

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise Paramétrica do Comportamento de Túneis Profundos
Escavados em Rocha e Reforçados com Tirantes Passivos**

Mariane Paula Bobermin

Porto Alegre
2014

MARIANE PAULA BOBERMIN

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO DE
TÚNEIS PROFUNDOS ESCAVADOS EM ROCHA E
REFORÇADOS COM TIRANTES PASSIVOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2014

MARIANE PAULA BOBERMIN

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO DE
TÚNEIS PROFUNDOS ESCAVADOS EM ROCHA E
REFORÇADOS COM TIRANTES PASSIVOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de setembro de 2014

Prof^ª. Denise Bernaud Maghous
Doutora pela École Nationale des Ponts et
Chaussées
Orientadora

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho
Doutor pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Nilo Cesar Consoli
Doutor pela Concordia University

Prof. Mauro de Vasconcellos Real
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho ao meu namorado Matheus, pela infinita paciência e compreensão demonstrados ao longo deste curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de estudos que possibilitou a dedicação necessária à conclusão do mestrado.

Agradeço à UFRGS pela infraestrutura cedida, por possibilitar o acesso a artigos nacionais e internacionais gratuitamente e pela oportunidade de cursar o mestrado na área de geotecnia.

Agradeço à Professora Denise, minha orientadora, pelo engajamento no desenvolvimento deste trabalho e pelo meu acolhimento como orientanda.

Agradeço a todos os professores das cadeiras que cursei no mestrado, em especial ao Professor Bressani, meu orientador na graduação, e que manteve a mesma atenção e dedicação no mestrado e ao Professor Samir e ao Professor Morsch que me instruíram com empenho nas cadeiras do mestrado de estruturas.

Agradeço ao Doutor em Engenharia Eduardo Couto pela gentileza e interesse demonstrados ao responder meus e-mails e ligações, que não foram poucos.

Agradeço ao mestrando Pedro Scheffer pela disponibilidade e incentivo que demonstrou em todas as ocasiões.

Agradeço aos meus colegas do mestrado de geotecnia e também das cadeiras de estruturas que dividiram as apreensões do mestrado comigo.

Agradeço a minha família que sempre me incentivou e apoiou para a realização deste curso.

Agradeço ao meu namorado, Matheus Guanabara, pela paciência, ajuda, incentivo e amor acima de tudo.

Educação nunca foi despesa. Sempre foi investimento com
retorno garantido.

Arthur Lewis.

RESUMO

BOBERMIN, M. P. **Análise Paramétrica do Comportamento de Túneis Profundos Escavados em Rocha e Reforçados com Tirantes Passivos**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho estuda os resultados obtidos da aplicação de um modelo tridimensional de previsão de comportamento de túneis profundos em rocha reforçados com tirantes passivos. Utiliza-se o método dos elementos finitos e simula-se a escavação pelo sistema de ativação e desativação de elementos. Os tirantes são tratados com uma lei de comportamento elastoplástica e o maciço reforçado com tirantes é considerado um meio homogêneo anisotrópico em escala macroscópica, através do método de homogeneização dos meios periódicos. Para a análise paramétrica foi verificada a influência dos parâmetros do sistema de reforço e do maciço. Resultados em termos de convergência do túnel e tensões são apresentados e indicam que, para o caso analisado, o comprimento dos tirantes é um fator de reduzida influência. A densidade de tirantes possui maior importância, porém, esta não é afetada por modificações na coesão e no módulo de elasticidade do maciço. A distância de aplicação dos tirantes à face de escavação se mostrou significativa somente para valores abaixo de 1/3 do raio do túnel, para valores acima, os deslocamentos já ocorreram e, portanto, não mobilizavam mais os tirantes. Verificou-se que a concentração de tensões σ_r acontece na parte superior e inferior do túnel e, também, antes da frente de escavação. O ângulo de atrito demonstrou influência irrisória na convergência, diferentemente da coesão que diminui a convergência, tanto do teto como da parede do túnel, à medida que seu valor aumenta. O empuxo lateral exibiu ainda maior significância, revelando o quanto é importante sua correta determinação, especialmente na convergência lateral do túnel. Ainda, constatou-se a grande importância da combinação de tirantes com revestimento em concreto, que juntos, diminuíram em aproximadamente 25% os deslocamentos no teto do túnel.

Palavras-chave: *túneis; tirantes passivos; análise paramétrica, método dos elementos finitos.*

ABSTRACT

BOBERMIN, M. P. **Parametric Analysis of Bolted Reinforced Tunnel in Rock Masses.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This work studies the results obtained from the application of a three-dimensional model to predict the behavior of bolted reinforced rock mass deep tunnel. The finite element method is used to model and simulate the excavation through the activation and deactivation of elements. The bolts are treated with an elastoplastic law and the rock mass is considered as a homogenized anisotropic medium on the macroscopic scale through the homogenization method of periodic media. In the parametric analysis was studied the influence of the parameters of the reinforcement system and the rock mass. Results in terms of convergence of the tunnel and stresses are presented and indicate that, for the studied case, the length of the bolts is a factor of little influence. The density of bolts has a greater importance, however, its influence was not affected by changes in cohesion and elasticity modulus of the rock mass. The distance between the bolted zone and the facing of the tunnel was a significant parameter only for values below 1/3 of the tunnel's radius, for distances greater than this, the displacements had already occurred and did not mobilize the bolts anymore. It was verified that stress concentration σ_{rr} occurs in the top and bottom of the tunnel, and also before the facing of the excavation. The friction angle demonstrated negligible influence on the convergence, unlike the cohesion, which decreases the convergence of the roof and tunnel's wall as its value increases. The coefficient of lateral earth pressure at rest, k_0 , exhibited even greater significance, revealing how important its correct determination is, especially for the lateral convergence of the tunnel. Still, it was observed the great importance of the combination of bolts and concrete lining, which together decreased by approximately 25% the displacement of the tunnel's roof.

Key-words: *tunnels; bolts; parametric analysis; finite element method.*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS	12
1 INTRODUÇÃO	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 PROJETO DE TÚNEIS	15
2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	18
2.2.1 Tensões <i>in situ</i>	19
2.2.2 Propriedades geomecânicas	22
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE TÚNEIS	28
2.4 REFORÇO E SUPORTE	33
2.4.1 Reforço - Tirantes Passivos	33
2.4.2 Suporte - Revestimento em Concreto Projetado e Pré-Moldado	36
2.5 MODELOS DE ANÁLISE DE PROJETO DE TÚNEIS	40
2.5.1 Modelo Elastoplástico perfeito	42
2.5.2 Modelo de Drucker-Prager	44
3 PROGRAMA NUMÉRICO	47
4 RESULTADOS	54
4.1 DADOS DO ESTUDO	54
4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA – TIRANTES.....	55
4.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA – MACIÇO	68

4.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA – SISTEMA REFORÇO	73
5 CONCLUSÃO	75
REFERÊNCIAS	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: metodologia para desenvolvimento de projeto de túnel	16
Figura 2.2: tensão vertical <i>versus</i> profundidade	21
Figura 2.3: variação de k_0 com a profundidade	22
Figura 2.4: resultado típico de um ensaio de compressão triaxial, tensão normal <i>versus</i> tensão cisalhante	23
Figura 2.5: resultado de ensaio de compressão triaxial em amostra de rocha (a) curva tensão desviatória <i>versus</i> deformação vertical e (b) curva tensão desviatória <i>versus</i> deformação volumétrica	25
Figura 2.6: diferença de comportamento entre um material dúctil e um material frágil ..	26
Figura 2.7: relações entre tensão de cisalhamento e normal numa superfície de deslizamento em cinco diferentes condições	28
Figura 2.8: respostas do maciço frente à escavação	29
Figura 2.9: (a) condições antes da escavação em torno de um túnel e (b) consequências mecânicas da escavação	30
Figura 2.10: trajetória das tensões principais menor e maior em torno de uma cavidade circular no estado uniaxial de tensão em um plano elástico	31
Figura 2.11: distribuição da tensão vertical e deslocamento ao longo da cobertura de um túnel	32
Figura 2.12: deslocamento radial devido ao avanço da frente de escavação	32
Figura 2.13: tirante passivo, diferentemente do tirante ativo, não apresenta comprimento livre e comprimento ancorado	34
Figura 2.14: solicitações resultantes da dilatação ou da separação de camadas (esquerda) e do deslizamento entre planos (direita)	34
Figura 2.15: aplicações típicas de tirantes passivos para controle de diferentes tipos de falha em rocha	35
Figura 2.16: superposição de vários modos de deformação que contribuem para o padrão de deformação total do túnel	38
Figura 2.17: curvas de reação dos suportes	39
Figura 2.18: curvas de convergência e de confinamento	41
Figura 2.19: curva tensão-deformação de um material elástico perfeitamente plástico ..	43
Figura 2.20: superfície de plastificação de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb	46
Figura 3.1: homogeneização da rocha através de tirantes passivos	48
Figura 3.2: interpretação geométrica do domínio de resistência macroscópico	51
Figura 3.3: domínio elástico para o material homogeneizado com regra de fluxo associada	53
Figura 4.1: malha tridimensional	55

Figura 4.2: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do comprimento dos tirantes	57
Figura 4.3: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do comprimento dos tirantes	57
Figura 4.4: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência da densidade dos tirantes	58
Figura 4.5: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência da densidade dos tirantes	58
Figura 4.6: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência da distância de aplicação, em relação à face do túnel, dos tirantes	59
Figura 4.7: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência da distância de aplicação, em relação à face do túnel, dos tirantes	59
Figura 4.8: isovalores das tensões radiais σ_r do túnel, vista geral	61
Figura 4.9: isovalores das tensões σ_r do túnel, vista aproximada	62
Figura 4.10: isovalores das tensões σ_r do túnel, vista longitudinal	62
Figura 4.11: isovalores dos deslocamentos verticais, vista longitudinal	63
Figura 4.12: convergência no teto do túnel	64
Figura 4.13: convergência no teto do túnel	64
Figura 4.14: convergência no teto do túnel	65
Figura 4.15: convergência no teto do túnel	65
Figura 4.16: convergência no teto do túnel	66
Figura 4.17: convergência no teto do túnel. Coesão igual a 0,3 MPa	66
Figura 4.18: convergência no teto do túnel. Módulo de Young do maciço igual a 200 MPa	67
Figura 4.19: convergência no teto do túnel. Módulo de Young do maciço igual a 1500 MPa	67
Figura 4.20: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do ângulo de atrito	68
Figura 4.21: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do ângulo de atrito	69
Figura 4.22: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do empuxo lateral	69
Figura 4.23: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do empuxo lateral	70
Figura 4.24: isovalores da tensão σ_r com $k_0=1$	71
Figura 4.25: isovalores da tensão σ_r com $k_0=0,5$	72
Figura 4.26: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência da coesão	73
Figura 4.27: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência da coesão	73
Figura 4.28: convergência no teto do túnel	74
Figura 4.29: convergência na parede do túnel	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: ensaios de laboratório usuais em rochas	19
Tabela 2.2: valores típicos do Coeficiente de Poisson e do Módulo de Elasticidade para diferentes rochas	27
Tabela 4.1: características do maciço	54
Tabela 4.2: características dos tirantes	55
Tabela 4.3: parâmetros utilizados nas análises	56
Tabela 4.4: parâmetros utilizados nas análises	63

1 INTRODUÇÃO

A concentração das populações em zonas urbanas conduz ao surgimento de cidades cada vez maiores, porém carentes em espaço físico para a implantação da infraestrutura necessária ao funcionamento e desenvolvimento adequado das mesmas. Neste cenário, não só pode-se citar a falta de espaço físico, que justifica a construção de vias subterrâneas para o deslocamento em zonas de alta concentração populacional, mas também, longe dos centros urbanos, o apelo pela preservação ambiental e os elevados custos de desapropriações, técnicas construtivas e materiais empregados na construção de estradas exigem uma alternativa aos projetos comumente aplicados à realidade brasileira. Tal alternativa pode ser encontrada na construção de túneis subterrâneos.

Lamentavelmente, a opção pela realização de obras subterrâneas para possibilitar ou facilitar o acesso a um determinado local foi empregada com parcimônia no Brasil. A tecnologia exigida e a necessidade de profissionais com conhecimento para o desenvolvimento de tais obras acabou por negligenciar este tipo de alternativa em prol de outras soluções mais usuais da engenharia nacional. Entretanto, o cenário vem mudando a favor do emprego de túneis como alternativa viável, segura e economicamente vantajosa. Cada vez mais, a opção pela implantação de uma obra subterrânea se torna atrativa.

O PPA – Plano Plurianual – prevê grandes investimentos no setor de infraestrutura para os próximos anos (2012-2015) a fim de garantir o crescimento econômico sustentável do Brasil [BRASIL, 2013], logo, a engenharia de túneis deve estar pronta para dar a sua contribuição ao país quando solicitada. Não obstante, como já foi enfatizado, existe a necessidade de conhecimentos específicos da área, as particularidades e complexidades das obras subterrâneas desenvolvidas atualmente exigem o emprego de programas computacionais e modelos matemáticos que descrevam o comportamento do maciço para a correta avaliação do problema e escolha do projeto a ser desenvolvido, e não somente estudos e técnicas baseados em experiências e casos similares, como é realizada a maioria desses empreendimentos no país.

Grandes avanços já foram feitos nesta área, especialmente em âmbito internacional, com a implementação de modelos numéricos para simular a resposta do maciço às diferentes situações encontradas em projetos de obras subterrâneas e então balizar as decisões, materiais e métodos a serem empregados. Entretanto, prever o comportamento de um maciço não é algo trivial. Os parâmetros de entrada exigidos pelos modelos numéricos disponíveis devem ser adotados com prudência, pois deles depende a correta avaliação do desempenho das soluções que serão aplicadas. Uma análise crítica tanto das variáveis de entrada como das de saída é essencial.

Com o objetivo de auxiliar nessa análise crítica de parâmetros e resultados obtidos de modelos numéricos, esta dissertação propõe um estudo paramétrico através do uso de um programa em elementos finitos, implementado por Couto (2011), utilizando um modelo de análise tridimensional de túneis profundos escavados em rocha reforçados com tirantes passivos através do método da homogeneização, encontrado em Bernaud et al. (2009). Deste modo, fornece-se uma base para auxiliar na escolha segura e consciente dos parâmetros necessários ao projeto de túneis e também na confiabilidade dos resultados obtidos pelo programa, facilitando o emprego e difusão do método.

Assim, a presente dissertação, além desta introdução, é composta de mais quatro capítulos, sendo o capítulo dois uma revisão bibliográfica das principais variáveis que afetam a dinâmica de um projeto de túnel profundo em rocha, bem como os modelos empregados para a avaliação do comportamento do maciço rochoso, o capítulo três uma explicação da metodologia adotada na dissertação, onde se descreve brevemente o funcionamento do programa utilizado, o capítulo quatro uma apresentação dos dados utilizados nas análises e os resultados da análise paramétrica e, finalizando, o capítulo cinco com as conclusões a que se chegaram através deste estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O objetivo deste capítulo é de apresentar as principais variáveis que afetam um projeto de túnel escavado em rocha, bem como as premissas empregadas nos modelos matemáticos para a avaliação do comportamento de maciços rochosos.

2.1 PROJETOS DE TÚNEIS

Geralmente o problema de engenharia relativo a todas as concepções de soluções estruturais é a previsão do desempenho da estrutura submetida a carregamentos impostos durante sua vida útil. Em especial, para túneis, espera-se prever e controlar o desempenho do maciço rochoso de um modo seguro e econômico. Para tanto, conta-se com a ciência da mecânica das rochas no intuito de entender melhor o comportamento do maciço frente às solicitações impostas pela execução do túnel. Brady e Brown (2004) citam a definição de mecânica das rochas, dada em 1964 pelo Comitê Nacional de Mecânica das Rochas dos Estados Unidos da América e, posteriormente, modificada em 1974, como sendo uma ciência teórica e aplicada do comportamento mecânico dos maciços rochosos e um ramo da mecânica interessado nas respostas das rochas e dos maciços rochosos submetidos aos campos de força de seus ambientes físicos.

Evidencia-se, portanto, a relevância do estudo da mecânica das rochas para o projeto de obras subterrâneas, uma vez que a implantação de um túnel modifica os campos de tensão do maciço rochoso. Para Hood e Brown (1999), a aplicação desta ciência é baseada em três simples premissas, em primeiro lugar, é postulado que, ao maciço rochoso, se pode atribuir um conjunto de propriedades mecânicas passível de ser mensurado em testes normatizados ou estimado usando técnicas bem estabelecidas. A outra premissa afirma que o processo de escavação subterrânea gera uma estrutura rochosa formada por vazios e elementos de sustentação, e que o desempenho mecânico desta estrutura pode ser analisado através dos princípios da mecânica clássica. Ainda, citam uma terceira premissa que afirma que a capacidade de prever e controlar o comportamento mecânico do maciço rochoso pode garantir ou melhorar a segurança e o desempenho econômico da obra.

Para tanto, no desenvolvimento de um projeto de túnel, deve-se obedecer a um ciclo de etapas, apresentadas na Figura 2.1, sendo elas a caracterização geotécnica, a formulação do modelo, a execução do projeto, o monitoramento e, ao final, a retroanálise. Esta metodologia, dada por Brady e Brown (2004), implica na repetição contínua das fases, basicamente, devido ao fato de que a fase de caracterização geotécnica nunca gera uma base de dados suficiente para se desenvolver um único plano que contemple toda a fase de construção. Além disso, o projeto é, em si, um processo evolutivo no qual as respostas dadas pela engenharia refletem o comportamento observado do túnel enquanto é construído.

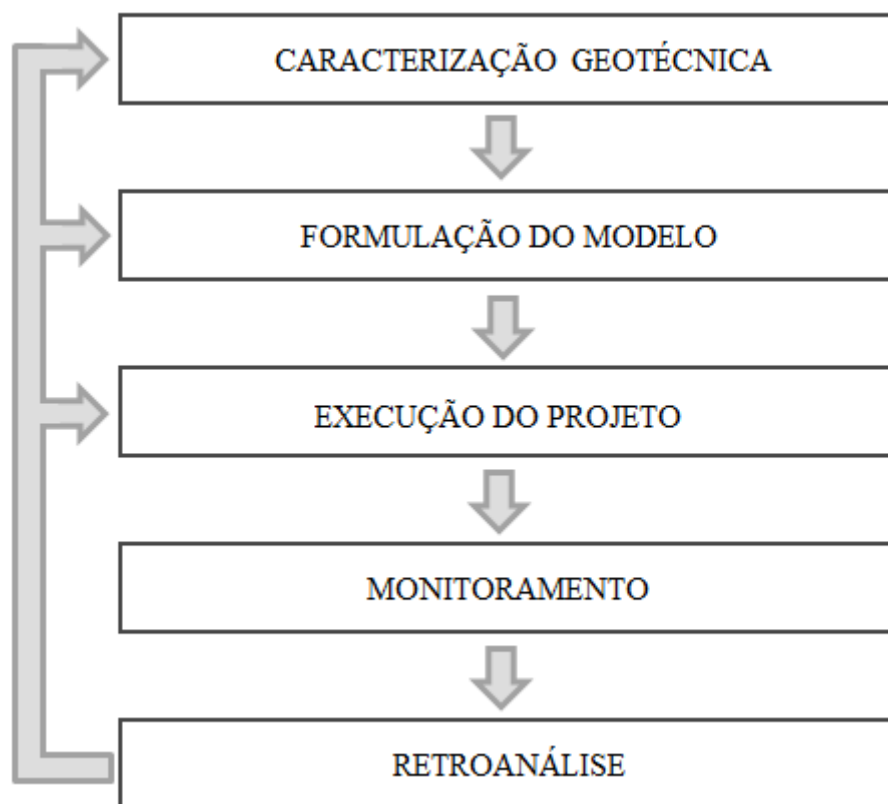


Figura 2.1: metodologia para desenvolvimento de projeto de túnel, baseado em: Brady e Brown (2004).

Fundamentando-se nesta metodologia, Brady e Brown (2004) afirmam que o objetivo inicial da fase de caracterização geotécnica é definir as propriedades mecânicas e as condições do meio no qual a escavação deverá ocorrer. Envolve a determinação das propriedades de resistência e de deformação das várias unidades litológicas, das características e da localização de juntas e falhas que possam existir, da hidrologia do local, do estado de tensão inicial e da resistência do maciço, além de outras variáveis que possam ser particularmente relevantes ao projeto.

Os autores ainda ressaltam que a dificuldade na fase de caracterização geotécnica encontra-se em alcançar dados representativos que definam as condições geomecânicas em todo o maciço rochoso. Sob condições de acesso físico limitado, com pequeno número de amostras de rocha e com um grande número de teorias para relacionar as propriedades da amostra com aquelas do maciço, uma única avaliação da caracterização do local acaba sendo intrinsecamente deficiente.

Sobre essa fase, a Federal Highway Administration (2009), sugere que a extensão das investigações deve ser consistente com o escopo do projeto (localização, tamanho, orçamento), os objetivos (tolerância de risco, desempenho a longo prazo) e as restrições (geometria, impactos a terceiros, estética, impacto ambiental) e, para isso, é importante que todas as partes envolvidas tenham uma boa base de entendimento geotécnico e que estejam cientes do risco inevitável de não serem capazes de definir completamente as condições do subsolo existente ou prever totalmente o comportamento do maciço durante a escavação.

A formulação do modelo, por sua vez, representa a simplificação e racionalização dos dados gerados pela caracterização geotécnica. O objetivo é apontar as principais características geomecânicas responsáveis pelo comportamento do maciço, expresso através da deformação do mesmo. Por exemplo, para as unidades litológicas são atribuídas resistências e deformações médias representativas, bem como uma especificação representativa é aceita para o estado inicial de tensões. A necessidade desta fase decorre das informações limitadas obtidas da fase anterior, que, entretanto, são aceitas na maioria dos métodos analíticos ou computacionais usados. É claro que podem ser introduzidas discrepâncias significativas nesta fase por falha da engenharia em reconhecer a importância de características particulares do maciço [BRADY E BROWN, 2004].

Passa-se, então, para a fase de execução do projeto e, tendo definido as características dominantes do maciço rochoso de uma forma analiticamente tratável, o desempenho mecânico da configuração do túnel selecionada e de sua geometria pode ser previsto através de técnicas apropriadas. Conforme Brady e Brown (2004), esta análise pode ser de forma analítica usando métodos simplificados em um primeiro momento, porém, com o avanço dos métodos computacionais, o emprego de modelos numéricos é indicado para a análise final do projeto.

No monitoramento, o objetivo é caracterizar a resposta do maciço rochoso à atividade de escavação e também durante a vida útil do projeto. A intenção é compreender os papéis dos vários elementos do maciço rochoso na situação de carregamento e deformação. Os dados necessários para gerar esta compreensão são obtidos através de medições de deslocamentos e deformações feitas em pontos estratégicos da escavação. Essas medições incluem a

convergência do túnel, deslizamentos em falhas e medições de deslocamentos verticais e horizontais na zona próxima à face de escavação do túnel. Inspeções visuais regulares também são indicadas para localizar eventuais falhas estruturais e áreas de respostas anômalas, e estas devem ser acompanhadas rotineiramente. Ainda outras formas de monitoramento podem ser adotadas para o acompanhamento do desempenho do projeto [BRADY E BROWN, 2004].

Finalizando, os autores citam a retroanálise, processo de análise quantitativa de dados gerados pela atividade de monitoramento, que é destinada a reavaliar e melhorar o conhecimento das propriedades geomecânicas do maciço rochoso, bem como para analisar a adequação do modelo postulado. É uma técnica amplamente usada em geotecnia devido às incertezas que o meio ambiente impõe aos projetos.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização geotécnica tem papel de destaque entre as fases de um projeto, pois é determinante desde a concepção até o monitoramento, já com a obra construída, para a verificação e possíveis ajustes nos elementos do túnel. Com base nela é possível definir o perfil do subsolo, determinar as propriedades e características do maciço rochoso, definir condições hidrogeológicas, identificar riscos, etc.

A investigação, normalmente, é constituída de sondagens, amostragens e ensaios de campo e de laboratório. Sondagens são geralmente empregadas para identificar a estratigrafia do subsolo e para obter amostras para classificação visual e ensaios laboratoriais. Ensaios *in situ* são utilizados para a determinação de propriedades e índices físicos, evitando-se, assim, a alteração da rocha devido ao processo de amostragem. Nessa categoria se destacam os ensaios geofísicos para a determinação da estratigrafia subterrânea por serem econômicos e práticos para tal função. Ainda, existem vários ensaios em laboratório usualmente empregados em rocha para a determinação dos parâmetros geotécnicos. A Tabela 2.1 elenca alguns desses ensaios e os parâmetros que eles determinam.

Neste ponto, os autores Brady e Brown (2004) alertam que a rocha difere da maioria dos outros materiais uma vez que contém fraturas de vários tipos, o que fará com que se torne uma estrutura descontínua. Deve-se fazer uma distinção clara entre rocha e maciço rochoso: rocha é o termo usado para descrever a rocha intacta e pode ser representado por uma amostra do material, já o

maciço rochoso é todo o material, *in situ*, contendo planos de estratificação, falhas, juntas, dobras e outras características estruturais.

Tabela 2.1: ensaios de laboratório usuais em rochas.

PARÂMETROS	ENSAIOS
Propriedades	Densidade Porosidade Umidade Dilatação Carga Pontual
Resistência	Compressão simples Compressão triaxial Compressão diametral Deslizamento das descontinuidades
Deformabilidade	Módulo de Young Coeficiente de Poisson
Dependência do tempo	Fluência
Permeabilidade	Coeficiente de permeabilidade

(fonte: U. S. Army Corps of Engineers (1997))

É importante ressaltar que a presença de grandes descontinuidades ou de um número elevado de juntas não implica necessariamente que o maciço rochoso se comportará como um meio descontínuo. Nas escavações em que a rocha está sujeita a altas tensões de compressão, pode ser razoável tratar um maciço rochoso fraturado como um meio contínuo [BRADY E BROWN, 2004]. Assim, deve-se dar importância tanto às propriedades do material rochoso quanto às tensões iniciais, as quais o maciço se encontra submetido, para o entendimento e execução do projeto.

2.2.1 Tensões *in situ*

Segundo Hoek e Brown (1996), as tensões que existem em um maciço rochoso não perturbado são relacionadas ao peso das camadas sobrepostas e à história geológica do maciço e, para definir completamente o estado de tensão em um ponto dentro da massa rochosa é necessário considerar o volume envolvente de tal ponto. A fim de satisfazer as condições de equilíbrio rotacional, os pares de componentes σ_{yx} e σ_{xy} , σ_{zy} e σ_{yz} , e σ_{zx} e σ_{xz} devem ser iguais entre si, assim, somadas as componentes σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} , chega-se a seis valores de componentes de tensões necessários para determinar o estado de tensão.

Os valores dessas componentes de tensão, em um ponto, variam de acordo com a orientação dos eixos de referência. Seja qual for o estado de tensão, é possível achar uma orientação particular dos eixos onde as componentes de cisalhamento se anulam. Esses são os eixos principais de tensão, habitualmente ditos σ_1 , σ_2 e σ_3 , tensão principal maior, intermediária e menor, respectivamente. Assim, antes de se calcular a redistribuição de tensões que a escavação causará na rocha, a tensão inicial, pré-existente, deve ser medida ou estimada [HOEK E BROWN, 1996].

Existem métodos de medição direta do estado de tensão inicial do maciço rochoso e existem métodos que estimam essa tensão. Alguns métodos diretos que podem ser citados são o “*flat Jack*”, o fraturamento hidráulico e a célula triaxial CSIRO (*Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*), que permitem que diferentes quantidades de componentes da tensão sejam determinadas [HUDSON E HARRISON, 2000].

Conforme Hoek e Brown (1996), em se tratando de métodos de estimativa das tensões é comum que se adote a simplificação de que as tensões principais atuam nas direções horizontal e vertical e que a Equação 2.1 seja aplicada na previsão da tensão vertical. Essa equação se mostra adequada principalmente em profundidades maiores, como é mostrado na Figura 2.2, produzida pelos autores com a medição da tensão vertical em 116 pontos distribuídos em todo o mundo. A linha que aparece na figura indica que 27 kN/m^3 seria uma média representativa do peso específico das rochas testadas.

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.1)$$

Onde:

σ_v = tensão vertical;

γ = peso específico da rocha;

z = profundidade onde se deseja conhecer a tensão.

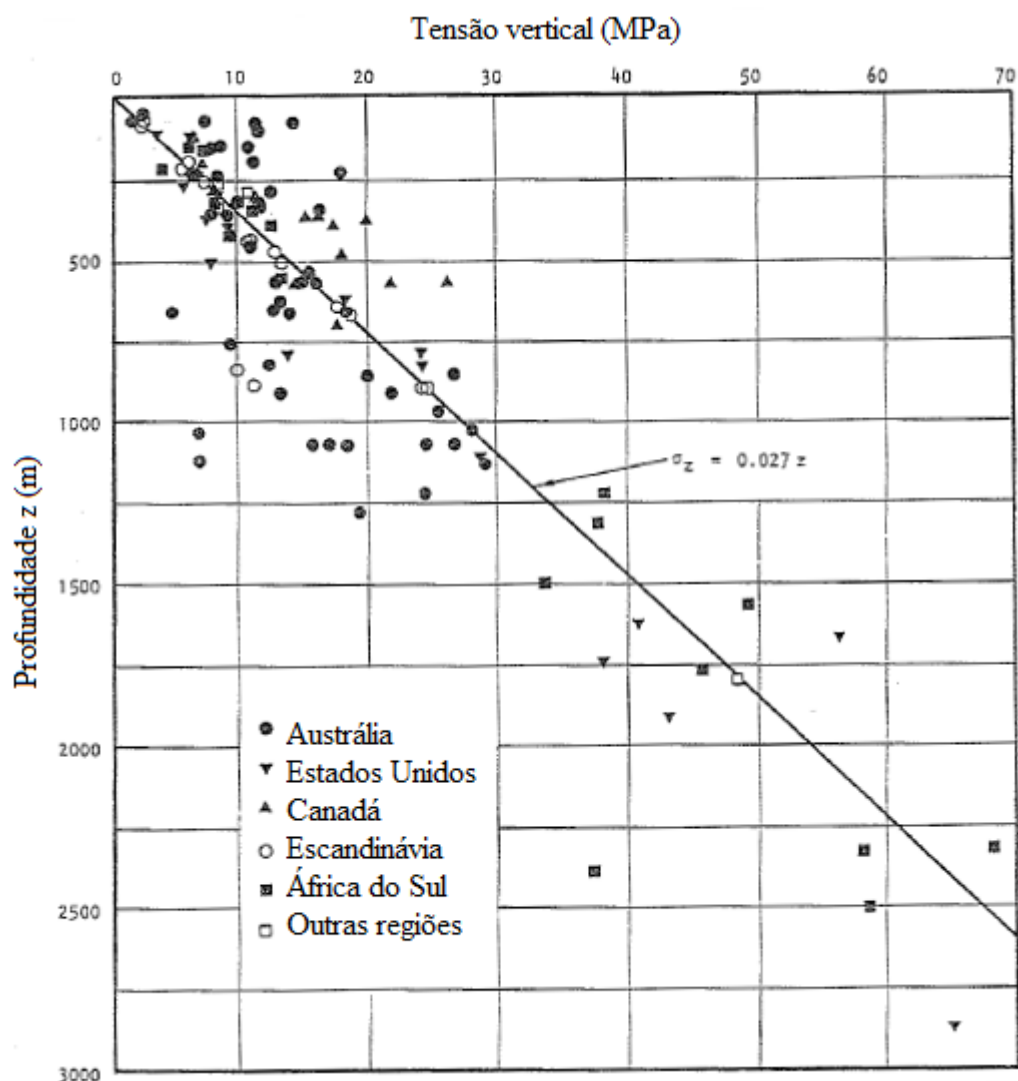


Figura 2.2: tensão vertical *versus* profundidade, baseado em: Hoek e Brown (1996).

Já para a estimativa das tensões horizontais, geralmente, são adotados valores iguais nas duas direções (σ_x e σ_y), apesar de ser possível a ocorrência de materiais ortotrópicos. Heim (1912 apud Hoek e Brown, 1996)¹ sugeriu que tanto a incapacidade da rocha de suportar diferenças muito significativas de tensão como os efeitos das deformações dependentes do tempo causam um equilíbrio entre a tensão vertical e horizontal no maciço rochoso. Isso decorre do fato de que quando ocorrem tensões horizontais muito elevadas, a rocha começa a apresentar fraturas, deformações plásticas e deformações dependentes do tempo que, conseqüentemente, diminuem a diferença entre a tensão vertical e horizontal, como mostrado na Figura 2.3 [HOEK E BROWN, 1996].

¹ HEIM, A. **Zur Frage der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit**. Schweiz: Bauztg, 1912.

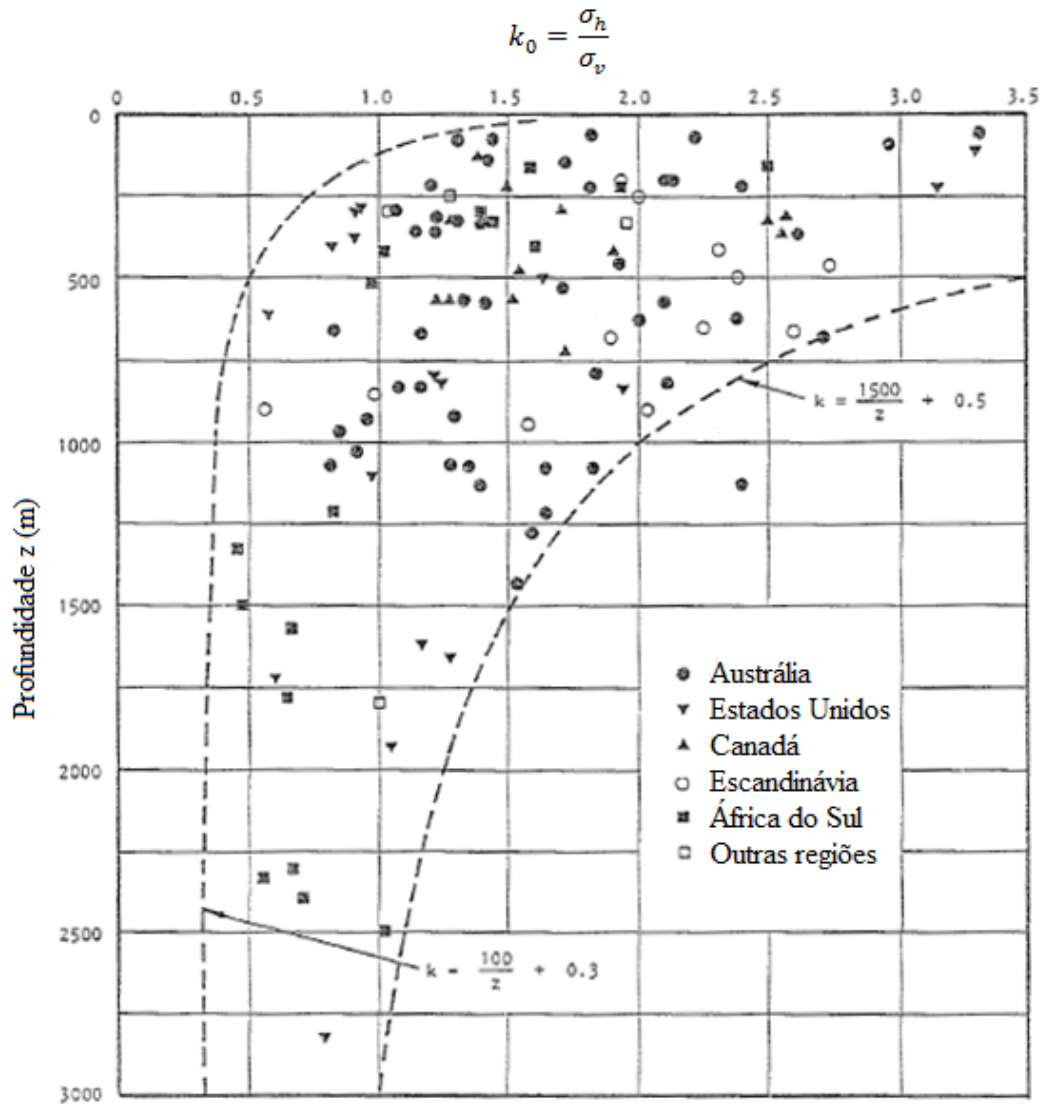


Figura 2.3: variação de k_0 com a profundidade, baseado em: Hoek e Brown (1996).

Entretanto, deve-se frisar que os dados da Figura 2.3, apesar de terem sido obtidos em diferentes litologias, todas as medições referem-se a maciços rochosos não perturbados, onde não é predominante a influência da topografia ou do passado tectônico local. Os valores, portanto, são tendências de maciços não perturbados e, mesmo assim, apresentam variações.

2.2.2 Propriedades geomecânicas

A determinação de algumas propriedades do maciço é de notória importância na fase de investigação geotécnica, obviamente, esses valores constituem médias e podem sofrer variações ao longo do traçado do túnel, especialmente quando essa fase for concomitante com a fase de monitoramento. Além disso, as propriedades a serem caracterizadas dependerão do

modelo de previsão do comportamento do maciço escolhido. Para o uso do programa numérico a que este estudo se refere, além das propriedades dos materiais de revestimento e reforço, alguns dados do maciço rochoso são essenciais, sendo eles: Módulo de Young (E), Coeficiente de Poisson (ν), Ângulo de Atrito (ϕ), Coesão (c) e Ângulo de Dilatância (ψ).

O Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson são constantes do material ligadas à fase elástica do modelo. O módulo de Young é o parâmetro mais representativo quando se quer caracterizar o comportamento mecânico de rochas e se deseja saber a distribuição de tensões e deformações. Geralmente, testes em laboratório e *in situ* podem ser feitos para sua determinação, porém, devido a variáveis como tamanho da amostra, presença de falhas, ou mesmo a variabilidade natural da rocha, pode-se obter diferentes valores para o parâmetro. Um estudo conduzido por Shen et al. (2012) avaliou a performance de equações empíricas baseadas tanto no RMR (*Rock Mass Rating*) como no GSI (*Geological Strength Index*) usando dados de parâmetros obtidos *in situ* de alta qualidade e indicando a equação empírica que melhor correspondia a realidade, dependendo dos parâmetros de entrada das equações.

Dentre os ensaios de laboratório, um dos mais amplamente usados e que fornece vários dados sobre o comportamento da rocha, inclusive o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, é o ensaio de compressão triaxial. O equipamento utilizado para esse ensaio em rocha é semelhante ao utilizado para solos, a amostra é cilíndrica e sobre ela é imposta uma tensão vertical (σ_1) e tensões horizontais (σ_2 e σ_3) iguais entre si. A Figura 2.4 mostra um resultado típico da curva tensão normal *versus* tensão de cisalhamento resultante desse ensaio.

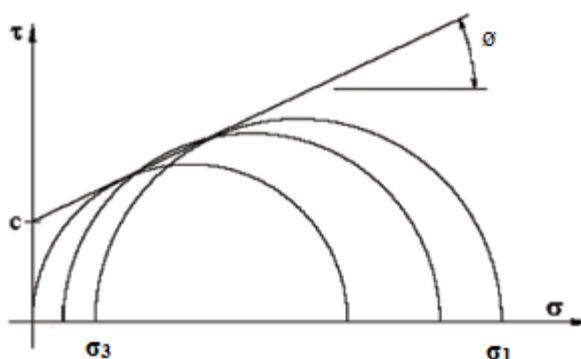


Figura 2.4: resultado típico de um ensaio de compressão triaxial, tensão normal *versus* tensão cisalhamento.

A Figura 2.5 mostra outros resultados, em termos de tensão e deformação, que também podem ser obtidos pelo ensaio triaxial. Nela podemos distinguir quatro seções principais [GIODA, 1981]:

- 1) seção OA: corresponde ao fechamento das microfraturas presentes na amostra;
- 2) seção AB: nessa etapa se dá início à abertura de novas fraturas na amostra, tais fraturas se propagam de modo estável, ou seja, a propagação destas fraturas cessa quando se mantém a carga constante e só recomeça quando ocorre o aumento de carga. Nesta seção a variação de volume inverte seu andamento (Figura 2.5 (b)) por causa da dilatação que a rocha apresenta;
- 3) seção BC: termina no ponto de máxima resistência a compressão. Nesta seção a propagação de fraturas é instável, ou seja, elas se propagam mesmo se mantendo a carga constante. Assim, se na seção AB um ciclo de carga e descarga coincide com o percurso do primeiro carregamento, no trecho BC um ciclo de carga e descarga dá lugar a um “anel” de histerese;
- 4) Após o ponto C: observa-se um comportamento frágil, um aumento da deformação corresponde a uma diminuição da capacidade da rocha de suportar o carregamento.

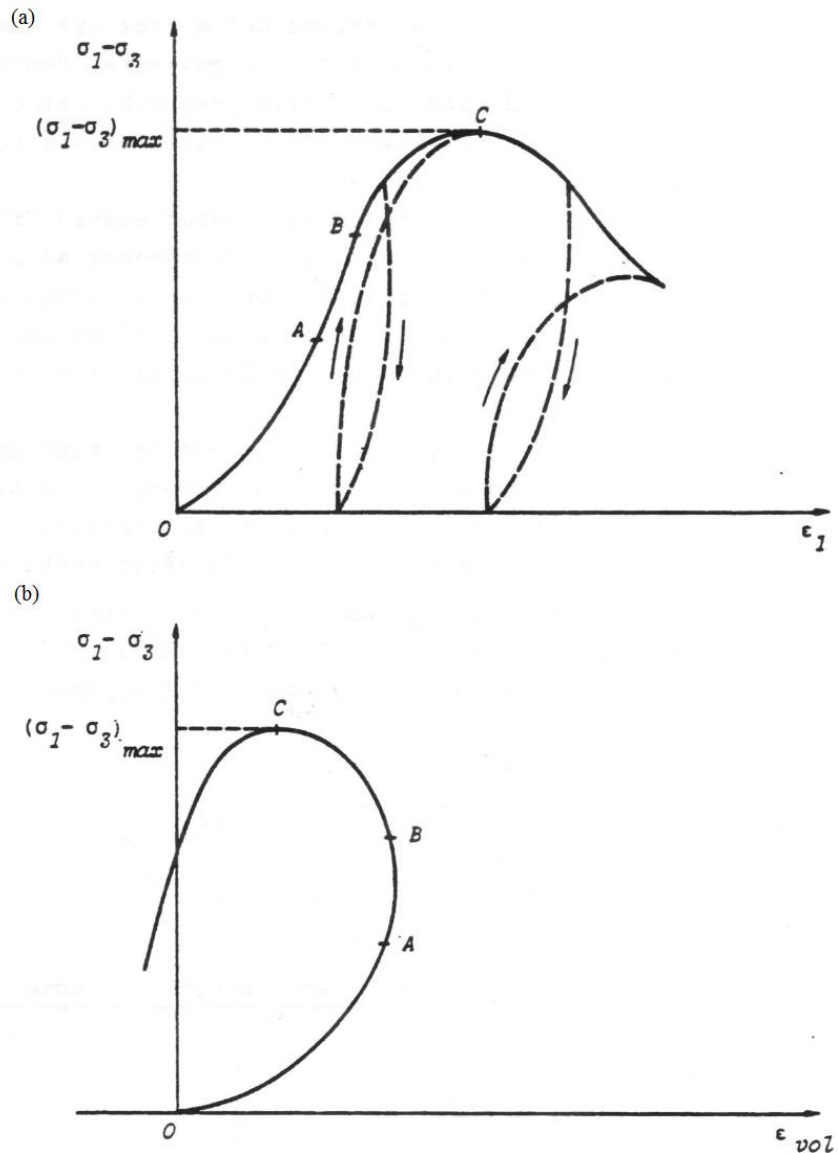


Figura 2.5: resultado de ensaio de compressão triaxial em amostra de rocha (a) curva tensão desviatória *versus* deformação vertical e (b) curva tensão desviatória *versus* deformação volumétrica [GIODA, 1981].

Obviamente os diagramas resultantes do ensaio triaxial variam de acordo com a amostra a ser ensaiada. Uma característica interessante de ser observada no ensaio é a inclinação da porção descendente da curva. Os dois casos típicos principais, mostrados na Figura 2.6, indicam o comportamento após a resistência à compressão ser alcançada; sob a forma de deformação contínua ao mesmo nível de tensão (material dúctil) e uma queda do nível de tensão para zero no mesmo valor de deformação (material frágil) [HUDSON E HARRISON, 2000].

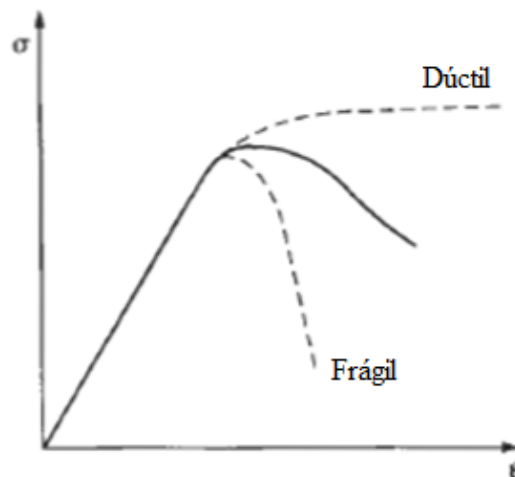


Figura 2.6: diferença de comportamento entre um material dúctil e um material frágil, baseado em: Hudson e Harrison (2000).

Sobre o Coeficiente de Poisson, obtido através do monitoramento das deformações laterais e longitudinais, Vallejo et al. (2002) explica que, geralmente, este parâmetro possui valores da ordem de 0,1 a 0,4 para rochas. Outros valores típicos do Coeficiente de Poisson e também do Módulo de Elasticidade são mostrados na Tabela 2.2 para diferentes tipos de rocha.

Tabela 2.2: valores típicos do Coeficiente de Poisson e do Módulo de Elasticidade para diferentes rochas.

Rocha sã	Módulo de Elasticidade (10 ⁴ MPa)	Coeficiente de Poisson
Andesito	3.0-4.0	0.23-0.32
Anfibolito	1.3-9.2	
Anhidrito	0.15-7.6	
Arenito	0.3-6.1	0.1-0.4 (0.24-0.31)
Basalto	3.2-1.0	0.19-0.38 (0.25)
Calcário	1.5-9.0 (2.9-6.0)	0.12-0.33 (0.25-0.30)
Quartzito	2.2-10 (4.2-8.5)	0.08-0.24 (0.11-0.15)
Diabásio	6.9-9.6	0.28
Diorito	0.2-1.7	
Dolomia	0.4-5.1	0.29-0.34
Gabro	1-6.5	0.12-0.20
Gnaisse	1.7-8.1 (5.3-5.5)	0.08-0.40 (0.20-0.30)
Xisto	0.6-3.9 (2.0)	0.01-0.31 (0.12)
Granito	1.7-7.7	0.1-0.4 (0.18-0.24)
Grauvaca	4.7-6.3	
Siltito	5.3-7.5	0.25
Foelho	0.3-2.2	0.25-0.29
Marga	0.4-3.4	
Mármore	2.8-7.2	0.1-0.4 (0.23)
Micaxisto	0.1-2.0	
Filito	0.5-3.0	
Sal	0.5-2.0	0.22
Turfa	0.3-7.6	0.24-0.29
Giz	1.5-3.6	

(fonte: Vallejo (2002))

O Ângulo de Atrito e a Coesão também podem ser obtidos através do ensaio triaxial. Segundo Wyllie e Mah (2004), baseado no efeito de escala e nas condições geológicas em campo é preciso avaliar se esses parâmetros devem ser retirados do comportamento da rocha intacta ou do maciço como um todo, envolvendo todas as discontinuidades, como ilustrado na Figura 2.7.

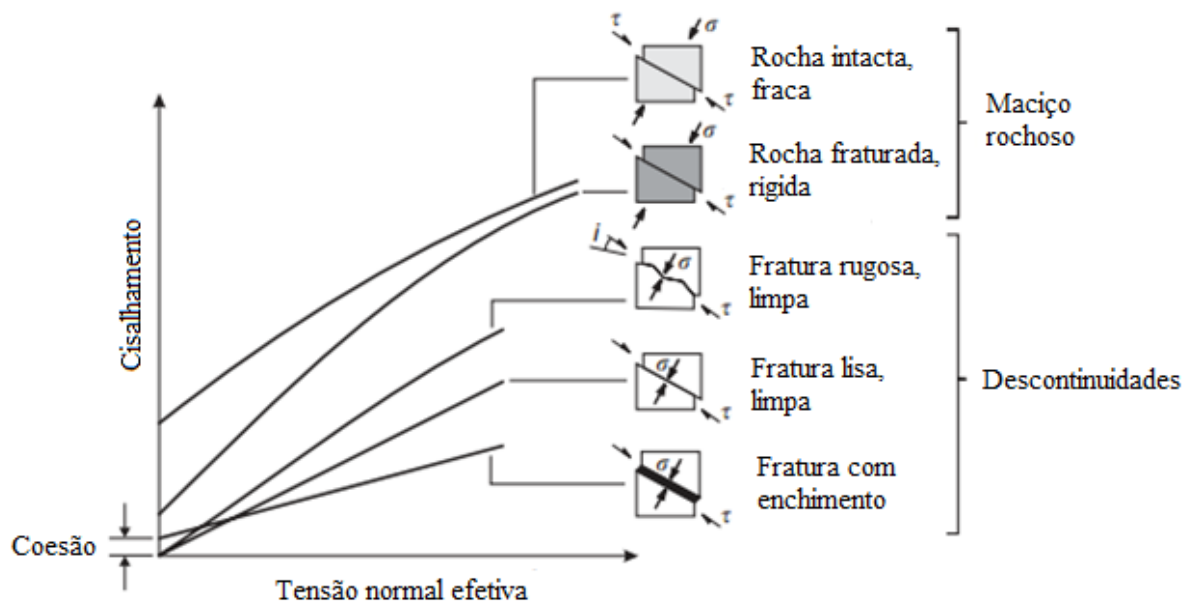


Figura 2.7: relações entre tensão de cisalhamento e normal numa superfície de deslizamento em cinco diferentes condições, baseado em: Wyllie e Mah (2004).

O Ângulo de Dilatância poderá ser levado em consideração caso a amostra apresente esse tipo de comportamento. Conforme Vermeer e de Borst (1984), as rochas, normalmente, contêm fissuras ou defeitos similares de vários tamanhos e diferentes orientações, o deslizamento das superfícies das fissuras, pela ação de uma tensão cisalhante traz, como consequência, a abertura delas e o aumento no volume do material, fenômeno conhecido como dilatância.

Normalmente o Ângulo de Dilatância é levado em consideração de duas formas bastante simplistas, regra de fluxo associada, com ângulo de dilatância igual ao ângulo de atrito, ou regra de fluxo não associada, com ângulo de dilatância igual a zero [ALEJANO E ALONSO, 2005]. Hoek e Brown (1997) recomendam valores do ângulo de dilatância em relação ao ângulo de atrito variando de um quarto do ângulo de atrito, para rochas de boa qualidade, a zero, para rochas de baixa qualidade.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE TÚNEIS

Quando se realiza uma escavação no subterrâneo, criando-se assim uma cavidade, ocorre uma redistribuição de tensões no maciço rochoso remanescente, a escavação alivia as tensões *in situ* da rocha nas regiões próximas e sobre a parede da cavidade. A perda de material é rapidamente acompanhada por uma redistribuição de tensões dentro do maciço não escavado.

Se o túnel for perfeitamente circular, então, essa redistribuição de tensões é associada a um movimento radial e para dentro do túnel. Com o aumento das tensões pode-se criar zonas localizadas de falha por deformação plástica, a extensão dessa falha dependerá da capacidade do material [LUNARDI, 2000].

Lunardi (2000) divide em três situações distintas a resposta do maciço frente à escavação, vide Figura 2.8, a primeira situação ocorre quando o maciço em torno da cavidade resiste às tensões e responde elasticamente. O segundo caso é quando o maciço em torno responde inelasticamente, plastificando e deformando, aumentando o raio de ação das tensões até um ponto, distante da escavação, onde o estado de tensão seja compatível com a capacidade da rocha, nesse caso, o autor sugere que medidas de estabilização devam ser tomadas. Já a terceira hipótese ocorre quando o maciço em torno é completamente incapaz de suportar as tensões induzidas e responde, então, com a falha e o colapso do túnel.

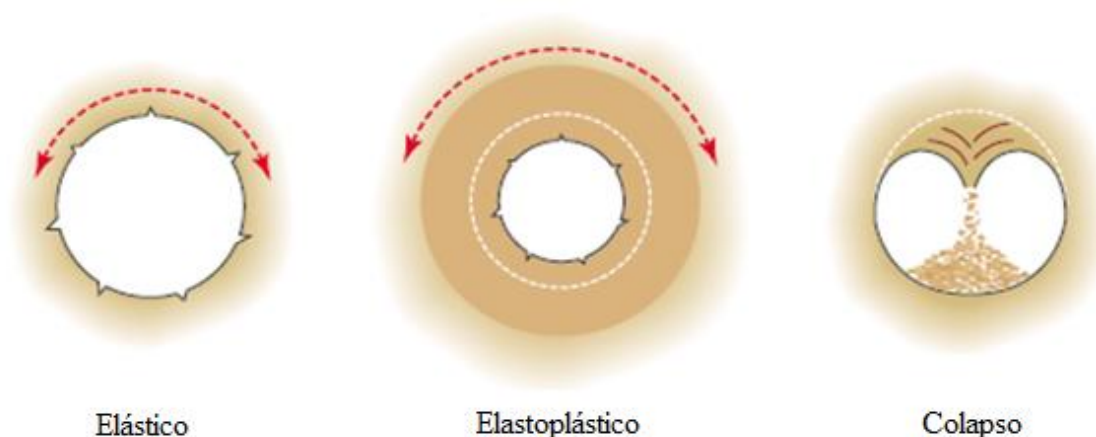


Figura 2.8: respostas do maciço frente à escavação, baseado em: Lunardi (2000).

Neste cenário, deve-se considerar que a concepção de uma estrutura subterrânea em rocha difere de outros projetos de engenharia em relação às suas solicitações. Nas estruturas convencionais de superfície, a geometria da estrutura e a sua finalidade definem as cargas impostas no sistema. Para os túneis subterrâneos, o maciço rochoso está submetido inicialmente a um estado de tensão e, após a escavação, o estado de tensões resulta tanto das tensões iniciais como das tensões induzidas pela escavação.

Para tanto, existem simplificações que facilitam a determinação das tensões induzidas pela escavação, uma delas aborda o conceito de Zona de Influência. A ideia essencial do método é que a Zona de Influência define um domínio de perturbação significativa das tensões, geradas pela

escavação. Simplificadamente, pode-se considerar alguns dos processos mecânicos envolvidos na escavação de maciços rochosos observando a Figura 2.9 (a), que representa um corte transversal do eixo de um túnel, ABCD representa o volume de rocha a ser escavado. Antes da escavação o material deste volume exerce um conjunto de forças de sustentação sobre a rocha à volta. Após a extração do material, vista na Figura 2.9 (b), essa sustentação é eliminada, isto é, o processo de retirada do material é estaticamente equivalente a introduzir um conjunto de forças, sobre a superfície ABCD, igual em magnitude, porém oposta em sentido, daquele agindo originalmente [BRADY E BROWN, 2004].

Sob a ação dessas forças induzidas, deslocamentos da massa de rocha próxima à escavação do túnel ocorrem. Tensões surgem nesta região, derivadas tanto da tensão causada pela escavação quanto do estado inicial de tensões. Essas tensões acarretam um aumento da energia de deformação do maciço rochoso que por sua vez é armazenada localmente, nas zonas de concentração de tensões. Se estas tensões excederem a capacidade da rocha, então, a falha ocorre [BRADY E BROWN, 2004].

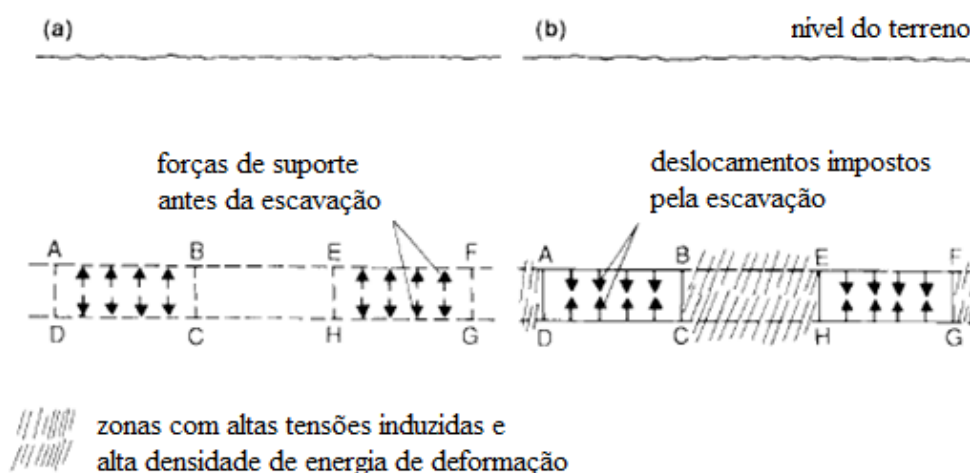


Figura 2.9: (a) condições antes da escavação em torno de um túnel e (b) consequências mecânicas da escavação, baseado em: Brady e Brown (2004).

Conforme Hoek e Brown (1996), a medida que a escavação muda as tensões no maciço observa-se o arqueamento das tensões que, considerando o maciço elástico e mostrando o campo de tensões através da trajetória das tensões principais representadas por linhas de distribuição, será como a vista na Figura 2.10. Mecanismo similar ocorre, também, na direção longitudinal do túnel, na região próxima à face de escavação, que fica sujeita a um significativo aumento na intensidade

das mudanças dos estados de tensões e deslocamentos. Dessa forma, pode-se notar a formação de um efeito arco tridimensional transpondo a cavidade não suportada [EISENSTEIN et al., 1984].

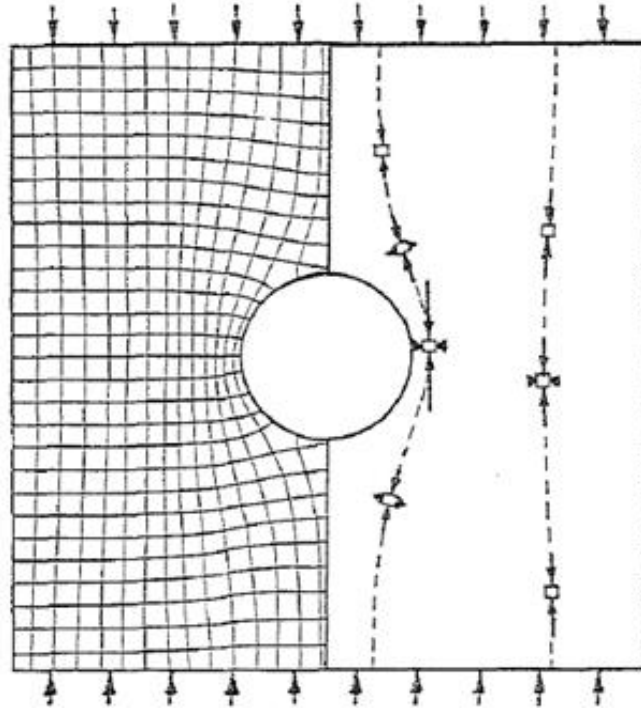


Figura 2.10: trajetória das tensões principais menor e maior em torno de uma cavidade circular no estado uniaxial de tensão em um plano elástico [HOEK E BROWN 1996].

Eisenstein et al. (1984), explicam, conceitualmente, na Figura 2.11, a distribuição das tensões e deslocamentos verticais ao longo de uma linha longitudinal situada no teto do túnel. Conforme os autores, adiante da frente de escavação, no ponto B, devido ao efeito de arco longitudinal, há uma concentração de tensões verticais, que é seguida de um decréscimo acentuado até a frente de escavação, no ponto C. Neste trecho não suportado, CD, as pressões são nulas e, após a instalação do suporte, ocorre um aumento das tensões verticais, no ponto E, e então, é alcançada uma situação de equilíbrio, no ponto F. Dependendo da rigidez relativa maciço-suporte pode haver uma concentração de tensões na borda do revestimento, no ponto E.

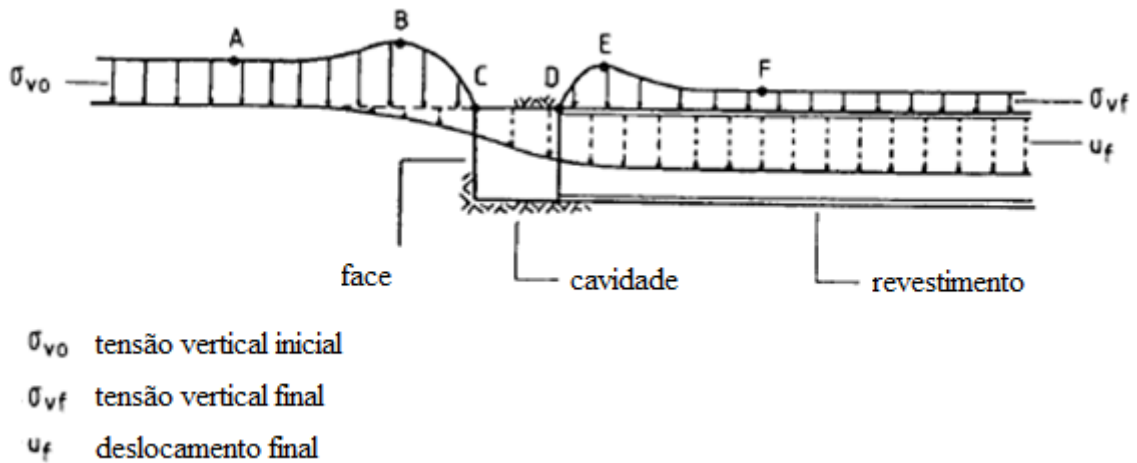


Figura 2.11: distribuição da tensão vertical e deslocamento ao longo da cobertura de um túnel, baseado em: Einstein (1984).

Hafany e Emery (1980), com o objetivo de demonstrar os efeitos do avanço da frente de escavação, modelaram elasticamente os deslocamentos radiais para um ponto de referência na parede de um túnel de seção circular sem revestimento. Verifica-se, pela Figura 2.12, que os deslocamentos iniciam a uma distância de cinco raios ($-5R$) antes da frente de escavação. Quando a escavação atinge o ponto de referência, o deslocamento ocorrido é superior a 35% do total. Ao se ultrapassar a face de escavação em um raio ($1R$) do ponto de referência, o deslocamento é de, aproximadamente, 80% e, quase 100%, quando ultrapassa dois raios ($2R$).

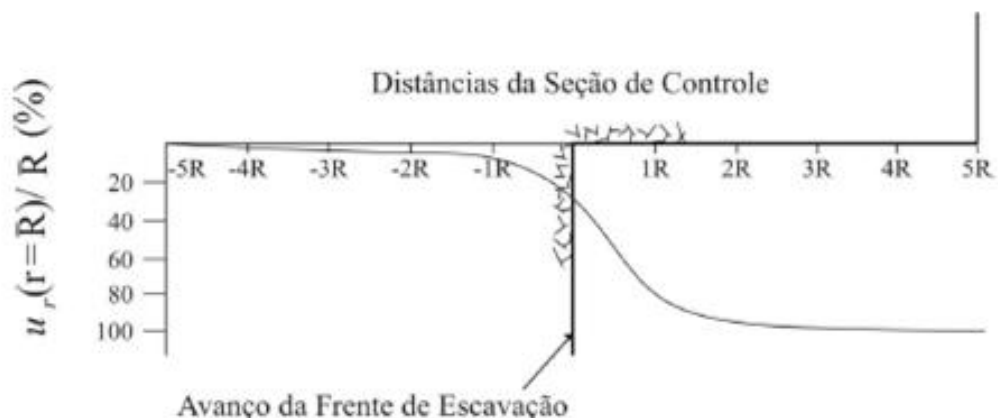


Figura 2.12: deslocamento radial devido ao avanço da frente de escavação, baseado em: Hafany e Emery (1980).

Apesar de ocorrerem deformações, resultantes do processo de escavação, para túneis profundos, elas são permitidas e até mesmo provocadas, a fim de reduzir as elevadas tensões iniciais suportadas pelos revestimentos. Essa redução é extremamente benéfica desde que haja um

controle para que as deformações não se tornem excessivas ou que aconteçam falhas ou, ainda, um eventual aumento das cargas. Esse equilíbrio é obtido controlando as deformações na frente da face de escavação, controlando o tempo (ou distância) de implantação do revestimento primário à face, adotando materiais relativamente flexíveis para o revestimento e, finalmente, incorporando o revestimento final após a evolução das deformações [KAVVADAS, 2003].

2.4 REFORÇO E SUPORTE

Usando a definição de Windsor e Thompson (1993)² apud Brady e Brown (2004), suporte é a aplicação de uma força de reação na superfície de escavação e inclui técnicas como cambotas metálicas, concreto projetado e anéis de concreto pré-moldado. Reforço, por outro lado, é um meio de conservar ou melhorar as propriedades do maciço rochoso por meio de técnicas como tirantes e chumbadores. Neste texto, é dada ênfase aos tipos de reforço e suporte que serão usados no programa numérico.

Sabe-se que, frequentemente, o projeto de reforço e suporte é baseado em práticas precedentes ou em experiências adquiridas em uma determinada região ou, ainda, em escavações iniciais ou de teste, no entanto, é sempre preferível que os modelos experimentais estejam embasados em alguma forma de análise prévia. Dependendo da situação, o cálculo para o projeto pode variar da simples aplicação da teoria do equilíbrio limite até o uso de técnicas computacionais envolvendo a interação entre a rocha e o sistema de contenção das deformações, levando em consideração as propriedades do reforço e do suporte.

2.4.1 Reforço - Tirantes Passivos

Tirantes passivos, como mostrado na Figura 2.13, são elementos de reforço que necessitam de um deslocamento da rocha para serem ativados. A ancoragem desse tipo de reforço é obtida pelo atrito entre o material de preenchimento (resina, nata de cimento, etc.) e a rocha. A eficácia da resistência ao movimento é medida através do fator de aderência, que é definido como a resistência de arrancamento do tirante por medida de comprimento.

² Windsor, C. R.; Thompson, A. G. **Comprehensive Rock Engineering:** rock reinforcement - technology, testing, design and evaluation. vol. 4. Oxford: Pergamon: 1993.

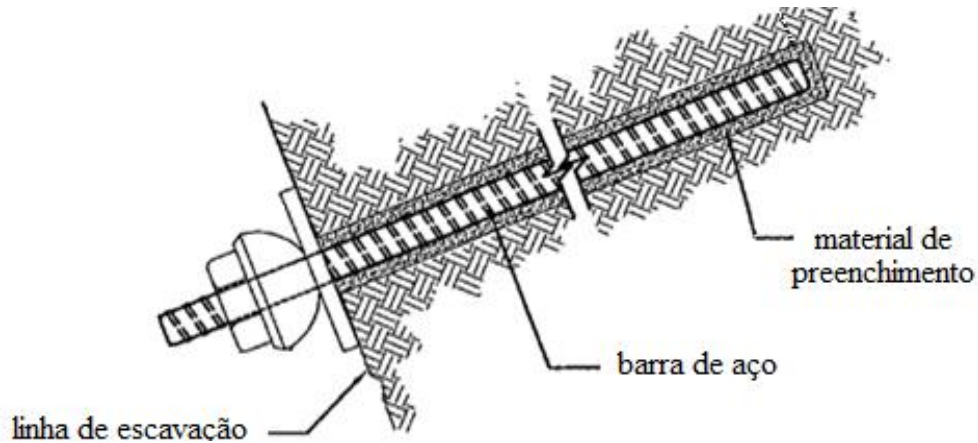


Figura 2.13: tirante passivo, diferentemente do tirante ativo, não apresenta comprimento livre e comprimento ancorado, baseado em: Federal Highway Administration, (2009).

Em particular, quando ocorre deslocamento ao longo das descontinuidades, os tirantes passivos estão sujeitos tanto a solicitações de tração quanto de corte, Figura 2.14. O nível dessa solicitação dependerá das propriedades do maciço circundante, das propriedades do material de enchimento e dos parâmetros de resistência e ductilidade do próprio tirante [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2009]. Conforme Martín et al. (2011), geralmente a solicitação de tração é verificada com mais frequência e a falha do sistema pode ocorrer tanto por descolamento na interface tirante/resina como na interface resina/rocha. Ao tentar mover-se, o maciço transfere progressivamente carga ao tirante e uma tensão de cisalhamento ocorrerá ao longo de seu comprimento, à medida que a resistência ao cisalhamento é atingida o desligamento das interfaces acontecerá.

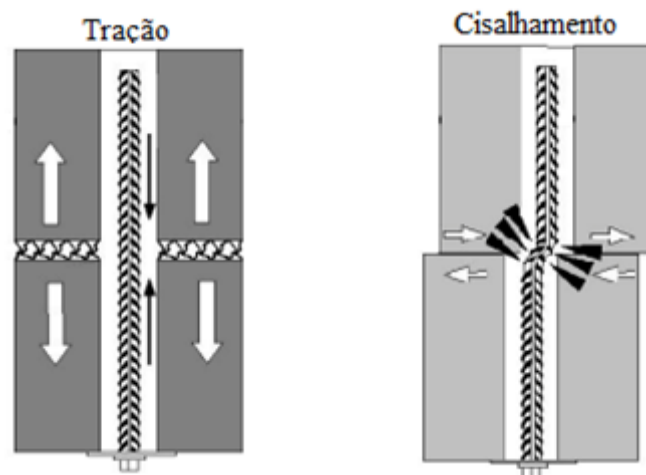


Figura 2.14: solicitações resultantes de dilatação ou da separação de camadas (esquerda) e do deslizamento entre planos (direita), baseado em: Mark et al., (2002).

A utilização desse sistema de reforço tem se tornado cada vez mais difundida uma vez que oferece elevada resistência axial contra a separação de descontinuidades presentes na rocha. Além disso, a fácil instalação e o baixo custo se comparado a outros sistemas contribuíram ainda mais para sua disseminação [JALALIFAR, 2011].

Sugere-se a utilização de tirantes passivos quando o maciço rochoso não possuir descontinuidades com grandes espaçamentos que possam causar a perda do material de preenchimento, para reforço à longo prazo de camadas finas no teto do túnel e quando tirantes ativos não são recomendados (quando o maciço não resiste as tensões de ancoragem, quando não é possível a verificação regular da ancoragem, em áreas próximas a locais onde ocorram explosões que possam interferir na ancoragem, etc.) [YASSIEN, 2003].

Segundo Hoek et al. (1995), quando a instalação do suporte pode ser realizada próxima à frente de escavação, ou antes que mudanças de tensões aconteçam, tirantes passivos podem ser empregados. Para que sejam efetivos, portanto, os tirantes devem ser instalados antes da ocorrência de movimentos significativos. A Figura 2.15 mostra aplicações típicas onde os tirantes passivos podem ser utilizados para controle de diferentes falhas.

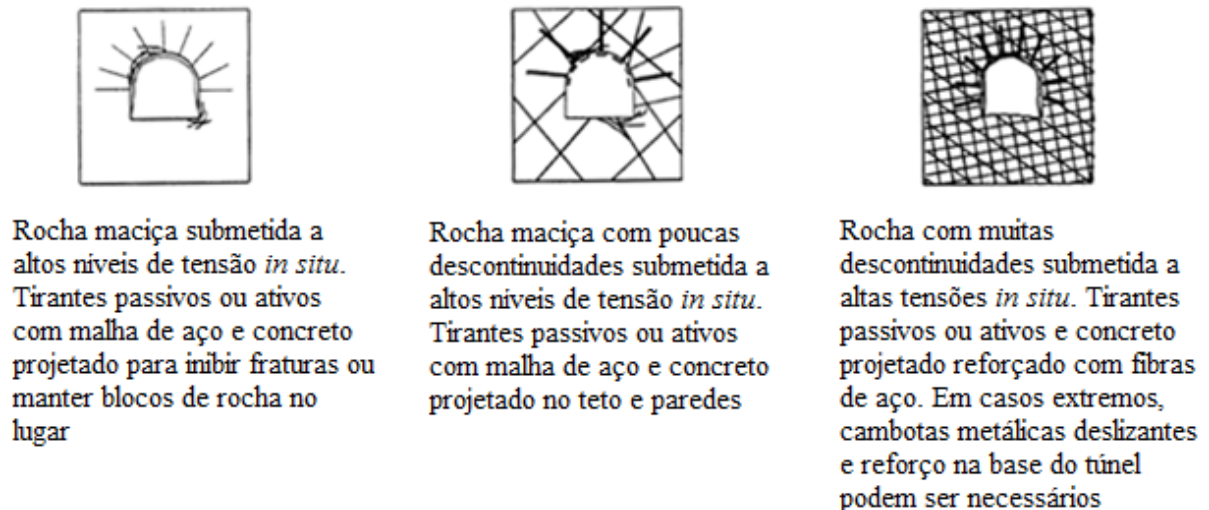


Figura 2.15: aplicações típicas de tirantes passivos para controle de diferentes tipos de falha em rocha, baseado em: Hoek et al. (1995).

Em estudos sobre o uso de tirantes radiais realizados por Bobet e Einstein (2011), os autores afirmam que os deslocamentos que ocorrem com a escavação resultam em tensões de tração no reforço que são resistidos pela rocha, aumentando a compressão radial. Esse aumento tem dois efeitos principais: a diminuição das deformações radiais e o acréscimo do confinamento

da rocha com conseqüente diminuição das deformações plásticas. Para eles, a colocação do sistema de reforço enquanto a rocha sofre deformações plásticas se mostra mais eficiente, uma vez que, se o sistema for instalado enquanto a rocha sofre deformações elásticas pode não resultar em grandes reduções da convergência do túnel, porém resulta em grandes tensões no reforço.

Na definição do projeto de reforço, parâmetros como o comprimento do tirante, diâmetro da barra de aço, espaçamento entre tirantes e resistência, tanto do tirante em si como do material de preenchimento são alguns dos fatores que influenciam no desempenho do sistema. Até o momento, não existe um método de projeto que tenha encontrado grande aceitação e, portanto, a determinação do reforço necessário tem sido comumente baseada em observações de campo e abordagens empíricas como os sistemas de classificação de rochas.

No entanto, mais recentemente este procedimento foi sendo complementado por avaliações analíticas e numéricas, permitindo assim uma melhor avaliação qualitativa e quantitativa dos parâmetros do projeto de tirantes utilizado [LABIOUSE, 1996; BERNAUD et al., 2009]. Para Hoek e Brown (1996) um sistema de tirantes não age de forma independente do maciço no qual está inserido e, portanto, as deformações, que irão ocorrer no maciço e no sistema de suporte, devem ser avaliadas em conjunto.

Um dos métodos possível de ser utilizado na modelagem de tirantes passivos é o método da homogeneização [BERNAUD et al., 2009]. Este método aproveita a alta densidade de tirantes inseridos e modela o maciço reforçado como um meio contínuo homogêneo, exibindo propriedades de resistência anisotrópicas.

2.4.2 Suporte - Revestimento em Concreto Projetado e Pré-Moldado

Na prática da engenharia de túneis é comum dividir o tipo de suporte em revestimento primário e secundário. O revestimento primário é aplicado durante ou imediatamente depois da escavação, assegurando as condições de segurança durante o subsequente trabalho de retirada de material e iniciando o processo de mobilização das tensões no maciço, controlando os deslocamentos. O revestimento secundário fará parte, e pode até ser a totalidade, do suporte necessário. O tempo de instalação do revestimento junto com a resistência e a rigidez do revestimento definem a escolha do suporte empregado [BRADY E BROWN, 2004].

Sendo, então, a rigidez um dos pontos-chave para o projeto de túneis, Peck (1969)³ apud Son e Cording (2007), em seus estudos, dividiu os revestimentos em rígidos e flexíveis. O revestimento flexível é o que, ao interagir com a massa de rocha ao redor, a pressão e a correspondente deflexão em sua forma resultariam em momentos fletores insignificantes em todos os pontos do revestimento. Já o revestimento rígido é dito assim quando, ao ser submetido às cargas do maciço, apresenta pouca deformação. O autor ainda pontua que esta classificação depende da rigidez relativa entre o maciço e o revestimento, um revestimento pode ser considerado flexível se o maciço for de boa qualidade (rígido), e o mesmo revestimento pode ser considerado rígido em uma rocha branda.

Em geral, os deslocamentos da parede do túnel, que influenciam a reação e o comportamento do revestimento, não são uniformes e podem ser considerados, segundo González e Sagasetta (2001), como a soma dos seguintes fatores, também mostrados ilustrativamente na Figura 2.16:

- a) deslocamento radial uniforme para dentro do túnel;
- b) ovalização sem mudança de seção;
- c) translação uniforme vertical, sem distorção.

Uma grande variedade de técnicas é utilizada para sustentar as obras subterrâneas, dentre tantas, neste trabalho, é destacado o uso de concreto projetado, que é basicamente uma mistura de agregados finos, cimento e água espalhada e compactada através de jatos de alta pressão. Sua flexibilidade na escolha das espessuras de aplicação, a possibilidade de se reforçar o concreto com elementos metálicos como telas soldadas ou fibras de aço, sua capacidade de produção e o rápido desenvolvimento de resistência faz com que o concreto projetado seja uma escolha perfeita para revestimentos de obras subterrâneas [HÖFLER E SCHLUMPF, 2006].

³ PECK, R. B. Deep excavations and tunneling in soft ground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7th, 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecánica, 1969. p. 225-290.

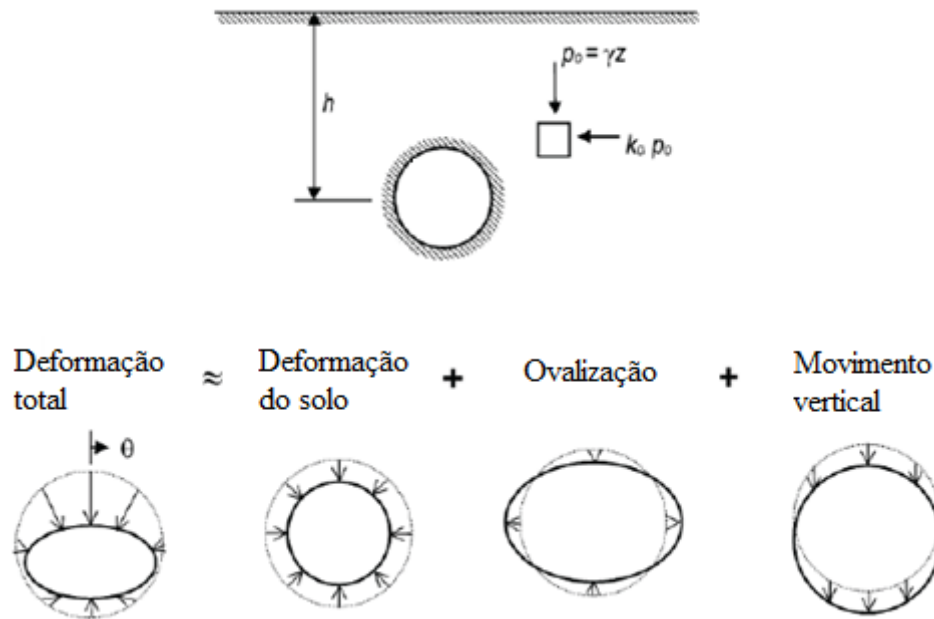


Figura 2.16: superposição de vários modos de deformação que contribuem para o padrão de deformação total do túnel, baseado em: González e Sagasetta (2001).

Quando o concreto é projetado sobre a superfície de rocha ou solo, ele preenche pequenas aberturas, fendas e fissuras e fornece apoio imediato após a escavação, reduz o potencial de movimentos relativos entre blocos de rocha ou entre partículas de solo e, conseqüentemente, limita a perda de sustentação da área exposta pela escavação. A adesão do concreto ao solo ou rocha depende das condições da superfície, da presença de água e da composição do concreto. Geralmente, quanto mais áspera a superfície, melhor a aderência, já superfícies empoeiradas, ou com presença de um “filme” d’água ou outro contaminante diminuem a adesão do concreto [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2009].

Ao concreto projetado se aplicam todas as características e propriedades do concreto, devendo-se, portanto, estudar o melhor fator água/cimento, estudar o tipo de cimento a utilizar, padronizar os agregados da mistura, estudar o tipo e a quantidade de aditivos, utilizar equipamentos modernos de projeção e com boa manutenção, controlar o processo de cura, controlar a trabalhabilidade, etc. O projeto de suporte por concreto projetado é governado pela quantidade de deformação permitida ao maciço, pelas cargas toleradas e, também, por aspectos econômicos, quanto mais cedo o concreto projetado ganhar resistência, menores serão as deformações observadas, porém maiores serão as cargas suportadas pelo revestimento [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2009].

Como já mostrado nas Figuras 2.11 e 2.12, certa quantidade de deformação ocorre à frente da face de escavação do túnel, além disso, quase sempre existe uma fase do ciclo de escavação em que existe uma folga entre a face do túnel e o elemento de suporte mais próximo instalado e, ainda, somam-se as deformações que existem antes do suporte se tornar eficaz, então, no momento da instalação do suporte, certa deformação já ocorreu. Após a instalação, o revestimento começa a deformar elasticamente, até se atingir o equilíbrio entre a reação do revestimento e a deformação do maciço. Entretanto, se o suporte é instalado muito tarde, o maciço poderá atingir elevadas deformações irreversíveis antes do ponto de equilíbrio e, por outro lado, se a capacidade do suporte for insuficiente, então este poderá plastificar [HOEK et al., 1995].

Nesse processo a rigidez e o tempo de instalação do revestimento possuem grande influência no controle dos deslocamentos e, na prática, essa rigidez pode possuir comportamento não linear. A Figura 2.17 mostra o comportamento observado em dois tipos de suporte. No concreto projetado, nota-se um comportamento não linear inicial, frequentemente causado pelo mau contato entre a rocha e o suporte e pelo progressivo ganho de resistência que este material desenvolve com o tempo [BRADY E BROWN, 2004].

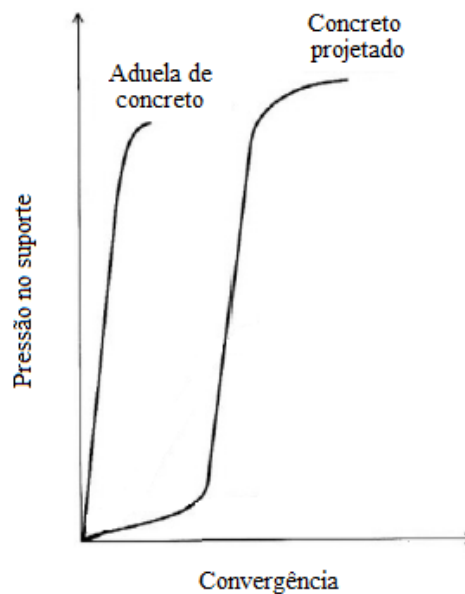


Figura 2.17: curvas de reação dos suportes, baseado em: Hoek e Brown (2004).

Para melhor desempenho do suporte, geralmente, associa-se um sistema de reforço visando aumentar a resistência do maciço circundante, controlar as deformações e limitar as cargas atuantes sobre o revestimento. A associação de concreto projetado com tirantes passivos, por

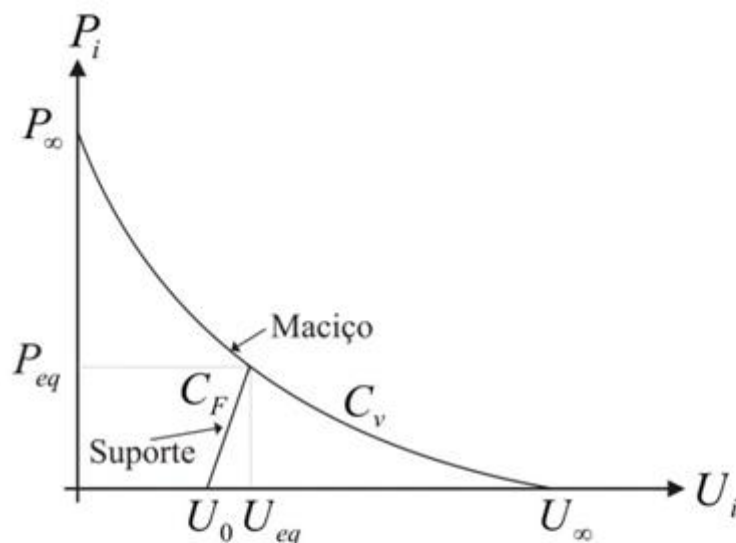
exemplo, deve ser concebida de modo a formar um sistema integrado projetado com base em previsões completas da resposta do túnel à escavação [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2009].

2.5 MODELOS DE ANÁLISE DE PROJETOS DE TÚNEIS

Duas principais abordagens são seguidas quando se trata de projeto de túneis, uma delas é principalmente empírica e a outra, teórica. Dos métodos empíricos, os mais aplicados são o Sistema RMR de Bieniawski e o Sistema Q de Barton. Esses métodos foram criados com o intuito de servirem simplesmente como uma ferramenta de apoio para o posterior desenvolvimento do projeto, erroneamente eles vêm sendo empregados como única base para todo o projeto e também para a escolha dos métodos de construção [LUNARDI, 2000].

Conforme Lunardi (2000), alternativamente aos métodos empíricos se encontram os métodos teóricos que usam a matemática para descrever o comportamento tensão-deformação do maciço e das estruturas de revestimento. São exemplos dessas abordagens o método da Convergência-Confinamento e o Novo Método Implícito.

Esses métodos, normalmente, baseiam-se na análise de curvas de convergência do maciço e confinamento que é imposto ao suporte. A Figura 2.18 expõe um exemplo de curva de convergência (C_V) e confinamento (C_F). Essas curvas são representadas em um diagrama que mostra a pressão do maciço (P_i) e seus respectivos deslocamentos (U_i). O equilíbrio na interação maciço-suporte ocorre na intersecção das curvas (P_{eq} ; U_{eq}). Para confecção do gráfico, o ponto-chave é a determinação do valor de U_0 , que é a convergência que o maciço desenvolveu no instante em que o suporte é instalado. O objetivo dos métodos simplificados é, justamente, propor um valor aproximado de U_0 .



P_i = pressão do maciço na parede do túnel

U_i = relação entre o deslocamento radial do suporte e o raio do túnel

P_∞ = pressão no maciço a uma distância $r = \infty$ do centro do túnel

U_∞ = deslocamento do maciço a uma distância $r = \infty$ do centro do túnel

Figura 2.18: curvas de convergência e de confinamento, baseado em: Bernaud e Rousset (1996).

O emprego desses métodos, geralmente está condicionado a, entre outras limitações, situações de axissimetria e estado plano de deformações. Com exceção da condição de estado plano de deformações, a redistribuição das tensões durante a escavação de um túnel deve ser tridimensional, apesar disso, é comum a utilização de simplificações de casos mais complexos para o caso bidimensional, em análises iniciais dos problemas.

Porém, caso se esteja lidando com um complexo sistema de escavações subterrâneas, com cruzamento de túneis, por exemplo, uma solução analítica tridimensional é impossível. É, então, que a utilização de análises numéricas se torna indispensável, e um dos métodos mais empregados para conduzir essas análises é o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Nesse método, em escavações subterrâneas, é geralmente aceitável que um comportamento elástico-plástico seja empregado para o maciço rochoso de maneira a simular seu comportamento não linear [HERLE, 2003]. Existe, contudo, uma grande variedade de modelos propostos para caracterizar o comportamento tensão-deformação e falha do maciço, uns mais simples, outros

mais sofisticados, todos possuem suas vantagens e limitações, a depender do caso particular em que se aplica.

Segundo Oettl et al. (1998), as desvantagens mais graves associadas aos modelos sofisticados são, justamente, o elevado número de parâmetros necessários, que muitas vezes, não podem ser obtidos através dos ensaios padrão. Por isso, geralmente, empregam-se modelos mais simples com superfície de escoamento segundo Drucker-Prager ou o critério de Mohr-Coulomb, com regra de fluxo associada ou não.

Na prática da engenharia, a escolha do modelo do maciço a ser utilizado depende tanto da experiência do engenheiro como de aspectos sobre o custo computacional. No entanto, deve-se ter em conta que a aplicação de diferentes modelos levará a resultados diferentes, por isso, é interessante investigar a variabilidade de respostas resultante da aplicação de diferentes modelos para melhor se posicionar perante esta escolha.

2.5.1 Modelo Elastoplástico Perfeito

Em uma ampla série de situações da engenharia de túneis, o comportamento mecânico das rochas pode ser bastante realista ao ser descrito por um modelo de material elastoplástico [MAIER E HUECKEL, 1979]. Aconselha-se que a escolha pelo comportamento do material a ser adotado seja dependente da observação de ensaios de tensão-deformação.

Ao apresentar um comportamento elastoplástico, como ilustrado na Figura 2.19, observa-se que para um aumento gradual do carregamento, o material comporta-se elasticamente até o ponto A, sendo a deformação totalmente recuperada após o descarregamento. Quando o material é levado do ponto A até o ponto B e depois descarregado, nota-se o surgimento de deformações não recuperáveis ou plásticas [DESAI E SIRIWARDANE, 1984].

Conforme Potts e Zdravkovic (1999), neste tipo de material, a superfície de plastificação é fixa no espaço geral das tensões e não muda de tamanho ou posição quando ocorrem deformações plásticas. Se o estado de tensões permanece “abaixo” ou “dentro” da superfície de plastificação o comportamento do material é puramente elástico, se o estado de tensões se situa “sobre” a superfície de plastificação ocorrem, então, as deformações plásticas.

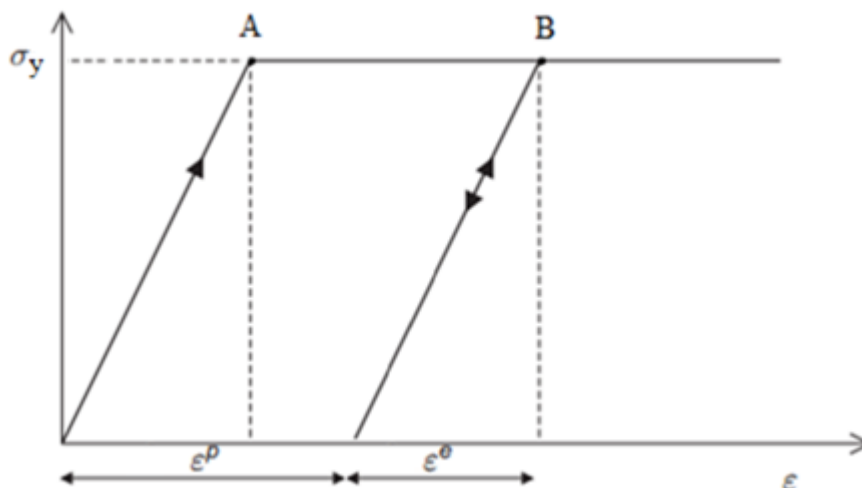


Figura 2.19: curva tensão-deformação de um material elástico perfeitamente plástico.

Mas, somente a definição do tipo de material como sendo elastoplástico não é suficiente para simular todo o seu comportamento. A maioria dos materiais geotécnicos demonstra que sua resistência é dependente da tensão hidrostática e também de uma parcela referente ao atrito [DESAI E SIRIWARDANE, 1984]. Para completar, então, o comportamento do material, é necessário se adotar um modelo constitutivo.

Segundo Lacy e Prevost (1987), um modelo constitutivo deve possuir certas propriedades que o torne indicado para a representação do comportamento do maciço. Primeiro, o modelo deve estabelecer uma interpretação física do material que corresponda a suas características principais. Segundo, os parâmetros de um modelo devem ser de fácil determinação, embora um modelo sofisticado exija muitos parâmetros, deve ser possível identificá-los através de um número reduzido de ensaios. Finalmente, um modelo, além de descrever corretamente o comportamento de um maciço sob as condições de carregamento sob as quais os parâmetros do modelo foram determinados, também deve ser capaz de simular satisfatoriamente todas as outras trajetórias de tensão e deformação.

De acordo com Potts e Zdravkovic (1999), para formular um modelo constitutivo elastoplástico são necessários três itens:

- a) função de plastificação;
- b) função de potencial plástico;
- c) lei de endurecimento/amolecimento (hardening/softening).

Observando o modelo mostrado na Figura 2.19, percebe-se que o material deixa de se comportar elasticamente e entra em regime plástico quando a tensão de plastificação σ_y é atingida. No espaço geral das tensões e deformações, para se determinar o limite onde o material deixa de se comportar elasticamente e passa a se comportar como material plástico, é necessário mais do que um simples valor de tensão de plastificação, é necessário uma função de plastificação, que determine uma superfície de plastificação. Essa função depende do estado de tensões e de parâmetros de estado do material. No caso de comportamento elástico perfeitamente plástico, estes são constantes e, portanto, o tamanho da superfície não varia.

No mesmo modelo unidimensional, idealizado na Figura 2.19, as deformações plásticas ocorrem na mesma direção das tensões impostas. No estado geral das tensões, a direção onde ocorre a deformação plástica é um pouco mais difícil de ser determinada, uma vez que existem seis componentes independentes de tensão e seis componentes independentes de deformação. Para isso, é necessária uma lei de fluxo que determina a direção e a magnitude do incremento de deformação plástica. No estado geral das tensões essa lei também determina uma superfície de potencial plástico, e o vetor normal a essa superfície, no ponto que representa o estado corrente de tensões, indica a direção da resultante dos incrementos de deformação plástica e a relação entre a magnitude de seus componentes. Se a função de potencial plástico coincide com a função de plastificação é dito que o fluxo é associado e o ângulo de atrito interno coincide com o ângulo de dilatância, se difere, é não-associado. A lei de fluxo é de grande importância pois controla o efeito de dilatância, que têm influência significativa nas alterações de volume e resistência dos materiais.

E, caso a tensão de plastificação aumente ou diminua com a deformação plástica, o material sofre endurecimento ou amolecimento, respectivamente, e, portanto, são necessárias regras para estabelecer como as funções de plastificação e potencial plástico se alteram nessas condições. No caso de material elastoplástico perfeito os parâmetros de estado são constantes e nenhuma lei nesse sentido é necessária.

2.5.2 Modelo de Drucker-Prager

Conforme Potts e Zdravkovic (1999), o modelo de Drucker-Prager surgiu como uma simplificação do modelo de Mohr-Coulomb já que este apresenta singularidades em sua superfície de potencial plástico, dificultando a busca por soluções analíticas ou mesmo numéricas. Oettl et

al. (1998) afirmam que, do ponto de vista da matemática, o critério de Drucker-Prager é a escolha mais conveniente devido a sua implementação numérica ser simples e direta.

A superfície de plastificação de Drucker-Prager, mostrada na Figura 2.20, assume a forma de um cone no espaço geral das tensões principais. Tal superfície é descrita pela Equação 2.2 [BERNAUD, 1991].

$$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{k_1}{\sqrt{6}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| - S(\alpha) \quad (2.2)$$

Com

$$k = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$$k_1 = \begin{cases} 2k + 1 & \text{circunferência inscrita} \\ k + 2 & \text{circunferência circunscrita} \end{cases}$$

$$S(\alpha) = 2 C(\alpha) \sqrt{k}$$

Onde:

$\underline{\underline{\sigma}}$ = tensor de tensões;

$\underline{\underline{\sigma}}^D$ = tensor de tensões desviadoras;

ϕ = ângulo de atrito;

C = coesão;

α = parâmetro de encruamento ou amolecimento.

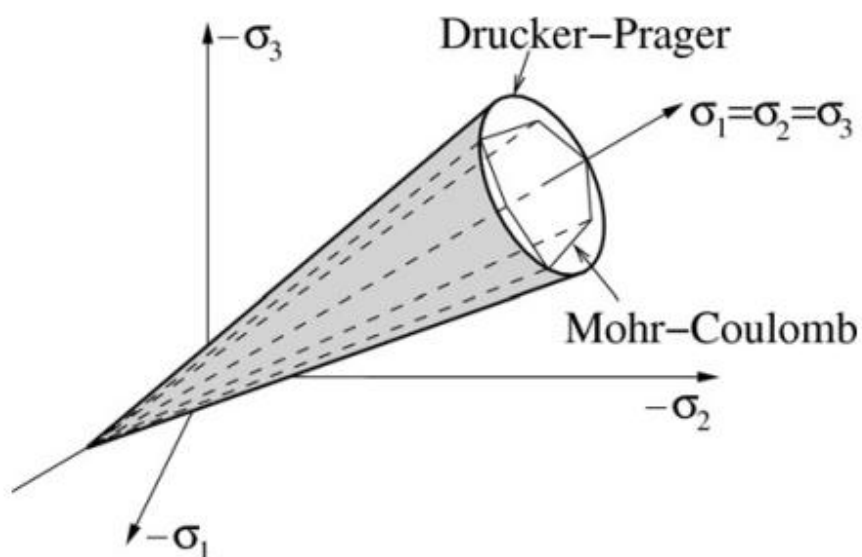


Figura 2.20: superfície de plastificação de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb [LUO E KANG, 2012].

Ao correlacionar a superfície de ruptura de Mohr-Coulomb com a de Drucker-Prager, deve-se atentar para as alternativas que se podem assumir. Sendo a seção transversal da superfície de Mohr-Coulomb um hexágono no espaço das tensões principais, a circunferência formada pela superfície de Drucker-Prager pode ser tanto inscrito como circunscrito a ele. Outra diferença importante de se ressaltar entre os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager é que, enquanto este considera a influência da tensão principal intermediária, aquele ignora sua contribuição [COLMENARES E ZOBACK, 2002].

3 PROGRAMA NUMÉRICO

Neste trabalho foi utilizado um modelo numérico para análise tridimensional de túneis horizontais escavados em maciços rochosos homogêneos isotrópicos reforçados por tirantes passivos radiais. O método numérico utilizado é o método dos elementos finitos e o comportamento do maciço é considerado elatoplástico perfeito com superfície de plastificação de Drucker-Prager. O revestimento é considerado elástico, enquanto os tirantes são tratados como inclusões lineares em tração/compressão com lei de comportamento elatoplástica. Com esse modelo, o código tridimensional simula o processo de escavação pelo método da ativação/desativação de elementos.

A lei de comportamento utilizada para o maciço reforçado considera uma plasticidade anisotrópica obtida através do método da homogeneização dos meios periódicos [GREUELL et al., 1994]. Essa abordagem substitui o meio composto constituído de rocha e tirantes por um meio homogeneizado equivalente, conforme ilustrado na Figura 3.1, dispensando a tarefa de discretizar cada tirante separadamente. O túnel é reforçado com tirantes à medida que a escavação avança, os quais são supostos perfeitamente aderidos à rocha. Os reforços são dispostos de forma regular na direção normal à superfície em que são aplicados.

O volume representativo tronco-piramidal mostrado na Figura 3.1, permite que seja definido o parâmetro do reforço que, junto com a densidade (tirantes/m²), consistirá na contribuição dos tirantes para a rigidez dos elementos reforçados: a proporção volumétrica de reforço (η). A proporção volumétrica de reforço define a relação entre a área da seção transversal do tirante e a correspondente área do volume representativo, conforme Equação 3.1 [BERNAUD et al., 1995].

$$\eta(r) = \frac{St}{\beta \times l \times r} \quad (3.1)$$

Onde:

η = proporção volumétrica do reforço;

St = área seção tirante;

β = espaçamento radial entre tirantes;

l = espaçamento segundo o eixo z entre tirantes;

r = distância média do elemento reforçado ao centro do túnel.

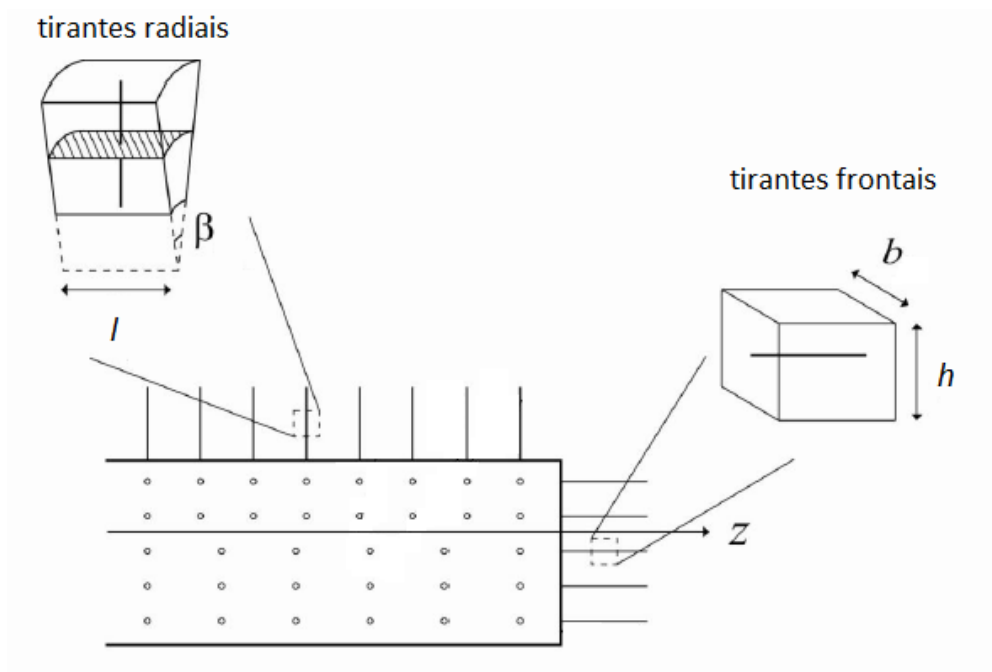


Figura 3.1: homogeneização da rocha através de tirantes passivos, baseado em: Couto (2011).

Os constituintes do maciço reforçado por tirantes são considerados como elástico-lineares e isotrópicos, com comportamento determinado pelos seguintes parâmetros:

- a) E_m e ν_m são o módulo de Young do maciço e o coeficiente de Poisson do maciço e $\underline{\underline{A_m}}$ é o correspondente tensor de elasticidade;
- b) E_r e ν_r são o módulo de Young e o coeficiente de Poisson do material dos tirantes radiais.

O modelo considera que os reforços são densos o suficiente para que assim o maciço reforçado possa ser considerado, em escala macroscópica (escala do túnel), como um meio localmente ortotrópico. Segundo Greuell⁴ (1993), quando a proporção volumétrica de reforço é muito pequena e a rigidez dos tirantes é muito maior do que a da rocha, pode-se mostrar que o material reforçado se comporta como um meio elástico-ortotrópico de revolução em torno do eixo referente. Assim, a relação entre o tensor de tensões macroscópico e o de deformações se escreve como na Equação 3.2.

⁴ GREUELL, E. **Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres, par une méthode d'homogénéisation**. Thèse (PhD)-Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, 1993.

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{A}}_m : \underline{\underline{\varepsilon}} + K \varepsilon_{ii} \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \quad (3.2)$$

Com

$$K = \eta_r(r) E_r \quad (3.3)$$

Onde:

$\underline{\underline{\Sigma}}$ = tensor de tensões macroscópico;

$\underline{\underline{\varepsilon}}$ = tensor de deformações;

η_r = proporção volumétrica do reforço na direção r ;

E_r = módulo de elasticidade dos tirantes radiais;

i = índice que representa a direção de atuação dos tirantes (no caso, r);

$\underline{\underline{A}}_m$ = tensor de elasticidade do maciço sem tirantes.

O segundo membro da relação descrita na Equação 3.2 é a adição de dois termos: o primeiro corresponde à elasticidade do maciço sem reforço, o segundo refere-se ao efeito dos tirantes atuando somente na direção i . Essa equação pode ser reescrita como uma função do tensor elástico do material homogeneizado, conforme Equação 3.4 [BERNAUD ET AL., 1995].

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{A}}^{hom} : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (3.4)$$

Com

$$\underline{\underline{A}}^{hom} = \underline{\underline{A}}_m + K \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \quad (3.5)$$

Onde:

$\underline{\underline{\Sigma}}$ = tensor de tensões macroscópico;

$\underline{\underline{\varepsilon}}$ = tensor de deformações;

K = coeficiente (tirantes) Equação 3.3;

i = índice que representa a direção de atuação dos tirantes (no caso, r);

$\underline{\underline{A}}^{hom}$ = tensor de elasticidade do material homogeneizado;

$\underline{\underline{A}}_m$ = tensor de elasticidade do maciço sem tirantes.

O tensor elástico pode ser caracterizado pelo módulo longitudinal de Young, expresso pela Equação 3.6, pelo módulo transversal de Young, expresso pela Equação 3.7 e pelo módulo cisalhante, expresso pela Equação 3.8.

$$E_l^{hom} = E_m + K \quad (3.6)$$

$$E_t^{hom} = E_m \frac{E_m + K}{E_m + (1 - \nu_m^2)K} \quad (3.7)$$

$$\mu_l^{hom} = \mu_t^{hom} = \mu_m \quad (3.8)$$

Onde:

E_l^{hom} = módulo longitudinal de Young do meio homogeneizado;

E_m = módulo de Young do maciço;

K = coeficiente (tirantes) Equação 3.3;

E_t^{hom} = módulo transversal de Young do meio homogeneizado;

ν_m = coeficiente de Poisson do maciço;

μ_l^{hom} = módulo cisalhante longitudinal do meio homogeneizado;

μ_t^{hom} = módulo cisalhante transversal do meio homogeneizado;

μ_m = módulo cisalhante do maciço.

Além disso, deve-se considerar a lei elastoplástica desenvolvida em duas fases, primeiro aplicando-se o critério de resistência do material composto, usando a resistência de seus componentes (rocha e tirantes) e, segundo, adotando esse critério como um critério de plasticidade com lei de fluxo não associada ($\varphi=0^\circ$). Em Bernaud et al. (1995) é apresentado o critério de resistência, obtido da teoria da homogeneização, para a zona com tirantes utilizado neste trabalho e expresso pela Equação 3.9. O índice i representa o eixo na direção do comprimento do tirante na zona analisada.

$$f^{hom}(\underline{\underline{\Sigma}}) \leq 0 \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}_m + \sigma \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \\ \text{com} \\ f_m(\underline{\underline{\sigma}}_m) \leq 0 \text{ e } \sigma \in I \end{cases} \quad (3.9)$$

Com $I = [-\eta\sigma_y, \eta\sigma_y]$

Onde:

f^{hom} = critério de resistência do material homogeneizado;

$\underline{\underline{\Sigma}}$ = tensor de tensões macroscópico;

$\underline{\underline{\sigma}}_m$ = tensor de tensões da rocha sem tirantes;

σ = tensão axial no tirante;

i = índice que representa a direção de atuação dos tirantes (no caso, r).

f_m = critério de resistência da rocha sem tirantes;

σ_y = tensão limite do tirante;

η = proporção volumétrica do reforço.

O domínio G^{hom} , que correspondente ao critério f^{hom} , pode ser interpretado geometricamente, no espaço das tensões macroscópicas, como a envoltória de dois domínios obtidos pela translação ao longo do eixo Σ_{ii} do domínio de resistência da rocha G_m , de distâncias $-\eta\sigma_y$ e $\eta\sigma_y$ [COUTO, 2011].

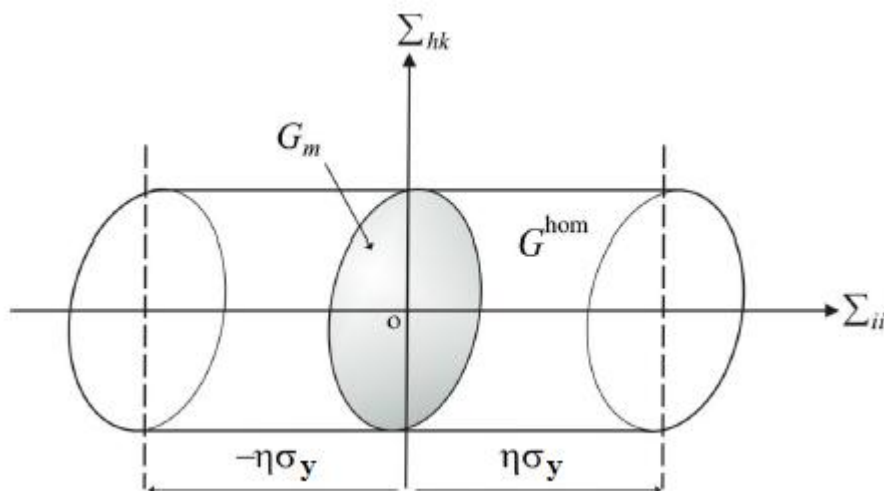


Figura 3.2: interpretação geométrica do domínio de resistência macroscópico [BERNAUD et al., 1995].

A construção desta lei constitutiva foi obtida por uma abordagem heurística, que consiste em ler o critério de resistência macroscópico f^{hom} como um critério de plasticidade anisotrópico para o material homogeneizado. Em tal abordagem, o comportamento da rocha reforçada é modelado por uma lei associada elastoplástica anisotrópica e o domínio G^{hom} passa a ser o domínio elástico. Dessa forma, o endurecimento que resultaria, em escala macroscópica, de um rigoroso processo de homogeneização é negligenciado [SUQUET, 1987 apud COUTO, 2011].

Essa lei, no contexto das pequenas deformações, é escrita como a Equação 3.10, Equação 3.11 e Equação 3.12.

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\epsilon}^e}} + \underline{\underline{\dot{\epsilon}^p}} \quad (3.10)$$

$$\underline{\underline{\dot{\Sigma}}} = \underline{\underline{A^{\text{hom}}}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}^e}} \quad (3.11)$$

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}^p}} = \dot{\chi} \frac{\partial f^{\text{hom}}}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}}), \text{ para } \dot{\chi} \geq 0 \quad (3.12)$$

Onde:

$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ = tensor da taxa de deformações totais;

$\underline{\underline{\dot{\epsilon}^e}}$ = tensor da taxa de deformações elásticas;

$\underline{\underline{\dot{\epsilon}^p}}$ = tensor da taxa de deformações plásticas;

$\underline{\underline{\dot{\Sigma}}}$ = tensor da taxa de tensões macroscópico;

$\dot{\chi}$ = multiplicador plástico;

f^{hom} = critério de resistência do material homogeneizado;

$\underline{\underline{A^{\text{hom}}}}$ = tensor de elasticidade do meio homogeneizado.

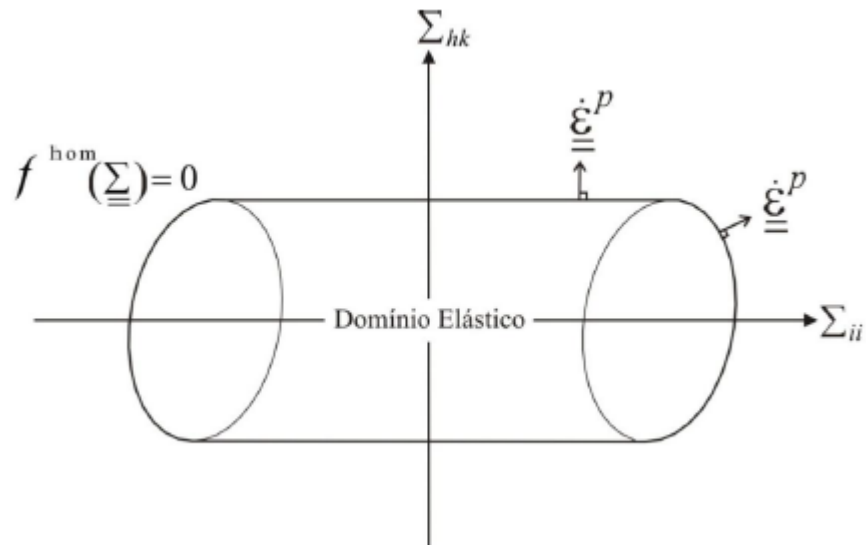


Figura 3.3: domínio elástico para o material homogeneizado com regra de fluxo associada [COUTO, 2011].

Couto (2011) salienta que se o material da rocha exibir propriedades de dilatância plástica pode-se adotar uma forma simplificada para levar em conta este aspecto. O potencial plástico g^{hom} pode ser definido para o material homogeneizado, a partir da expressão de f^{hom} , pela substituição nesta do ângulo de atrito do material da rocha pelo ângulo de dilatância plástica.

4 RESULTADOS

Este capítulo apresenta a geometria do problema, os dados utilizados, a análise paramétrica e os resultados obtidos, em termos de tensões e deslocamentos.

4.1 DADOS DO ESTUDO

Para as análises, foi estudado um túnel de seção circular, com raio igual a 1,65 metros, a uma profundidade (centro do túnel) de 100 metros. A malha é formada por 6438 elementos hexaédricos quadráticos de 20 nós e modela metade do túnel, sendo a outra metade simétrica a esta, como mostrado na Figura 4.1. Esta malha foi validada e sua precisão foi verificada em Couto (2011), obtendo bons resultados.

Os tirantes foram empregados radialmente, no arco de 90° superior do túnel. O passo de escavação é sempre de 1/3 do raio e foram realizados 28 passos de escavação em cada análise. Os parâmetros iniciais do maciço e dos tirantes são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2. Obtém-se a variação da densidade dos tirantes modificando-se apenas a distância angular entre eles.

Tabela 4.1: características do maciço.

Parâmetro	Valor	Unidade
Módulo Elasticidade	500	MPa
Coefficiente de Poisson	0,3	-
Peso Específico	25	kN/m ³
Ângulo de Atrito	31,4	graus
Coesão	1,5	MPa
Coefficiente de Empuxo Lateral	0,75	-

Tabela 4.2: características dos tirantes.

Parâmetro	Valor	Unidade
Módulo Elasticidade	210.000	MPa
Limite Elasticidade	650	MPa
Diâmetro tirante	25	mm
Espaçamento (eixo z)	1	m

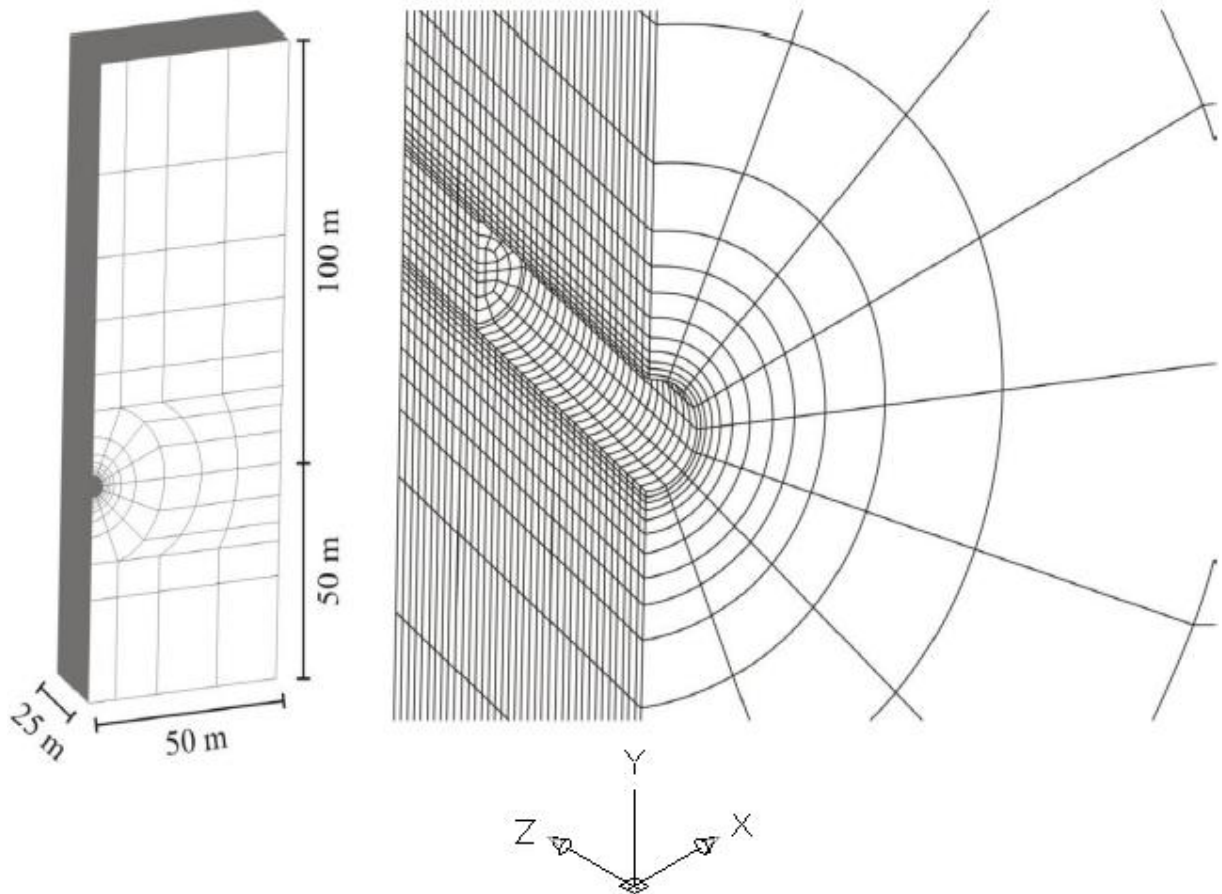


Figura 4.1: malha tridimensional [COUTO, 2011].

4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA - TIRANTES

Para investigar a série de respostas resultantes da aplicação do programa tridimensional foram escolhidos alguns arranjos possíveis para o projeto de reforço com tirantes radiais. No que diz respeito às propriedades da rocha e dos próprios tirantes, nestas primeiras análises, não se fizeram modificações, utilizando-se sempre os mesmos valores. Sendo assim, no primeiro conjunto de pesquisa, utilizaram-se combinações dos parâmetros indicados na Tabela 4.3,

densidade de tirantes, comprimento dos tirantes e distância de aplicação dos tirantes à face de escavação (d_0).

Tabela 4.3: parâmetros utilizados nas análises.

Densidade	Comprimento	d_0
1 tirante/m ²	1R	1/3 R
3 tirantes/m ²	2R	2/3 R
5 tirantes/m ²	3R	1 R

Os gráficos seguintes apresentam a resposta, em termos de deslocamentos (porcentagem em relação ao raio do túnel) obtidos através do programa, para as hipóteses relacionadas anteriormente. Os resultados referem-se à convergência do túnel no teto (90°) e na parede (0°). Os valores adotados nas análises consideram o comprimento dos tirantes igual a 1,65m (1R), a densidade dos tirantes igual a 3 tirantes/m² e a distância de aplicação dos tirantes à face de escavação igual a 1/3 do raio do túnel. A escavação se dá, tomando como referência o eixo das abscissas, da direita para a esquerda, a linha tracejada representa a face de escavação, os valores no eixo das abscissas antes da linha tracejada (à esquerda) representam a área do maciço ainda não escavado.

Pelas Figuras 4.2 e 4.3, percebe-se que a inserção dos tirantes como sistema de reforço diminui a convergência do túnel, entretanto o aumento do comprimento dos tirantes, praticamente, não afeta se mostra eficaz. Pode-se notar, ainda, que a convergência é menor na parede do túnel em comparação com o teto.

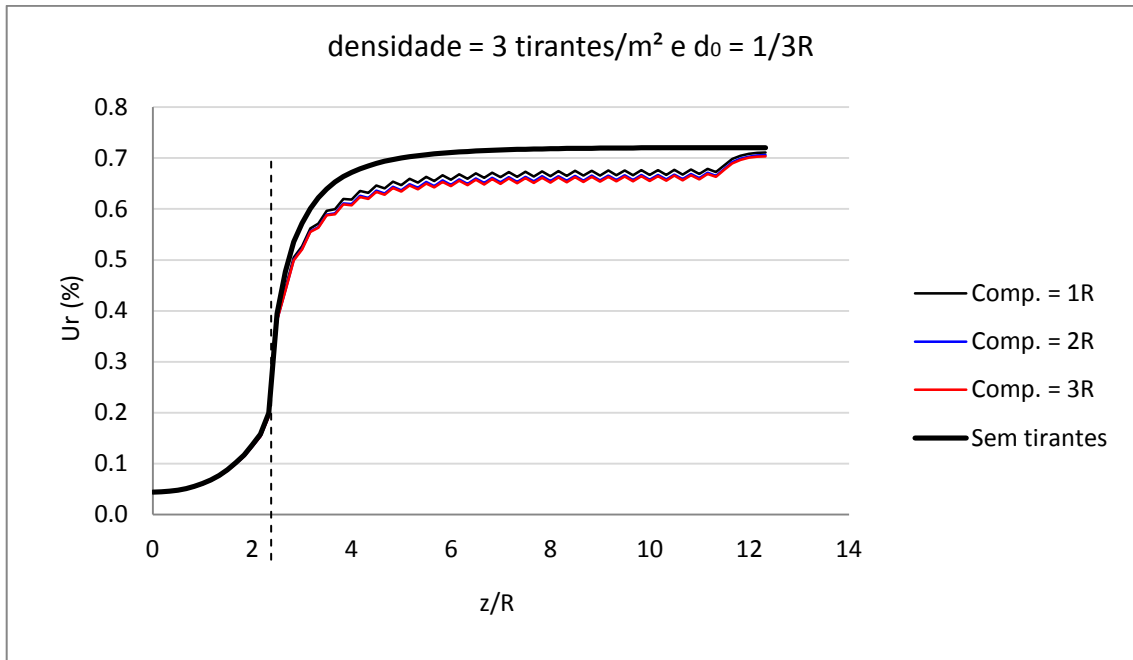


Figura 4.2: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do comprimento dos tirantes.

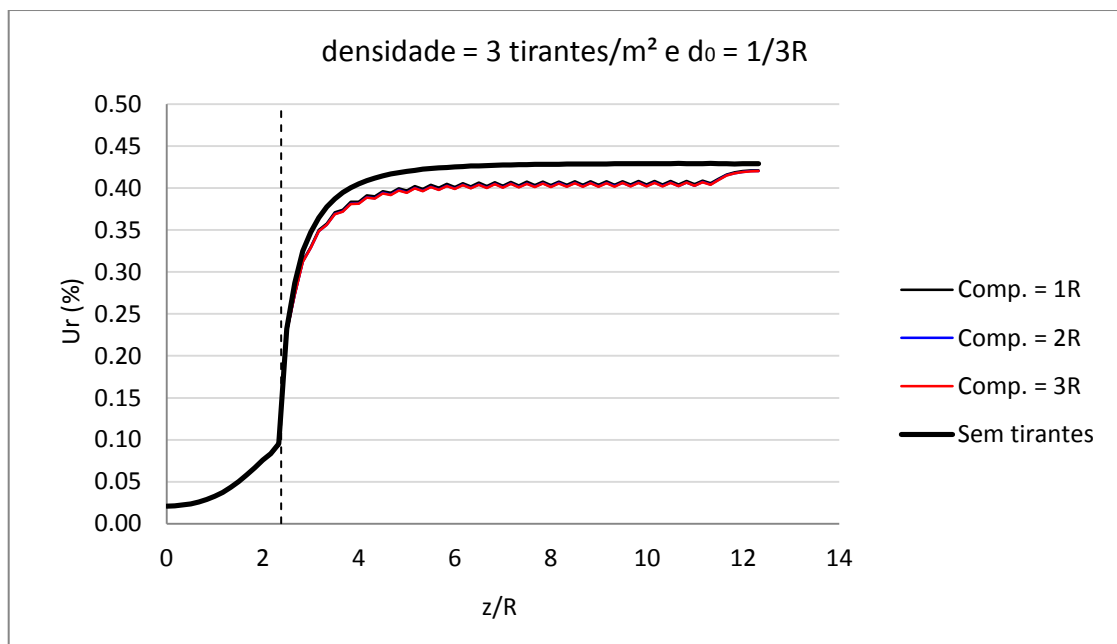


Figura 4.3: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do comprimento dos tirantes.

As Figuras 4.4 e 4.5 exibem a influência da densidade de tirantes no sistema de reforço. Por elas, constata-se que o aumento da densidade de tirantes diminui a convergência do túnel de forma mais expressiva do que o aumento do comprimento dos tirantes.

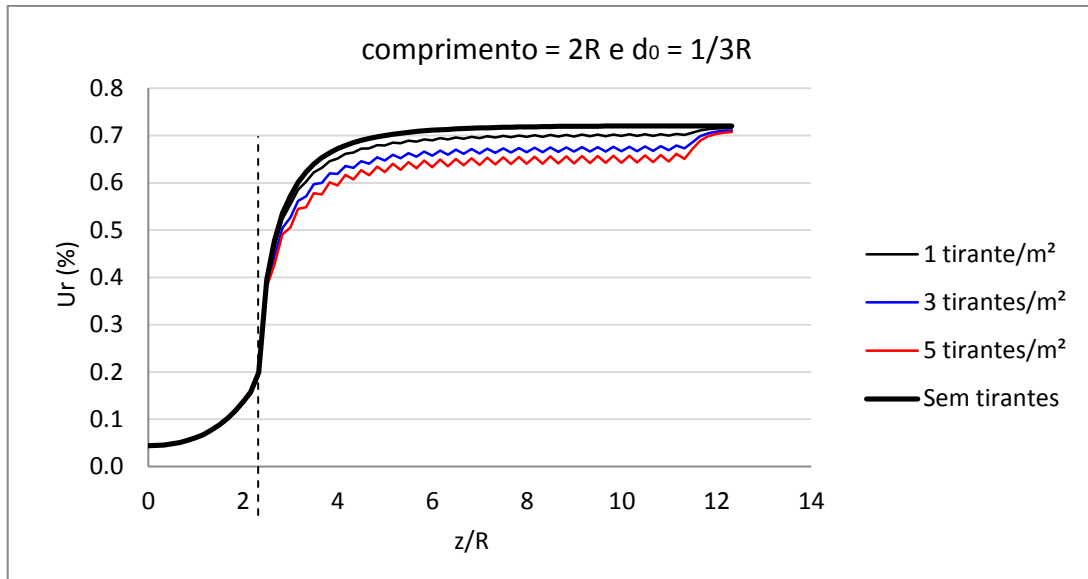


Figura 4.4: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência da densidade dos tirantes.

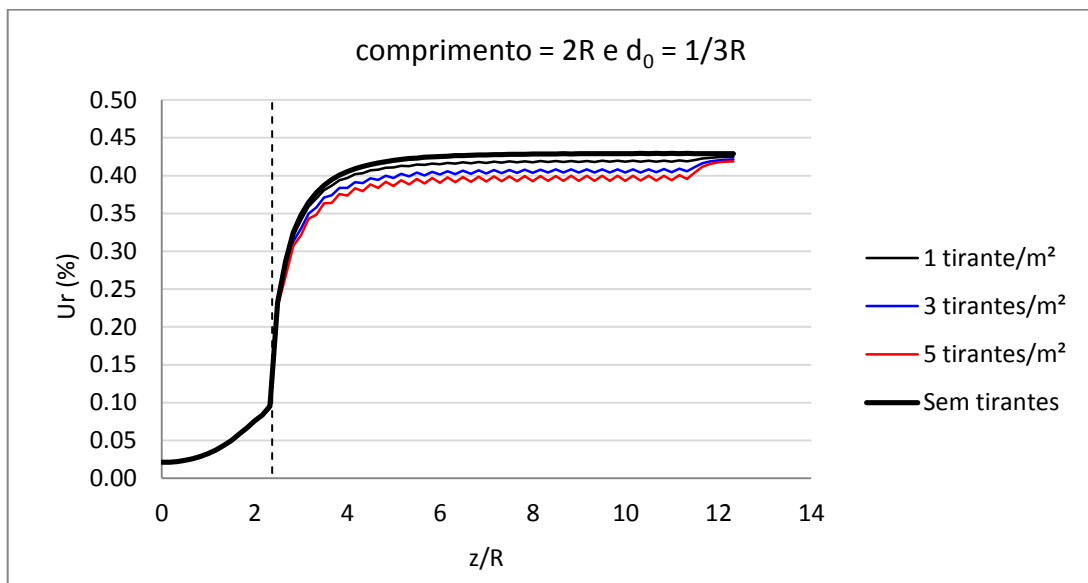


Figura 4.5: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência da densidade dos tirantes.

Nas Figuras 4.6 e 4.7, varia-se a distância de aplicação dos tirantes à face do túnel e percebe-se que quando a distância de aplicação é de $1/3R$ este parâmetro possui maior significância na convergência do túnel, enquanto que, quando se varia de $2/3R$ para $1R$ não ocorrem mudanças substanciais nos deslocamentos. As curvas que representam o emprego de tirantes a $2/3R$ e $1R$ praticamente se igualam a curva de convergência sem tirantes.

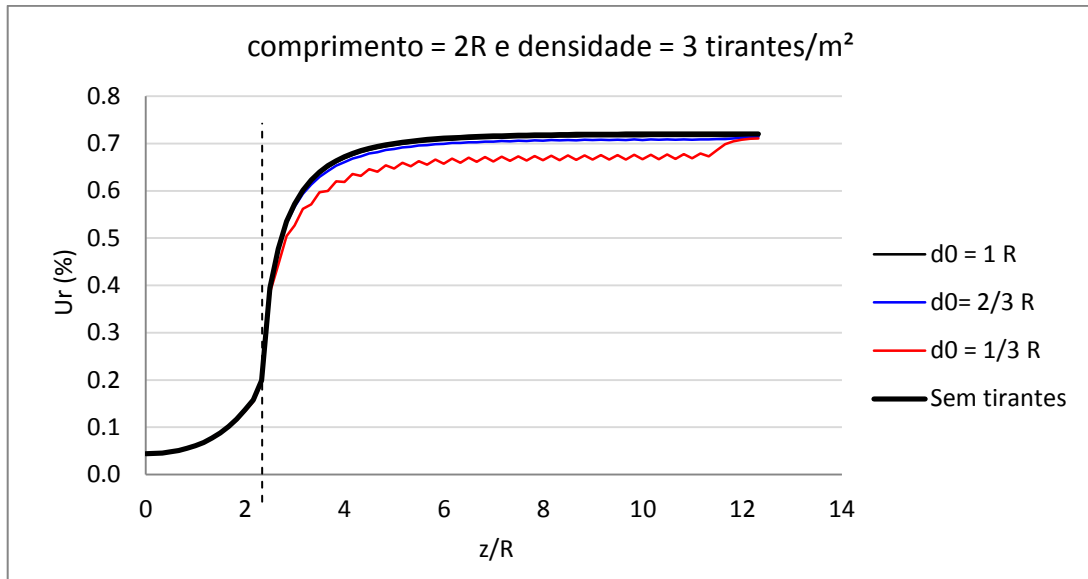


Figura 4.6: convergência radial no teto do túnel. Avaliação da influência da distância de aplicação, em relação à face do túnel, dos tirantes.

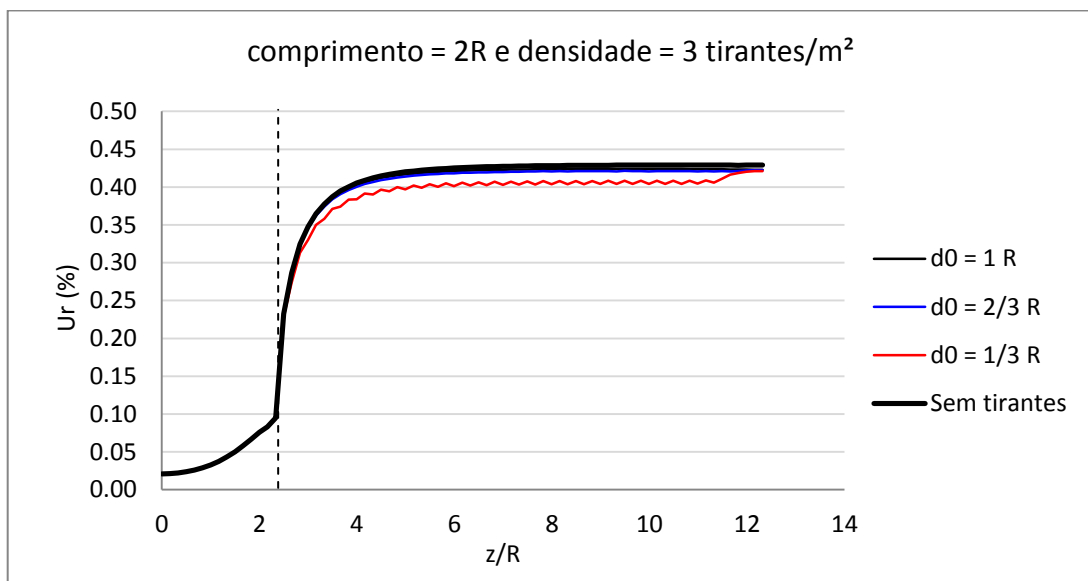


Figura 4.7: convergência radial na parede do túnel. Avaliação da influência da distância de aplicação, em relação à face do túnel, dos tirantes.

Em termos de tensões, as Figuras 4.8 e 4.9 ilustram a distribuição dos isovalores das tensões σ_{rr} para o caso de reforço com densidade de tirantes igual a 3 tirantes/m², comprimento de tirantes igual a 3,30 m (2R) e d_0 de 1/3 R, quando a escavação se encontra no vigésimo oitavo passo. Na Figura 4.8, é possível constatar que ocorre uma concentração das tensões radiais na parte superior e inferior do túnel. A Figura 4.9 apresenta uma distribuição de tensão quase simétrica, entretanto, as tensões do teto do túnel são levemente maiores do que as tensões na

lateral do túnel, para a mesma distância (r), refletindo o valor do coeficiente de empuxo lateral (k_0) de 0,75. Obviamente, na parte do túnel escavada, os valores são nulos.

Na Figura 4.10, são apresentadas as tensões σ_{rr} em uma vista longitudinal do túnel. Nela, percebe-se a concentração de tensões radiais na frente da face de escavação. Na face de escavação as tensões radiais são nulas e, após, aumentam, atingindo o equilíbrio. A Figura 4.11 exibe a mesma vista com os isovalores dos deslocamentos verticais, sendo eles positivos na parte inferior do túnel e negativos na superior, mostrando a convergência da seção do túnel. Ainda, percebe-se que, antes da face de escavação parte dos deslocamentos já ocorreu.

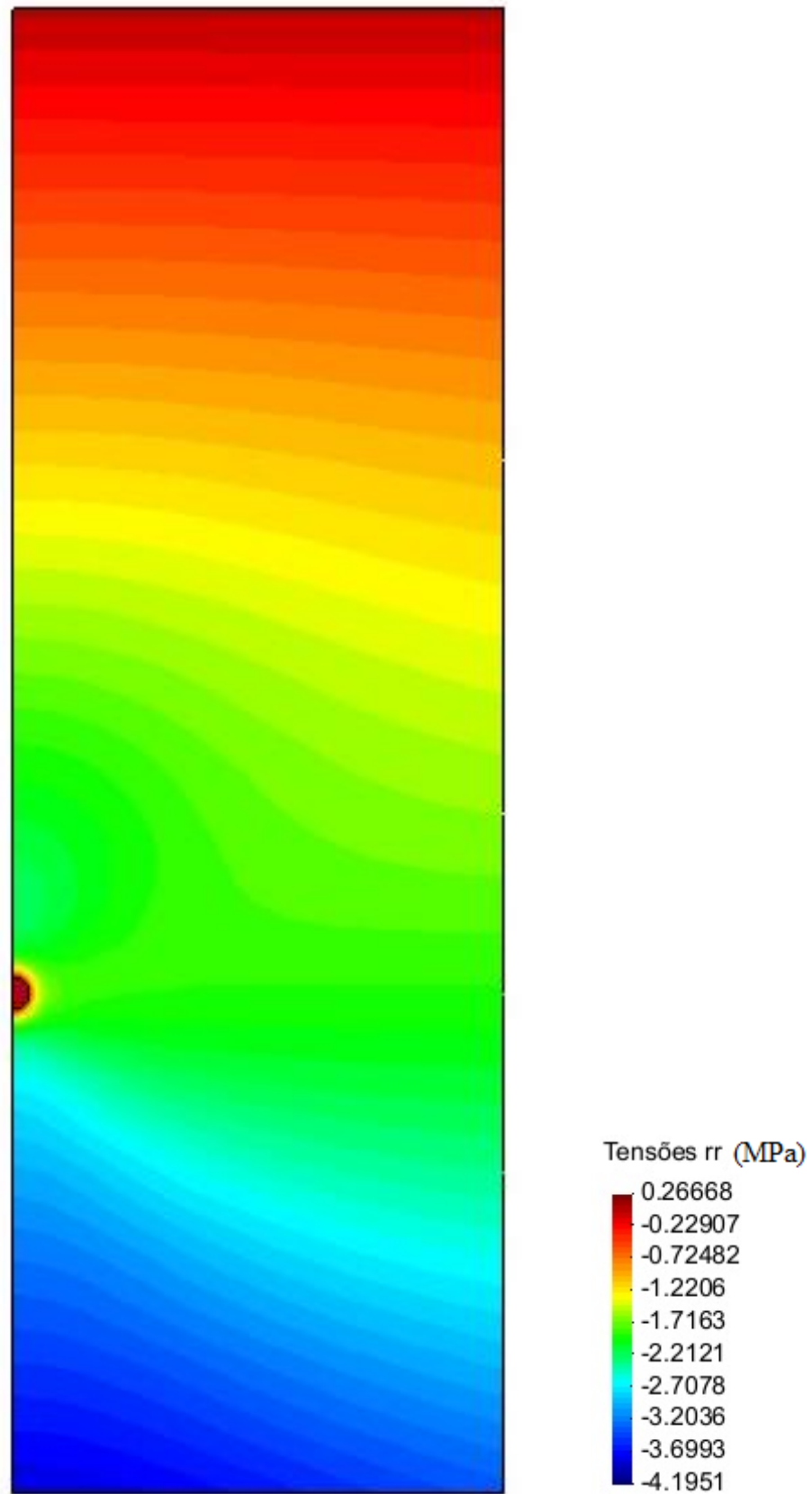


Figura 4.8: isovalores das tensões radiais σ_r do túnel, vista geral.

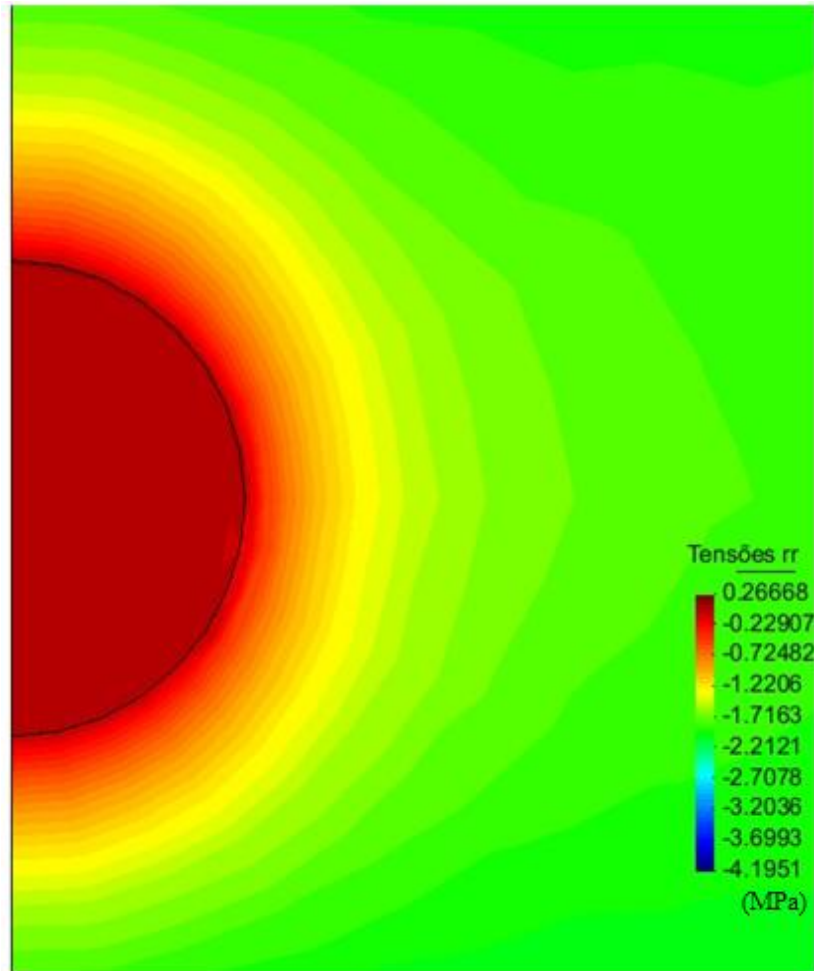


Figura 4.9: isovalores das tensões σ_{rr} do túnel, vista aproximada.

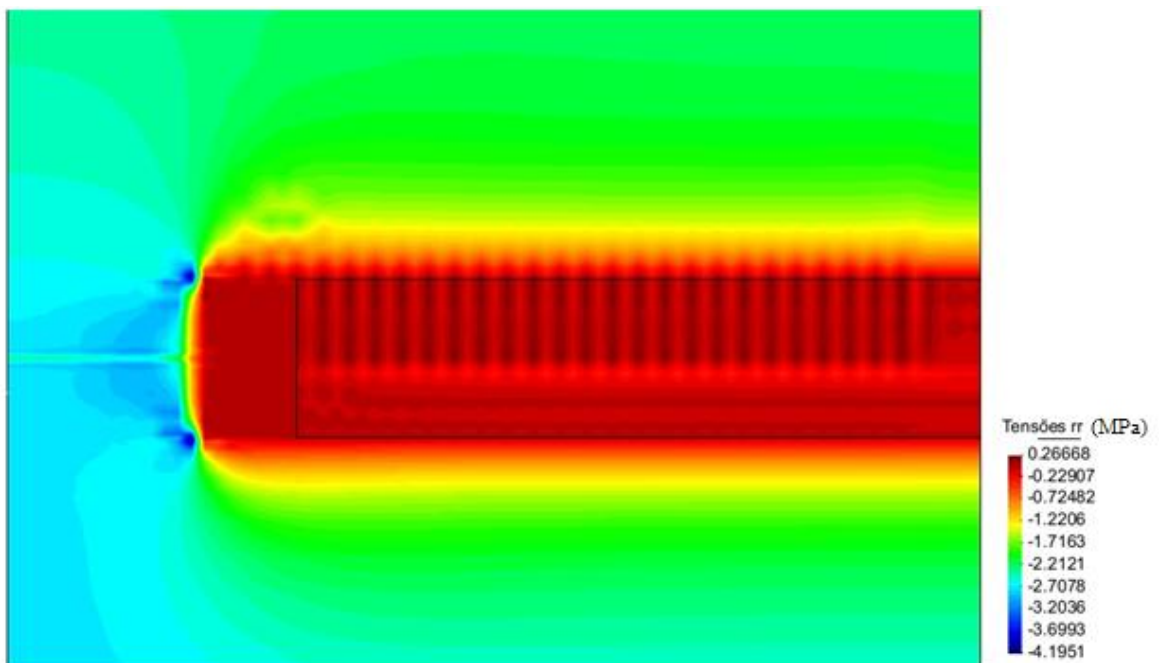


Figura 4.10: isovalores das tensões σ_{rr} do túnel, vista longitudinal.

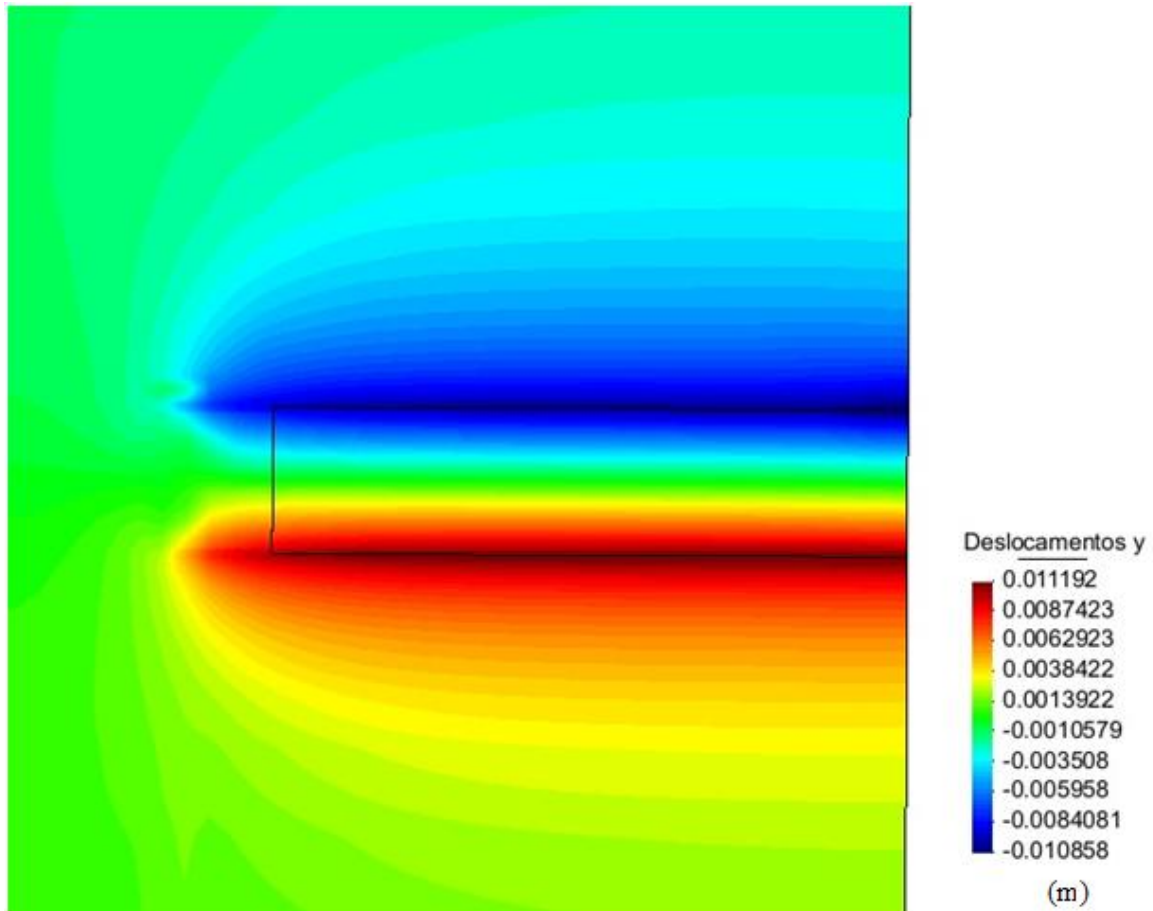


Figura 4.11: isovalores dos deslocamentos verticais, vista longitudinal.

Em um segundo conjunto de análises, focado na influência da densidade de tirantes em relação à convergência do teto do túnel, fizeram-se outras combinações de parâmetros, dados na Tabela 4.4, com comprimentos de tirantes maiores e aplicando os tirantes a somente 1R e 1/3R de distância da face de escavação.

Tabela 4.4: parâmetros utilizados nas análises.

Densidade	Comprimento	d ₀
1 tirante/m ²	4m	1/3 R
2 tirantes/m ²	6m	1R
3 tirantes/m ²		

As Figuras 4.12 e 4.13 reforçam a suposição de que o comprimento dos tirantes, especialmente com valores superiores a 2R, não altera os resultados da convergência do túnel. A influência da variação da densidade de tirantes, tanto para tirantes de 4 metros como para tirantes de 6 metros, mostra-se idêntica.

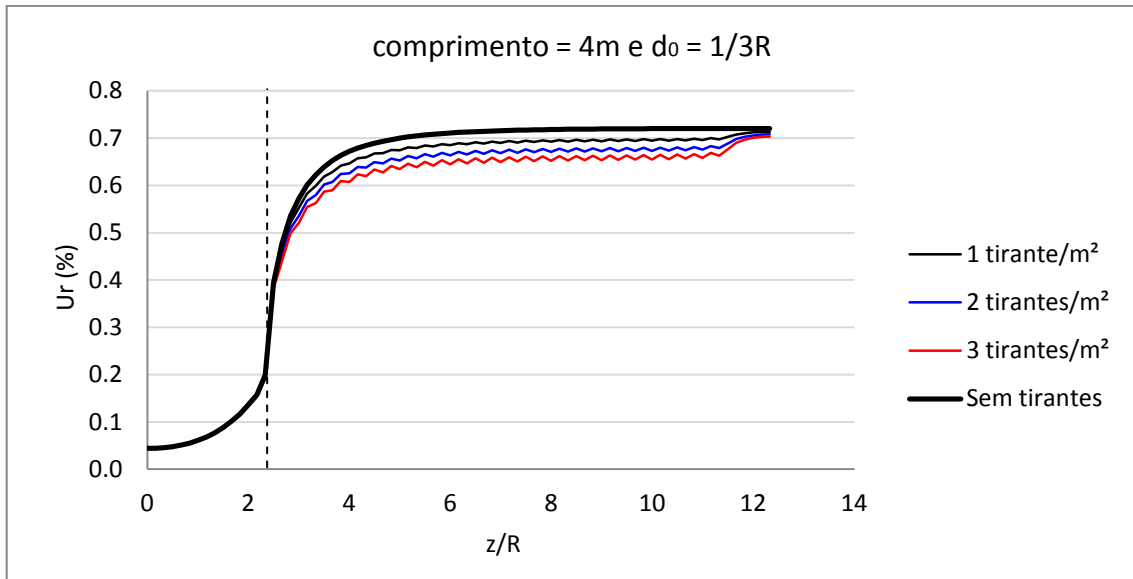


Figura 4.12: convergência no teto do túnel.

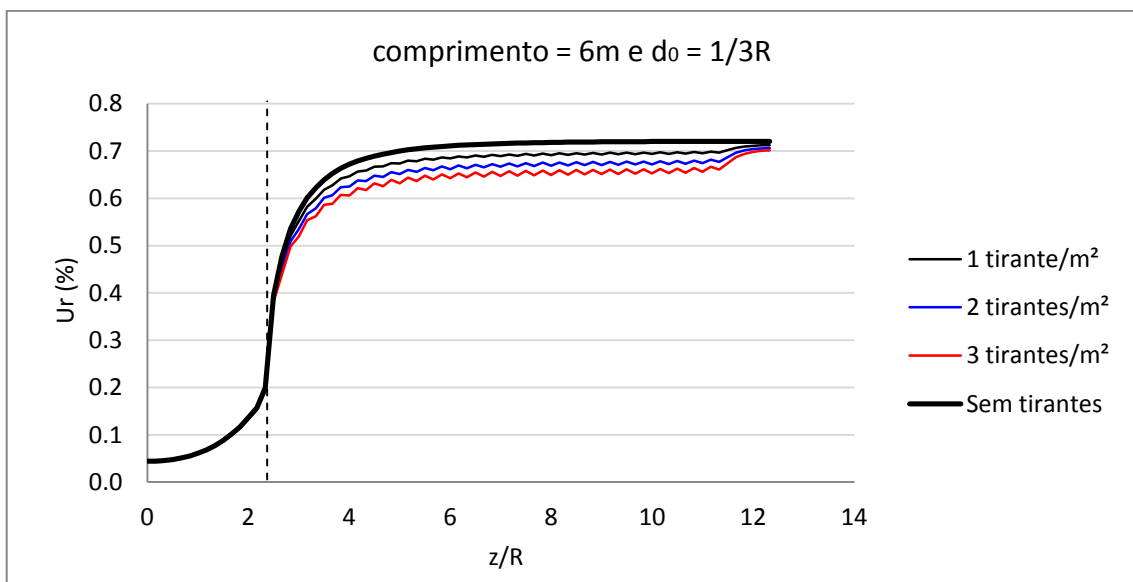


Figura 4.13: convergência no teto do túnel.

Modificando-se a distância de aplicação dos tirantes à face de escavação do túnel de $1/3R$ para $1R$, novamente verifica-se que a densidade não afeta a convergência do túnel, mesmo para comprimento de tirantes de 4 metros e 6 metros.

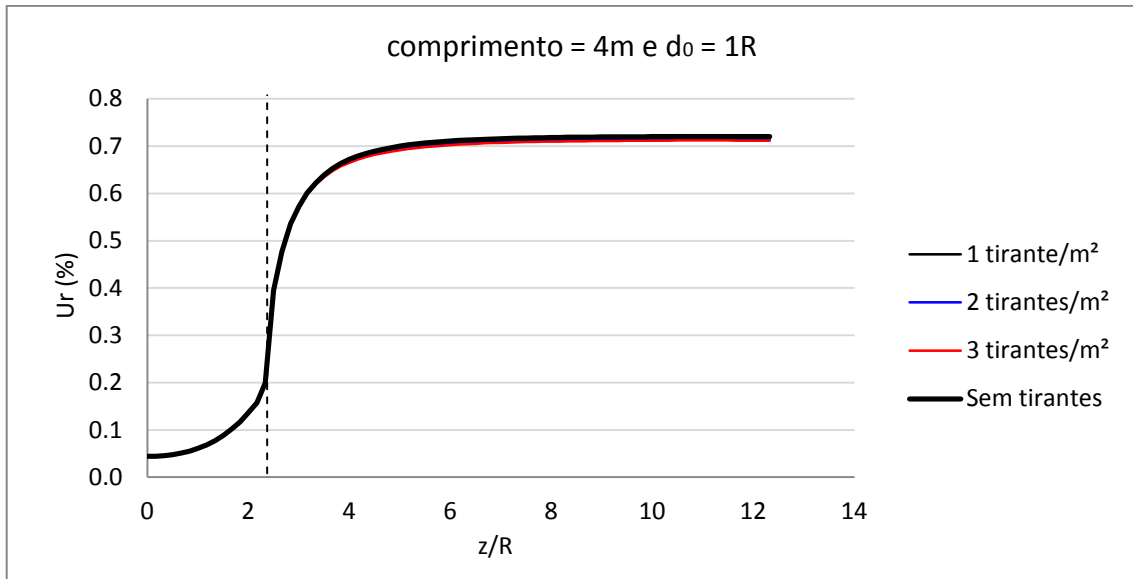


Figura 4.14: convergência no teto do túnel.

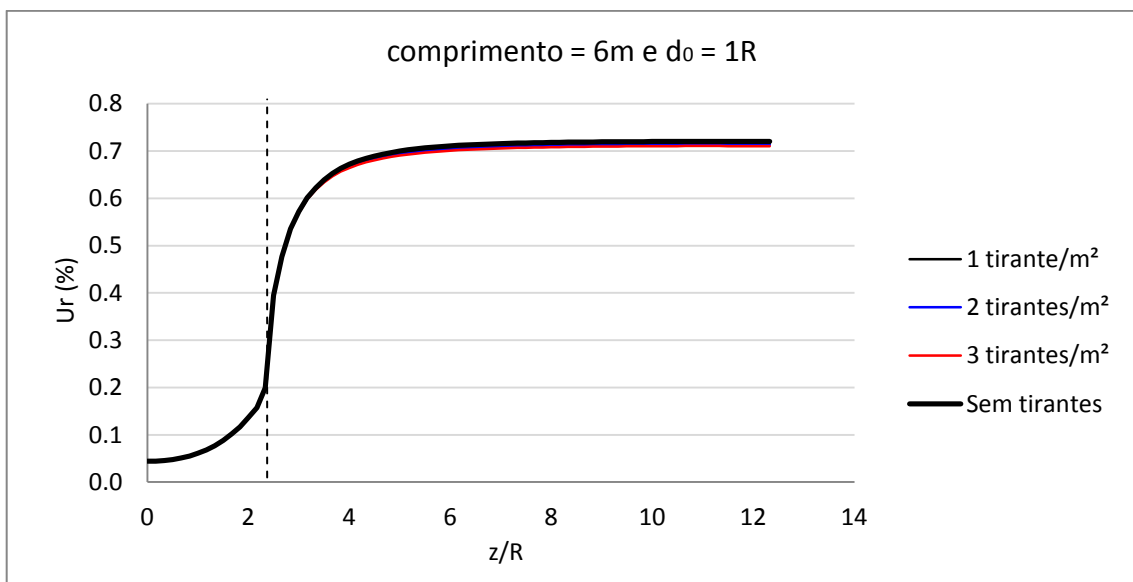


Figura 4.15: convergência no teto do túnel.

Hipoteticamente foi analisada uma situação com tirantes de comprimento igual a 45m, Figura 4.16, com d_0 igual a $1/3R$. Os resultados não diferem muito dos resultados obtidos para os tirantes de 4 metros e 6 metros.

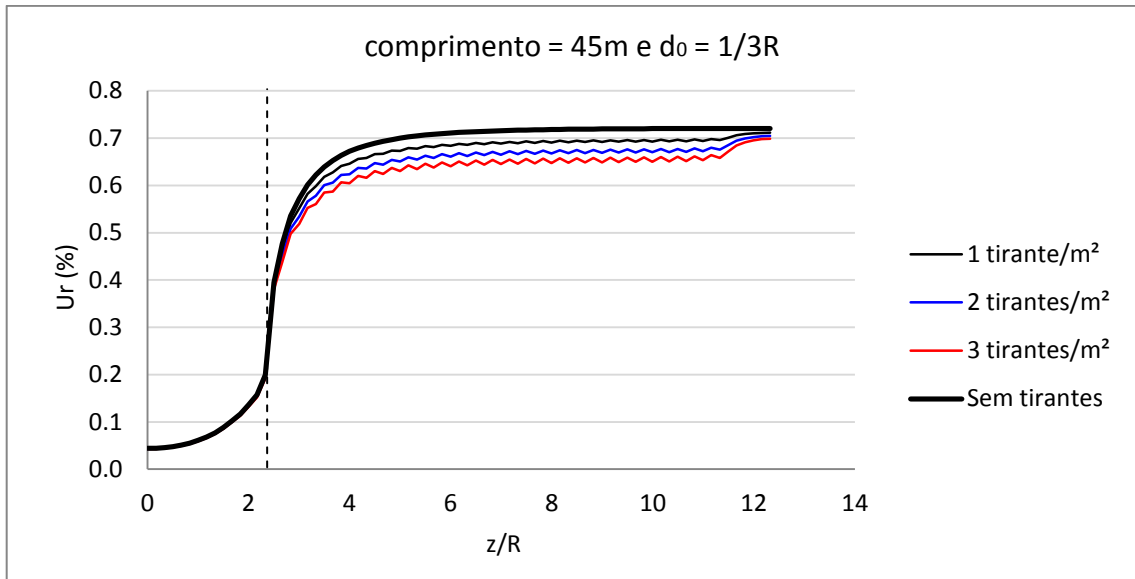


Figura 4.16: convergência no teto do túnel.

Foi investigada também o impacto que algumas propriedades do maciço teriam sobre os resultados do emprego de tirantes, e sua densidade, para tanto, primeiramente, foi alterada somente a coesão do maciço, de 1,5 MPa para 0,3 MPa. Pela Figura 4.17, constata-se que não ocorrem mudanças significativas no comportamento já observado, a convergência aumenta com a diminuição da coesão (de 0,7% para 0,9%), porém a influência da densidade dos tirantes, ainda, continuou pouco significativa.

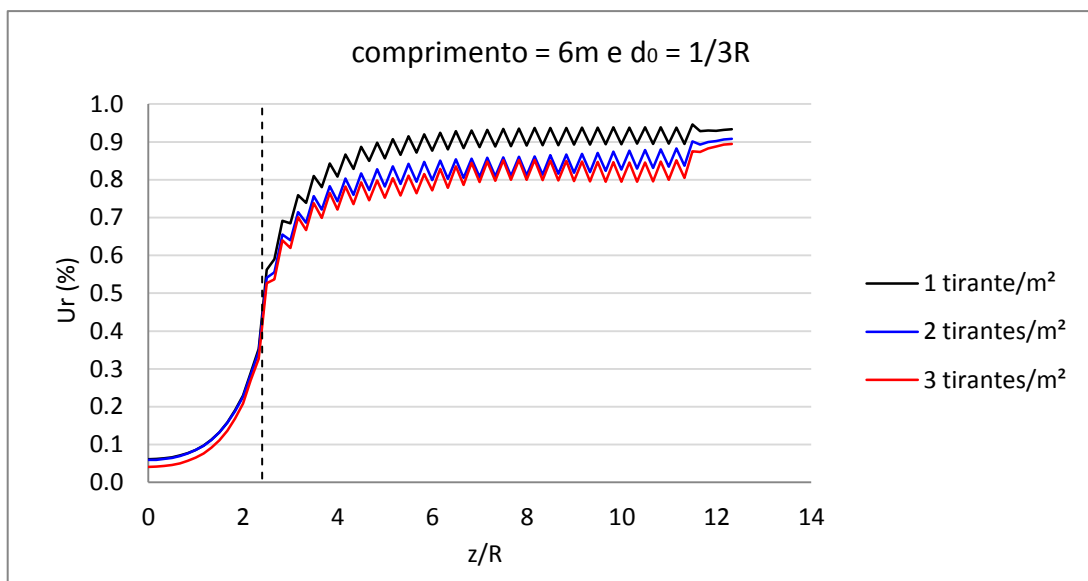


Figura 4.17: convergência no teto do túnel. Coesão igual a 0,3 MPa.

Também se investigou a influência do módulo de elasticidade na convergência do túnel, considerando a mudança de densidade dos tirantes. Nesta análise retornou-se com o valor original da coesão, 1,5 MPa, e alterou-se somente o Módulo de Young do maciço, de 500 MPa para 200 MPa e para 1500 MPa. O comprimento dos tirantes é de 6 metros e d_0 igual a $1/3R$. Com esta mudança, a influência da densidade dos tirantes é mais bem percebida quando o valor do módulo de elasticidade é menor, e o contrário ocorre quando se aumenta o módulo, conforme Figura 4.18 e 4.19.

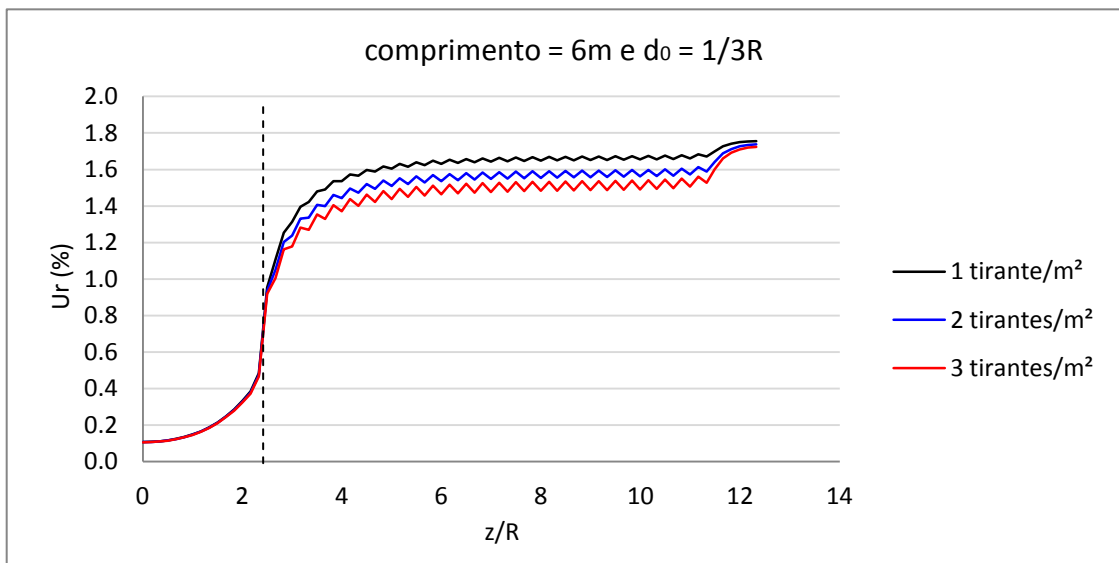


Figura 4.18: convergência no teto do túnel. Módulo de Young do maciço igual a 200 MPa.

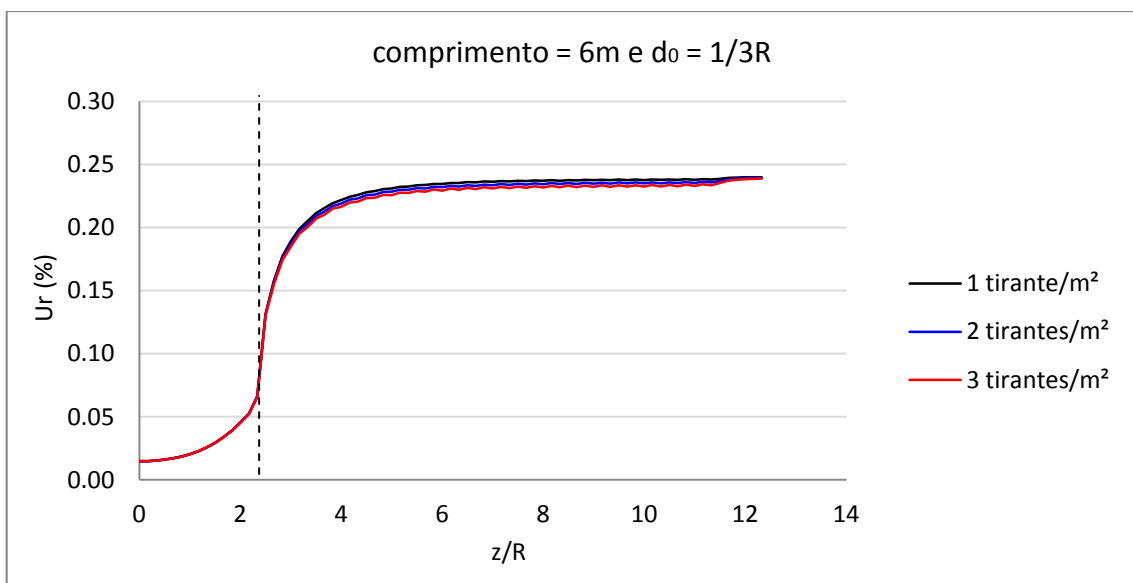


Figura 4.19: convergência no teto do túnel. Módulo de Young do maciço igual a 1500 MPa.

4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA - MACIÇO

Após os estudos com enfoque nos parâmetros dos tirantes, fez-se um terceiro conjunto de análises onde se verificou a influência de alguns parâmetros do maciço: coesão, ângulo de atrito e k_0 (coeficiente de empuxo lateral, σ_h/σ_v). Nas análises foram utilizados tirantes de comprimento igual a $2R$, d_0 igual a $1/3R$ e densidade de tirantes de 3 tirantes/ m^2 .

As Figuras 4.20 e 4.21 exibem o resultado da avaliação considerando o ângulo de atrito do maciço igual a 10° e outro igual a $31,4^\circ$. Pelas figuras percebe-se que o ângulo de atrito possui pouca influência neste caso, e que ocorre maior diferença nos valores de convergência da parede do túnel em comparação aos valores de convergência do teto do túnel.

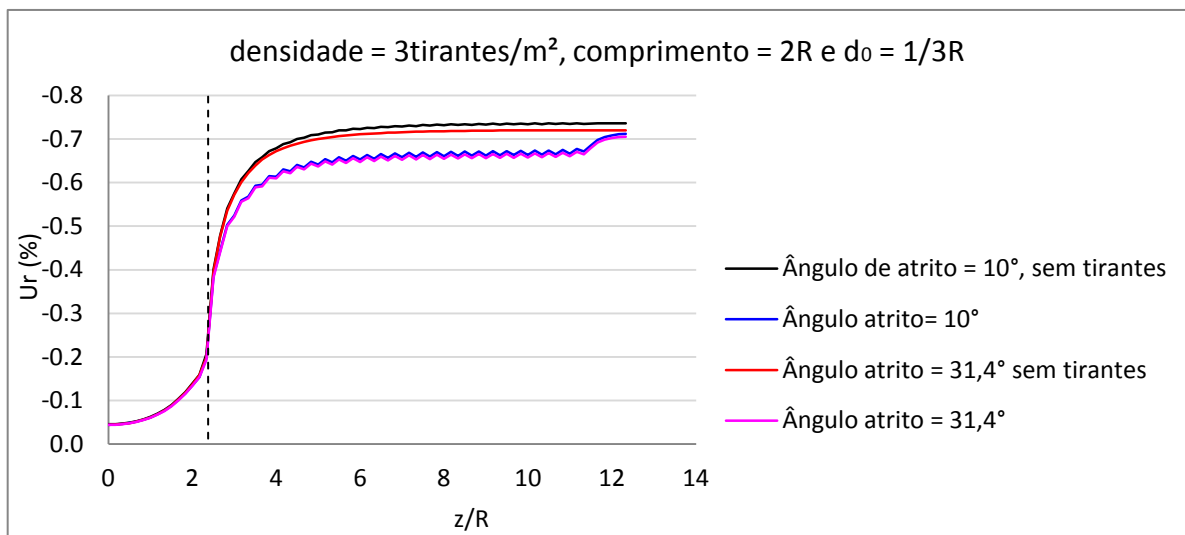


Figura 4.20: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do ângulo de atrito.

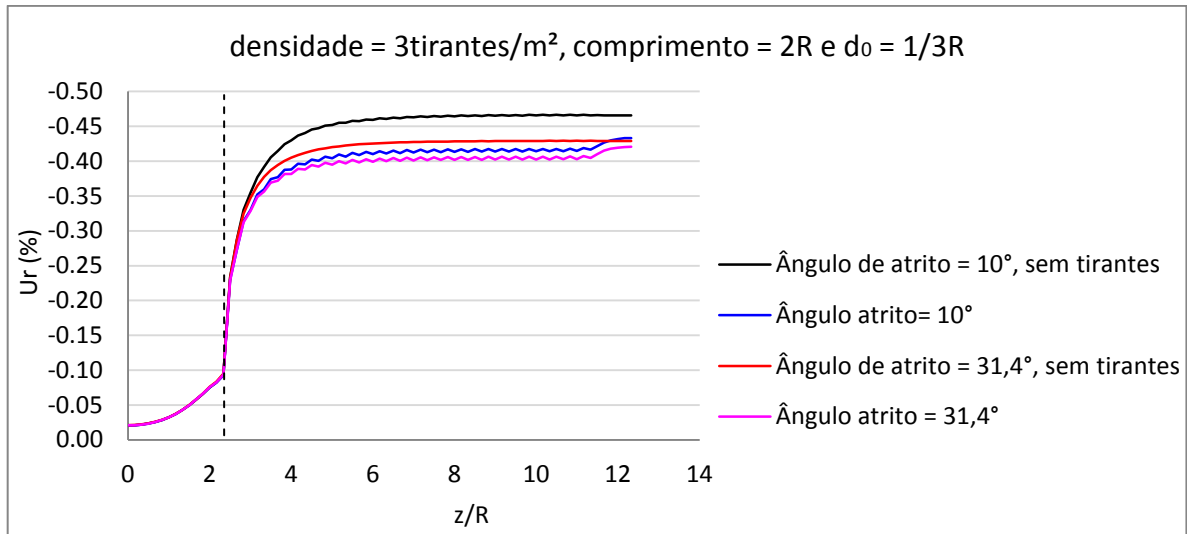


Figura 4.21: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do ângulo de atrito.

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os resultados da variação do empuxo lateral, no teto e na parede do túnel. Nota-se que a influência do parâmetro k_0 na convergência do teto do túnel é bem menor do que na convergência da parede do túnel. Ainda, a convergência no teto do túnel diminui quando o empuxo lateral aumenta, demonstrando que a tensão vertical age como uma espécie de confinamento para o túnel. A Figura 4.23 mostra que quanto menor o empuxo lateral, menor será a convergência na parede do túnel.

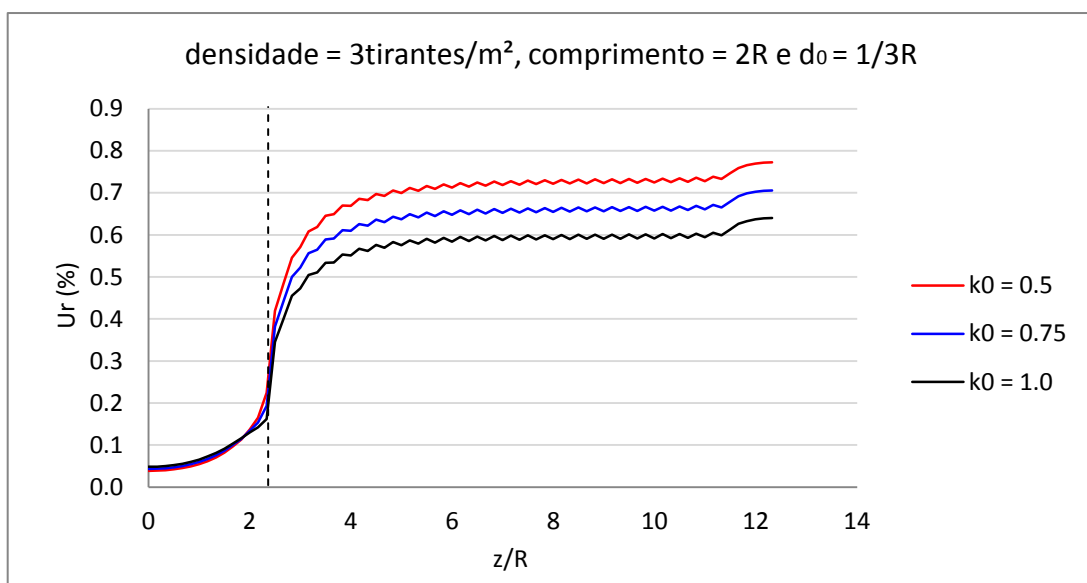


Figura 4.22: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência do empuxo lateral.

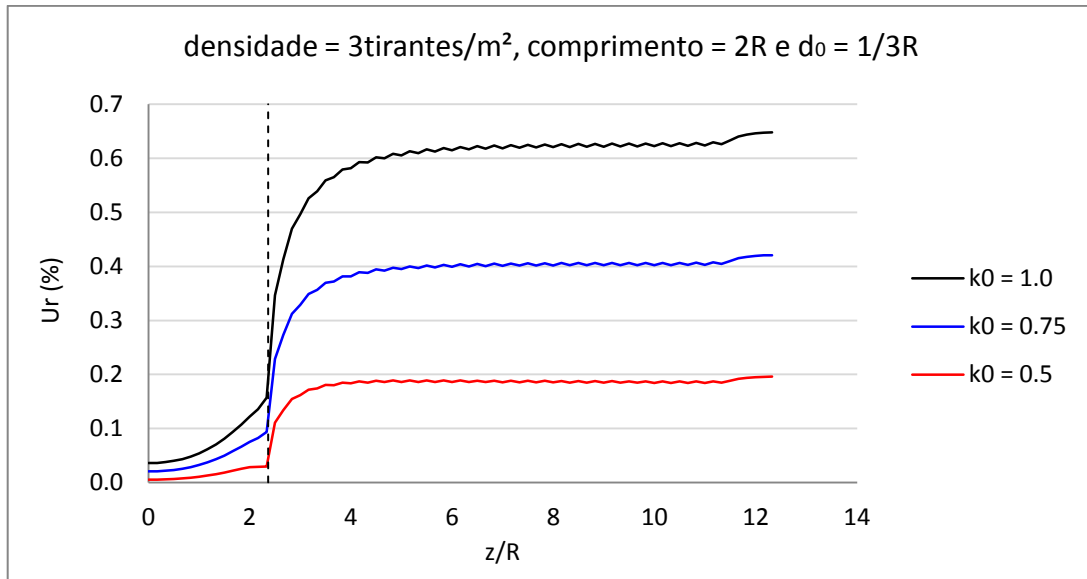


Figura 4.23: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência do empuxo lateral.

As Figuras 4.24 e 4.25, ilustram, respectivamente, o resultado em termos de tensão radial (σ_r) para os casos de k_0 igual a 1 e 0,5, ainda, a Figura 4.9 apresenta esse resultado para k_0 igual a 0,75. Evidentemente que quanto maior for o valor de k_0 , mais próximo da unidade, menor será a diferença entre tensões horizontal e vertical e mais simétrico o gráfico dos isolavores das tensões σ_r se torna.

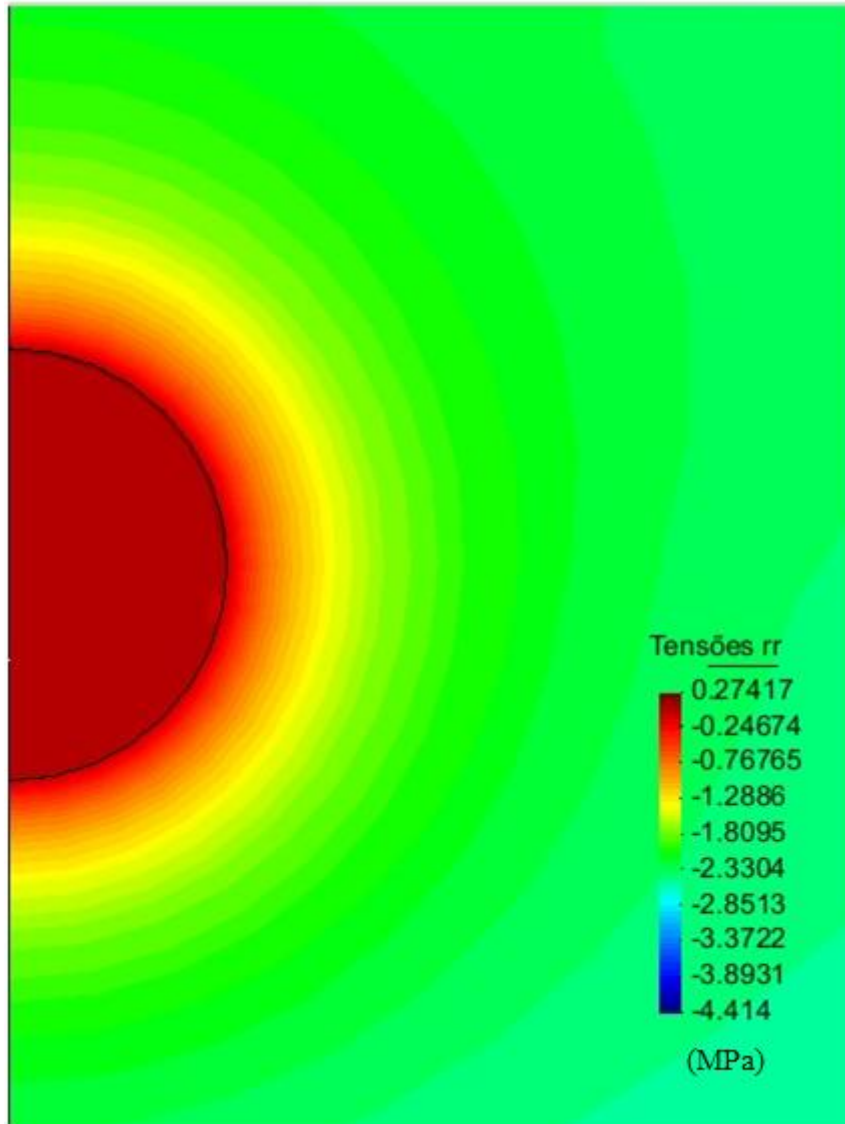


Figura 4.24: isovalores da tensão σ_{rr} com $k_0=1$.

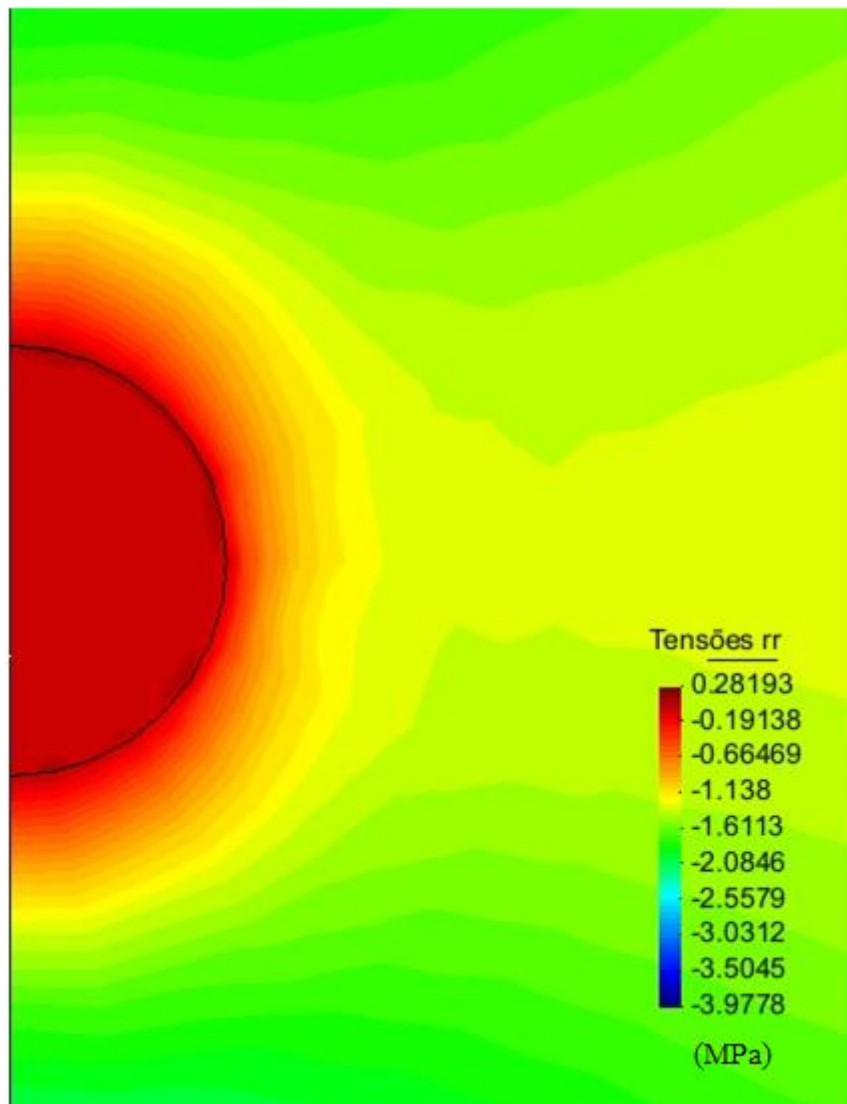


Figura 4.25: isovalores da tensão σ_{rr} com $k_0=0,5$.

Verificou-se, ainda, a influência da coesão nos resultados de convergência do túnel. Pelas Figuras 4.26 e 4.27 se percebe que quanto maior a coesão, menor é a convergência, sendo que os deslocamentos na parede do túnel sofrem maior alteração.

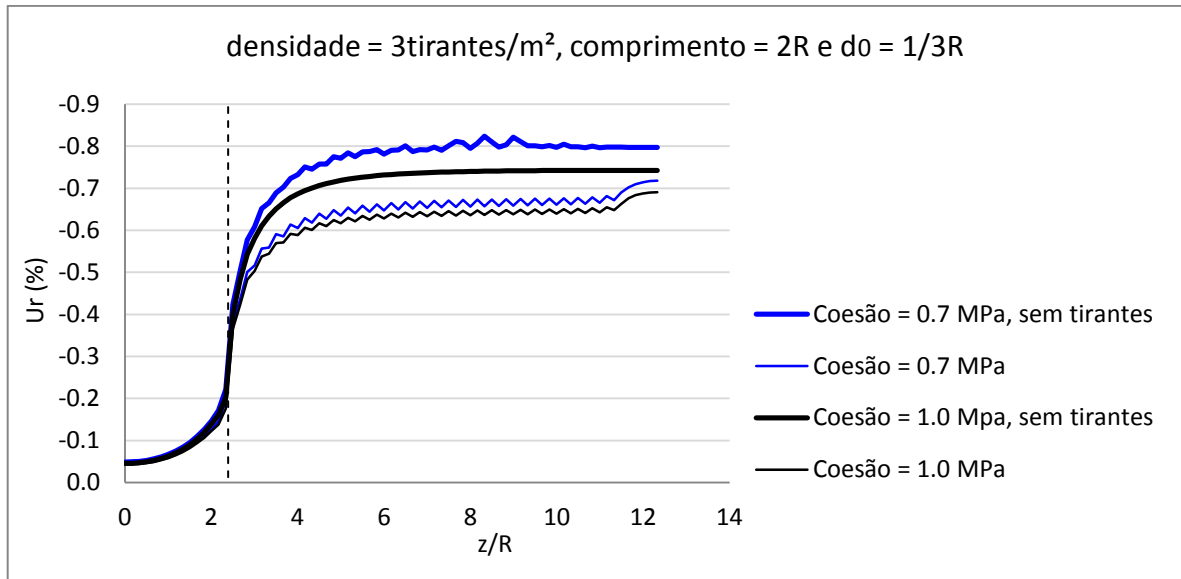


Figura 4.26: convergência no teto do túnel. Avaliação da influência da coesão.

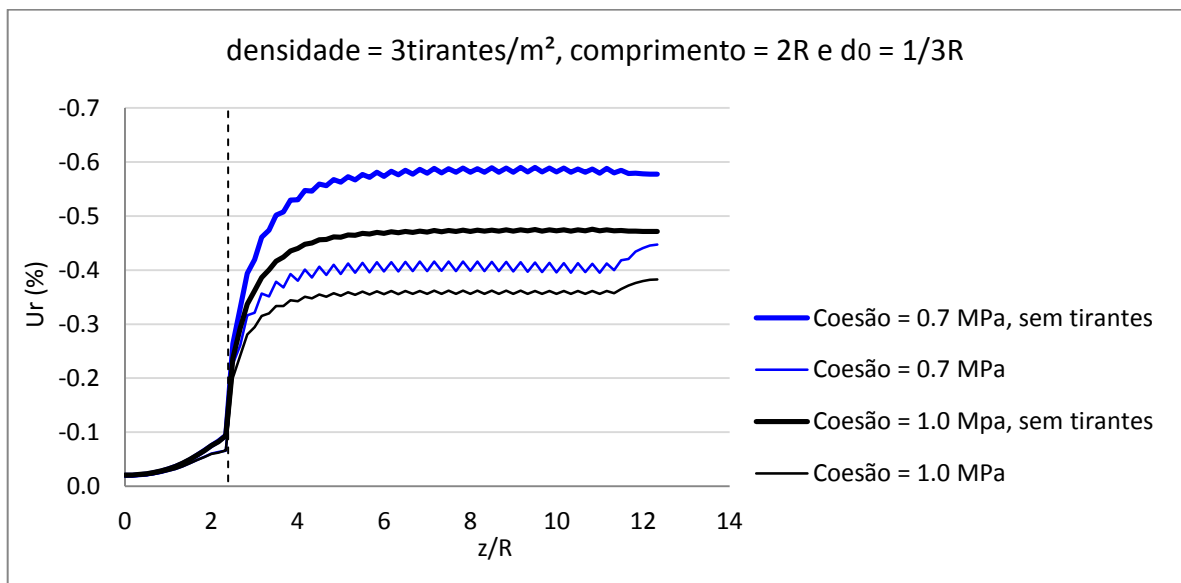


Figura 4.27: convergência na parede do túnel. Avaliação da influência da coesão.

4.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA – SISTEMA REFORÇO

Realizou-se, ainda, uma análise comparativa considerando o emprego de um sistema de reforço, tirantes aliado ao revestimento de concreto, e outra somente considerando os tirantes, sem revestimento. A hipótese foi executada tomando-se a resistência do revestimento (k_s) igual a 360 MPa, densidade de 3 tirantes/m², comprimento dos tirantes de 2R e d_0 igual a 1/3R. As Figuras 4.28 e 4.29 mostram como o emprego de revestimento em concreto

influencia significativamente na redução da convergência do túnel. Nestas condições, quando se emprega o revestimento, não ocorrem deformações plásticas.

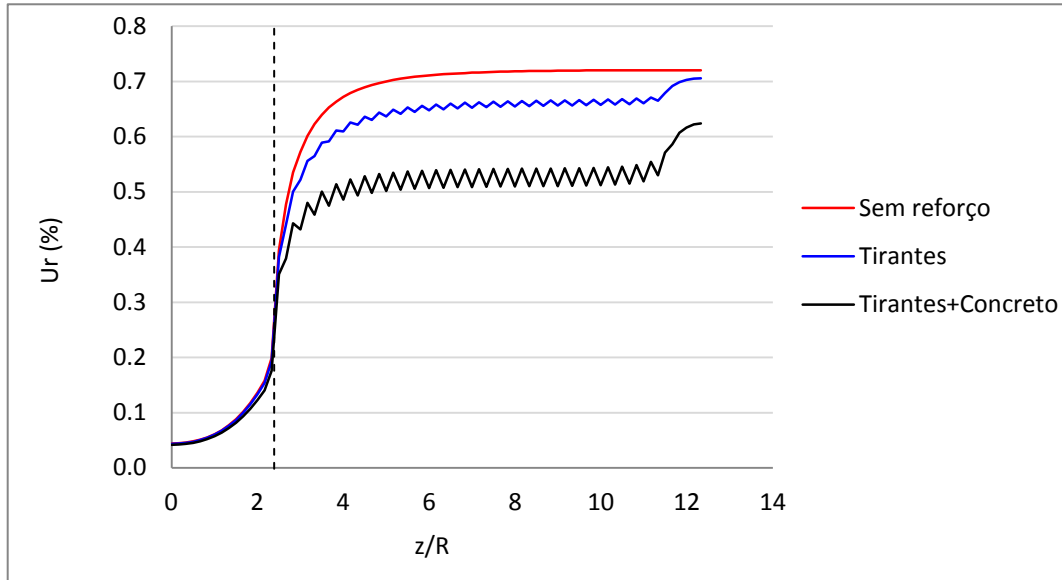


Figura 4.28: convergência no teto do túnel.

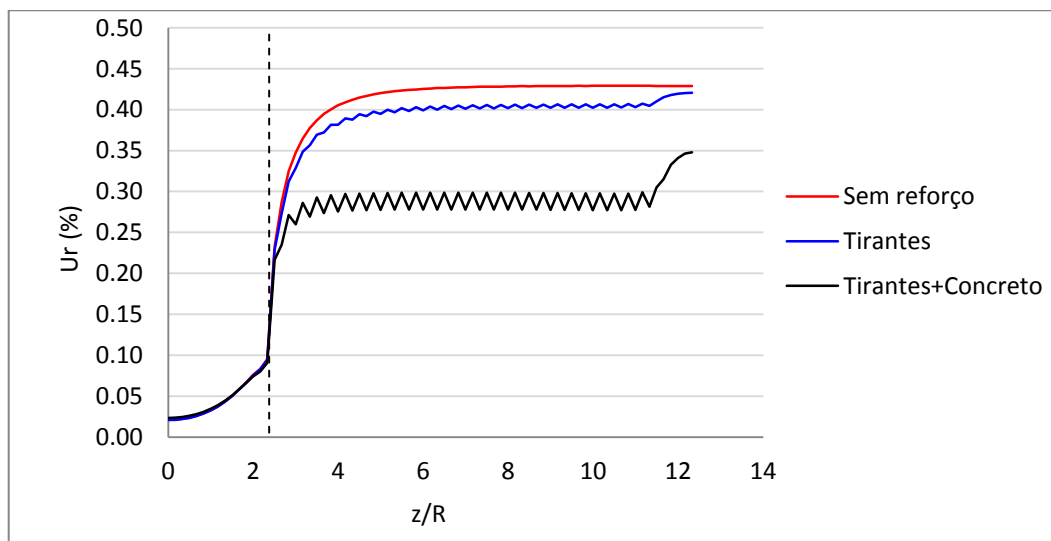


Figura 4.29: convergência na parede do túnel.

5 CONCLUSÃO

O uso de tirantes passivos tem mostrado um bom desempenho no controle dos deslocamentos radiais de túneis e é uma técnica de fácil aplicação em campo e bastante flexível a adaptações no projeto. Porém, a previsão do comportamento de túneis reforçado com tirantes, empregando-se o método dos elementos finitos e discretizando cada elemento de tirante, é uma tarefa difícil e dispendiosa. O método da homogeneização surge, então, como uma ferramenta de fácil aplicação na simulação da influência dos tirantes como sistema de reforço de túneis [COUTO, 2011].

Utilizando-se, portanto, o método da homogeneização, fez-se um estudo paramétrico para verificação da influência dos tirantes radiais, colocados somente na parte superior do túnel, para um caso tridimensional de escavação circular em rocha. Dos gráficos apresentados no capítulo 4, conclui-se que, no modelo utilizado, de uma forma geral, o emprego de tirantes não afetou consideravelmente as deformações, tanto no teto, como na parede do túnel. O aumento do comprimento dos tirantes não apresentou modificações expressivas na convergência do túnel, mesmo com comprimentos de até 45 metros, resultado que vai ao encontro dos resultados de estudos em túneis bidimensionais axissimétricos [BERNAUD et al., 1995] que apontam que após se atingir o comprimento de dois raios do túnel, os deslocamentos se tornam indiferentes a alterações neste parâmetro, uma vez que a contribuição dos tirantes diminui com o seu distanciamento do túnel.

Mostrou-se, também, que a densidade de tirantes possui maior importância nos resultados de convergência do que o comprimento dos tirantes. Entretanto, mesmo modificando-se parâmetros de resistência do maciço como coesão e módulo de elasticidade, não houve alterações significativas da influência relativa deste parâmetro. A magnitude das deformações aumenta com a diminuição destes parâmetros, porém a densidade de tirantes continua a não influir de forma importante.

No caso da distância de aplicação dos tirantes (d_0) a diferença na convergência se evidenciou mais apreciável quando o valor de d_0 é pequeno ($1/3R$) do que para valores de d_0 acima de $2/3R$, podendo-se inferir que as deformações chegaram ao seu máximo e que a distância de aplicação dos tirantes com relação à face de escavação, após $1/3R$, já não afeta a convergência do túnel. A $2/3R$ as deformações já atingiram praticamente seu valor máximo, igualando-se às deformações do maciço sem tirantes e, portanto, não mobilizam mais os tirantes.

Sobre a avaliação dos parâmetros do maciço, verificou-se que o ângulo de atrito praticamente não altera os resultados de convergência do túnel, especialmente se comparado aos outros parâmetros. Foram avaliados valores extremos e a variação dos deslocamentos foi mínima.

A coesão apresenta maior influência que o ângulo de atrito, além disso, é o parâmetro mais determinante na convergência dos cálculos numéricos. Tanto ângulo de atrito como coesão apresentam maior influência na convergência da parede do que do teto do túnel.

O empuxo lateral, talvez o parâmetro que apresente maiores dificuldade em sua determinação na fase de estudos geotécnicos, mostrou-se o de maior influência nos resultados dentre os três parâmetros, afetando a convergência na parede do túnel de forma extremamente expressiva, e a convergência no teto do túnel de forma mais branda, mas, mesmo assim, mais significativamente que os outros parâmetros.

Do estudo sobre a influência do sistema de reforço adotado, conclui-se que a utilização de revestimento de concreto, neste caso, reduz a convergência do túnel de três a seis vezes mais que somente empregando-se os tirantes como reforço.

Analisando-se os resultados das tensões, verificou-se que ocorre um acúmulo de tensões radiais (σ_{rr}) na parte superior e inferior do túnel e também na frente de escavação, revelando o efeito tridimensional que a escavação causa no maciço.

Finalizando, sugere-se como temas para pesquisas futuras a investigação de túneis tridimensionais com geometrias distintas, diferentes relações de profundidade e raio do túnel, considerando a colocação de tirantes frontais e, ainda, empregando-se outros modelos constitutivos.

REFERÊNCIAS

- ALEJANO, L. R.; ALONSO, E. Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 42, p. 481-507, 2005.
- BERNAUD, D. **Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques: approches expérimentale et numérique**. 1991. 353 f. Thèse (PhD) – Marne-la-Vallée, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- BERNAUD, D.; MAGHOUS, S.; de BUHAN, P. Numerical Simulation of the convergence of a bolt-supported tunnel through a homogenization method. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 19, p. 267-288, 1995.
- BERNAUD, D.; ROUSSET, G. The 'New implicit method' for tunnel analysis. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 20, p. 673-690, 1996.
- BERNAUD, D.; MAGHOUS, S.; de BUHAN, P.; COUTO, E. C. A numerical approach for design of bolt-supported tunnels regarded as homogenized structures. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 24, n. 5, p. 533-546, 2009.
- BOBET, A.; EINSTEIN, H. H. Tunnel reinforcement with rockbolts. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 26, p. 100-123, 2011.
- BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock Mechanics**. 3 ed. New York: Kluwer Academic Publishers, 2004.
- BRASIL. **Plano Mais Brasil PPA 2012-2015: Relatório de Comunicação à Comissão Mista de Planos, Orçamentos Públicos e Fiscalização do Congresso Nacional (CMO)**. Secretaria de Planejamento e Investimentos Estratégicos. Brasília: Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão, 2013.
- COLMENARES, L. B.; ZOBACK, M. D. A statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five different rocks. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, v. 39, p. 695-729, 2002.
- COUTO, E. C. **Um modelo tridimensional para túneis escavados em rocha reforçada por tirantes passivos**. 2011. 141 f. Tese (Doutor em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- DESAI, C. S.; SIRIWARDANE, H. J. **Constitutive Laws for Engineering Materials with emphasis on geologic materials**. New Jersey: Prentice-Hall, 1984.

EISENSTEIN, Z.; HEINZ, H., NEGRO, A. On three-dimensional ground response to tunneling. In: LO, K. Y. (Org.). **Tunnelling in soil and rock**. New York: American Society of Civil Engineers, 1984. p.107-127.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements**, 2009. Disponível em <<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/index.cfm>>. Acesso em: 15 jul. 2013.

GIODA, G. **Meccanica delle rocce**. Milano: Libreria Clup, 1981.

GONZÁLEZ, C.; SAGASETA, C. Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. **Computers and Geotechnics**, v. 28, p. 445-468, 2001.

GREUILL, E.; DE BUHAN, P.; PANET, M.; SALENÇON, J. Behaviour of tunnels reinforced by untensioned bolts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13th, 1994. **Proceedings...** New Delhi: Committee XIII ICSMFE, 1994, vol. 2, p. 869-872.

JALALIFAR, H. An analytical solution to predict axial load along fully grouted bolts in an elasto-plastic rock mass. **The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy**, v. 111, p 809-814, 2011.

HANAFY, E. A.; EMERY, J. J. Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement. In: CANADIAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM - UNDERGROUND ROCK ENGINEERING, 13th, 1980. **Proceedings...** Toronto: Canadian Institute of Mining and Metallurgy, 1980, v.22. p. 119-125.

HERLE, I. Constitutive models for numerical simulations. In: KOLYMBAS, D. (Org.). **Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling: rational tunnelling**. Innsbruck: A. A. Balkema, 2003. p. 27-55.

HOEK, E.; BROWN, E, T. **Underground Excavations in Rock**. 4 ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1996.

HOEK, E.; BROWN, E, T. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 34, p. 1165-1187, 1997.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of Underground Excavations in hard Rock**. 3 ed. London: Taylor & Francis, 1995.

HÖFLER J.; SCHLUMPF, J. **Shotcrete in Tunnel Construction**: introduction to the basic technology of sprayed concrete. 3 ed. Aichtal: Putzmeister AG, 2006.

HOOD, M.; BROWN, E.T. Mining rock mechanics: yesterday, today and tomorrow. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ROCK MECHANICS, 9th, 1999, Rotterdam. **Proceedings...** Paris: G. Vouille & P. Berest, 1999. p. 1551-1576.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering Rock Mechanics**: an introduction to the principles. 2 ed. Oxford: Elsevier Science Ltd., 2000.

KAVVADAS, M. J. Monitoring and modeling ground deformations during tunneling. In: INTERNATIONAL FIG SYMPOSIUM ON DEFORMATION MEASUREMENTS, 11th, 2003, Santorini. **Proceedings...** Grécia: Patras University, 2003. Disponível em: <<http://www.fig.net/commission6/santorini/F-Tunnels/F1.pdf>>. Acesso em: 10 jul. 2013.

LABIOUSE, V. Ground response curves for rock excavations supported by ungrouted tensioned rockbolts. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 29, p. 19-38, 1996.

LACY S.J.; PRÉVOST, J.H. Constitutive Model for Geomaterials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONSTITUTIVE LAWS FOR ENGINEERING MATERIALS, 2nd, 1987, Tucson. **Proceedings...** New York: Elsevier, 1987. p. 149-160.

LUNARDI, P. The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. **T&T International ADECO-RS**, p. 3-30, 2000.

LUO, Y.; KANG, Z. Topology optimization of continuum structures with Drucker-Prager yield stress constraints. **Computers and Structures**, v. 90, p. 65-75, 2012.

MAIER, G.; HUECKEL, T. Nonassociated and coupled flow rules of elastoplasticity for rock-like materials. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics**, v. 16, p. 77-92, 1979.

MARTÍN, L. B.; HADJ-HASSEN, F.; TIJANI, M. A new experimental and analytical study of fully grouted rockbolts. In: U. S. ROCK MECHANICS/GEOMECHANICS SYMPOSIUM, 45th, 2011, San Francisco. **Proceedings...** San Francisco: American Rock Mechanics Association, 2011.

MARK, C.; COMPTON, C. A.; OYLER, D. C.; DOLINAR, D. R. **Anchorage pull testing for fully grouted roof bolts**. Pennsylvania: National Institute for Occupational Safety and Health, 2002.

OETTL, G.; STARK, R. F.; HOFSTETTER, G. A comparison of elastic-plastic soil models for 2D FE analyses of tunneling. **Computers and Geotechnics**, v. 23, p. 19-38, 1998.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering theory**. London: Thomas Telford Ltd., 1999.

SHEN, J.; KARAKUS, M.; XU, C. A comparative study for empirical equations in estimating deformation modulus of rock masses. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 32, p. 245-250, 2012.

SON, M.; CORDING, E. J. Ground-liner interaction in rock tunneling. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 22, p. 1-9, 2007.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and Design: Tunnels and Shafts in Rock**. Washington: U. S. Army Corps of Engineers, 1997.

VALLEJO, L. I. G.; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C. **Ingeniería Geológica**. Madrid: Prentice Hall, 2002.

VERMEER, P. A.; DE BORST, R. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rocks. **Heron Journal**, v. 29, n. 3, p 163-196, 1984.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock slope engineering: civil and mining**. New York: Taylor & Francis, 2004.

YASSIEN, A. M. **2-D Numerical simulation and design of fully grouted bolts for underground coal mines**. 2003. 167 f. Dissertation (Doctor of Philosophy in Engineering) – College of Engineering and Mineral Resources at West Virginia University, Morgantown.