ou seja, os deslocamentos no ponto1 ( $\delta$ P1) são iguais aos deslocamentos no ponto 4 ( $\delta$ P4) e os deslocamentos no ponto 2 ( $\delta$ P2) são iguais aos deslocamentos no ponto 3 ( $\delta$ P3). Portanto, o valor de variação de cada corda é a soma da variação de seus pontos

extremos. Assim, a corda A terá uma variação de  $\delta P1 + \delta P4$  e a corda B uma variação de  $\delta P2 + \delta P3$ . Os valores dessas variações são apresentados na Tabela 4.15.

A Tabela 4.16 apresenta os valores de convergência medidos e obtidos das análises numéricas. Observa-se da tabela que, para a Classe I, o valor de deslocamento máximo simulado foi de 4,2mm e 55,6% maior que o deslocamento real de 2,7 mm na corda A, a única com dados disponíveis, correspondente a convergência real. Isto indica que, a simulação da convergência para a Classe I é satisfatória.

Para a Classe II da corda A (4,8 mm) o valor de deslocamento real foi apenas 0,4 mm maior que o valor simulado (4,4 mm) e, portanto com uma diferença percentual de apenas 8,3%. Para a corda B o valor de deslocamento máximo simulado (2,5 mm) se mostrou também satisfatório, e correspondeu às expectativas com uma diferença de apenas 0,3 mm (13,6%) do valor real (2,2 mm).

**Tabela 4.15:** Deslocamentos determinados pelas análises numéricas nas Cordas A e B para cada classe do maciço.

	DESLOCAME	NTOS (mm)	
CLASSE DO MACIÇO	Corda A	Corda B	
CLASSE I	4,2	2,4	
CLASSE II	4,4	2,5	
CLASSE III	9,1	5,8	
CLASSE IV	38,0	28,0	

**Tabela 4.16:** Comparação entre valores reais e valores simulados de deslocamentos nas cordas.

Classe		D							
do	COF	RDA A	Diferença	CORDA B		erença COR		Diferença	
maciço	Real	Simulado	(%)	Real	Simulado	(%)			
Ι	2,7	4,2	55,6	-	2,4	-			
II	4,8	4,4	-8,3	2,2	2,5	13,6			
III	5,5	9,1	65,5	-	5,8	-			
IV	12,8	38,0	196,9	-	28,0	-	1.X. Norton		

Na Classe III, considerando apenas a corda A, o valor simulado máximo de deslocamento foi de 9,1mm superior ao de convergência real, igual a 5,5mm. Neste caso a diferença foi maior e igual a 65,5%. Para a Classe IV, o valor de deslocamento simulado para a corda A foi de 38,0 mm, superior em 196,9% aos 12,8 mm de convergência real.

# **CAPÍTULO 5**

# 5.1 Conclusões e Recomendações

O desenvolvimento desta pesquisa permite ressaltar algumas observações importantes.

Em relação às medidas de convergências realizadas durante a escavação do túnel Gasduc III:

1. Os valores das medidas de convergências aumentam com a diminuição da qualidade do maciço rochoso escavado, sendo os menores valores obtidos em maciço Classe I, aumentando progressivamente para as Classes II, III e IV;

2. Na escavação do maciço Classe V, os valores de convergência foram inferiores às demais classes (I a IV), em função da instalação imediata de suporte do tipo cambotas e *invert*, que restringiu a movimentação do maciço;

3. O monitoramento do túnel sugere que os deslocamentos das paredes do túnel (cordas
A) são superiores aos deslocamentos localizados nas abóbodas (cordas B). Apesar das escassas medidas das cordas B. As análises numéricas corroboram esta tendência;

4. No maciço de Classe V, representados pelos Emboques Leste e Oeste, tanto as medidas de convergência como as de recalque foram maiores no Emboque Leste, devido a sua elevada quantidade de água;

5. Nas seções de maciço com estruturas geológicas, podem-se distinguir dois comportamentos de deformação:

(i) Os diques de diabásio ou basalto, que possuem alta rigidez e resistência à compressão, funcionam como colunas de sustentação no entorno do maciço e, consequentemente, restringem seu deslocamento. O deslocamento em Classe IV da Seção 12 com dique, igual a 3,6mm, é inferior ao deslocamento da Seção 13, em Classe IVe sem esta estrutura, que apresentou uma convergência de 12,8mm;

 (ii) As falhas por sua vez, por serem superfícies de deslizamento, provocaram maiores deslocamentos na Seção 19 e iguais a 3,8mm, superiores à convergência de 2,7mm as Seção 21, também Classe I, porém sem estrutura geológica. Com relação aos valores de convergências obtidas de simulações numéricas, ressaltamse as seguintes conclusões:

1. Os deslocamentos aumentam com a redução da qualidade do maciço, sendo maiores para maciços Classe IV e menores para maciços Classe I, de forma análoga ao mostrado pelo monitoramento do túnel;

2. Assim como nas análises de medidas de convergência reais, os deslocamentos das paredes do túnel (cordas A) são superiores aos deslocamentos localizados nas abóbodas (cordas B); Em todas as classes de maciço verificadas nas análises numéricas, a corda A possui deslocamento superior à corda B;

3. A tendência de aumento dos deslocamentos em função da redução da qualidade dos maciços obtida das simulações numéricas é consistente com o comportamento real monitorado no túnel. Entretanto, os valores de deslocamento obtidos numericamente não refletem os valores medidos. Uma possível explicação reside na inserção tardia das ponteiras para medidas de convergência. Tal fato parece ser corroborado pela maior dispersão encontrada nas convergências das seções de classes III e IV, de pior qualidade. Nestas seções a instalação dos reforços foi realizada imediatamente à escavação e as ponteiras instaladas após os reforços, significando uma convergência inicial que não foi registrada.

#### **5.2 Recomendações para Futuras Pesquisas**

Tendo em vista as análises e resultados desta pesquisa, algumas recomendações são propostas para trabalhos futuros:

1. Estudos similares ao desta pesquisa considerando medidas de deslocamentos realizadas antes e depois da instalação dos suportes, de forma sistemática e contínua, em seções de maciços variando de Classe I a V;

 Análises de convergência medida em túneis de litologias diferentes para comparação de níveis de deslocamento em função do tipo de rocha;  Análises numéricas de seções de maciço de mesma qualidade, variando de Classes I a V, sem e com estruturas geológicas rígidas e não rígidas, visando a comparação dos níveis de deslocamento;

4. Análises de níveis de alerta e atenção em função dos valores de convergência medidos e obtidos numericamente para diferentes classes de maciços rochosos.

#### BIBLIOGRAFIA

- BARTON, N.R.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics and Rock Engineering, 6(4), 189-239.
- BARTON, N.R. (1974) A review of the shear strength of filled disconti-nuities in rock.Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105.Oslo: Norwegian Geotech. Inst.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1976) Rock mass classification in rock engineering. In Exploration forrock engineering, Proc. of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski), Cape Town, Balkema, 1, 97-106.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications, New York: Wiley.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N. (1993) Updating the Q-System for NMT. Proc. int. symp. onsprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. 46-66. Oslo: Norwegian Concrete Assn.
- HOEK, E.; KAISER, P.K.; BAWDEN, W.F. (1993) Support of Underground Excavation in Hard Rock. Rotterdam, Balkema. 225p.
- KOLYMBAS, D. (2005) Tunelling and Tunnel Mechanics. A Rational Approach to Tunnelling. Editora Springer. 437p.
- KONTOGIANNI, V.; TESSERIS, D.; STIROS S. (1999) Efficiency of geodetic data to control tunnel deformation. Proc. of The 9<sup>th</sup> FIG International Symposium on Deformation Measurements. Olsztyn, Poland. 206-214.
- KONTOGIANNI, V.; STIROS, S. (2003) Tunnel Monitoring during the excavation phase: 3D Kinematic Analysis based on geodetic data. 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 397-402
- KOVARI, K. (2002) History of the sprayed concrete lining method— part II: milestones up to the 1960s. Tunnelling and Underground Space Technology 18(2003)71–83.

- LAUFFER, H. (1958) Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geol. Bauwesen 24(1), 46-51.
- LUNARDI, P. (2000) The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnel and Tunelling International.
- LUNARDI, P. (2008) Design and Construction of Tunnels. Analysis and controlled deformation in rocks and soils. 576p.
- MORAES, L.J.; NUNES, A.L.L.S. (2010). Geomecânica do Túnel do GASDUC III. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2010, Gramado, RS, 16 p.
- RABCEWICZ, L. V. (1964–1965) The new Austrian tunnelling method. **Water Power**, Part I, 1964, pp. 453-457; Part II, 1964, pp. 511-515; and Part III, 1965, pp.19-24.
- RABCEWICZ, L. V.; GOLSER, J. (1973) Principles of dimensioning the supporting system for thenew Austrian tunnelling method. Water Power, 25(3), 83.
- SCHUBERT, W. (1993) Erfahrungen bei der Durchörterung einer Großstörung im Inntaltunnel. Felsbau 11(1993) No. 6: 287-290. Essen: VGE
- SCHUBERT,W. (2010). Prediction of the ground quality ahead of the face by advanced interpretation of displacement monitoring data. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2010, Gramado, RS, 8 p.
- SHAFT CONSULTORIA (2007) Relatório Geológico-Geotécnico da Região do Túnel, RL-4150.67-6521-115-SHQ-006, Petrobrás, 45pp.
- SHAFT CONSULTORIA (2008) Detalhamento do Projeto e Execução do túnel de dutos.Memorial descritivo nº MD-4150.67-6521-941-SHQ-001.
- SINGH, B.; GOEL, R.K. (2006) **Tunnelling in Weak Rocks**, Elsevier Geo-Engineering Book Series, VOLUME 5, 489p.
- SINHA, R.S. (1989) **Undergrounding Structures Design and Instrumentation**, Editora Elsevier 480p.

- TALOBRE, J. (1957) La statique du boulon d'ancrage dans les travauxau rocher. Construction, 439–445.
- TERZAGHI, K. (1946) Rock defects and loads on tunnel supports. In Rock tunneling with steel supports,(eds R. V. Proctor and T. L. White) Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company. 1, pp. 17-99.
- USACE (1997) Tunnels and Shafts in Rock Engineering and Design, U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual 1110-2-2901.

VAVROVSKY, G.M.; GOBL, P. (2000). Comitê da ITA(Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo). Congresso Austriaco de Túneis em 2000. Programa da conferência, Salzburg.

WITTKE, W. (2002) New Austrian Tunneling Method (NATM) Stability Analysis and Design, Geotechnical Engineering in Research and Practice, WBI-PRINT 5.