

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

**MÉTODOS PARA SELEÇÃO DE TUNELADORAS E ANÁLISE
NUMÉRICA DE DIFERENTES ALINHAMENTOS DE
TÚNEIS SUJEITOS A ALTAS PRESSÕES HIDRÁULICAS**

AREOSVALDO OLIVEIRA CASTRO

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF MAIO DE 2013

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

**MÉTODOS PARA SELEÇÃO DE TUNELADORAS E ANÁLISE
NUMÉRICA DE DIFERENTES ALINHAMENTOS DE
TÚNEIS SUJEITOS A ALTAS PRESSÕES HIDRÁULICAS**

AREOSVALDO OLIVEIRA CASTRO

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

APROVADA POR:

Prof. André Pacheco de Assis, PhD (UnB)
(Orientador)

Luis Fernando Martins Ribeiro, DSc (UnB)
(Examinador interno)

Carlos Alberto Lauro Vargas, DSc (UFG)
(Examinador externo)

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 de maio de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

CASTRO, AREOSVALDO OLIVEIRA

Métodos para Seleção de Tuneladoras e Análise Numérica de Diferentes

Alinhamentos de Túneis Sujeitos a Altas Pressões Hidráulicas. [Distrito Federal] 2013
xvii, 363 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

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

Departamento de Engenharia CIVIL E AMBIENTAL

1. Obras subterrâneas

2. Mecânicas das Rochas

3. Túneis de Pressão

4. Métodos numéricos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CASTRO, A. O. (2013). Métodos para Seleção de Tuneladoras e Análise Numérica de Diferentes Alinhamentos de Túneis Sujeitos a Altas Pressões Hidráulicas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-224/2013, Departamento de Engenharia CIVIL E AMBIENTAL, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 363p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Areosvaldo Oliveira Castro

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Métodos para Seleção de Tuneladoras e Análise Numérica de Diferentes Alinhamentos de Túneis Sujeitos a Altas Pressões Hidráulicas.

GRAU / ANO: Mestre / 2013

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

Areosvaldo Oliveira Castro

Asa Norte

70910-900 – Brasília/DF – Brasil.

“A Matemática é a única linguagem que temos em comum com a natureza”.

(Stephen Hawking)

AGRADECIMENTOS

Até aqui eu lutei, lutei com todas as forças. Cai, mas levantei, cai novamente, mas levantei novamente. Tudo se iniciou há 7 anos, quando entrei na Universidade de Brasília, novo, ingênuo e ignorante. Após 5 anos de muito estudo e dedicação concluí a graduação em Engenharia Civil, um pouco menos ignorante. Então decidi continuar pela busca do conhecimento e me inscrevi no mestrado em Geotecnia. Os 2 últimos anos, não diferentes daqueles de graduação, foram anos de renúncia e muita dedicação. Quantas vezes pensei em desistir? Várias. Mas aqui estou, de cabeça erguida e concluindo mais uma etapa da vida.

À Deus agradeço com todas as forças, pois este é o maior responsável pela minha vitória. À minha mãe, Maria de Fátima Oliveira Castro e ao meu pai, Areolino Moreira de Castro, agradeço pelo apoio incondicional, pelo incentivo e por me ajudarem a levantar nos momentos que caí. Eles me mostraram que a vida é feita de escolhas, na qual para acertar é preciso errar, e que devemos perseverar até o fim.

Ao grande mestre, meu orientador, amigo e segundo pai, André Pacheco de Assis, agradeço pela paciência em aguentar um ser tão ignorante como eu. Agradeço pelo conhecimento e experiência transmitidos, pelos caminhos mostrados e os infinitos arquivos passados ao meu pen drive.

Aos mestres do Departamento de Pós-Graduação em Geotecnia, em especial ao Prof. Ennio Marques Palmeira, meu orientador de projeto final de graduação e ao Prof. Márcio Muniz de Farias, que além de ser um excelente mestre, me aconselhou em um momento muito difícil desta caminhada.

À grande mestre do Departamento de Matemática, Prof. Liliane de Almeida Maia, agradeço pelos profundos conhecimentos em matemática, e pelas melhores aulas de Álgebra Linear e Equações Diferenciais.

Aos meus amigos e colegas da Geotecnia, em especial à Aline, Bruna, Elizabeth, Ewerton, Flávia, Gisele, Igor, Mariana e Thaisa, agradeço pela companhia e pelos momentos de alegria. Ao Paulo, que tanto importunei, agradeço pelas questões e dúvidas respondidas.

À CAPES pelo apoio financeiro, sem o qual seria impossível o incentivo à pesquisa e o desenvolvimento tecnológico.

MÉTODOS PARA SELEÇÃO DE TUNELADORAS E ANÁLISE NUMÉRICA DE DIFERENTES ALINHAMENTOS DE TÚNEIS SUJEITOS A ALTAS PRESSÕES HIDRÁULICAS

RESUMO

Palavras-chave: Maciço Rochoso. Tunneladora. Túnel de Pressão. Alinhamento.

A Engenharia de Túneis apresenta grande desenvolvimento nos últimos anos, sendo consequência do advindo da Era Ambiental e do aumento pela demanda por obras subterrâneas. Desta forma, o desenvolvimento dos métodos de escavação torna-se fundamental, pois, em virtude da complexidade e das variáveis influentes, é primordial assegurar os requisitos básicos de desempenho do empreendimento, tais como segurança e vida útil. Em consequência, o método mecanizado, objeto de estudo do presente trabalho, tem se apresentado uma opção vantajosa em relação ao método convencional, pois, por meio de tunneladoras a escavação é mais segura e possui prazos mais garantidos, além de causar menor perturbação ao meio. Entretanto tal método não apresenta flexibilidade e é altamente dependente dos parâmetros do maciço rochoso. Assim, é necessário conhecer bem as propriedades do maciço para determinar o tipo de tunneladora a ser utilizada, bem como, conhecer os mecanismos de interação máquina-maciço, e analisar os critérios de escavabilidade para prever e melhorar o projeto da máquina, conferindo a esta maior desempenho durante a escavação. Circuitos hidráulicos subterrâneos, com aplicação em barramentos para fins de aproveitamento hidroelétrico, também são estruturas que vêm apresentando aumento em sua demanda, principalmente quando o maciço rochoso apresenta boas propriedades e topografia favorável. Em geral, os métodos de projeto deste tipo de estrutura são baseados no empirismo, apesar do desenvolvimento de métodos racionais e numéricos nos últimos anos. Desta forma, o presente trabalho também se propõe a estudar o comportamento do principal componente de um circuito hidráulico subterrâneo, o túnel de pressão, por meio da análise de dois alinhamentos diferentes. Tais alinhamentos foram simulados por meio de ferramenta numérica, e os resultados mostraram que o túnel mesclado é uma solução mais econômica do que o túnel inclinado, em virtude das menores tensões desenvolvidas, implicando assim, em menor quantidade de suporte empregado.

METHODS FOR SELECTING TBMs AND NUMERICAL ANALYSES OF DIFFERENT ALIGNMENTS OF TUNNELS SUBJECTS TO HIGH HYDRAULIC PRESSURES

ABSTRACT

Key-words: Rock Mass. Tunnel Boring Machines (TBMs). Pressure Tunnel. Alignment.

Civil Engineering of Tunnels presents huge development in the last years, being consequence came from Environmental Era, and from increasing demand for underground works. As for this reason, the development of excavation methods turns essential, then, as a result of its complexity, and also for several influences it is essential to ensure basic requirements of performance of undertaking, for example, ensure and enduringness. Accordingly, the mechanized method – that is the object analyzed in this study – has been shown as an advantage option in relation to current method. On account of, through Tunnel Boring Machines (TBMs) the excavation is much more security, and it also can enable more reliable terms, beyond can induce short disturbance to environment. However such method displays no flexibility and it is strongly dependent on rock mass parameters. Therefore, it is necessary well know the mass proprieties to determinate the Tunnel Boring Machine that will be used, as well as, to know the mechanism of interaction machine-mass, and to analyze the criteria of excavability to forecast and improve the project of machine, bestowing to it bigger performance while excavation. Underground hydraulic circuits, with application in dams performance to hydroelectric reclamation purposes, also are structures that has been displaying increasing in its demand especially when the rock mass displays good proprieties and favorable topography. Commonly, the project methods of this structure type are based in empirical methods, despite the development of rational and numerical methods in the recent years. In this way, the present study aims to propose the study of behavior of the main component of an underground hydraulic circuit, the Pressure Tunnel, through analyzing two different alignments. Such alignments will be simulated through a numerical tool, and the results showed that mixed tunnel is more economically than inclined tunnel, due the lower stresses developed, thus implying in lesser applied lining.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Estrutura da dissertação	3
2	MÉTODOS TUNELEIROS.....	5
2.1	Método Convencional - NATM	6
2.1.1.	Desmorte mecânico	7
2.1.2.	Desmorte por explosivos	10
2.2	Método mecanizado - Tunneladoras.....	11
2.2.1.	Gripper TBM.....	13
2.2.2.	Single Shield TBM.....	16
2.2.3.	Double Shield TBM	19
2.2.4.	EPB (Earth Pressure Balance).....	22
3	SELEÇÃO E PREVISÃO DE PERFORMANCE DE TUNELADORAS.....	25
3.1	Propriedades de maciços rochosos	25
3.1.1.	Rocha intacta	26
3.1.2.	Descontinuidades	27
3.1.3.	Maciço rochoso	30
3.2	Critérios para seleção de tunneladoras em rocha.....	38
3.2.1	Critérios gerais de seleção de tunneladoras.....	41
3.2.2	Método NTNU	48
3.2.3	Método CSM.....	54
3.2.4	Método Qtbm	63
3.2.5	Método RME.....	66
4	TÚNEIS DE PRESSÃO.....	73
4.1	Posição e alinhamento	74
4.2	Critérios gerais.....	76

4.3	Estabilidade e potenciais falhas	80
4.3.1	Vazamentos excessivos	81
4.3.2	Poropressões excessivas	81
4.3.3	Colapso das aberturas	82
4.3.4	Falha dos revestimentos	82
4.4	Revestimentos.....	83
4.4.1	Tipos.....	84
4.4.2	Critérios gerais de escolha.....	88
4.4.3	Diretrizes para projeto de revestimentos	89
5	METODOLOGIA	93
5.1	Apresentação do caso de estudo	93
5.2	Propriedades da rocha intacta	94
5.3	Propriedades do maciço rochoso	96
5.4	Tensões in situ	97
5.5	Geometria dos alinhamentos	99
5.6	Modelagem numérica (Examine 3D)	102
5.7	Modelo de Kirsh	105
5.8	Considerações e método de análise	106
6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	111
6.1	Túnel inclinado	111
6.1.1	Pós-construção	111
6.1.2	Em operação (sob pressão).....	119
6.2	Túnel mesclado.....	127
6.2.1	Pós-construção	128
6.2.2	Em operação (sob pressão).....	150
7	CONCLUSÕES.....	175
7.1	Sugestões para pesquisas futuras	178

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	181
APÊNDICE	187
A. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL INCLINADO PÓS-CONSTRUÇÃO	188
A.1 Trecho 1	189
A.2 Trecho 2	195
A.3 Trecho 3	201
A.4 Trecho 4	207
A.5 Trecho 6	213
A.6 Trecho 7	219
A.7 Trecho 8	225
A.8 Trecho 9	231
A.9 Trecho 10	237
B. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL INCLINADO EM OPERAÇÃO	(SOB PRESSÃO)
B.1 Trecho 1	244
B.2 Trecho 2	250
B.3 Trecho 3	256
B.4 Trecho 4	262
B.5 Trecho 6	268
B.6 Trecho 7	274
B.7 Trecho 8	280
B.8 Trecho 9	286
B.9 Trecho 10	292
C. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL MESCLADO PÓS-CONSTRUÇÃO	298
C.1 Trecho 1 (túnel sob baixa pressão)	299
C.2 Trecho 2 (túnel sob baixa pressão)	304

C.3	Trecho 4 (túnel sob baixa pressão)	309
C.4	Trecho 5 (túnel sob baixa pressão)	314
C.5	Trecho 1 (túnel sob alta pressão)	319
C.6	Trecho 2 (túnel sob alta pressão)	325
D.	RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL MESCLADO EM OPERAÇÃO (SOB PRESSÃO)	331
D.1	Trecho 1 (túnel sob baixa pressão)	332
D.2	Trecho 2 (túnel sob baixa pressão)	337
D.3	Trecho 4 (túnel sob baixa pressão)	342
D.4	Trecho 5 (túnel sob baixa pressão)	347
D.5	Trecho 1 (túnel sob alta pressão)	352
D.6	Trecho 2 (túnel sob alta pressão)	358

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Diferentes sequências de escavação faseada (Bastos, 1998).	7
Figura 2.2. Roçadora de braço (Tunnelbuilder, 2012).	8
Figura 2.3. Martelo hidráulico (Atlascopco, 2012).	8
Figura 2.4. Máquinas jumbo aplicando explosivos em uma frente de escavação (Lander, 2012).	11
Figura 2.5. Principais componentes da área de trabalho da <i>Gripper</i> TBM (Herrenknecht, 2012).	14
Figura 2.6. Sequência de deslocamentos da tuneladora <i>Gripper</i> (Barbosa, 2008).	15
Figura 2.7. <i>Gripper</i> TBM, adaptado de <i>Tunnelseis Company</i> . (1 – Roda de corte; 2 – Área de trabalho; 3 – <i>Grippers</i> ; 4 – Área de <i>back-up</i>).	16
Figura 2.8. Sistema de deslocamento da <i>Single Shield</i> TBM.	17
Figura 2.9. Principais componentes da <i>Single Shield</i> TBM (Herrenknecht, 2012).	17
Figura 2.10. Cabeça de corte e escudo da <i>Single Shield</i> TBM (Caterpillar, 2012).	18
Figura 2.11. Sequência de deslocamentos da tuneladora <i>Double Shield</i> em maciço rochoso resistente.	20
Figura 2.12. Principais componentes da <i>Double Shield</i> TBM (Robbins, 2012).	21
Figura 2.13. Cabeça de corte e duplo escudo da tuneladora <i>Double Shield</i> (Interbering, 2012).	21
Figura 2.14. Principais componentes da EPB (Herrenknecht, 2012).	22
Figura 2.15. Balanceamento de pressões na face de escavação (Assis, 2010).	24
Figura 2.16. Tuneladora EPB utilizada na abertura dos túneis da Linha 4 do metrô de São Paulo (Assis, 2010).	24
Figura 3.1. Influência do tamanho da obra e do grau de fraturamento do maciço rochoso na escolha de propriedades da rocha (Assis, 2003).	26
Figura 3.2. Propriedades de descontinuidades (Hudson e Harrison, 1997).	27
Figura 3.3. Esquema de otimização para escolha de tuneladoras (Zhao, 2007).	41
Figura 3.4. Comportamento geral da curva de penetração (Bruland, 2000).	49

Figura 3.5. Zona de compressão sob o disco de corte (Rostami & Ozdemir, 1993).....	55
Figura 3.6. Distribuição linear de pressão ao longo do perímetro do disco (Rostami & Ozdemir, 1993).....	57
Figura 3.7. Distribuição geral de pressão ao longo do perímetro do disco (Rostami & Ozdemir, 1993).....	57
Figura 3.8. Tempo de autossustentação como função de RMR e vão sem suporte (Bieniawski <i>et al.</i> , 2006).....	68
Figura 3.9. Correlações entre RME e ARA teórico para quatro tipos de tuneladoras em maciço rochoso com $\sigma_{ci} > 45$ MPa (Bieniawski <i>et al.</i> , 2008).....	71
Figura 3.10. Correlações entre RME e ARA teórico para quatro tipos de tuneladoras em maciço rochoso com $\sigma_{ci} < 45$ MPa (Bieniawski <i>et al.</i> , 2008).	72
Figura 4.1. Possíveis alinhamentos para circuitos hidráulicos subterrâneos (Benson, 1989)..	75
Figura 4.2. Esquema para determinação de cobertura mínima de rocha (Broch, 1984).	77
Figura 4.3. Segmentos em concreto pré-moldado instalados por tuneladora (Herrenknecht <i>et al.</i> , 2008).....	85
Figura 4.4. Segmento de concreto protendido (Nishikawa, 2003).....	86
Figura 4.5. Instalação de blindagem em túnel de pressão (Hoek, 2006).....	87
Figura 5.1. Traçado do túnel inclinado (todas as medidas em metros).....	100
Figura 5.2. Traçado do túnel mesclado (todas as medidas em metros).....	101
Figura 5.3. Malha para análise de um túnel simples.	104
Figura 5.4. Resultados de sigma 1 para um túnel simples.	104
Figura 5.5. Modelo de Kirsh.	105
Figura 5.6. Parâmetros para análise do túnel.	108
Figura 5.7. Modelo 3D do túnel inclinado ($i = 16\%$).....	109
Figura 5.8. Modelo 3D do túnel inclinado ($i = 0,5\%$).....	109
Figura 5.9. Modelo 3D do poço pressurizado.	110
Figura 6.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).....	112
Figura 6.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).	112

Figura 6.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	113
Figura 6.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	114
Figura 6.5. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	114
Figura 6.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	115
Figura 6.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).....	116
Figura 6.8. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	116
Figura 6.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	117
Figura 6.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.....	118
Figura 6.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	118
Figura 6.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	119
Figura 6.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).....	120
Figura 6.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	120
Figura 6.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	121
Figura 6.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	122
Figura 6.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	122
Figura 6.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	123
Figura 6.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).....	124
Figura 6.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	124
Figura 6.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	125
Figura 6.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.....	126
Figura 6.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	126
Figura 6.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	127

Figura 6.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).....	128
Figura 6.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	128
Figura 6.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	129
Figura 6.28. Tensão principal maior nas paredes do poço (MPa).....	130
Figura 6.29. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).....	130
Figura 6.30. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).	131
Figura 6.31. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).....	132
Figura 6.32. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	132
Figura 6.33. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	133
Figura 6.34. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	134
Figura 6.35. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	134
Figura 6.36. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	135
Figura 6.37. Tensão principal menor nas paredes do poço (MPa).	136
Figura 6.38. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).....	136
Figura 6.39. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).	137
Figura 6.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	138
Figura 6.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	138
Figura 6.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	139
Figura 6.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).....	140

Figura 6.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	140
Figura 6.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	141
Figura 6.46. Deslocamentos nas paredes do poço (m).	142
Figura 6.47. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do poço (m).	142
Figura 6.48. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do poço (m).	143
Figura 6.49. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).	144
Figura 6.50. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	144
Figura 6.51. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	145
Figura 6.52. Fator de segurança nas paredes do túnel.	146
Figura 6.53. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	146
Figura 6.54. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	146
Figura 6.55. Fator de segurança nas paredes do poço.	147
Figura 6.56. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do poço.	148
Figura 6.57. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do poço.	148
Figura 6.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.	149
Figura 6.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	149
Figura 6.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	150
Figura 6.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).	151
Figura 6.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).	151
Figura 6.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	152
Figura 6.64. Tensão principal maior nas paredes do poço (MPa).	153
Figura 6.65. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).	153
Figura 6.66. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).	154
Figura 6.67. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).	155

Figura 6.68. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	155
Figura 6.69. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	156
Figura 6.70. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	157
Figura 6.71. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	157
Figura 6.72. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	158
Figura 6.73. Tensão principal menor nas paredes do poço (MPa).....	159
Figura 6.74. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	159
Figura 6.75. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	160
Figura 6.76. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).....	161
Figura 6.77. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).....	161
Figura 6.78. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).	162
Figura 6.79. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).....	163
Figura 6.80. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	163
Figura 6.81. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	164
Figura 6.82. Deslocamentos nas paredes do poço (m).....	165
Figura 6.83. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do poço (m).	165
Figura 6.84. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do poço (m).	166
Figura 6.85. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).....	167
Figura 6.86. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).	167
Figura 6.87. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).	168
Figura 6.88. Fator de segurança nas paredes do túnel.....	169
Figura 6.89. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	169

Figura 6.90. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	169
Figura 6.91. Fator de segurança nas paredes do poço.	170
Figura 6.92. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do poço.	171
Figura 6.93. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do poço.	171
Figura 6.94. Fator de segurança nas paredes do túnel.	172
Figura 6.95. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.	173
Figura 6.96. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.	173

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Avaliação do efeito de parâmetros elementares de seleção em detrimento de funções básicas dos métodos mecanizados (AFTES, 1999).	44
Tabela 3.2. Avaliação do efeito dos parâmetros elementares de seleção nas soluções mecanizadas de escavação (AFTES, 1999).....	45
Tabela 3.3. Parâmetros do maciço rochoso e da tuneladora considerados no modelo da taxa de penetração (Bruland, 2000).	50
Tabela 3.4. Parâmetros do maciço rochoso e da tuneladora considerados no modelo de durabilidade dos discos de corte (Bruland, 2000).	52
Tabela 3.5. Parâmetros e considerações relevantes em cada método (Rostami <i>et al.</i> , 1996). .	62
Tabela 3.6. Gradiente de desaceleração e sua relação aproximada com o valor de Q (Barton, 1999).....	65
Tabela 3.7. Parâmetros de entrada para o índice RME (Bieniawski <i>et al.</i> , 2008).	67
Tabela 4.1. Coeficientes de rugosidade para alguns tipos de revestimentos (n de Manning e f de Darcy-Weisbach para alguns diâmetros) (Benson, 1989).	89
Tabela 4.2. Fatores relevantes na seleção de revestimentos (Benson, 1989).....	91
Tabela 4.3. Critérios propostos para projeto de revestimentos baseados no método de Fernández em 1994 (Kawamura, 2004).	92
Tabela 5.1. Valores médios dos parâmetros obtidos para o túnel de acesso à casa de máquinas.	95
Tabela 5.2. Valores médios dos parâmetros obtidos para o túnel sob pressão.	95
Tabela 5.3. Parâmetros finais de rocha intacta.	96
Tabela 5.4. Parâmetros finais do maciço rochoso.	97
Tabela 5.5. Tensões atuantes no maciço rochoso.....	98
Tabela 5.6. Parâmetros geométricos do túnel inclinado.....	99
Tabela 5.7. Parâmetros geométricos do túnel mesclado.	99
Tabela 5.8. Altura de rocha sobrejacente nos trechos do túnel inclinado.	107
Tabela 5.9. Altura de rocha sobrejacente nos trechos do túnel mesclado.	107

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

%	Porcentagem
°	Grau
a	Abertura das descontinuidades
<i>a</i>	Constante do maciço rochoso
AFTES	<i>Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain</i>
AR	Taxa de avanço
ARA	Taxa média de avanço
ARA_R	Taxa de média de avanço real
ARA_T	Taxa média de avanço teórica
AVS	Índice que representa o quão rápido os pedaços de rocha desgastam o disco
b	Expoente de penetração
CBT	Comitê Brasileiro de Túneis
CC	Coefficiente de corte
CLI	Índice de durabilidade
Cm/s	Centímetro por segundo
CSM	<i>Colorado School of Mines</i>
<i>Cu</i>	Coesão
D	Diâmetro do túnel
D	Fator de perturbação no maciço rochoso
D'	Diâmetro da tuneladora
DRI	Índice de perfuração

E	Módulo de Young
E_m	Módulo de deformação do maciço rochoso
EPB	<i>Earth Pressure Balance</i>
f	Coefficiente de rugosidade de Darcy-Weisbach
F	Média da capacidade de corte
F_A	Fator de adaptação ao terreno
F_D	Fator que leva em consideração o diâmetro do túnel
F_E	Fator de eficiência da equipe
F_n	Força normal para uma distribuição linear de pressão
F_r	Força radial para uma distribuição linear de pressão
F_t	Força resultante
$F_{x'}$	Força normal para uma distribuição geral de pressão
$F_{y'}$	Força tangencial para uma distribuição geral de pressão
FS	Fator de segurança
g/cm^3	Gramas por centímetro cúbico
GPa	Giga Pascal
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
h_r	Cobertura de rocha diretamente acima do túnel
h_w, H	Pressão estática exercida pela água
HP*	Potência requerida
i	Inclinação do túnel
i_0	Penetração da tuneladora por revolução

ITA	<i>International Tunneling Association</i>
J_a	Índice de influência do grau de alteração das paredes das descontinuidades
J_n	Índice de influência do número de famílias
J_r	Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades
J_w	Índice de influência da água subterrânea nas descontinuidades
JCS	Resistência à compressão das paredes da descontinuidade
JRC	Coefficiente de rugosidade da descontinuidade
k	Permeabilidade
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso
k_r	Condutividade hidráulica do maciço
Kg/cm ²	Quilograma por centímetro quadrado
Km	Quilômetro
Km/s	Quilômetros por segundo
KN/m ³	Kilo Newton por metro cúbico
KPa	Kilo Pascal
L	Comprimento do túnel
m	Metros
m	Parâmetro de atrito do maciço rochoso
m	Gradiente de desaceleração final
m_1	Gradiente de desaceleração inicial
m/dia	Metros por dia
m/h	Metros por hora

m/s	Metros por segundo
mm/rev	Milímetros por revolução
M_1	Impulso crítico
M_b	Média de impulso por corte
MPa	Mega Pascal
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
n	Porosidade
N	Número total de discos de corte
NATM	<i>New Austrian Tunneling Method</i>
NTNU	<i>Norwegian Institute of Technology</i>
p	Penetração
p_0	Pressão externa
p_i	Pressão interna
P	Pressão
P'	Pressão base
PCHs	Pequenas Centrais Hidroelétricas
PR	Taxa de penetração
P_r	<i>Re-opening pressure</i>
P_{si}	<i>Shut-in pressure</i>
q	Teor de quartzo
Q	<i>Tunneling Quality Index by Barton</i>
Q'	<i>Tunneling Quality Index by Hoek</i>

R	Raio do disco de corte
RME	<i>Rock Mass Excavability</i>
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
$RMR_{D\&B}$	<i>Rock Mass Rating for Drill and Blast</i>
RMR_{TBM}	<i>Rock Mass Rating for Tunnel Boring Machines</i>
RMR_{76}	<i>Rock Mass Rating (1976)</i>
RMR_{89}	<i>Rock Mass Rating (1989)</i>
RPM	Rotações por minuto
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
RQD_0	<i>Rock Quality Designation toward at main direction in excavation</i>
S	Espaçamento entre descontinuidades
S	Espaçamento entre discos de corte
s	Parâmetro de integridade do maciço rochoso
SIGMA	Resistência estimada do maciço rochoso
SJ	Índice que representa o local de maior desgaste no disco de corte
SRF	Índice de influência do estado de tensões no maciço rochoso
T	Espessura da ponta do disco de corte
T	Tempo
Th	Impulso instalado
Th^*	Impulso total requerido
Tq	Torque instalado
Tq^*	Torque total requerido

TBMs	<i>Tunnel Boring Machines</i>
Tnf	Tonelada-força
UHE	Usina Hidroelétrica
V	Velocidade linear limite dos discos de corte
α	Ângulo entre a normal e a face de contato para uma distribuição geral de pressão
β	Ângulo entre a força resultante e a normal da face de corte para uma distribuição linear de pressão
B	Inclinação média do vale
γ	Ângulo entre a força resultante e a normal da face de corte para uma distribuição geral de pressão
γ_w	Peso específico da água
Υ	Peso específico da rocha
$\varepsilon_{\theta l}$	Deformação tangencial do revestimento
η	Fator de eficiência
θ	Ângulo entre a normal e a face de contato para uma distribuição linear de pressão
μ	Coeficiente de viscosidade
σ_1	Tensão principal maior
σ'_1	Tensão efetiva principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ'_3	Tensão efetiva principal menor
σ_c	Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso

σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
σ_n	Tensão normal efetiva
σ_θ	Tensão biaxial induzida na face do túnel
σ'_t	Resistência à tração do maciço rochoso
ν	Coefficiente de Poisson
ϕ	Ângulo de contato entre o disco de corte e a rocha
$\phi_{(f)}$	Ângulo de atrito de pico
ϕ_r	Ângulo de atrito residual ou básico
ψ	Índice que reflete a distribuição de pressão no contato

INTRODUÇÃO

A denominada Era Ambiental está se estabelecendo, e com ela surge novas formas de ocupação do espaço, privilegiando o desenvolvimento racional e sustentável. Desta forma, a ocupação e uso do espaço subterrâneo para realização de diversas atividades é cada vez mais comum, demandando o desenvolvimento acelerado da engenharia tuneleira. O espaço subterrâneo pode ser utilizado de várias maneiras, tais como: via de transporte rodoviário e ferroviário, armazenamento de líquidos, passagem de cabos e dutos, redes de esgoto e abastecimento de água, uso industrial, entre outros.

Na Engenharia de Túneis há basicamente dois métodos construtivos, o denominado método convencional (NATM – *New Austrian Tunneling Method*), que lança mão do uso de máquinas convencionais e do uso de explosivos, e o método mecanizado, no qual são utilizadas as denominadas TBMs (*Tunnel Boring Machines*) ou tuneladoras.

O uso de TBMs (tuneladoras) é cada vez mais comum na Engenharia de Túneis, devido a eficiência, facilidade e rapidez com que estas máquinas realizam todo o serviço, tanto a própria abertura do túnel, que permitem grande economia nos volumes de sobrecavação, como a execução de todo o suporte. As TBMs são capazes de perfurar túneis de seção circular tanto em maciços rochosos quanto em solos. Os principais tipos de tuneladoras são: *Gripper TBM*, *Single Shield TBM*, *Double Shield TBM*, EPB (*Earth Pressure Balance*) e SPB (*Slurry Pressure Balance*). Cada tuneladora possui sua especificidade, desta forma, a sua escolha dependerá do meio a ser escavado, sua variabilidade e condições específicas. Assim, deve-se determinar os parâmetros do solo ou rocha a ser escavado, tais como resistência, deformabilidade, compressibilidade, permeabilidade, heterogeneidade, entre outros. Além de tais fatores, a escolha do tipo de tuneladora depende de fatores econômicos, pois são máquinas de elevado custo, tendo-se assim, que analisar o custo-benefício dos diferentes tipos. Além disso, após uma escolha preliminar do tipo de tuneladora a ser utilizado, é possível maximizar a produtividade desta por meio de métodos de previsão e melhora de performance.

A Engenharia de Túneis está sendo aplicada não somente ao meio urbano e a abertura de túneis para fins de transporte, pois é cada vez mais comum sua aplicação à Engenharia de Barragens, devido à abertura de circuitos hidráulicos subterrâneos, cujos principais componentes são: túneis de pressão, poços, casa de força e túneis de fuga. Os túneis de pressão em hidroelétricas tem a função básica de levar a água do reservatório para as unidades geradoras e são comumente utilizados em barramentos construídos em vales encaixados. A principal preocupação quanto ao desempenho dos túneis de pressão está na perda de carga, que não deve ser demasiada, e sim compatível com as especificações do projeto hidráulico do barramento, que tem por objetivo maximizar o aproveitamento para a geração de energia elétrica. A perda de carga possui duas componentes básicas, a perda de carga por atrito e as perdas localizadas. As perdas localizadas ocorrem em curvas, mudanças de seção, bifurcações, convergências, entre outros, já a perda por atrito ocorre ao longo de todo o escoamento, sendo função da rugosidade, que por sua vez, varia com o tipo de revestimento das paredes do túnel. Os túneis de pressão também podem ser sujeitos a cargas hidráulicas muito altas, o que não é desejável, pois o torna muito caro, desta forma, vários traçados devem ser estudados e equalizados, além de propor seções com diferentes revestimentos ao longo do túnel. Os túneis de pressão podem ou não ser revestidos, dependendo de fatores como tensões *in situ*, qualidade e características do maciço rochoso, bem como da carga hidráulica a qual a seção será submetida, sendo os principais tipos de revestimento: concreto simples, concreto projetado, concreto armado, concreto protendido, blindagem de aço e membranas impermeáveis.

1.1 *Objetivos*

O presente trabalho tem duas propostas. Primeiramente será feita uma revisão bibliográfica, considerando os parâmetros geológico-geotécnicos do maciço rochoso, sobre métodos de seleção, previsão e melhora de performance de tuneladoras.

Logo após, será feita uma breve revisão bibliográfica sobre túneis de pressão, para a compreensão do funcionamento deste tipo de estrutura, bem como os possíveis mecanismos de ruptura das mesmas. Assim, a partir de um caso de estudo proposto, serão feitas análises numéricas de dois alinhamentos distintos de túneis sob pressão. Estes alinhamentos serão

analisados do ponto de vista de projeto e execução, possibilitando assim a escolha do alinhamento de melhor custo-benefício.

A revisão bibliográfica sobre métodos de seleção de tuneladoras não será aplicada especificamente ao caso de estudo a ser analisado, mas a partir dos métodos que serão apresentados é possível dar sugestões sobre os tipos de máquinas que podem ser utilizadas na escavação do túnel de pressão.

Os objetivos específicos desta dissertação são:

- Revisão bibliográfica sobre os métodos de seleção, previsão e melhora de performance de tuneladoras para escavação em maciços rochosos, considerando características geológico-geotécnicas;
- Análise de um caso de estudo, no qual serão realizadas análises de tensões, deslocamentos e comportamento de túneis sujeitos a altas pressões hidráulicas em dois alinhamentos distintos sem suporte, considerando o estágio de pós-construção e operação (sob pressão). Tais análises serão realizadas com o auxílio de um programa de elementos de contorno, o Examine 3D;
- Determinação das seções a serem revestidas e o tipo de revestimento a ser utilizado em função das análises realizadas;
- Comparação entre os dois tipos de alinhamentos simulados, podendo assim, ser determinado o alinhamento ótimo, com melhor custo-benefício, considerando fatores de projeto e condicionantes de obra.

1.2 Estrutura da dissertação

O presente trabalho está dividido em sete capítulos, os quais foram pensados a fim de proporcionar um bom entendimento do tema proposto.

O primeiro capítulo constitui o presente capítulo e apresenta uma introdução aos temas a serem abordados: métodos para seleção de tuneladoras e túneis sujeitos a altas pressões hidráulicas. E também apresenta os objetivos da dissertação bem como a estruturação da mesma.

O segundo capítulo apresenta os principais métodos tuneleiros, tais como o método convencional (NATM) e o método mecanizado, o qual utiliza máquinas tuneladoras. São apresentadas as principais características e principais ferramentas utilizadas no método convencional, o desmonte mecânico e o desmonte por explosivos. Também são apresentadas as principais características e os tipos principais de tuneladoras para escavação em maciços rochosos.

O terceiro capítulo se inicia mostrando as propriedades relevantes para caracterização da rocha intacta, das discontinuidades e do maciço rochoso. Em seguida, o capítulo apresenta critérios básicos para seleção de tuneladoras, os quais são baseados nas características do maciço rochoso. Este capítulo também apresenta os quatro principais métodos para previsão e melhora de performance de tuneladoras, os quais têm o objetivo de aprimorar o projeto da máquina a fim de garantir grande produtividade e retornar um melhor custo-benefício.

O quarto capítulo apresenta as características básicas dos túneis de pressão, os quais devem ser rigorosamente estudados, a fim de garantir o atendimento dos critérios do projeto hidráulico. São apresentadas as principais características deste tipo de estrutura, tais como: alinhamento, estabilidade e potenciais falhas, e revestimentos.

O quinto capítulo apresenta a metodologia utilizada para análise do caso de estudo proposto. É detalhado o caso de estudo, todas as propriedades da rocha intacta e do maciço rochoso, bem como o estado de tensões *in situ* e a geometria dos alinhamentos propostos. O programa utilizado nas análises também é detalhado, bem como as considerações e os métodos utilizados na simulação.

O sexto capítulo apresenta os resultados retornados pelo programa para os dois alinhamentos, considerando o estágio de pós-construção e o estágio em operação (sob pressão). Tais resultados são analisados e discutidos a fim de proporcionar um bom entendimento do comportamento do túnel de pressão, em termos de tensões e deslocamentos.

Por fim, o sétimo capítulo apresenta as conclusões de todo o trabalho, em relação aos métodos para seleção de tuneladoras e das análises realizadas para os diferentes alinhamentos do túnel de pressão, além de algumas recomendações para pesquisas futuras.

MÉTODOS TUNELEIROS

A Engenharia de Túneis tem apresentado grande evolução nos últimos anos, decorrente da maior demanda por ocupação do espaço subterrâneo, a qual objetiva a maior preservação do meio ambiente e o desenvolvimento sustentável.

Atualmente existem dois métodos de escavação em meio subterrâneo, o denominado método convencional (NATM) e o método mecanizado, no qual são utilizadas as denominadas máquinas tuneladoras. Ambos os métodos têm apresentado grande desenvolvimento, tanto em maquinário como em execução. O maquinário utilizado no método convencional, bem como os explosivos, não provocam grandes perturbações no meio em escavação como anteriormente, e o uso braçal da mão-de-obra é cada vez menos utilizado. O uso de máquinas tuneladoras tem se difundido nos últimos anos em decorrência do desenvolvimento do conceito de máquinas protegidas por escudo, o qual culminou nas TBMs de alta performance, tanto na escavação em solos, como em maciços rochosos.

A principal diferença entre os dois métodos, além do uso de explosivos no método convencional, está no maquinário utilizado para a realização do desmonte mecânico. As roçadeiras, fresas, escavadeiras, retroescavadeiras e martelos hidráulicos, os quais são utilizados no método convencional, realizam a abertura do túnel em fases, em contrapartida, a tuneladora, utilizada no método mecanizado, é capaz de trabalhar em seção plena, ou seja, a seção circular é escavada de uma única vez.

O método de escavação é escolhido de acordo com os vários condicionantes do meio a ser escavado, além de fatores econômicos. Segundo Bastos (1998), os critérios de classificação do maciço rochoso de acordo com a respectiva escavabilidade, destinam-se a avaliar a capacidade da rocha de ser desagregada segundo um método e/ou equipamento. Mas tais critérios não levam em consideração outros fatores de extrema importância, tais como: custos, aspectos ambientais, geometria, riscos e condicionantes de obra.

2.1 *Método Convencional - NATM*

O denominado método NATM (*New Austrian Tunneling Method*), é um método convencional de escavação de túneis, e é caracterizado pelo uso de maquinário convencional para a realização do desmonte mecânico, tais como escavadeiras, retroescavadeiras, fresas, martelos hidráulicos e mão-de-obra humana, e também pelo uso de explosivos, os quais tem evoluído ao longo dos anos, não causando hoje fraturamentos excessivos no maciço rochoso circundante.

Segundo Assis (2010), atualmente o método NATM, em geral, é utilizado na escavação de túneis curtos ou de túneis com condições geométricas variáveis, pois não se justifica o uso de tuneladoras nestes casos. O NATM é ainda indicado em casos em que as condições geológico-geotécnicas são muito variáveis, pois este método apresenta grande flexibilidade, podendo ser utilizados vários tipos de maquinário sem aumento significativo de custos.

Em consequência de sua maior flexibilidade, o método NATM permite acesso integral à frente de escavação, e assim, pode-se prever qualquer tipo de mudanças geológico-geotécnicas do solo ou maciço rochoso. Desta forma, é possível tomar as medidas cabíveis correspondentes, tais como mudanças no método de ataque à frente de escavação e a escolha de medidas de estabilização e reforço das paredes.

O NATM é um método que se baseia na estabilização do maciço rochoso ou do solo, permitindo a liberação de energia, ocorrendo assim um alívio de tensões, em forma de deformações, as quais devem ser rigorosamente monitoradas e controladas. Suportes primários tais como chumbadores, tirantes, enfilagens de barras e cambotas metálicas, podem ser utilizados conjuntamente com o concreto projetado nas paredes do túnel com o objetivo de controlar as deformações excessivas e eventuais quedas de materiais.

As propriedades geomecânicas do meio estabelecem de que forma será a abertura do túnel, podendo ser de forma mecânica, na qual se devem especificar as características do maquinário a ser adotado ou se serão utilizados explosivos. Em geral, para solos e rochas brandas, são utilizados métodos de desmonte mecânico, e em maciços rochosos resistentes são utilizados os explosivos.

2.1.1. *Desmorte mecânico*

O desmorte mecânico é realizado de forma faseada, mas o método NATM não estabelece uma sequência para o desmorte, o qual varia de país para país. A Figura 2.1 mostra os vários tipos de sequências utilizadas em determinados países.

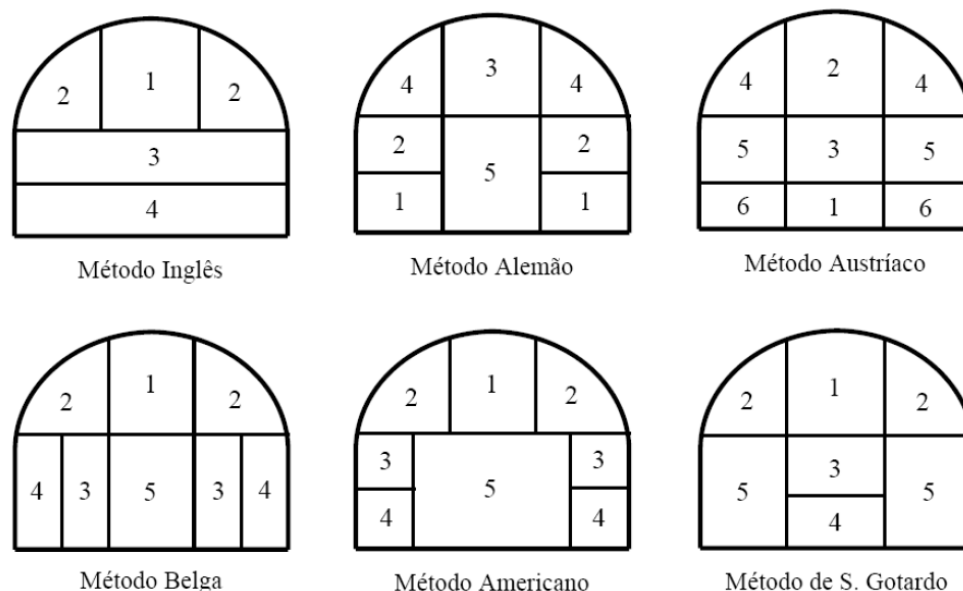


Figura 2.1. Diferentes sequências de escavação faseada (Bastos, 1998).

A escolha da forma como a seção será parcializada é de responsabilidade do projetista, o qual deve considerar diversos fatores, tais como: maquinário disponível, condições geológico-geotécnicas, prazos e custos, perturbações geradas no meio, localização do empreendimento, entre outros.

O avanço e a parcialização adequada da frente de escavação ocorrem em função do comportamento do maciço, que se traduz no tempo de autossustentação e capacidade de deformação do material.

O maquinário utilizado para realização do desmorte mecânico no método NATM é do tipo convencional, usado corriqueiramente em obras comuns, tais como escavadeiras, retroescavadeiras, fresas, roçadoras e martelos hidráulicos. As roçadoras são utilizadas em maciços rochosos com resistência à compressão variando de 80 a 120 MPa, constituídos por rochas de baixa tenacidade, pouco abrasivas e que apresentam algum fraturamento. As retroescavadeiras e os martelos hidráulicos são utilizados, em geral, em solos e maciços

rochosos muito brandos. Estes equipamentos apresentam-se como melhor alternativa em meios urbanos com características geológico-geotécnicas do solo muito variáveis, e desta forma, podem ser empregados sem gerar grandes custos ao empreendimento. As Figuras 2.2 e 2.3 mostram uma roçadora e um martelo hidráulico, respectivamente.



Figura 2.2. Roçadora de braço (Tunnelbuilder, 2012).



Figura 2.3. Martelo hidráulico (Atlascopco, 2012).

O desmonte mecânico por seção parcial, realizado no método NATM, baseia-se em três princípios, denominados Princípios Modernos de Túneis, que segundo Assis (2010) são:

- Princípio 1: O maciço constitui o principal elemento estrutural do túnel;

- Princípio 2: Seleção de um sistema de suporte ótimo, incluindo tipo, procedimento de instalação, tempo de instalação, rigidez e carga limite;
- Princípio 3: Instrumentação de túneis piloto e da estrutura principal, em termos de deslocamentos, carga e tensões.

O primeiro princípio estabelece que o maciço circundante é componente fundamental da estrutura de sustentação do túnel, absorvendo parte das tensões induzidas na escavação. Mas para isto, o maciço deve sofrer deformações controladas e mobilizar o efeito de arco, pois deformações excessivas podem levá-lo à ruptura. Maciços de baixa qualidade devem sofrer interferências para aumentar a estabilidade, podendo ser utilizados chumbadores, tirantes e pasta de cimento injetada em alta pressão (*jet grouting*).

O segundo princípio ressalta a importância da escolha do tipo de suporte, bem como no seu tempo de instalação. Tal princípio determina que para ser mobilizado, o anel de suporte deve estar fechado e em contato com o maciço circundante, e este deve trabalhar como um anel de paredes finas, maximizando esforços normais e minimizando esforços cortantes (Assis, 2010). Nos casos em que há necessidade do aumento da capacidade de suporte, tal aumento deve ser feito com a aplicação de tirantes e/ou cambotas, não devendo aumentar a inércia da seção transversal.

O terceiro princípio estabelece que deva ser feita uma instrumentação ativa durante a escavação e após a conclusão da obra. A instrumentação tem por objetivo, na fase de construção, o controle e calibração do método de escavação, do tipo de suporte e do tempo de instalação do suporte. A instrumentação visa monitorar o comportamento do maciço escavado e do suporte durante todo o processo de execução da obra, constituindo um elo entre o projeto e a execução do túnel (Lemos, 2005). Após a conclusão da obra, a função da instrumentação é avaliar a segurança e monitorar o comportamento do túnel. É importante ressaltar que a instrumentação ativa é de extrema importância na escavação de túneis em centros urbanos, pois o monitoramento de recalques de estruturas próximas à escavação deve ser feito de forma minuciosa, a fim de evitar qualquer tipo de danos e acidentes.

2.1.2. Desmorte por explosivos

A técnica de desmorte por explosivos é utilizada, quando não é viável o uso de tuneladora, em maciços rochosos com boas propriedades geomecânicas, sendo utilizados em rochas de alta resistência e abrasividade.

Ao realizar o desmorte com o uso de explosivos, perturbações importantes podem ocorrer no maciço, podendo causar o sobrefraturamento deste e prejudicar seu comportamento geomecânico. Além disso, o uso de explosivos provoca ruídos, formação de gases, poeiras e a projeção de materiais, sendo perigoso aos trabalhadores próximos. Mas tais desvantagens tem sido diminuídas com o avanço da técnica e atualmente não tem-se grandes perturbações no maciço como anteriormente. A principal vantagem no uso de explosivos é que estes provocam o arranque e fragmentação do material, facilitando assim, o seu transporte ao destino apropriado.

Desta forma, ao escolher explosivos como técnica de desmorte em um determinado empreendimento, deve-se ter grande conhecimento das propriedades geológico-geotécnicas do meio, bem como a variabilidade das mesmas, além da localização e dos condicionantes de obra. Em geral, em centros urbanos, tal técnica é praticamente proibida, devido à existência de outras técnicas eficientes e também as restrições existentes.

O processo de implantação dos explosivos na frente de escavação é feito pelo jumbo, o qual consiste numa máquina dotada de vários braços mecânicos que implantam os explosivos na frente de escavação de acordo com as especificações de projeto, tais como: número e orientação dos furos, tipos e quantidade de explosivos, entre outros. A Figura 2.4 mostra duas máquinas jumbo aplicando explosivos em uma frente de escavação.



Figura 2.4. Máquinas jumbo aplicando explosivos em uma frente de escavação (Lander, 2012).

Após serem aplicados nos furos, os explosivos são detonados em acordo com um diagrama de fogo pré-determinado. De acordo com Bastos (1998), num diagrama de fogo usual, a sequência de detonação segue a seguinte ordem: caldeira, alargamento, soleira (sapateira) e contorno. Como é natural, utilizam-se maiores cargas nas zonas de mais difícil arranque, nomeada de caldeira, localizada no centro da frente de escavação, onde existe maior confinamento, além da soleira, onde se verifica maior influência da gravidade.

2.2 Método mecanizado - Tuneladoras

O método mecanizado é caracterizado pelo uso de tuneladoras (TBMs – *Tunnel Boring Machines*), que são máquinas capazes de perfurar túneis longos de seção circular, apresentando grande eficiência e produtividade. As tuneladoras são capazes de perfurar desde solos de baixa resistência, como argilas moles, até rochas de altíssima resistência, sem apresentar grandes perturbações no meio, podendo assim, no caso de rochas de boa qualidade, o próprio maciço servir como autossuporte, economizando o uso de suportes ao longo das paredes do túnel. Os túneis a serem escavados por tuneladora devem ter grandes raios de curvatura, pois o uso deste tipo de máquina não é viável em curvas acentuadas (Fernández & González, 2009).

As principais desvantagens das tuneladoras são: alto investimento inicial e falta de flexibilidade em obra, mas que, segundo Assis (2010), são compensadas por inúmeras vantagens tais como: baixo custo global, menor impacto no maciço e qualidade regular, menor carga de trabalho, maior segurança e, custo e prazo mais garantidos. Segundo Cardoso (2008), construtores têm se empenhado no sentido de tornar o método por tuneladora

suficientemente versátil de forma a adaptar-se às modificações de seção transversal e às surpresas das formações geológicas, sem grande aumento nos custos.

Os tipos de tuneladoras variam com sua aplicabilidade, bem como com as propriedades do meio circundante, solo ou rocha, as quais devem ser minuciosamente estudadas e determinadas para a escolha da tuneladora adequada a ser utilizada. Segundo Bilgin *et al.* (2000), é importante estudar os fatores relevantes na performance da tuneladora, considerando, inclusive, as tensões *in situ* da rocha. A escolha do tipo de tuneladora representa o maior impacto em termos de custo, sendo esta escolha também influenciada pelo sistema de suporte a ser adotado (Pelizza, 1999).

Após a escolha do tipo de tuneladora, esta deve ser bem especificada e, segundo Barbosa (2008), as especificações técnicas básicas de uma tuneladora incluem: o diâmetro, o peso da máquina, a máxima força de torção, potência, rotações por minuto da cabeça de corte, força transmitida aos apoios, penetração, diâmetro dos discos de corte, número de instrumentos de corte e força transmitida por disco de corte.

Considerando-se o meio de trabalho, existem dois tipos de tuneladoras: tuneladoras em solos e tuneladoras para escavação em meio rochoso. As tuneladoras em solos, além da rotação da cabeça de corte, aplicam contrapressão para balancear as pressões de terra e água do lençol freático existente, evitando deformações e recalques na massa de solo, sendo tal condição de extrema importância na escavação de túneis em centros urbanos.

As tuneladoras em meio rochoso, as quais são objeto de estudo do presente trabalho e serão mais detalhadas adiante, possuem mecanismo de funcionamento relativamente simples, o qual é baseado na compressão dos discos contra o maciço, os quais são especialmente projetados para resistir à grande abrasividade da rocha e realizam um processo contínuo de fissuração e fragmentação da mesma. Este processo pode ser dividido em duas partes: entalhamento (ou indentação) e despedaçamento (Zhao, 2006). No processo de entalhamento ocorre a penetração dos discos de corte, o qual resulta no esmagamento da rocha, criando assim, zonas de tensão, na qual as fissuras se propagam em todas as direções. O despedaçamento ocorre à medida que tais fissuras encontram outras fissuras ou atingem uma determinada superfície livre, formando assim, os detritos.

A seguir são apresentadas as características dos principais tipos existentes de tuneladoras em rocha.

2.2.1. *Gripper TBM*

A *Gripper TBM* é aplicada no corte de maciços rochosos que possuem média a alta capacidade autoportante, caracterizando rochas de boa qualidade, não devendo estas apresentarem descontinuidades importantes e regiões pouco resistentes, como preenchimentos em material argiloso. Tais condições são essenciais para o bom desempenho e avanço da tuneladora, pois seu sistema de movimento é baseado em sapatas laterais (*grippers*), que usam o maciço rochoso resistente como reação para o avanço da tuneladora. Desta forma, em regiões de baixa resistência, este tipo de tuneladora não avança, causando grandes prejuízos, custos extremamente elevados, e até mesmo a perda da tuneladora.

A função das sapatas laterais de fixação é imobilizar o corpo central da TBM, servindo como suporte para que a cabeça de corte aplique a força necessária para a fissuração com os discos de corte. Assim, a tensão aplicada pelas sapatas de fixação depende da força a ser desenvolvida na cabeça de corte junto ao maciço, e esta força não deve gerar instabilidades no túnel (Sampaio, 2009).

Este tipo de tuneladora não possui escudo, sendo aberta ao longo de todo o seu comprimento. Segundo Toan (2006), as tuneladoras sem escudo são equipamentos muito sensíveis, especialmente para grandes diâmetros e rochas de baixa qualidade. A cabeça de corte é separada do corpo da tuneladora por um revestimento em aço que protege a cabeça de corte de materiais intrusos durante a escavação (Girmscheid & Schexnayder, 2003). A Figura 2.5 mostra a denominada área de trabalho da *Gripper TBM*, e seus respectivos componentes.

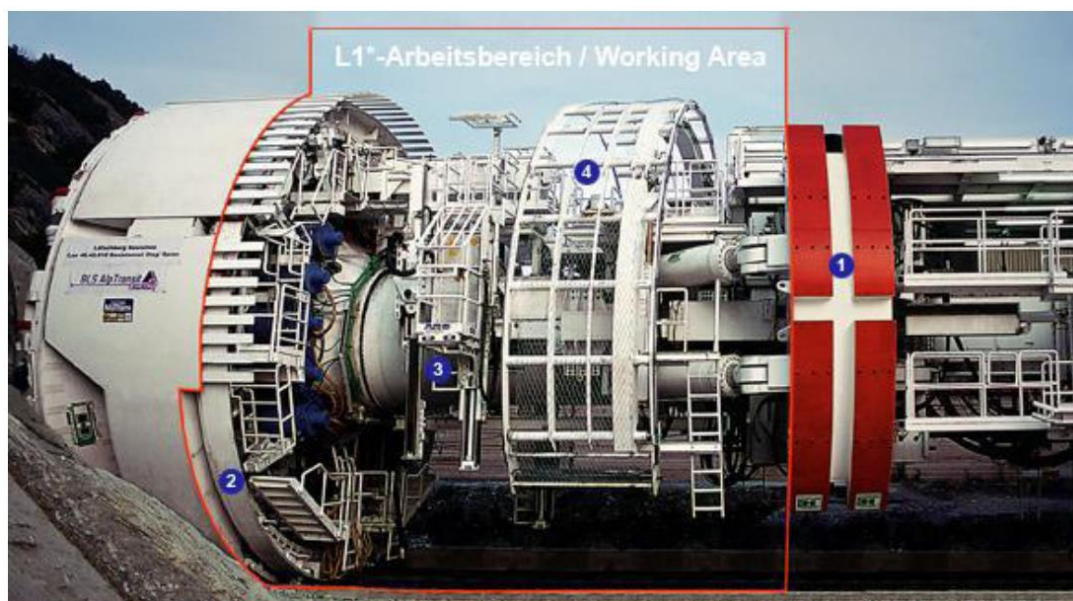


Figura 2.5. Principais componentes da área de trabalho da *Gripper* TBM (Herrenknecht, 2012).

A parte frontal da *Gripper* TBM é constituída pela cabeça de corte, na qual estão distribuídos estrategicamente diversos discos de corte, de modo a maximizar o poder de perfuração no maciço rochoso. A área de trabalho da tuneladora é constituída de diversos dispositivos que realizam a execução dos suportes primários, tais como: cambotas metálicas (2), chumbadores (3) e redes metálicas (4). Segundo Barbosa (2008), o desempenho deste tipo de tuneladora depende essencialmente do tempo necessário à instalação destes suportes.

O sistema de funcionamento da *Gripper* TBM é dito descontínuo, pois a sequência de escavação ocorre com o deslocamento da tuneladora ao longo do túnel separadamente ao corte da frente de escavação. Os *grippers* são apoiados no maciço e o utiliza como reação para impulsionar a tuneladora, e assim, os macacos hidráulicos, cuja extensão máxima define o comprimento de escavação, ligados à cabeça de corte, empurram esta contra a frente de escavação, penetrando os discos de corte no maciço rochoso. Um torque é aplicado e a cabeça de corte gira sobre a face de escavação, fazendo com que os discos gerem tensões cisalhantes no interior do maciço, criando assim, lascas (*chips*) de rocha. Pás especiais atrás da cabeça de corte permitem que os detritos rochosos sejam coletados e conduzidos para o sistema primário, sendo transportados por correias até a denominada área de *back-up*, e por sua vez destinados ao local apropriado. A Figura 2.6 mostra a sequência de deslocamentos de uma *Gripper* TBM, detalhando o movimento das sapatas laterais.

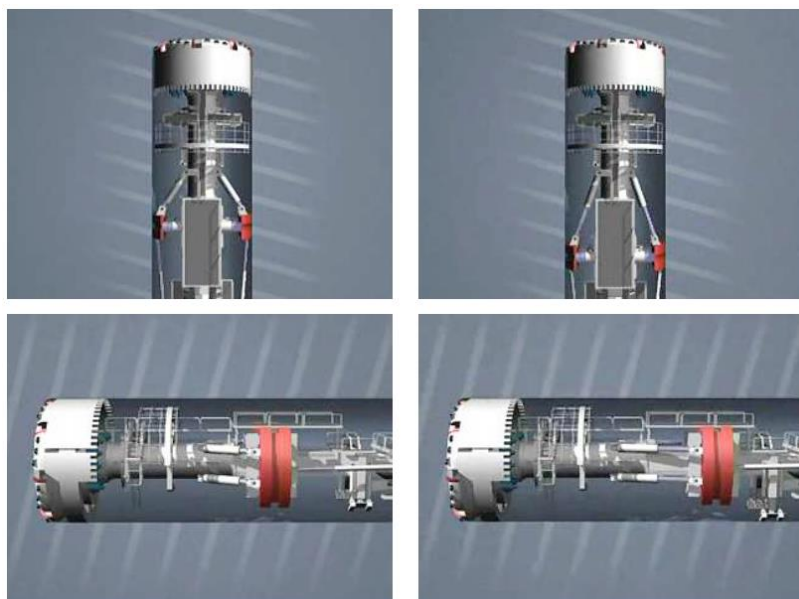


Figura 2.6. Sequência de deslocamentos da tuneladora *Gripper* (Barbosa, 2008).

Na denominada área de *back-up* da tuneladora, encontram-se as instalações necessárias para o pleno e seguro funcionamento da mesma, tais como o controle operacional da máquina e estruturas de reparo, além de toda a equipe de profissionais envolvida. Na área de *back-up* também se encontram os suportes secundários necessários nas paredes logo após a abertura do túnel. O tipo de suporte é determinado no projeto, podendo ser peças de concreto pré-moldado, concreto projetado ou os dois, variando de seção para seção, desta forma, a tuneladora é adaptada para instalar o tipo de suporte escolhido, sendo o tempo de instalação deste, essencial no desempenho da máquina.

Após a conclusão de um ciclo, a perfuração é interrompida e a tuneladora é impulsionada para frente pelos *grippers*, e após, iniciando um novo ciclo de escavação. A Figura 2.7 apresenta uma *Gripper* TBM em campo, mostrando seus principais componentes.



Figura 2.7. *Gripper* TBM, adaptado de *Tunnelseis Company* . (1 – Roda de corte; 2 – Área de trabalho; 3 – *Grippers*; 4 – Área de *back-up*).

2.2.2. *Single Shield* TBM

A *Single Shield* TBM é utilizada em maciços rochosos que possuem resistência variando de baixa à moderada, em meios instáveis com possibilidade de sofrer colapso. Sua aplicação é basicamente em rochas brandas, cuja resistência à compressão varia de um limite inferior de 0,5 MPa à um limite superior de 25 MPa (Pinho, 2003, *apud*, Johnson, 1993). Tuneladoras de escudo simples não alcançam altos desempenhos em rochas mais resistentes e são particularmente sensíveis a convergências e instabilidades na face de escavação (Toan, 2006). A aplicabilidade de tuneladoras com sistema de deslocamento único baseado em *grippers* é inviável nos maciços rochosos brandos, pois estes não possuem resistência compatível necessária a fim de dar reação para o movimento da máquina. Desta forma, o sistema de impulsionamento da *Single Shield* é baseado em cilindros hidráulicos ligados à cabeça de corte, os quais utilizam o sistema de suporte instalado na seção anterior para impulsionar a máquina. A Figura 2.8 mostra o sistema de deslocamento da *Single Shield*.

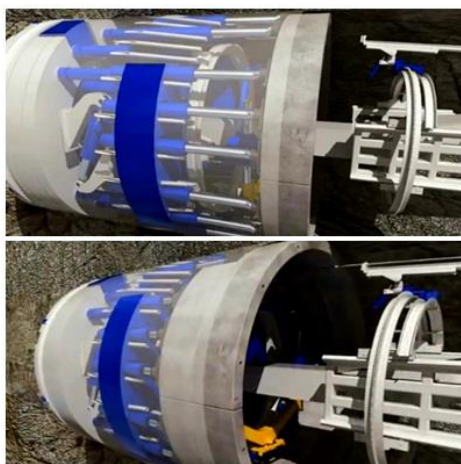


Figura 2.8. Sistema de deslocamento da *Single Shield* TBM.

Este tipo de tuneladora possui um escudo único, cilíndrico e estruturado em aço, com função principal de proteger os equipamentos e trabalhadores de eventuais quedas de blocos de rocha na seção escavada, até que nesta sejam aplicados os suportes e a torne segura. O escudo possui diâmetro inferior ao diâmetro do túnel para permitir a dissipação de energia do maciço rochoso por meio de deformações, além de evitar a parada da tuneladora.

A *Single Shield* TBM pode operar em três modos distintos dependendo da variabilidade de condições do meio, sendo tais modos: não-pressurizado, semi-pressurizado e pressurizado. Na Figura 2.9 são mostradas as principais estruturas componentes da *Single Shield* TBM.

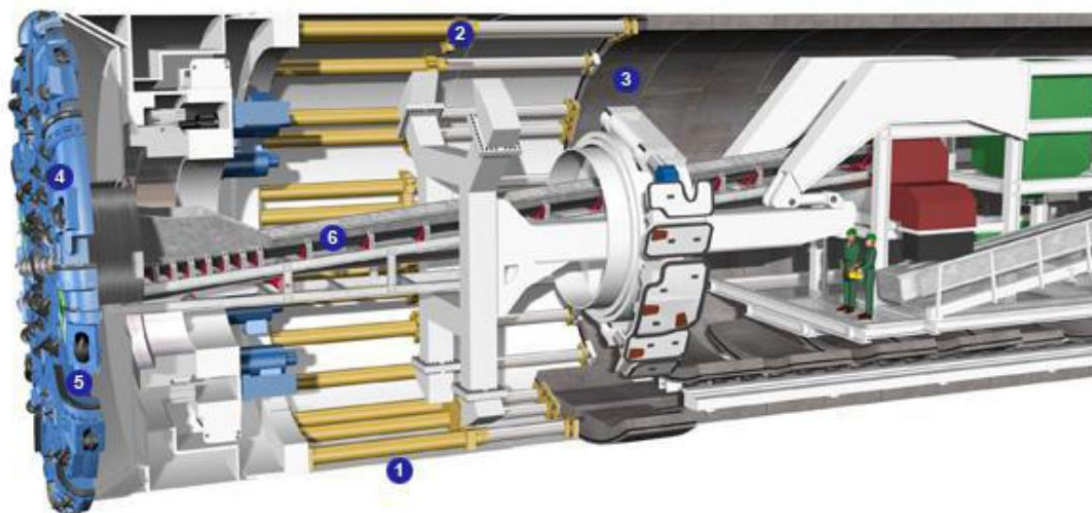


Figura 2.9. Principais componentes da *Single Shield* TBM (Herrenknecht, 2012).

A cabeça de corte (4) pode ser rigidamente ligada ao escudo (1) ou também de forma articulada. O ciclo de funcionamento é descontínuo, contemplando a fase de deslocamento, na qual a cabeça de corte é pressionada contra o maciço por meio dos cilindros hidráulicos (2) apoiados no anel de concreto pré-moldado instalado anteriormente (3), e a fase de corte, na qual é aplicado um torque e os discos de alta resistência cisalham o maciço. Os detritos gerados são recolhidos por aberturas (5) estrategicamente dispostas na cabeça de corte e transportados por correias (6) até o destino apropriado.

O suporte é instalado nas paredes do túnel logo após o corte da seção por meio de um eficiente sistema eretor. De acordo com a geologia e com a aplicação para a qual o túnel foi projetado, os segmentos de concreto pré-moldado são instalados diretamente como revestimento final (*single shell lining*) ou como revestimento temporário, sendo adicionado depois pasta de cimento no contato maciço-suporte (*double shell lining*) (Herrenknecht *et al.*, 2008).

Após a instalação do suporte, os cilindros hidráulicos, apoiados no segmento de concreto instalado na seção anterior, impulsionam a cabeça de corte da tuneladora, iniciando um novo ciclo. A Figura 2.10 mostra o escudo e a cabeça de corte de uma tuneladora *Single Shield*.



Figura 2.10. Cabeça de corte e escudo da *Single Shield* TBM (Caterpillar, 2012).

2.2.3. *Double Shield TBM*

A *Double Shield TBM*, também denominada de tuneladora de escudo telescópico, é das tuneladoras em rocha, a que possui a maior faixa de aplicabilidade em maciços rochosos, pois apresenta sistema muito sofisticado de impulsionamento, e pode ser aplicada desde rochas brandas de baixíssima qualidade (0,5 à 25 MPa), até rochas de altíssima resistência à compressão (300 MPa). A *Double Shield* é indicada principalmente em situações em que o maciço rochoso apresenta heterogeneidade de propriedades, contendo rochas com excelentes propriedades geomecânicas acompanhadas de zonas de falhas geológicas importantes, que apresentem ou não material de preenchimento com baixa resistência, tais como argilas e siltes. A aplicabilidade da *Double Shield* em meios heterogêneos é viável devido à fácil capacidade de adaptação deste tipo de tuneladora, que opera no modo *gripper* contínuo no maciço resistente e no modo *shield* descontínuo nas regiões de falhas.

A *Double Shield* é composta por dois escudos: o escudo frontal ligado à cabeça de corte e o escudo principal (*gripper shield*). Os dois escudos são conectados por meio de cilindros telescópicos, responsáveis pela propulsão do escudo frontal, o qual avança, de forma independente, a cabeça de corte em relação ao corpo da tuneladora.

Ao operar em meio rochoso de alta resistência, a *Double Shield TBM* opera de forma contínua, na qual o corte de uma nova seção é feito simultaneamente à instalação de suportes da seção anterior. Em circunstâncias normais, esta característica permite-lhe quase duplicar a velocidade de avanço comparativamente com as tuneladoras de escudo simples (Barbosa, 2008). A tuneladora utiliza os *grippers* para transmitir as forças de reação ao maciço, tais como torque e forças longitudinais, geradas pelo avanço e pela rotação da cabeça de corte, a qual é impulsionada por meio dos cilindros telescópicos, que estendem o escudo frontal em relação ao escudo principal. Ao mesmo tempo em que a cabeça de corte perfura uma nova seção, suportes são instalados na seção anterior, e logo após, os *grippers* são recolhidos e os cilindros auxiliares, apoiados nestes suportes, impulsionam o escudo principal (*gripper shield*) contra o escudo frontal. A Figura 2.11 mostra uma sequência de deslocamentos da *Double Shield TBM* em uma região de maciço rochoso resistente.

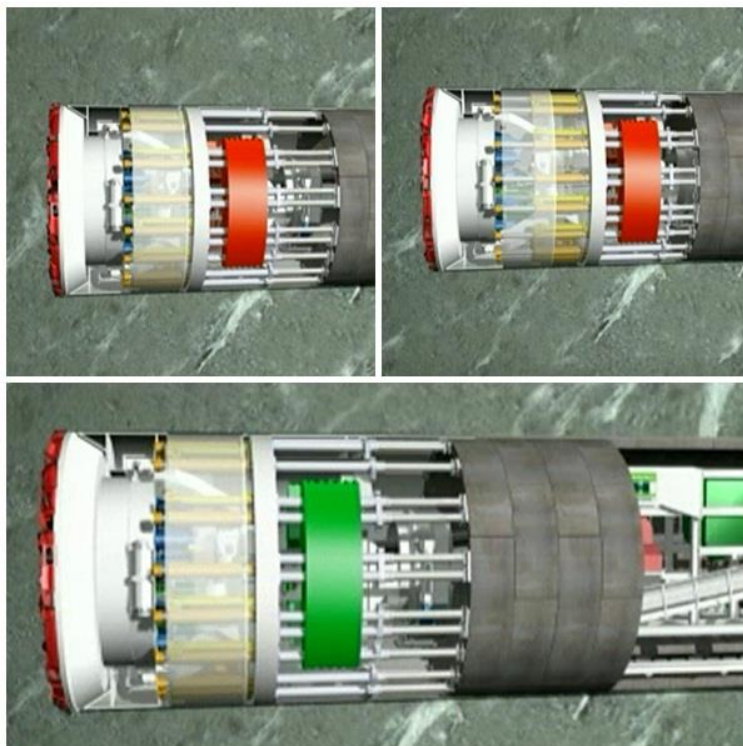


Figura 2.11. Sequência de deslocamentos da tuneladora *Double Shield* em maciço rochoso resistente.

Em regiões de falhas geológicas, a *Double Shield* TBM opera no modo descontínuo, de modo semelhante à tuneladora de escudo único, pois nestas regiões não há resistência suficiente para utilização dos *grippers*. Desta forma, a tuneladora *Double Shield* recolhe os *grippers* e é impulsionada apenas pelos cilindros auxiliares, que deslocam conjuntamente os escudos frontal e principal. Assim, a cabeça de corte é pressionada contra a frente de escavação, abrindo uma nova seção do túnel. A instalação dos suportes é realizada após o término da escavação e os cilindros auxiliares utilizam estes suportes como apoio para impulsionar a máquina, dando início ao novo ciclo. A Figura 2.12 apresenta os principais componentes da *Double Shield* TBM e a Figura 2.13 mostra a cabeça de corte e o duplo escudo deste tipo de tuneladora.

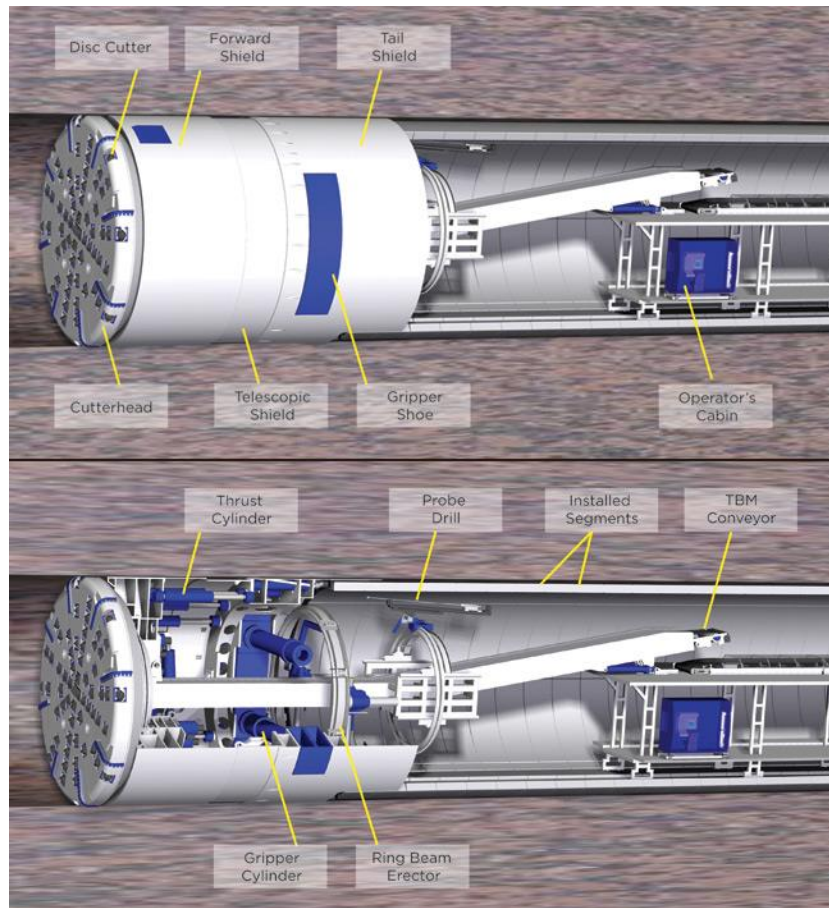


Figura 2.12. Principais componentes da *Double Shield* TBM (Robbins, 2012).



Figura 2.13. Cabeça de corte e duplo escudo da tuneladora *Double Shield* (Interbering, 2012).

Segundo Herrenknecht *et al.* (2008), a *Double Shield* TBM possui algumas desvantagens em relação à tuneladora de escudo único. Quando a *Double Shield* é utilizada em rocha fraturada de alta resistência, o escudo posterior pode ser bloqueado devido à entrada de material na junta telescópica e isto é falsamente descrito como o encravamento do escudo. Mas bloqueio e encravamento, no entanto, são causados de diferentes formas e necessitam serem claramente diferenciados.

2.2.4. EPB (*Earth Pressure Balance*)

A EPB é uma tuneladora de escudo único (*Single Shield*) que possui sistema de pressurização e tem aplicabilidade em solos com baixa ou nenhuma capacidade de suporte, principalmente em solos siltosos e argilosos. Segundo Cavalaro (2009), este tipo tuneladora permite a construção de um túnel em condições extremamente desfavoráveis, balanceando a pressão de solo e água, proporcionando maior nível de segurança no empreendimento. O uso de aditivos, tais como espumas e lama de alta densidade, possibilitam a escavação em solos arenosos pedregulhosos. Este tipo de tuneladora também possui aplicabilidade em maciços rochosos devido à alta capacidade de corte de seus discos. A tuneladora EPB é utilizada principalmente para fazer escavações em centros urbanos, nos quais é inadmissível a ocorrência de recalques, os quais poderiam afetar as estruturas próximas ao túnel. A Figura 2.14 mostra os principais componentes estruturais da tuneladora do tipo EPB.

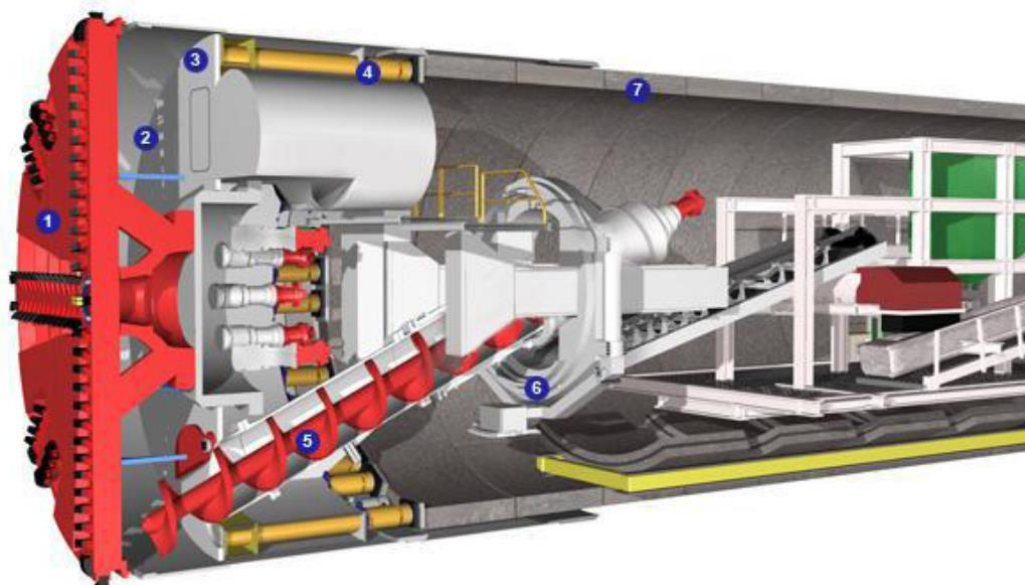


Figura 2.14. Principais componentes da EPB (Herrenknecht, 2012).

A EPB possui um sistema de pressurização para estabilização da face. A cabeça de corte (1), além da função de perfuração, também aplica uma pressão para balancear as pressões de terra e água na frente de escavação. O sistema de pressurização é composto de macacos hidráulicos (4) e de uma câmara de pressão (2), situada entre a cabeça de corte e um anteparo de pressão (3), o qual isola a câmara da parte posterior da tuneladora, sujeita à pressão atmosférica. O solo escavado entra por meio de aberturas na cabeça de corte e cai na câmara, e então é misturado com o solo já existente. Os cilindros hidráulicos são responsáveis pela aplicação de forças na câmara e controlam a entrada e saída de solo escavado na mesma. Desta forma, os cilindros aplicam uma determinada força no anteparo de pressão, o qual transmite ao solo dentro da câmara, pressionando a cabeça de corte contra a face de escavação, até atingir o equilíbrio com as pressões exercidas pela massa de solo somadas à pressão de água na frente de escavação. Não se pode ocorrer uma compactação do solo natural, assim, a taxa de remoção do solo deve ser igual ao avanço da máquina (Botelho, 2010).

Após a realização de um ciclo de corte, o solo contido dentro da câmara é retirado por meio de um trado helicoidal (5), havendo assim, gradual diminuição de pressão na câmara. O solo retirado pelo trado é conduzido por meio de esteiras transportadoras até a área de *back-up*, a partir da qual é levado ao destino apropriado. Suportes de concreto pré-moldado reforçados com aço (7) são instalados nas paredes do túnel por meio do sistema eretor (6), e logo após, uma pasta de cimento é injetada nas juntas dos segmentos e nos espaços entre os mesmos e a parede do túnel.

A tuneladora EPB é impulsionada por meio de cilindros hidráulicos, que utilizam o suporte da seção anterior como apoio e reação para avanço da máquina. A Figura 2.15 apresenta o esquema de equilíbrio de pressões na face de corte e a Figura 2.16 mostra a cabeça de corte da tuneladora EPB utilizada na escavação da Linha 4 do metrô de São Paulo.

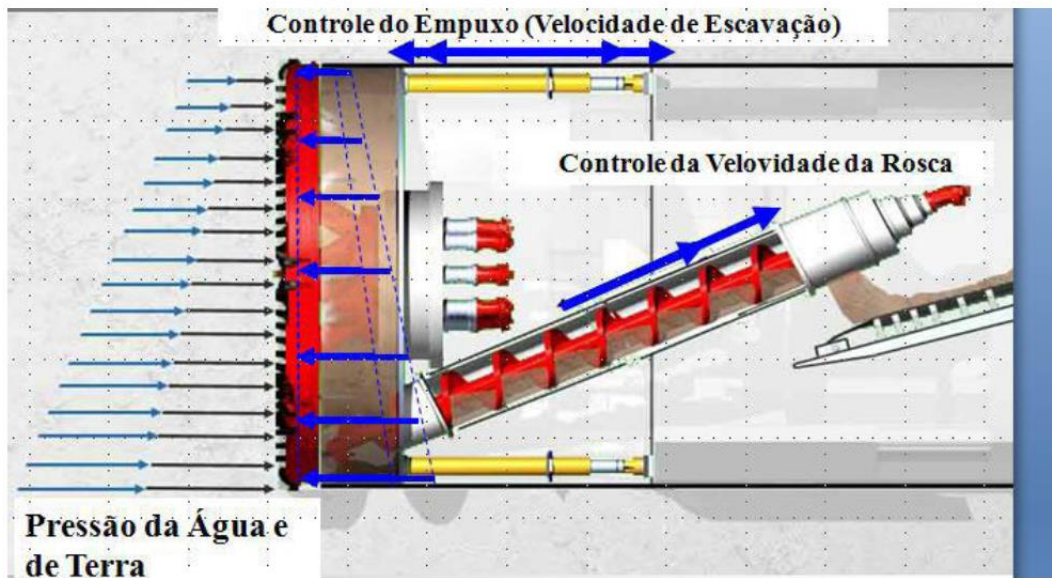


Figura 2.15. Balanceamento de pressões na face de escavação (Assis, 2010).



Figura 2.16. Tuneladora EPB utilizada na abertura dos túneis da Linha 4 do metrô de São Paulo (Assis, 2010).

SELEÇÃO E PREVISÃO DE PERFORMANCE DE TUNELADORAS

O capítulo anterior tratou dos principais métodos utilizados na escavação de túneis, dando especial enfoque ao método mecanizado, o qual utiliza as máquinas tuneladoras, capazes de perfurar túneis circulares em seção plena.

Como visto, existem vários tipos de tuneladoras para a escavação em maciços rochosos: *Gripper TBM*, *Single Shield TBM*, *Double Shield TBM* e EPB (*Earth Pressure Balance*). Desta forma, faz-se necessário o estudo de critérios para selecionar a tuneladora adequada ao empreendimento, sendo imprescindível a determinação das tensões *in situ* e das propriedades geológico-geotécnicas do maciço, bem como a análise de custos e condicionantes de obra, tais como localização do empreendimento e topografia.

A previsão de performance de TBMs também é de extrema importância, pois fornece as ferramentas necessárias para projeto e especificação dos componentes da tuneladora, bem como melhoras, que podem ser inseridas para aumentar a produtividade da máquina. Neste caso, os parâmetros de interação tuneladora-maciço são os mais relevantes e devem ser cuidadosamente analisados, com o objetivo de obter índices que possam representar a performance da máquina.

3.1 *Propriedades de maciços rochosos*

O estudo das propriedades do maciço rochoso circundante é de fundamental importância, tanto para determinação de parâmetros de projeto quanto para a adoção de estratégias construtivas, tais como a escolha do método de escavação a ser utilizado e uma possível troca de método, devido à mudança de propriedades ao longo do maciço.

Primeiramente, deve-se entender o maciço rochoso sendo formado por rochas intactas e descontinuidades. A rocha intacta apresenta as melhores propriedades do maciço, as quais são denominadas propriedades primárias, sendo as principais: resistência, deformabilidade e permeabilidade. As descontinuidades possuem propriedades secundárias e são de fundamental importância na determinação do comportamento do maciço rochoso, pois são elas os

denominados planos de fraqueza, que podem ou não estarem rompidos, pelos quais tendem a ocorrer escorregamentos de blocos, tombamentos, fraturamentos, caminhos preferenciais de percolação, além de se caracterizarem como zonas de alto grau de intemperismo químico e físico.

O fator escala do empreendimento é determinante para a avaliação das propriedades do meio. No caso da perfuração de um poço de petróleo é necessário apenas preocupar-se com propriedades de rocha intacta, ao passo que, na construção de túneis com pequeno diâmetro, deve-se preocupar com as propriedades das descontinuidades. Em grandes obras, como barragens e túneis com grande diâmetro, as propriedades do maciço rochoso são determinantes. A Figura 3.1 mostra o efeito escala e conseqüentemente as propriedades da rocha a serem consideradas.

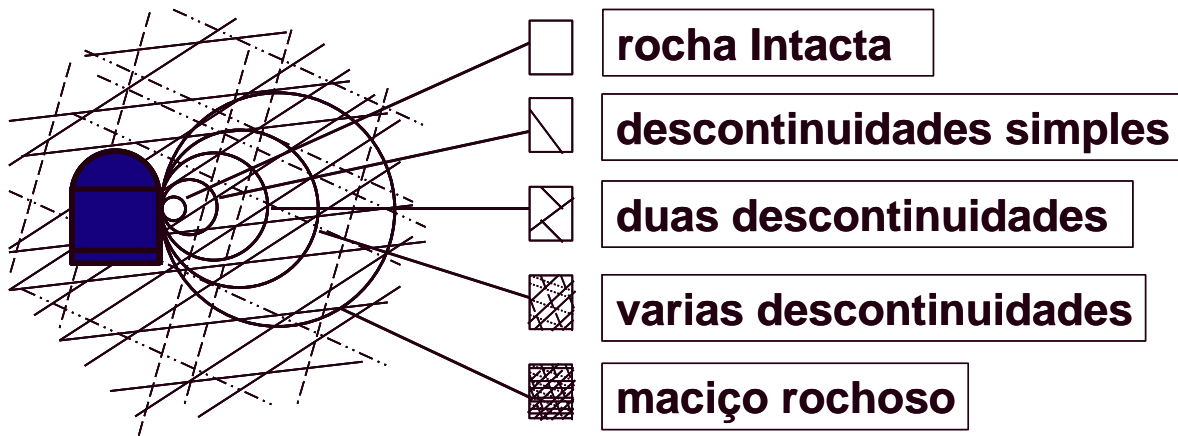


Figura 3.1. Influência do tamanho da obra e do grau de fraturamento do maciço rochoso na escolha de propriedades da rocha (Assis, 2003).

3.1.1. Rocha intacta

As propriedades da rocha intacta podem ser determinadas por meio de ensaios em laboratório, mas em geral, são ensaios onerosos e demandam equipamentos de grande porte, além de a preparação da amostra ser muito trabalhosa, considerando que esta deve ser representativa. A representatividade indica se a amostra realmente representa a rocha em termos de propriedades, sendo fundamental a escolha correta do local de retirada, além do rigor nos processos de amostragem, transporte, armazenamento e obtenção do corpo de prova.

As propriedades de rocha intacta a serem determinadas são: resistência à tração e compressão, permeabilidade, durabilidade, velocidade sônica, porosidade, umidade natural e peso específico (Assis, 2003). As propriedades podem ser determinadas diretamente por meio de ensaios, e são de extrema importância para caracterizar e quantificar a matriz da rocha intacta, bem como correlacionar-se com propriedades mecânicas, as quais fornecem uma indicação da qualidade da rocha.

3.1.2. Descontinuidades

As propriedades das descontinuidades são de difícil avaliação experimental em laboratório e se faz necessário a realização de avaliações indiretas em campo, sendo necessário determinar propriedades geométricas e mecânicas das descontinuidades.

Segundo Hudson e Harrison (1997), as descontinuidades podem ser os fatores mais importantes que governam a deformabilidade, resistência e permeabilidade do maciço rochoso. Além disso, descontinuidades abertas e persistentes podem afetar criticamente a estabilidade na superfície ou em escavações subterrâneas. Desta forma, faz-se necessário o estudo minucioso para determinação das propriedades das descontinuidades. Estas propriedades são: atitude, número de famílias, espaçamento, abertura, preenchimento, persistência, rugosidade, resistência das paredes, percolação e fluxo de água (Assis, 2003). A Figura 3.2 indica tais propriedades.

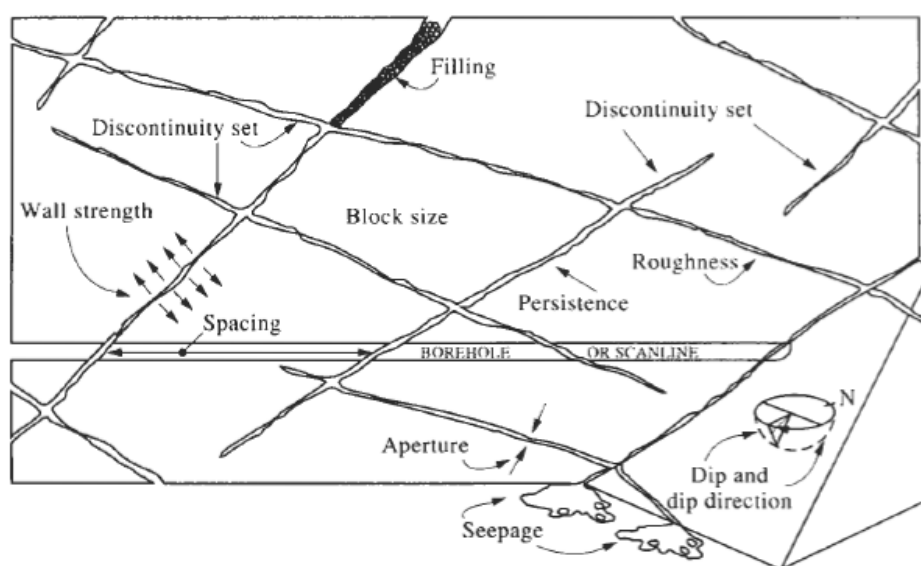


Figura 3.2. Propriedades de descontinuidades (Hudson e Harrison, 1997).

Tratando-se de túneis de pressão, objeto de estudo no presente trabalho, os estudos de percolação e fluxo de água são extremamente importantes, pois neste caso, as paredes sofrem pressão interna da água em escoamento e pressão externa da água dos lençóis existentes, desta forma a determinação da condutividade hidráulica do maciço é parâmetro fundamental, servindo de base para a escolha do revestimento das paredes e implantação de sistemas de drenagem.

A seguir, as propriedades das discontinuidades são descritas, bem como os métodos para determinação das mesmas:

- **Atitude:** Indica a orientação da discontinuidade, na qual o plano é identificado por dois ângulos, denominados de direção (medida em relação ao norte) e mergulho. Ao ser determinada, a atitude do plano mostra como podem ocorrer rupturas no empreendimento. A determinação da atitude é realizada por meio de bússola e clinômetro;
- **Famílias:** São discontinuidades orientadas em uma mesma direção, com espaçamento entre planos mais ou menos iguais e com a mesma origem geológica;
- **Espaçamento:** Distância perpendicular entre discontinuidades adjacentes, representando o espaçamento médio de uma família de discontinuidades. Se houver discontinuidades abertas a medida deve ser feita eixo a eixo. Para determinação do espaçamentos são utilizados: trena, bússola e clinômetro;
- **Abertura:** Distância que separa as paredes de rocha de uma discontinuidade aberta, preenchida somente por ar ou água. Os equipamentos utilizados para determinação da abertura são: trena, tinta *spray* branca e equipamento para lavagem da rocha exposta;
- **Preenchimento:** É o material que separa as paredes adjacentes de uma discontinuidade, que em geral, é menos resistente do que a rocha que lhe deu origem, sendo os mais comuns: argila, silte e areia. No estudo do material de preenchimento são utilizados: trena (determinar a espessura), sacos plásticos (recolhimento do material), martelo de geólogo com ponta delgada e estilete resistente (realizar ensaios manuais);
- **Persistência:** Extensão da discontinuidade em seu próprio plano. Pode ser uma medida aproximada de sua extensão em área ou comprimento de penetração da discontinuidade. Denomina-se *discontinuidade persistente* a *discontinuidade importante* ao

empreendimento, dependendo da escala da obra. Para determinar a persistência utiliza-se uma trena de pelo menos 10 metros;

- Rugosidade: É a combinação de dois tipos de propriedades que afetam diretamente a resistência ao cisalhamento da descontinuidade. Tais propriedades são denominadas de ondulação (1ª ordem) e aspereza (2ª ordem). A importância da rugosidade na resistência ao cisalhamento da descontinuidade decresce com o aumento da abertura ou da espessura do material de preenchimento. Para determinar a rugosidade podem ser utilizados métodos fotográficos ou alguns equipamentos tais como rugosímetro, régua dobrável, clinômetro de disco e outros. Segundo Barton & Choubey (1978), a rugosidade influencia diretamente na resistência ao cisalhamento por meio do parâmetro JRC, tal como demonstra a equação:

$$\phi_{(f)} = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r \quad (3.1)$$

Sendo:

$\phi_{(f)}$: Ângulo de atrito de pico;

JRC: Coeficiente de rugosidade da descontinuidade;

JCS: Resistência à compressão das paredes da descontinuidade;

σ_n : Tensão normal efetiva;

ϕ_r : Ângulo de atrito residual.

- Resistência das paredes: É a resistência à compressão uniaxial de paredes adjacentes à uma descontinuidade. A resistência das paredes depende fundamentalmente do grau de intemperismo ao qual a rocha está submetida. O grau de intemperismo é função do tipo de rocha e principalmente da permeabilidade da mesma, desta forma, rochas mais permeáveis tendem a se degradarem mais facilmente. A resistência das paredes é medida por meio do parâmetro JCS, o qual pode ser igual ou menor do que a resistência à compressão simples da rocha, dependendo assim, do grau de intemperismo. Para determinar a resistência das paredes podem ser utilizados os seguintes equipamentos: martelo de geólogo, esclerômetro de Schmidt, estilete ou ensaio de carga puntiforme.

- Percolação e fluxo de água: A percolação de água em maciços rochosos ocorre principalmente nas descontinuidades (permeabilidade secundária), e depende essencialmente da abertura e do espaçamento entre descontinuidades. Dependendo do tipo de rocha, a permeabilidade primária também deve ser considerada, a exemplo de rochas sedimentares, que possuem permeabilidade significativa. Segundo Assis (2003), a equação de Snow mostra os efeitos das características geométricas sobre a condutividade hidráulica de um sistema de descontinuidades:

$$k = \frac{\gamma_w}{6\mu} \left(\frac{a^3}{S} \right) \quad (3.2)$$

Sendo:

k : Permeabilidade;

γ_w : Peso específico da água;

μ : Coeficiente de viscosidade;

a : Abertura das descontinuidades;

S : Espaçamento entre descontinuidades.

Segundo Hudson e Harrison (1997), o fluxo de água no maciço rochoso depende essencialmente: da abertura das fraturas (descontinuidades), da tensão normal agindo sobre as fraturas e da profundidade do lençol freático. A existência de água no maciço afeta significativamente a estabilidade de uma obra, principalmente pela existência de pressões hidráulicas nas descontinuidades do maciço rochoso. Para estimar tais pressões nas descontinuidades, podem ser utilizados dois métodos: desenho da rede de fluxo ou medição direta da pressão com o auxílio de piezômetros.

3.1.3. *Maciço rochoso*

Sendo o empreendimento de grande porte, é necessária a determinação das propriedades do maciço rochoso, na qual são utilizados métodos empíricos e formas indiretas para determinação de tais propriedades. Devido ao fator de escala, a determinação das propriedades do maciço rochoso não pode ser realizada por meio de ensaios, além disso, não

há como fazer uma simples ponderação entre propriedades de rocha intacta e descontinuidades.

O maciço rochoso tem natureza extremamente complexa, e depende principalmente da natureza da rocha que o formou e de fatores geológicos influentes. A teoria, até hoje conhecida para a obtenção de parâmetros para dimensionamento de obras em maciço rochoso não é muito desenvolvida, mas vem sendo aprimorada nos últimos anos. O projeto de empreendimentos em maciço rochoso é baseado, muitas vezes, em experiências anteriores ou nas denominadas classificações geomecânicas, que são métodos baseados em índices de qualidade do maciço, a partir dos quais se tem uma ideia do comportamento do mesmo. Segundo Assis (2003), as classificações geomecânicas são uma forma sistemática de catalogar experiências obtidas em outros lugares e relacioná-las com a situação ora encontrada.

As classificações geomecânicas mais aceitas e utilizadas são as propostas por Bieniawski (1973), por meio do sistema RMR e Barton (1974), que propôs o sistema Q. Ambas as classificações baseiam-se em índices do maciço, a partir dos quais atribui-se uma nota, tendo-se assim, uma ideia da qualidade e comportamento do maciço rochoso. A partir de tal determinação, ambos os sistemas, RMR e Q, fornecem diretamente as soluções de projeto a serem adotadas no empreendimento. Estes sistemas são baseados em experiências e observações anteriores, propondo soluções empíricas, assim, não fornecem parâmetros para projeto, desta forma, ao utilizar o sistema RMR ou Q para projetos em maciço rochoso não é possível, por exemplo, determinar recalques e o fator de segurança de um determinado empreendimento.

O sistema GSI, proposto recentemente por Hoek, tenta relacionar os sistemas RMR e Q, além de propor a obtenção de parâmetros para dimensionamento, tornando possível realizar projetos em maciço rochoso de forma que as soluções não sejam baseadas no empirismo, e sim, calculadas a partir de equações e relações conhecidas.

3.1.3.1 Sistema RMR (Rock Mass Rating)

O sistema de classificação RMR, proposto por Bieniawski, é baseado em parâmetros considerados de extrema importância para a caracterização do maciço rochoso. Bieniawski (1973) ressalta que nenhum sistema de classificação geomecânica proposto é satisfatório em todos os aspectos, mas que possuem contribuições significativas, sendo as contribuições de

Terzaghi (1946), Lauffer (1958) e Deere (1964), as mais relevantes para o desenvolvimento dos atuais métodos.

Os parâmetros para classificação do maciço rochoso são baseados em dados usais obtidos por meio de programas de exploração geológica, que podem ser obtidos sem grandes custos, tais como: perfil geológico estrutural, tipos de rocha e descrição de sua atual situação, considerando-se, por exemplo, o grau de intemperismo; propriedades de rocha intacta, como resistência à compressão uniaxial e módulo de elasticidade; RQD (*Rock Quality Designation*) ou intensidade de fraturamento; propriedades das discontinuidades e condições do lençol freático.

A partir dos dados citados acima, parâmetros utilizados na classificação geomecânica podem ser determinados, os quais são: RQD; grau de intemperismo; resistência à compressão uniaxial da rocha intacta; espaçamento entre discontinuidades; direção e mergulho das discontinuidades; abertura e continuidade das juntas, e influência de águas subterrâneas.

O sistema RMR é apresentado por meio de tabelas, que atribui diferentes pesos aos parâmetros apresentados anteriormente, que são posteriormente somados para a obtenção do valor RMR, podendo chegar ao valor máximo de 100. A partir da nota obtida, a solução de projeto é dada em função desta, tais como o suporte primário de túneis, desta forma, como dito anteriormente, a solução é baseada em tabelas, obtidas de experiências anteriores. No caso do sistema RMR, Bieniawski baseou-se suas experiências em rochas intemperizadas da África do Sul, sendo tal sistema indicado para ser aplicado em rochas de estado e comportamento semelhante. A principal desvantagem do sistema RMR é a não consideração do estado de tensões ao qual o maciço rochoso está submetido, que se sabe, é de extrema importância para a determinação do comportamento e para o dimensionamento de estruturas feitas neste maciço.

Em 1989, Bieniawski apresentou a última versão do sistema RMR, na qual foram adicionados novos dados de experiências anteriores e os parâmetros utilizados na classificação ganharam novos pesos, além da expansão do sistema para projetos em fundações e obras de superfície.

3.1.3.2 Sistema Q (Tunneling Quality Index)

O sistema Q foi apresentado por Barton, e apresenta diferenças significativas em relação ao sistema RMR, mas ambos apresentam soluções empíricas diretas para os projetos. Segundo Barton *et al.* (1974), o sistema RMR proposto por Bieniawski ignora três importantes propriedades do maciço rochoso: rugosidade das paredes das descontinuidades, resistência à fricção do material de preenchimento nas juntas, se houver, e estado de tensões no maciço. No sistema Q, Barton propõe mudanças no RQD, pois chega à conclusão que rochas com mesmo RQD podem apresentar comportamentos diferentes, a depender do grau de fraturamento da mesma, desta forma, o número de famílias é uma importante indicação do grau de liberdade do maciço rochoso (Barton *et al.*, 1974, *apud*, Cecil, 1970).

O sistema Q varia em uma escala logarítmica de 0,001 até 1000, e é calculado a partir da equação:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (3.3)$$

Sendo:

RQD: Índice de qualidade;

J_n : Índice de influência do número de famílias;

J_r : Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;

J_a : Índice de influência do grau de alteração das paredes das descontinuidades;

J_w : Índice de influência da ação da água subterrânea nas descontinuidades;

SRF: Índice de influência do estado de tensões no maciço rochoso.

Por meio da Equação 3.3, percebe-se que o índice de qualidade Q é o produto de três quocientes, cada qual representando um parâmetro importante do maciço rochoso. Barton *et al.* (1974) explicam o significado de cada parâmetro:

- O primeiro quociente da equação $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$ representa a estrutura do maciço rochoso, sendo uma medida grosseira do tamanho relativo dos blocos;

- O segundo quociente da equação ($\frac{J_r}{J_a}$), representa a rugosidade e o grau de alteração das paredes das descontinuidades ou do material de preenchimento. Espera-se que o ângulo de fricção ($\tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \right)$) tenha contribuição positiva à resistência ao cisalhamento, no caso de juntas inalteradas e contato direto. Deve-se esperar que a superfície se mantenha fechada até o pico de força, e tenderá a se dilatar quando cisalhada, sendo assim, favorável à estabilidade do túnel;
- O terceiro quociente da equação ($\frac{J_w}{SRF}$) consiste em dois parâmetros de tensão. O parâmetro J_w é uma medida da pressão de água, que provoca a diminuição da resistência ao cisalhamento das juntas devido à redução da tensão normal efetiva. A água também pode causar abrandamento e umedecimento no caso de filmes de argila presentes. O parâmetro SRF é uma medida de: (1) perda de resistência no caso de escavações através de zonas de cisalhamento e maciços rochosos brandos, (2) tensões em maciço rochoso competente, (3) expansão lateral em maciço rochoso com comportamento plástico. O SRF pode ser considerado um parâmetro de tensões totais do maciço. Desta forma, o quociente ($\frac{J_w}{SRF}$), é um complicado fator empírico que descreve a “tensão ativa” agindo no maciço.

Sem dúvidas, existem diversos outros parâmetros que poderiam ser acrescentados no sistema de classificação para aumentar sua acurácia. Um deles é a orientação da descontinuidade. Mas segundo Barton *et al.* (1974), os parâmetros J_n, J_r e J_a , em geral, são mais importantes do que a orientação da descontinuidade, pois são parâmetros que demonstram melhor o estado de desagregação dos blocos de rocha.

O sistema Q pode ser amplamente utilizado em rochas resistentes, pois os casos que Barton *et al.* (1974) considera são baseados em rochas de alta resistência. Desta forma, o sistema Q não leva em consideração a resistência da rocha intacta, preocupando-se somente com grau de fraturamento e alterações.

3.1.3.3 Sistema GSI (*Geological Strength Index*)

O sistema GSI, proposto por Hoek, relaciona os sistemas RMR e Q, e apresenta grandes evoluções do ponto de vista de projeto, pois minimiza o empirismo e determina parâmetros do maciço rochoso, a partir dos quais se podem calcular as soluções de projeto. Hoek propõe

correções nos sistemas RMR e Q, os quais devem levar em consideração somente fatores inerentes ao maciço, desconsiderando qualquer tipo de influência externa.

O índice GSI é calculado em função do RMR, mas considerando o maciço seco e não fazendo a correção devido a orientação da descontinuidade, já que a pressão de água e a orientação da descontinuidade são considerados no projeto, e portanto, não devem afetar os parâmetros do maciço rochoso. Portanto recomenda-se somente os primeiros quatro parâmetros do sistema RMR: resistência da rocha intacta, RQD, espaço entre descontinuidades e condições das descontinuidades (Assis, 2003; Marinos, 2005). Desta forma, para o cálculo de GSI, tem-se:

$$GSI = RMR_{76}, se RMR_{76} > 18 \quad (3.4)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5, se RMR_{89} > 23 \quad (3.5)$$

Quando valores de RMR, versão 1976, forem menores que 18 e RMR, versão 1989, menores que 23, deve-se utilizar o sistema Q, modificando-o de forma a considerar somente os parâmetros inerentes ao maciço. Desta forma, a parcela da tensão ativa na equação para o cálculo de Q deve ser desconsiderada, já que tal parcela é considerada somente para projeto. Assim, considera-se um novo Q no cálculo de GSI, denominado Q':

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (3.6)$$

E assim, tem-se que:

$$GSI = 9 \ln(Q') + 44 \quad (3.7)$$

A partir dos valores de GSI calculados, Hoek (2002), apresenta correlações por meio das quais são obtidas estimativas dos parâmetros de deformabilidade e resistência do maciço rochoso.

O critério de ruptura de Hoek-Brown, apresentado em 1980 e aprimorado em 2002, foi estabelecido com base em dados experimentais obtidos a partir de diversos tipos de rochas ensaiadas em laboratório. Desta forma, o critério estabeleceu que o gráfico $\sigma \times \tau$ obedece uma curva para a envoltória de rochas intactas, definida pela equação (Hoek *et al.*, 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (3.8)$$

Sendo:

σ'_1 : Tensão efetiva principal maior;

σ'_3 : Tensão efetiva principal menor;

σ_{ci} : Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m, s : Constantes do material, $s = 1$ para rocha intacta.

A Equação 3.8 pode ser linearizada e reescrita da seguinte forma:

$$y = m\sigma_{ci}x + s\sigma_{ci}^2 \quad (3.9)$$

Sendo: $x = \sigma'_3$ e $y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$

Desta forma, a partir da linearização da equação, é possível obter os parâmetros m e s de Hoek e Brown.

A equação de Hoek e Brown (3.8) retorna bons resultados para rochas intactas, mas apresenta deficiências na obtenção dos parâmetros para maciço rochoso. Desta forma, Hoek apresenta uma equação generalizada para o critério de ruptura de Hoek e Brown, no qual os parâmetros da equação são obtidos via classificação geomecânica, pelo sistema GSI. O critério generalizado é expresso por (Hoek *et al.*, 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.10)$$

Sendo m_b um valor reduzido da constante do material m_i , dado por:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (3.11)$$

As constantes s e a são constantes do maciço rochoso, dadas pelas seguintes relações:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (3.12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (3.13)$$

O fator D depende do grau de perturbação no maciço rochoso submetido a explosivos e relaxação de tensões. O fator D varia de 0, significando maciço não perturbado, à 1, maciço muito perturbado. As diretrizes pra obtenção dos valores de D podem ser consultadas em Hoek *et al.* (2002).

A resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração são obtidas da Equação 3.10 fazendo-se $\sigma'_3 = 0$ e $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_t$, respectivamente, assim:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (3.14)$$

$$\sigma'_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.15)$$

Segundo Hoek *et al.* (2002), o módulo de deformação do maciço rochoso, E_m (GPa), pode ser obtido pelas relações:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}, \text{ se } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \quad (3.16 a)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}, \text{ se } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa} \quad (3.16 b)$$

O sistema GSI é baseado na hipótese de que o maciço rochoso contem quantidades suficientes de descontinuidades distribuídas em direções aleatórias, conferindo-lhe comportamento isotrópico. Em outras palavras, o comportamento do maciço rochoso é independente da direção de aplicação do carregamento. Desta forma, fica claro que o GSI não pode ser aplicado em maciço rochoso no qual existe uma orientação estrutural dominante, caracterizando comportamento anisotrópico. Em alguns casos, o GSI pode ser utilizado em maciço rochoso anisotrópico, desde que o comportamento não seja controlado pela anisotropia (Marinos, 2005).

Os sistemas de classificação geomecânica existentes, RMR, Q e GSI, são sistemas baseados em observações e experiências anteriores, nos quais, devido ao fator escala, o maciço rochoso é classificado a partir de índices indicativos de qualidade. Vale ressaltar que para uma grande faixa de maciços rochosos tais sistemas possuem bom grau de confiabilidade, mas que não

são aplicáveis em todos os casos. Desta forma, a adoção deve ser feita com ressalvas, sempre considerando as características inerentes ao empreendimento em questão.

3.2 Critérios para seleção de tuneladoras em rocha

A escolha do método de escavação para um determinado empreendimento depende fundamentalmente das características inerentes ao mesmo, levando em consideração: custos, prazos, localização, geometria, finalidade, comprimento, parâmetros geológico-geotécnicos do meio, topografia, entre outros. Desta forma, a partir de tais características, determina-se primeiramente o tipo de método a ser utilizado, convencional ou mecanizado, e depois os equipamentos a serem aplicados são escolhidos e especificados, de forma a obterem alta produtividade e boa relação custo-benefício.

O presente texto considera maciços rochosos como meio de trabalho e máquinas tuneladoras como os equipamentos escolhidos para a escavação do maciço. Desta forma, propõe-se estudar métodos de escolha e seleção de tuneladoras para escavação em maciços rochosos, considerando as características peculiares de cada empreendimento.

Primeiramente, é plausível detalhar as características de empreendimentos nos quais é viável o uso de máquinas tuneladoras, ou seja, onde o uso destas apresenta grandes vantagens em relação ao método convencional. Em geral, o uso de tuneladoras é justificável em túneis que apresentam comprimento longo, geometria circular regular e topografia favorável. Além disso, as tuneladoras apresentam menor impacto no maciço, não gerando grandes perturbações no mesmo, e os suportes instalados apresentam maior regularidade. Segurança, menor carga de trabalho, menor custo global e prazos garantidos são vantagens do uso deste tipo de equipamento, que em geral, apresenta melhor produtividade em relação ao método convencional.

Como apresentado anteriormente, são vários os tipos de tuneladoras existentes, que apresentam características distintas, além das especificações variarem de fabricante para fabricante. Cada empreendimento é único e desta forma, a tuneladora escolhida também é única, não sendo possível assim, a aplicação de uma mesma máquina tuneladora em diferentes empreendimentos. A escolha do tipo de tuneladora depende principalmente das

propriedades geológico-geotécnicas do maciço rochoso a ser escavado, e esta deve ser especificada considerando todas as características inerentes à obra em questão.

Segundo Zhao (2007), a influência das condições subterrâneas no progresso da tuneladora é mais crítica do que no método convencional, porque o projeto da tuneladora é feito baseado nas condições geológicas do local e ela está mais suscetível a paradas em condições subterrâneas difíceis. Condições geológicas consideradas críticas incluem rochas com alta resistência e abrasividade, rochas brandas e sujeitas à “*squeezing*”, rochas fragmentadas e sujeitas a colapso, solo presente no maciço e grande fluxo e pressão de água subterrânea. Tais condições podem causar vários problemas, tais como: fragmentação de rocha, instabilidades na zona de escavação, parada da tuneladora e alto desgaste dos discos de corte.

A performance da tuneladora é determinada a partir de critérios de escavabilidade, os quais são obtidos por meio de taxas de penetração e avanço e pelo desgaste dos discos da cabeça de corte. Para determinar tais taxas é importante entender que o processo de escavação por meio de tuneladora se dá pela interação entre a cabeça de corte e o maciço rochoso. As correlações entre a classe do maciço rochoso e a taxa de penetração da tuneladora não são boas e a classificação geomecânica do maciço é independente das características da tuneladora. Contudo, a taxa de penetração é o resultado da interação entre as propriedades do maciço e dos parâmetros da máquina tuneladora, ou seja, especificações e operação da mesma. Estudos mostram que os principais parâmetros que influenciam a taxa de penetração da tuneladora são a resistência e fragilidade do material, distância entre descontinuidades e orientação das mesmas (Zhao, 2007).

Segundo Bruland (2000), as tensões na rocha podem influenciar tanto positivamente quanto negativamente na taxa de penetração, dependendo do nível e magnitude de tensões e da orientação anisotrópica das mesmas. Não há indicações de que altas tensões influenciem no tempo de vida dos discos de corte. Dependendo da necessidade de suporte em um determinado nível de tensões, a utilização da tuneladora e a taxa de avanço semanal podem ser influenciadas substancialmente pelo tempo que a máquina gasta para instalar os suportes.

O entendimento do mecanismo pelo qual se dá a fragmentação facilita a otimização do projeto da cabeça de corte da tuneladora, dos discos de corte e de outros componentes, aumentando assim a taxa de penetração. O processo de avanço da tuneladora não é determinado somente

pela taxa de penetração, mas também por diversos fatores, tais como: face de escavação, estabilidade da zona escavada, viabilidade do sistema da tuneladora e fatores de gestão.

Zhao & Gong (2006) sugerem fatores que podem melhorar a performance de uma tuneladora, tais como:

- Conhecimento do mecanismo de fragmentação, especialmente em maciços rochosos heterogêneos e sujeitos à queda de blocos;
- Otimização do projeto da cabeça de corte, considerando a relação com o espaçamento entre discos de corte, com a pressão de corte e as propriedades do maciço;
- Os discos de corte devem ser aprimorados, estudando-se: novos materiais, largura da ponta do disco, conduzindo-se assim, a uma maior dureza e resistência, aumentando, em consequência, o tempo de vida útil do disco;
- Desenvolvimento de um critério para operação de tuneladora, especialmente em condições extremas no maciço rochoso.

Bruland (2000) ressalta que a tecnologia de corte utilizada e particularmente a qualidade do disco de corte são fatores importantes para uma eficiente escavação em condições de rochas muito duras. Um aumento de 15% no impulso aplicado aumenta em cerca de 50% a taxa de penetração. Assim, pequenas melhoras na qualidade do disco de corte proporciona uma diminuição significativa nos custos de escavação.

O processo de escolha e projeto de uma tuneladora é complexo e deve considerar vários fatores, de modo a obter uma tuneladora de alta performance no empreendimento. A Figura 3.3 mostra um esquema de otimização na escolha e projeto da uma tuneladora.

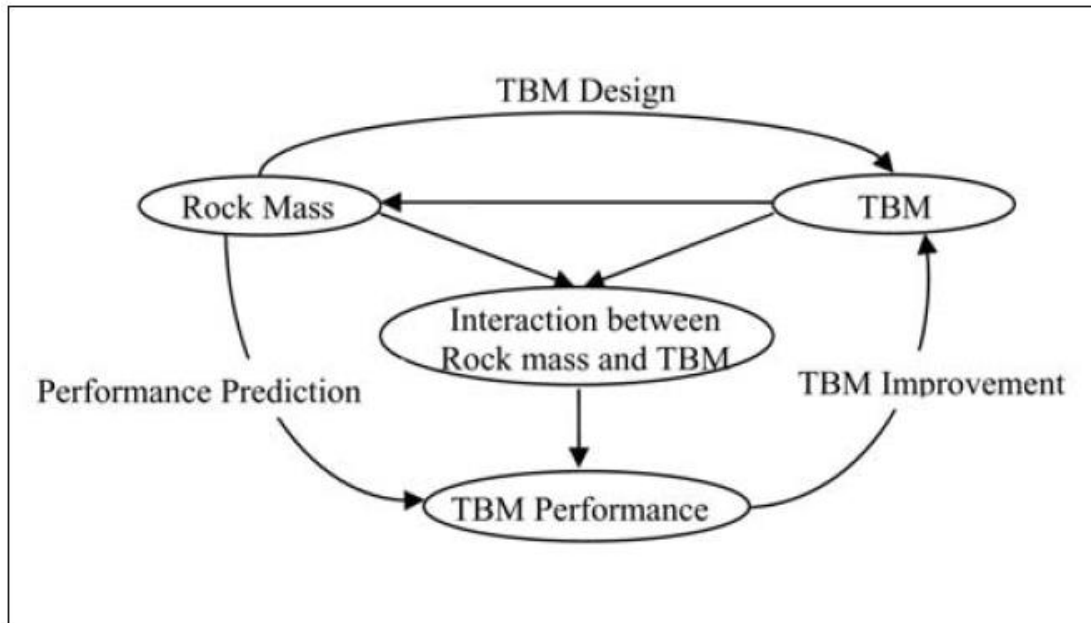


Figura 3.3. Esquema de otimização para escolha de tuneladoras (Zhao, 2007).

3.2.1 Critérios gerais de seleção de tuneladoras

Tuneladoras são máquinas extremamente onerosas, e na sua escolha devem-se levar em consideração diversos critérios importantes, a partir dos quais o tipo será determinado, bem como a especificação de todos os seus componentes.

O tipo de tuneladora e suas respectivas especificações serão determinados ao se conhecer o comportamento geomecânico do maciço rochoso, se há ou não presença de água e as respectivas pressões geradas, as condições de contorno do maciço e da superfície, além de algumas restrições do empreendimento, e a experiência do cliente e do construtor (Assis, 2010, *apud*, Babendererde, 2008).

Primeiramente, propõe-se uma seleção preliminar da tuneladora, válida para tuneladoras em rochas e solos. Deve-se determinar se essa deverá ou não ser dotada de escudo protetor, se terá ou não sistema de pressurização para aplicar na face de escavação, qual o tipo de suporte a tuneladora utilizará para reforço e quando este deverá ser instalado. Desta forma, para este primeiro momento de análise, se estabeleceu faixas de resistência e coesão, assim, tem-se:

- Se $5 < \sigma_c < 50 \text{ MPa}$: Recomenda-se a utilização de tuneladoras dotadas de escudo protetor e a instalação do suporte deve ser feita atrás deste;

- Se $\sigma_c < 5 \text{ MPa}$ e $Cu > 10 \text{ KPa}$: O escudo é necessário e recomenda-se a pressurização na face de escavação, e a instalação do suporte deve ser feita sob o escudo;
- Se $Cu < 10 \text{ KPa}$: São necessários escudo e pressurização na face de escavação, e a instalação do suporte deve ser realizada sob o escudo com injeção imediata.

Considerando somente tuneladoras em rocha, Home (2008), propõe um método de seleção preliminar, o qual leva em consideração as características básicas do maciço, tais como: resistência, abrasividade, grau de intemperismo, presença de zonas de falha, heterogeneidade e presença de água. Além disso, o método também considera as características peculiares a cada tipo de tuneladora, assim estabeleceu-se:

- Maciços rochosos resistentes e abrasivos: Recomenda-se o emprego da *Gripper* TBM ou da *Double Shield* TBM. A escolha entre uma ou outra depende se há ou não a presença de falhas importantes no maciço, se não, a *Gripper* TBM deve ser escolhida, pois esta apresenta menor custo, se sim, deve-se analisar o custo-benefício do emprego de uma *Double Shield* TBM ou do emprego de uma *Gripper* TBM com possível implantação de um sistema de tratamento para o maciço;
- Maciços rochosos heterogêneos e fraturados: Recomenda-se o uso de *Double Shield* TBM, pois esta se adapta facilmente às mudanças das propriedades no decorrer da escavação, alternando entre seus sistemas contínuo e descontínuo, à depender se a escavação está sendo realizada em zona de alta resistência ou em zonas de falhas e baixa resistência;
- Maciços rochosos sujeitos a *squeezing*: Recomenda-se o emprego de *Gripper* TBM, devido à sua capacidade de executar tratamentos no maciço e instalar suportes, e também pode ser empregada uma tuneladora com características especiais, dotada de escudo cônico, próprio para escavação nestes meios;
- Maciços rochosos de baixa resistência: Recomenda-se a utilização de *Single Shield* TBM ou tuneladora EPB. Em maciços cuja resistência é dita moderada, o emprego de *Single Shield* TBM é mais recomendável;

- Maciços rochosos com presença de água: Neste caso, recomenda-se o emprego de tuneladora EPB, *Gripper TBM* ou *Double Shield TBM*, ressaltando que devem ser dotadas de sistema de pressurização de face.

A AFTES (1999) apresenta recomendações para a escolha de métodos mecanizados utilizados na escavação de túneis. São apresentadas duas tabelas baseadas em parâmetros básicos do maciço rochoso para a avaliação dos métodos disponíveis, nas quais é apresentada a relevância de cada parâmetro na escolha do método. Tal avaliação tem como objetivos:

- Classificar a importância dos parâmetros elementares de seleção, com alguma indicação de funções básicas em questão;
- Permitir que projetistas possam prever uma solução mecanizada por meio de fatores que afetam diretamente a escolha do método;
- Permitir que empreiteiros que preveem o uso de método mecanizado em suas obras possam checar e validar, em posse das informações relevantes, a solução escolhida.

As tabelas apresentadas pela AFTES (1999) são apresentadas a seguir.

Tabela 3.1. Avaliação do efeito de parâmetros elementares de seleção em detrimento de funções básicas dos métodos mecanizados (AFTES, 1999).

Função básica	Suporte		Oposição à pressão hidrostática	Escavação	Extração, transporte e armazenamento de detritos
	Frontal	Perimetral			
Parâmetros Elementares					
1. Restrições naturais	2	2	NA	1	0
2. Parâmetros físicos					
2.1 Identificação	2	1	2	2	1
2.2 Estimativa global da qualidade	2	2	0	1	0
2.3 Descontinuidades	2	2	2	1	0
2.4 Intemperismo	1	1	NA	1	1
2.5 Química da água	1	0	NA	0	1
3. Parâmetros mecânicos					
3.1 Resistência					
3.1.1 Solo	2	2	NA	1	0
3.1.2 Rocha dura	1	1	NA	2	0
3.2 Deformabilidade	2	2	NA	0	0
3.3 Potencial de liquefação	0	0	0	0	0
4. Parâmetros hidrogeológicos	2	2	2	1	0
5. Outros parâmetros					
5.1 Abrasividade	0	0	0	2	1
5.2 Capacidade de penetração	0	0	0	2	2
5.3 Fricção máquina-macizo	0	1	0	0	0
5.4 Presença de gás	0	0	0	0	0
6. Características de projeto					
6.1 Dimensões, forma	2	2	2	1	2
6.2 Alinhamento vertical	0	0	0	0	2
6.3 Alinhamento horizontal	0	0	0	0	1
6.4 Meio ambiente					
6.4.1 Sensibilidade à instalação	2	2	2	0	0
6.4.2 Sensibilidade a restrições de trabalho	0	0	0	0	2
6.5 Anomalias no meio subterrâneo					
6.5.1 Heterogeneidade do meio na seção do túnel	1	1	0	2	0
6.5.2 Obstáculos naturais e artificiais	0	0	0	1	0
6.5.3 Vazios	2	2	2	0	0

2: Decisivo

1: Tem efeito

0: Não afeta

NA: Não se aplica

Tabela 3.2. Avaliação do efeito dos parâmetros elementares de seleção nas soluções mecanizadas de escavação (AFES, 1999).

Solução	Máquinas não dotadas de suporte imediato		Máquinas dotadas de suporte imediato			Máquinas dotadas de suporte lateral e frontal imediatos				
	Tuneladora de face aberta	Máquina fresa de apoio lateral	Tuneladora com escudo de apoio radial	Tuneladora com escudo de apoio longitudinal		Tuneladora com escudo	Tuneladora com escudo de compressão a ar		Tuneladora Slurry Shield	Tuneladora EPB
				Face fechada	Face aberta		Tuneladora de face fechada	Tuneladora de face aberta		
Parâmetros Elementares										
1. Restrições naturais	0	2	2	2	2	2	1	2	1	2
2. Parâmetros físicos										
2.1 Identificação	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2.2 Estimativa global da qualidade	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1
2.3 Solo/Descontinuidades do maciço rochoso	1/2	1/2	NA/2	1/2	1/2	1/2	2/2	2/2	2/2	1/2
2.4 Intemperismo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2.5 Química da água	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1
3. Parâmetros mecânicos										
3.1 Resistência	2	2	NA	2	2	2	1	2	1	1
3.1.1 Solo	2	1	1	NA	2	1	1	2	1	1
3.1.2 Rocha dura	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3.2 Deformabilidade	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3.3 Potencial de liquefação	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
4. Parâmetros hidrogeológicos										
5. Outros parâmetros										
5.1 Abrasividade	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1 ou 2
5.2 Capacidade de penetração	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1
5.3 Fricção máquina-macício	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
5.4 Presença de gás	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1
6. Características de projeto										
6.1 Dimensões, forma	0	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.2 Alinhamento vertical	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
6.3 Alinhamento horizontal	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0
6.4 Meio ambiente										
6.4.1 Sensibilidade à instalação	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.4.2 Sensibilidade a restrições de trabalho	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2	1
6.5 Anomalias no meio subterrâneo										
6.5.1 Heterogeneidade do meio na seção do túnel	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1 à 2
6.5.2 Obstáculos naturais e artificiais	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2
6.5.3 Vazios	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

0: Não afeta

1: Tem efeito

2: Decisivo

NA: Não aplicável

A partir das tabelas apresentadas pode-se fazer algumas considerações importantes:

- O padrão de tensões é muito importante em túneis profundos ou em casos de grande anisotropia. Se a tensão liberada for alta, no caso de TBMs para rochas duras e TBMs com escudo, pode haver parada da tuneladora e explosão de rocha na face de escavação ou nas paredes do túnel;
- As condições físicas do maciço são decisivas na escolha e no projeto de uma tuneladora com escudo, desta forma, a caracterização de tais parâmetros deve ser feita de forma cuidadosa, sendo a abrasividade a mais importante, quantificada pela mineralogia da rocha;
- Avaliações simples do maciço rochoso por meio de ensaios em campo e laboratório, são de grande importância para se ter ideia do possível comportamento do maciço. Zonas intemperizadas e heterogêneas podem causar dificuldades específicas para as diferentes técnicas de escavação, como instabilidades na face de escavação, resistência menor do que a necessária para a reação dos *grippers* e dificuldades de confinamento;
- O conhecimento das propriedades das discontinuidades é de extrema importância, pois influencia não só a escolha do tipo de técnica de escavação, mas também o tipo de suporte a ser instalado, bem como a velocidade de escavação. Atenção especial deve ser dada ao risco de parada da tuneladora, que pode ser induzida pela quantidade de famílias de discontinuidades, que pode resultar em dúvidas na estabilidade do meio. A existência de material de preenchimento também pode causar eventuais instabilidades no maciço;
- A deformabilidade do meio pode causar parada da tuneladora, em especial nos casos em que as tensões são muito elevadas. Em casos de deformação excessiva no maciço, os *grippers* devem ser estudados e projetados cuidadosamente. Além disso, a deformabilidade do meio circundante também pode afetar a orientação da tuneladora;
- A avaliação dos parâmetros hidrogeológicos é feita para garantir a estabilidade do meio, ressaltando que na presença de altas pressões hidráulicas e altas taxas de fluxo, que podem gerar carreamento de material, não é recomendável a utilização de tuneladoras abertas. A pressão de água também é importante quando regiões acidentadas geologicamente são atravessadas, independente se são ou não intemperizadas;

- Para tuneladoras com escudo o problema de fricção pode ser crítico em zonas que apresentem alta convergência, inchaço e dilatância. Desta forma, tais parâmetros são importantes para o projeto do escudo, a fim de evitar paradas da tuneladora;
- Os limites impostos à tuneladora em relação ao perfil vertical, em geral, são associados à logística do empreendimento. Tuneladoras podem ser adaptadas para escavar túneis inclinados, mas necessitam de alguns equipamentos especiais. A AFTES (1999), não apresenta recomendações de equipamentos para a adaptação de tuneladoras aos túneis inclinados. Desta forma recomenda-se o estudo de características peculiares ao empreendimento, como topografia, logística e experiência do empreiteiro;
- O uso de tuneladora é limitado a um determinado raio de curvatura do túnel, mesmo havendo a presença de articulações na máquina. Em tuneladoras com escudo, o alinhamento horizontal antes e depois da escavação deve ser mantido em pelo menos duas vezes o comprimento do escudo, sendo difícil guiar a máquina se tal requisição não for cumprida;
- Centros urbanos e zonas próximas de instalações subterrâneas são particularmente sensíveis a perturbações, e a escolha do tipo de máquina deve ser feita cuidadosamente. Em geral, máquinas tuneladoras dotadas de sistema de instalação imediato de suporte e sistema de pressurização de face são as mais indicadas nestes casos. Tuneladoras abertas não são recomendadas em casos que o meio é muito deformável. No caso de tuneladoras do tipo EPB o risco reside na baixa precisão do sistema de pressão de confinamento, desta forma o espaço circundante ao anel do escudo pode não ser apropriadamente confinado.
- Maciços rochosos heterogêneos, com presença de rochas de alta e baixa resistência alternadamente, são meios de escavação muito complexos, podendo gerar instabilidades na face e no perímetro do túnel, além de dificultar o avanço de máquinas tuneladoras que não apresentem sistema para confinamento. Nestes casos, o risco de desabamento do teto do túnel é alto em zonas de maciço rochoso com presença de rochas brandas.

A partir de tais recomendações e critérios básicos para seleção de tuneladoras, pode-se escolher uma máquina apropriada ao empreendimento em questão, mas isso não é suficiente para prever a performance da tuneladora, em termos de escavabilidade, penetração e avanço. Assim, métodos para prever a performance da máquina em campo precisam ser estudados e utilizados, pois a partir dos resultados obtidos, melhoras podem ser introduzidas na máquina, e em consequência, as especificações para projetar os componentes da tuneladora podem ser realizadas, de modo a obter uma máquina com alta produtividade e boa relação custo-benefício.

Os métodos que preveem a performance de tuneladoras, em geral, são baseados nas classificações geomecânicas, parâmetros de interação tuneladora-macizo e nos riscos inerentes ao empreendimento. Segundo Nilsen & Ozdemir (1993), em geral, os métodos que preveem performance de tuneladoras são baseados em cinco princípios: mapeamento e testes de campo, testes em pequena escala em laboratório, testes em grande escala em laboratório, métodos empíricos e modelos teóricos. Alguns métodos são baseados, em geral, em classificações geomecânicas, parâmetros de interação tuneladora-macizo e nos riscos inerentes ao empreendimento. Mas vale ressaltar que, em todos os métodos, é de extrema importância ter cuidado, pois os parâmetros devem ser representativos das atuais condições de campo para retornar resultados confiáveis.

3.2.2 Método NTNU

O método NTNU (*Norwegian Institute of Technology*), é um método empírico baseado em dados de campo de escavações anteriores, a partir dos quais são obtidos gráficos e posteriormente são realizadas análises de regressão baseadas nas propriedades do macizo rochoso, parâmetros da tuneladora e condições do meio subterrâneo. Rostami *et al.* (1996) afirmam que este método é aceito facilmente pelos operadores e que o mesmo é confiável para a tecnologia a qual foi adaptado. Mas este é um dos principais problemas do método, pois com o rápido avanço da tecnologia tuneleira, o poder de previsão de performance do mesmo é limitado.

Ao longo dos anos o método NTNU sofreu diversas mudanças e recebeu muitas melhorias, e a última versão foi apresentada por Bruland (2000), o qual mostra o método dividido em

quatro modelos independentes: taxa de penetração, taxa de avanço, durabilidade dos discos de corte e estimativas de custo.

3.2.2.1 Taxa de penetração

O modelo da taxa de penetração é baseado no comportamento da curva apresentada na Figura 3.4, obtida a partir de testes de penetração por meio de tuneladoras em vários túneis.

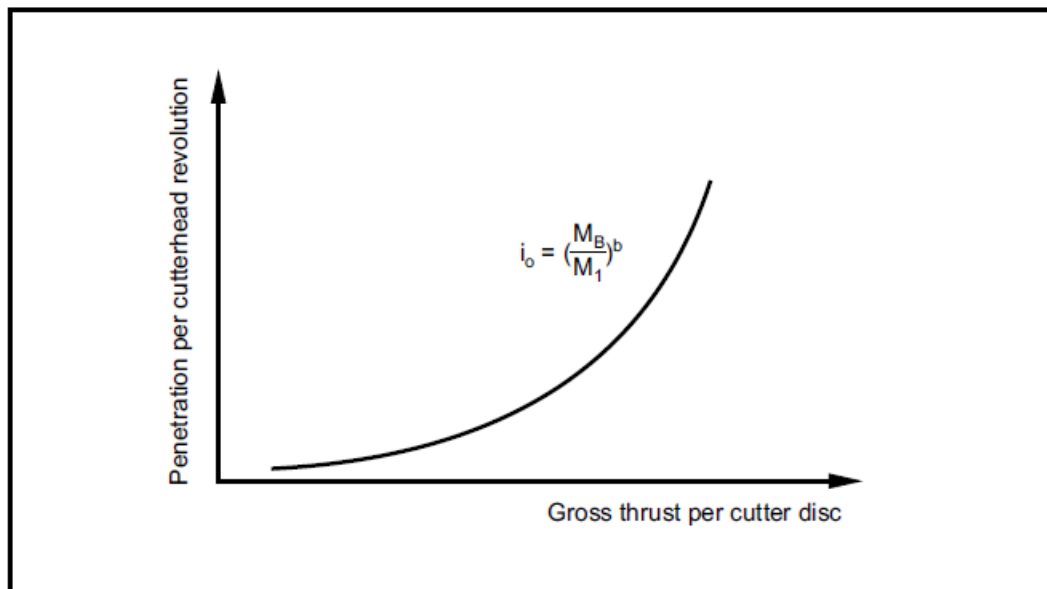


Figura 3.4. Comportamento geral da curva de penetração (Bruland, 2000).

As características básicas da curva de penetração são representadas pelos coeficientes M_1 e b que significam, respectivamente, o impulso crítico ou necessário para que ocorra 1 mm de penetração por revolução da cabeça de corte (kN/corte), e o expoente de penetração, o qual descreve o efeito de mudança no impulso de corte aplicado. O coeficiente M_b representa a média de impulso por corte (kN/corte) e i_0 a penetração da tuneladora por revolução (mm/rev).

Se o impulso total for muito baixo, os discos de corte irão deslizar e desgastar a face rochosa com baixa penetração, gerando assim, altos custos de corte. Esta é uma das razões para normalizar a curva de penetração em relação ao impulso crítico.

O tipo de equação escolhida para a curva de penetração ajusta-se bem aos dados obtidos pelos testes de penetração, considerando as condições do maciço rochoso e os parâmetros da

tuneladora. Plotando-se os dados em um gráfico log-log pode-se fazer uma rápida avaliação do teste de penetração e obter uma estimativa de M_1 e b . Desta forma, análises de regressão são necessárias para avaliar a relação entre M_1 e b com os parâmetros do maciço e da tuneladora.

Segundo Bruland (2000), o expoente b não é influenciado pelo diâmetro dos discos de corte e pelo espaçamento entre discos. Os coeficientes M_1 e b apresentam forte inter-relação, pois quando M_1 diminui, b também diminui. Tais afirmações não representam a realidade, mas elas são feitas para não haver muitos fatores necessários para efetuar correções no modelo.

Os parâmetros necessários utilizados no modelo da taxa de penetração, para estimar a penetração em mm/rev, são apresentados na Tabela 3.3, a qual apresenta parâmetros do maciço rochoso e parâmetros da tuneladora, os quais são detalhados a seguir.

Tabela 3.3. Parâmetros do maciço rochoso e da tuneladora considerados no modelo da taxa de penetração (Bruland, 2000).

Parâmetros do Maciço Rochoso	Parâmetros da Tuneladora
Frequência e orientação do fraturamento	Média de impulso de corte
Índice de perfuração (DRI)	Espaçamento entre discos de corte
Porosidade	Diâmetro do disco de corte

O fraturamento do maciço rochoso é composto pelo grau de fraturamento, ou seja, pela média de espaçamentos entre planos de fraqueza, e também pelo ângulo entre o eixo do túnel e a descontinuidade. Em maciços rochosos muito duros, o grau de fraturamento é o fator geológico que mais influencia a taxa de penetração, bem como nos custos de escavação.

O índice de perfuração (*DRI – Drilling Rate Index*) representa a facilidade com que a rocha intacta é perfurada, e leva em consideração a dureza da face da rocha e a fragilidade do maciço, medida como a energia necessária para quebrar a rocha.

Rochas duras, em geral, possuem porosidade volumétrica abaixo de 2%, mas em alguns casos ela pode chegar a 11%. A influência da porosidade é explicada pelos poros que agem na quebra inicial e amplificam a propagação das fraturas. O efeito da porosidade no DRI não é grande o suficiente comparado ao efeito na taxa de penetração, desta forma, um fator de correção para a porosidade da rocha necessita ser incluído no modelo.

Em relação aos parâmetros da tuneladora, não há dúvidas que a média de impulso de corte é o parâmetro principal. A razão para isso é que com o aumento do impulso, as bordas dos discos de corte irão penetrar mais profundamente na face de escavação a transmitirá de forma mais eficiente a energia originada na cabeça de corte. Tal eficiência pode ser medida pelo coeficiente de penetração b . Testes de penetração realizados em rochas duras e não fraturadas têm mostrado coeficientes de penetração maiores do que $b = 7$.

O método NTNU usa a média de impulso de corte, a fim de simplificar o modelo, sendo o impulso total dividido pelo número de discos de corte presentes na cabeça de corte da tuneladora. A média do impulso é selecionada de modo a fornecer medidas mais reais em condições de escavação, as quais são diferentes das condições de laboratório, evitando-se assim, discussões em relação à pressão de suporte, fricção da cabeça de corte e outros.

A média de espaçamento entre discos de corte é dada pelo raio dividido pelo número de discos na cabeça de corte. Algumas cabeças de corte possuem mais de um disco por faixa de bitola externa e o modelo é baseado em cabeças de corte com espaçamento de discos variando ao longo do raio.

O diâmetro do disco influencia diretamente na área de contato sob a borda do disco de corte e, portanto, na reentrância do disco para uma determinada carga de corte, sendo considerado no fator de correção do diâmetro. O fator de correção para o diâmetro inclui a espessura da borda do disco de corte, desde que a variação do diâmetro implique na variação da espessura da borda, sendo assim, o modelo NTNU não considera a espessura da borda de corte um parâmetro independente.

Os parâmetros considerados no método NTNU são determinados por meio de índices obtidos a partir de um conjunto de testes, a saber:

- Teste de britagem “ S_{20} ”: Representa a porcentagem de rocha passando em uma peneira de 11,2 mm depois de ser atingida 20 vezes por um soquete de 14 kg;
- Sievers’ J index “SJ”: Índice determinado por meio de uma pequena perfuração com uma certa geometria, peso e número de rotações, afim de medir a profundidade de penetração;
- Teste de abrasão “AV”: Medida da abrasão em um determinado tempo por meio de carboneto de tungstênio e pó de rocha.

3.2.2.2 Durabilidade dos discos de corte

O modelo é baseado no tempo de abrasão dos discos de corte. A durabilidade dos discos é dada em h/corte, o que equivale ao tempo de corte em uma distância percorrida (km/corte) para uma dada revolução da cabeça de corte.

Os parâmetros do modelo são mostrados na Tabela 3.4 e explicados a seguir.

Tabela 3.4. Parâmetros do maciço rochoso e da tuneladora considerados no modelo de durabilidade dos discos de corte (Bruland, 2000).

Parâmetros do Maciço Rochoso	Parâmetros da Tuneladora
Índice de durabilidade (CLI)	Número de discos de corte na cabeça de corte
Teor de quartzo (%)	Diâmetro do disco de corte
	Diâmetro da tuneladora
	rotações por minuto da cabeça de corte

O índice de durabilidade (*CLI – Cutter Life Index*), expressa a propriedade de abrasão da rocha triturada e da face rochosa do túnel, sendo considerado o parâmetro que representa o processo abrasivo sofrido pelo disco de corte. O CLI é medido pelos valores AVS e SJ, que expressam, respectivamente, o quão rápido os pedaços de rocha desgastam o disco, e em que lugar do disco a abrasão ocorrerá. Johannessen *et al.* (1988) apresentam uma relação para o cálculo de CLI:

$$CLI = 13,84 \left(\frac{SJ}{AVS} \right)^{0,3847} \quad (3.17)$$

O teor de quartzo presente no maciço rochoso é necessário para corrigir a durabilidade obtida pelo CLI, pois diferentes tipos de rochas com o mesmo teor de quartzo apresentaram diferentes relações entre CLI e a durabilidade dos discos.

Em relação aos parâmetros da tuneladora, não há dúvidas de que o principal é o diâmetro dos discos de corte, pois com o aumento do mesmo há mais área de aço para sofrer abrasão antes de o disco ser substituído. A tensão de contato entre o disco de corte e a face da rocha decai com o aumento do diâmetro do disco para determinadas condições. O aumento do diâmetro

dos discos implica em uma borda menos rígida para suportar eventuais forças laterais que podem ocorrer durante o corte, mas isto pode ser compensado com o aumento da espessura da borda do disco.

Para uma dada taxa de penetração, a quantidade de rocha triturada por segundo fluindo em um determinado disco de corte é menor para uma tuneladora com maior número de discos, assim o modelo estima uma durabilidade dos discos maior para uma máquina com maior número de discos.

A relação entre o diâmetro da tuneladora e a durabilidade dos discos de corte é diretamente proporcional, assim, com o aumento do diâmetro há o aumento direto da durabilidade. Tal afirmação é verdade devido aos seguintes fatores: com o aumento do diâmetro há o aumento da razão entre os discos de corte da face, que possuem melhores condições de trabalho, e os discos de corte do centro e do perímetro.

O fator de correção para a rotação da cabeça de corte é explicado pela velocidade angular do disco de corte, ou pelo comprimento da trajetória por segundo. Havendo um aumento do comprimento da trajetória por segundo com o aumento da rotação da cabeça de corte, supõe-se que há um efeito inversamente proporcional na durabilidade dos discos de corte em h/corte. Outro efeito decorrente do aumento da velocidade angular é o alcance do pico de carga na borda do disco, mas tal efeito não é levado em consideração no modelo.

Vale ressaltar que o modelo não considera o efeito do impulso de corte na durabilidade dos discos, sendo válido somente para até certo nível de impulso. Ao ultrapassar tal nível, os discos de corte podem apresentar demasiado desgaste.

3.2.2.3 Taxa de avanço

A taxa de avanço é estimada a partir do tempo de utilização da tuneladora e da taxa de penetração (m/h), e é dada em m/dia, m/semana, m/mês ou até mesmo em m/ano. A utilização da tuneladora é baseada na estimativa do tempo de consumo em h/km para várias operações necessárias no processo de escavação, sendo este o denominado tempo operacional.

Os parâmetros do maciço rochoso e da tuneladora estão indiretamente incluídos no modelo por meio da taxa de penetração e da durabilidade dos discos de corte. É difícil identificar a influência de cada parâmetro, mas em geral, um aumento na taxa de penetração reduz o tempo

de utilização da máquina e também a durabilidade dos discos. O tempo gasto para a substituição dos discos de corte é de extrema importância na determinação no tempo de utilização, sendo maior com o aumento do diâmetro da tuneladora.

Como pode ser observado, o modelo NTNU é um bom modelo para estimar a performance de tuneladoras em campo, pois leva em consideração parâmetros relevantes na interação macio-tuneladora. Mas como qualquer modelo, o NTNU precisa de aperfeiçoamentos, passando a considerar outros parâmetros de interação da máquina com o maciço, tais como a fricção da cabeça de corte e o sistema de instalação de suporte adotado na tuneladora. A deformabilidade do maciço e as tensões padrão também são fatores importantes, pois influenciam diretamente na performance da máquina em campo.

3.2.2.4 Custos de escavação

O modelo é baseado em estimativas detalhadas de todos os custos de escavação, ressaltando que tais custos estão relacionados diretamente à escavação, excluindo o sistema de suporte. As estimativas detalhadas são baseadas no consumo dos recursos de entrada e no preço dos mesmos.

Custos de escavação são baseados, em geral, nos seguintes parâmetros: durabilidade dos discos de corte e rolamentos, preço unitário destes componentes, consumo de outros materiais e salário dos reparadores de discos. O modelo também apresenta parâmetros baseados no sistema de *back-up* da tuneladora e do sistema de transporte de detritos.

O modelo está diretamente relacionado aos modelos de taxa de penetração, durabilidade dos discos e taxa de avanço, assim, com o aumento da taxa de penetração e durabilidade dos discos há diminuição dos custos de escavação. Mais detalhes do modelo são apresentados por Bruland (2000).

3.2.3 Método CSM

O método CSM (*Colorado School of Mines*) é um método teórico/empírico, apresentado por Rostami & Ozdemir (1993), o qual, ao lado do método NTNU, são os mais utilizados para estimar a performance de tuneladoras em campo. O método CSM é baseado em análises

teóricas da fragmentação rochosa por meio de ferramentas mecânicas, mostrando com maiores detalhes o processo de corte da rocha, estimando forças de corte individuais nos discos para atingir certo nível de penetração. Desta forma, o método foi desenvolvido para estimar os requisitos de força de corte da Seção Transversal Constante (CCS) dos discos de corte em um dado espaço de corte e penetração para determinadas condições de maciço.

Observações realizadas confirmaram a existência de uma zona de compressão, ou bulbo de pressão, sob os discos de corte, a qual proporciona a transferência de tensões para a rocha. A configuração exata desta zona não é conhecida, mas para simplificar é suposta circular, consistindo em uma zona de rocha triturada desenvolvida devido a altas concentrações de tensão imediatamente sob o disco de corte. O tamanho das partículas aumenta do centro em direção ao maciço circundante e a extensão da zona é função da geometria dos discos de corte e das propriedades do maciço rochoso. Um esboço da zona de compressão simplificada, adotada no modelo, é mostrado na Figura 3.5.

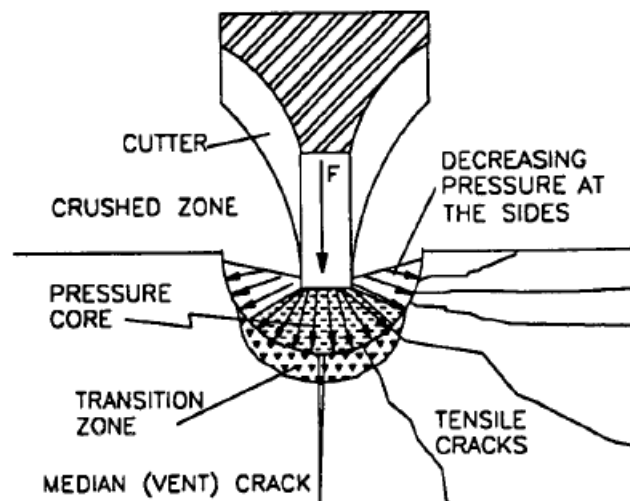


Figura 3.5. Zona de compressão sob o disco de corte (Rostami & Ozdemir, 1993).

A distribuição de tensões na zona de compressão não é conhecida, e para fins de simplificação do método, é adotada uma distribuição uniforme (hidrostática), criando assim, fissuras radiais, que são induzidas por tensões na zona de compressão. O início das fraturas de tração e sua posterior propagação são assumidos como o principal meio de formação de lascas (*chips*), sendo considerado o principal modo de falha. O comprimento das fissuras é função da pressão na zona de compressão, que por sua vez é função da força normal de corte aplicada. A

interação entre zonas de compressão depende do espaçamento entre discos de corte, do ângulo de perfuração, e do comprimento das fissuras em zonas adjacentes.

A fim de estimar as forças agindo nos discos de corte é necessário integrar as pressões atuantes ao longo do perímetro do disco, sendo desprezadas eventuais forças externas. A região de interação pode ser especificada por meio do ângulo ϕ , o qual representa o ângulo de contato entre o disco de corte e a rocha, determinado por:

$$\phi = \cos^{-1} \left(\frac{R - p}{p} \right) \quad (3.18)$$

Sendo:

R: Raio do disco de corte;

p: Penetração.

A magnitude da pressão P é dada por:

$$P = P' \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^\psi \quad (3.19)$$

Sendo:

P': Pressão base;

θ : Ângulo entre a normal e a face, variando de 0 à ϕ .

Esta função pode gerar diferentes distribuições de pressão, mudando assim o coeficiente ψ . Para uma distribuição linear iniciando de zero na frente do disco e atingindo o máximo P' sob o disco, $\psi = 1$. O valor de $\psi = 0$ gera uma distribuição uniforme de pressões ao longo do contorno do disco. Diminuindo-se o valor de ψ aumentará a razão entre forças tangenciais e normais, a qual é denominada de coeficiente de corte (CC). As forças normal e tangencial, F_n e F_r , são componentes da força resultante, projetadas nos eixos X e Y. As Figuras 3.6 e 3.7 mostram dois tipos de distribuições de pressão, sendo uma linear e outra para casos gerais.

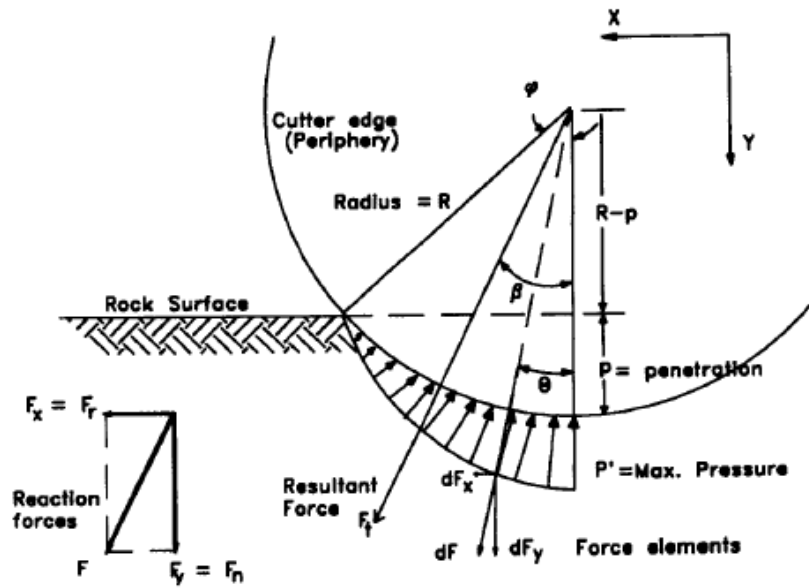


Figura 3.6. Distribuição linear de pressão ao longo do perímetro do disco (Rostami & Ozdemir, 1993).

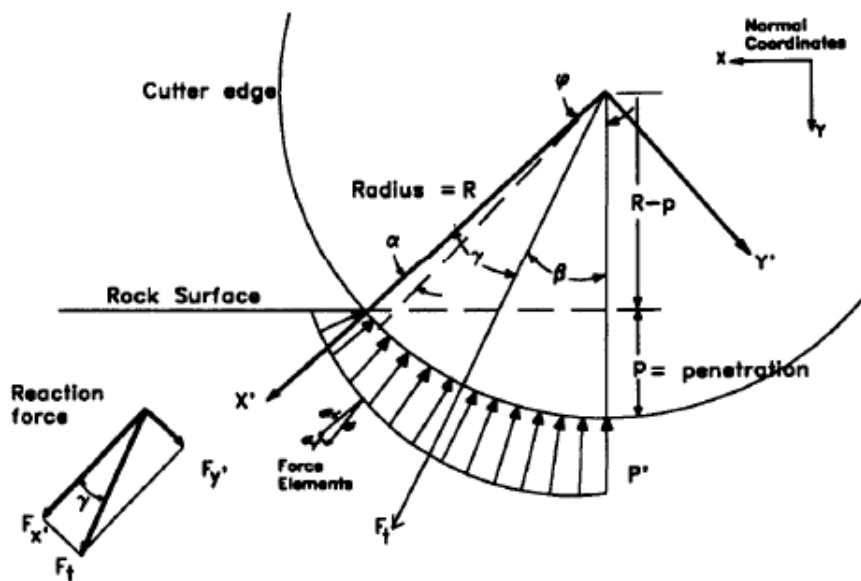


Figura 3.7. Distribuição geral de pressão ao longo do perímetro do disco (Rostami & Ozdemir, 1993).

O ângulo entre a força resultante e a normal da face de corte pode ser determinado estimando-se o coeficiente de corte, a saber:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{F_r}{F_n}\right) = \tan^{-1}(CC) \quad (3.20)$$

Os valores de F_n e F_r podem ser estimados considerando-se distribuição linear ($\psi = 1$), assim, obtêm-se:

$$F_n = \frac{TRP'}{\phi} (1 - \cos\phi) \quad (3.21)$$

$$F_r = \frac{TRP'}{\phi} (\phi - \operatorname{sen}\phi) \quad (3.22)$$

Sendo T a espessura da ponta do disco de corte.

Em consequência, o coeficiente de corte pode ser estimado por:

$$CC = \frac{\phi - \operatorname{sen}\phi}{1 - \cos\phi} \quad (3.23)$$

A fim de determinar as forças de corte e o coeficiente de corte CC em casos gerais de distribuição de pressão, é necessário adotar um novo sistema de coordenadas para simplificar os cálculos (Figura 3.7). Assim, a nova expressão para determinar a pressão é dada por:

$$P = P' \left(\frac{\alpha}{\phi}\right)^\psi \quad (3.24)$$

Sendo $\alpha = \theta$. A partir da pressão pode-se estimar $F_{x'}$ e $F_{y'}$, dadas por:

$$F_{x'} = \sum_{i=1}^n (-1)^{i-1} \frac{\phi^{2i+\psi}}{[(2i + \psi)(2i - 2)]!} \quad (3.25)$$

$$F_{y'} = \sum_{i=0}^n (-1)^{i-1} \frac{\phi^{2i-1+\psi}}{[(2i - 1 + \psi)(2i - 2)]!} \quad (3.26)$$

O ângulo da força resultante é:

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{F_{y'}}{F_{x'}}\right) \quad (3.27)$$

Em termos deste ângulo o coeficiente de corte é dado por:

$$CC = \tan \beta = \tan(\phi - \gamma) \quad (3.28)$$

Para um valor específico de ψ , admitindo-se distribuição uniforme de pressões sob o disco, a força total pode ser determinada por:

$$F_t = \frac{P'RT\phi}{\psi + 1} \quad (3.29)$$

A partir da força total podem-se determinar as forças normal e tangencial, a saber:

$$F_n = F_t \cos(\beta) \quad (3.30)$$

$$F_r = F_t \sin(\beta) \quad (3.31)$$

Considerando que a pressão P é função da geometria de corte e das propriedades do maciço rochoso, uma solução geral a fim de encontrar pressões altas suficientes, na zona de compressão, que possam propagar as fissuras para formar lascas entre dois discos de corte adjacentes, não existe. Contudo, uma correlação, obtida a partir de uma determinada base de dados, entre as forças de corte medidas e os parâmetros de corte, pode ser utilizada para desenvolver um método para estimar a pressão base P' .

Rostami *et al.* (1996) apresentam uma formulação para o cálculo da pressão base P' :

$$P' = CC^3 \sqrt{\frac{S}{\phi^2 \sqrt{RT}}} \sigma_c^2 \sigma_t \quad (3.32)$$

Sendo:

CC: Coeficiente de corte;

S: Espaçamento entre discos de corte;

ϕ : ângulo de contato entre o disco de corte e a rocha;

R: Raio do disco;

T: Espessura da ponta do disco;

σ_c : Resistência à compressão da rocha;

σ_t : Resistência à tração da rocha.

A partir de estimativas das forças de corte obtidas por meio de um determinado conjunto de parâmetros, os resultados podem ser utilizados para projetar e otimizar a cabeça de corte da tuneladora. Para um determinado diâmetro, o número de discos de corte na face pode ser estimado dividindo-se o raio da cabeça de corte pelo espaçamento entre discos, e o número de discos deve ser maior no centro e nos extremos da cabeça de corte. A força de impulso da máquina é facilmente obtida multiplicando-se a força normal pelo número de discos de corte. O torque causado por cada disco de corte é dado pela força tangente multiplicada pela distância do disco até o centro da cabeça de corte, e assim, o valor do torque requerido é dado pelo somatório dos torques causados pelos discos individuais. A velocidade angular da máquina é limitada pela velocidade linear máxima admissível nos discos de corte dos extremos, a qual é limitada pelos fabricantes dos discos, a fim de evitar a geração de aquecimento excessivo e danos prematuros nas juntas. Os requisitos de potência da máquina são determinados a partir do torque da cabeça de corte e da velocidade angular, além disso, a potência instalada é calculada considerando-se a eficiência dos sistemas elétrico e mecânico dos componentes da tuneladora.

É importante ressaltar que todos os parâmetros da máquina são baseados em forças estimadas agindo nos discos de corte, para um determinado conjunto de parâmetros de corte e propriedades do maciço rochoso. Estudos mais detalhados para especificação e otimização da distribuição dos discos de corte na cabeça da tuneladora, podem ser realizados mudando a locação dos discos na face, podendo ser feito sistematicamente ou por método de tentativa e erro, checando em cada tipo distinto de distribuição de discos os parâmetros predominantes, e assim, otimizando a cabeça de corte.

Rostami *et al.* (1996) apresentam as etapas para a previsão completa de performance de tuneladoras por meio do método CSM:

1. Calcular a força de impulso total requerida:

$$Th^* = \sum_1^N F_n \approx NF_n \quad (3.33)$$

2. Calcular o torque total na cabeça de corte:

$$Tq^* = \sum_1^N F_{r_i} R_i \approx 0,3D'NF_r \quad (3.34)$$

3. Calcular a velocidade angular:

$$RPM = \frac{V}{\pi D'} \quad (3.35)$$

4. Calcular a potência requerida na cabeça de corte:

$$HP^* = \frac{Tq^* RPM}{5250} \quad (3.36)$$

5. Calcular a força de impulso e potência instaladas usando o fator de eficiência η :

$$Th = \frac{Th^*}{\eta} \quad (3.37)$$

$$Tq = \frac{Tq^*}{\eta} \quad (3.38)$$

Sendo:

D': Diâmetro da tuneladora;

N: Número total de discos de corte;

V: Velocidade linear limite dos discos de corte (dada pelo fabricante).

A partir destes parâmetros, que são fixos para um determinado tipo de rocha e tuneladora específica, a taxa de avanço pode ser facilmente estimada como a penetração por revolução da máquina que pode ser obtida por meio dos parâmetros dados. Tal processo pode ser facilmente programado, e assim a previsão de performance da tuneladora pode ser gerada.

Após comparações realizadas entre os métodos CSM e NTNU, Nilsen & Ozdemir (1993) concluem que a principal diferença entre os métodos está no modo de como cada um considera a relevância de cada parâmetro. O método NTNU possui foco no mapeamento em campo, em particular, no mapeamento das discontinuidades presentes no maciço rochoso. Ao passo que o método CSM dá prioridade aos ensaios de laboratório em grande escala, complementados pelas relações teóricas desenvolvidas para o método.

Rostami *et al.* (1996) também apresentam um estudo para comparação entre os métodos CSM e NTNU, e primeiramente compara quais e como os parâmetros são considerados em cada método. A Tabela 3.5 mostra tal comparação, considerando métodos empíricos, neste caso o NTNU, e métodos baseados em equilíbrio de forças, neste caso o CSM.

Tabela 3.5. Parâmetros e considerações relevantes em cada método (Rostami *et al.*, 1996).

Parâmetros	Metodologias	
	Equilíbrio de forças*	Empíricas**
Forças nos discos de corte	Sim	Não
Geometria dos discos de corte (tipo, tamanho, etc.)	Sim	Não
Geometria de corte (espaçamento e penetração)	Sim	Parcialmente
Variáveis de projeto da tuneladora	Sim	Parcialmente
<i>Layout</i> da face	Sim	Não
Modificações de projeto	Sim	Não
Flexibilidade e habilidade de desenvolver novas tecnologias	Sim	Muito limitado
Habilidade de troca entre diferentes sistemas de escavação	Sim	Não
Resistência da rocha e propriedades físicas	Sim	Parcialmente
Índices das propriedades da rocha	Parcialmente	Sim
Condições subterrâneas	Indiretamente	Sim
Propriedades do maciço rochoso (juntas, falhas, etc.)	Indiretamente	Sim
Previsão de performance	Sim	Sim
Estimativa de custos	Sim	Sim
Sensibilidade de operação	Não	Alguma

* Baseado em forças transmitidas individualmente pelos discos.

** Baseado em performances em campo.

Bruland (2000) critica o modelo CSM pelo fato de o método não incorporar sistematicamente o grau de fraturamento do maciço rochoso, sendo considerada a principal falha do método. Além disso, o método não é completo, e assim, torna-se difícil realizar comparações entre o CSM e o NTNU de modo a obter resultados completos e satisfatórios.

A principal vantagem do método CSM está em sua fácil adaptação em condições de maciço novas ou inesperadas, as quais podem ser consideradas sem complicações, além do projeto e otimização da tuneladora ser facilmente realizado. Em relação ao método NTNU, a principal vantagem é a facilidade de compreensão e tratamento da base de dados, na qual é fácil levar-se em consideração o fraturamento do maciço rochoso. O estudo mostra que os dois métodos podem complementar um ao outro, e assim, podem originar um novo método, o qual levaria

em consideração uma maior quantidade de parâmetros importantes. Assim, pode-se melhorar a produtividade da máquina, alterando suas especificações e layout por meio do método CSM, levando em consideração diretamente o efeito das condições do meio subterrâneo por meio do método NTNU, resultando em maior acurácia dos resultados (Nilsen & Ozdemir, 1993; Rostami *et al.*, 1996).

3.2.4 Método *Qtbm*

O método *Qtbm*, proposto por Barton (1999), é baseado na expansão do sistema Q de classificação de maciços rochosos e na média da força de corte em relação à resistência do maciço. Desta forma, este método baseia-se principalmente no já conhecido sistema Q adicionado de parâmetros relevantes que levam em consideração a interação tuneladora-macijo rochoso. Assim, a partir de determinadas condições ao qual o maciço está sujeito, o método mostra importantes reações da tuneladora a tais condições.

Sapigni *et al.* (2002), a partir do estudo de três túneis: Maen, Pieve e Varzo, localizados nos alpes italianos, tentou encontrar relações entre a taxa de penetração das tuneladoras e o sistema de classificação RMR, mas concluíram que o sistema RMR é inadequado para prever a performance de tuneladoras. Tal conclusão é esperada, pois o método de classificação geomecânica RMR foi desenvolvido para prover suportes em túneis escavados pelo método convencional, seja por meio de desmonte mecânico ou por explosivos. Sendo assim, o RMR necessita de várias melhoras para prever a performance de máquinas tuneladoras.

No desenvolvimento do método *Qtbm*, são considerados quatro tipos principais de condições de maciço:

- Maciço poroso, com descontinuidades, fácil de perfurar e com instalação de algum suporte;
- Rochas resistentes e abrasivas, difícil perfuração, troca frequente dos discos de corte e sem necessidade de suporte;
- Rochas submetidas à altas tensões, sujeitas à *squeezing*, eventual emperramento da tuneladora, com necessidade de muitas perfurações e suporte pesado;

- Maciço descontínuo, sujeito à queda de blocos e erosão de finos, com necessidade de aplicação de pasta cimento e suporte temporário de aço.

A partir de tais considerações, Barton (1999) propôs a seguinte relação:

$$Q_{TBM} = \frac{RQD_0}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \times \frac{SIGMA}{F^{10}/20^9} \times \frac{20}{CLI} \times \frac{q}{20} \times \frac{\sigma_\theta}{5} \quad (3.39)$$

Sendo:

RQD_0 : RQD (%) dado na direção de escavação;

J_n , J_r , J_a , J_w , e SRF são os mesmos do sistema Q convencional, mas J_r e J_a precisam ser referentes à descontinuidade de maior persistência e que possui maior influência na estabilidade do túnel, que em geral é a descontinuidade com mergulho paralelo ao eixo do túnel;

$SIGMA$: Resistência estimada do maciço rochoso (MPa);

F : Média da capacidade de corte (tnf);

CLI : Índice que representa o tempo da vida de corte dos discos (ex: 4 em quartzito, 90 em calcário). Este índice é avaliado a partir de análises petrográficas em laboratório de diversos tipos de rochas, a partir de amostras coletadas na face de escavação;

q : Teor de quartzo (%), obtido a partir de análises petrográficas;

σ_θ : Tensão biaxial induzida na face do túnel.

A partir da linearização de curvas por meio de gráficos log x log, com dados de casos históricos de túneis escavados por tuneladoras em diversas condições, Barton (1999) propôs uma relação entre a taxa de penetração e a taxa de avanço, a saber:

$$AR = PR \cdot T^m \quad (3.40)$$

Sendo T o tempo em horas e m é um valor negativo, o qual representa o gradiente de desaceleração. O valor de m varia com a qualidade do maciço rochoso, sendo: -0,17 para rochas de boa qualidade, -0,19 para rochas médias, -0,21 para rochas ruins e -0,25 para rochas muito ruins.

Considera-se ainda, que o gradiente de desaceleração m é modificado por algumas características do maciço e propõe-se um gradiente de desaceleração final, dado por:

$$m \approx m_1 \left(\frac{D}{5}\right)^{0,20} \left(\frac{20}{CLI}\right)^{0,15} \left(\frac{q}{20}\right)^{0,10} \left(\frac{n}{2}\right)^{0,05} \quad (3.41)$$

Sendo D o diâmetro do túnel, n é a porosidade do maciço e m_1 é obtido da Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Gradiente de desaceleração e sua relação aproximada com o valor de Q (Barton, 1999).

Q	0,001	0,01	0,1	1	10	100	1000
m_1	-0,9	-0,7	-0,5	-0,22	-0,17	-0,19	-0,21

A taxa de penetração e a taxa de avanço podem ser determinadas a partir do valor de Q_{TBM} , por meio de relações desenvolvidas baseadas em um processo de tentativa e erro por análise de casos históricos. Assim para a taxa de penetração obteve-se:

$$PR \approx 5(Q_{TBM})^{-0,2} \quad (3.42)$$

Tal equação prevê o aumento do poder de penetração com a diminuição do valor de Q_{TBM} . A partir da Equação 3.40 deriva-se uma relação para a taxa de avanço:

$$AR \approx 5(Q_{TBM})^{-0,2} T^m \quad (3.43)$$

Outra relação importante obtida refere-se ao tempo que se leva para penetrar um determinado comprimento do túnel, dada por:

$$T = \left(\frac{L}{PR}\right)^{\frac{1}{1+m}} \quad (3.44)$$

Sapigni *et al.* (2002), no estudo dos túneis Maen, Pieve e Varzo, realizaram diversas análises do comportamento da taxa de penetração por meio do método Q_{TBM} , e chegou-se à conclusão de que o método apresenta pequena sensibilidade em relação à taxa de penetração. Além disso, o coeficiente de correlação com os dados registrados apresentou-se pior do que no

método Q tradicional ou outros parâmetros básicos, como a resistência uniaxial da rocha intacta. Obviamente, a validade do método Q_{tbn} não pode ser avaliada considerando-se somente estes casos, mas a incompatibilidade do modelo nestes casos demonstra as dificuldades envolvidas na previsão de performance de tuneladoras, na qual vários fatores, tais como condições do maciço, sistema operacional da tuneladora e experiência da mão-de-obra, estão envolvidos.

3.2.5 Método RME

A primeira versão do RME (*Rock Mass Excavability*) foi apresentada por Bieniawski *et al.* (2006) e aprimorada por Bieniawski *et al.* (2008). O RME é um método empírico baseado na classificação geomecânica RMR, e inicialmente, foram obtidos dados de 22,9 km de túneis escavados por meio de *Double Shield* TBM (também utilizada no modo *Single Shield* TBM), sendo utilizadas análises estatísticas para obtenção dos dados considerando-se 387 casos de túneis. A fim de aprimorar o método, novos dados de casos históricos de túneis escavados foram incorporados, os quais foram escavados por meio de *Double Shield* TBM, *Single Shield* TBM e TBM aberta. Foram coletados dados de geometria (localização, comprimento e diâmetro), maciço rochoso (parâmetros do sistema RMR, descontinuidades e pressão de água) e índices indicativos das tuneladoras (taxa de avanço, taxa de penetração, coeficiente de avanço, torque, impulso e energia específica de escavação).

O índice RME é baseado em cinco parâmetros de entrada, os quais foram selecionados por meio de análises estatísticas. Os resultados da análise mostraram os parâmetros que influenciam fortemente na taxa média de avanço (ARA), expressa em m/dia, são eles: abrasividade, espaçamento entre descontinuidades e tempo de autossustentação (*stand-up time*). Em adição, foram incluídos dois parâmetros básicos do maciço rochoso: resistência à compressão uniaxial da rocha e o fluxo de água, os quais influenciam fortemente no avanço da tuneladora. Após serem selecionados, a tais parâmetros foram atribuídos pesos, os quais foram analisados estatisticamente para minimizar os erros no valor da taxa média de avanço (ARA). A Tabela 3.7 contem os cinco parâmetros escolhidos e seus respectivos pesos avaliados a partir dos intervalos considerados para cada parâmetro.

Bieniawski *et al.* (2006) determinam que se algum dos cinco parâmetros obtiver peso zero na análise, o valor da taxa média de avanço será menor do que 2 m/dia, independente do valor de RME.

Tabela 3.7. Parâmetros de entrada para o índice RME (Bieniawski *et al.*, 2008).

Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (0 - 25 pontos)										
σ_c (MPa)	<5		5-30		30-90		90-180		>180	
Classificação	4		14		25		14		0	
Penetrabilidade (0 - 15 pontos)										
DRI	>80		80-65		65-50		50-40		<40	
Classificação	15		10		7		3		0	
Descontinuidades na face de escavação (0 - 30 pontos)										
Homogeneidade		Número de juntas por metro					Orientação em relação ao eixo do túnel			
Homogênea	Mista	0-4	4-8	8-15	15-30	>30	Perpendicular	Oblíqua	Paralela	
Classificação	10	0	2	7	15	10	0	5	3	0
Tempo de autossustentação (0 - 25 pontos)										
Horas	<5		5-24		24-96		96-192		>192	
Classificação	0		2		10		15		25	
Fluxo de água subterrânea (0 - 5 pontos)										
Litros/segundo	>100		70-100		30-70		10-30		<10	
Classificação	0		1		2		4		5	

Os parâmetros de entrada apresentados na Tabela 3.7, exceto o tempo de autossustentação, são obtidos por meio de métodos convencionais de exploração utilizados comumente em campo, e o tempo de autossustentação é estimado por meio de um valor já conhecido de RME e do vão sem suporte. A Figura 3.8 mostra a dependência do tempo de autossustentação em relação ao vão sem suporte e ao valor de RMR.

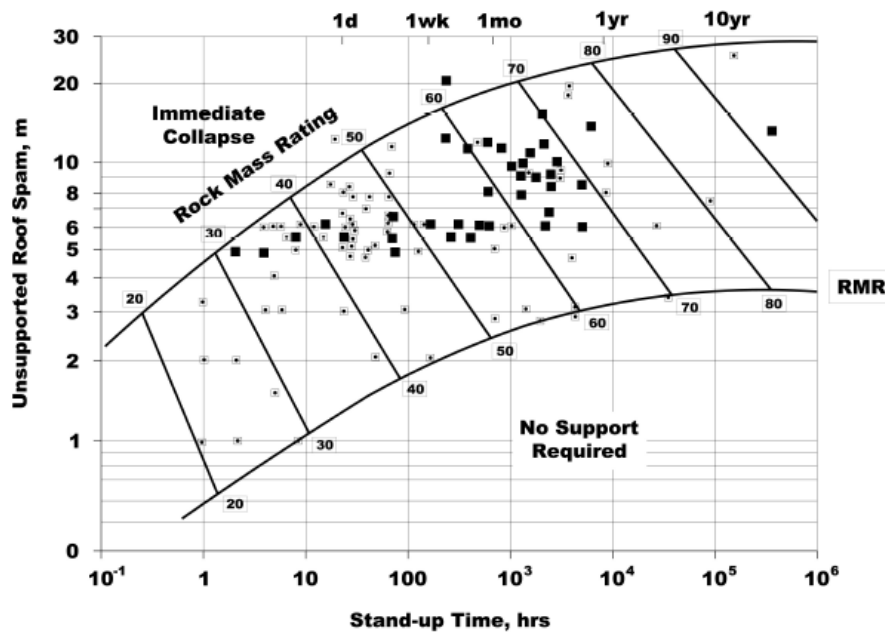


Figura 3.8. Tempo de autossustentação como função de RMR e vão sem suporte (Bieniawski *et al.*, 2006).

Alber (1996) propôs uma correlação entre o valor de RMR obtido para escavação convencional e RMR para escavação realizada por meio de tuneladoras, a saber:

$$RMR_{TBM} = 0,8RMR_{D\&B} + 20 \quad (3.45)$$

Segundo Bieniawski *et al.* (2006), a taxa média de avanço (ARA), expressa em m/dia, é o parâmetro mais significativo para comparar performances de vários métodos de construção para um determinado projeto de túnel. De fato, durante o processo de escavação, é fácil calcular a taxa média de avanço, sendo esta obtida dividindo-se o comprimento de uma seção característica, a qual deve estar submetida às seguintes condições: comprimento maior do que 30 metros, não deve apresentar variações significativas no valor de RME e ao escavar tal seção, a tuneladora não pode sofrer muitos reparos. Desta forma, uma importante questão no conceito do método RME é prever, com razoável acurácia, o valor da taxa média de avanço esperada para uma determinada região geoestrutural.

Por meio de análises estatísticas e regressões realizadas, Bieniawski *et al.* (2006) apresentam duas relações distintas entre a taxa média de avanço e o valor de RME para escavação por meio de *Double Shield* TBM, a saber:

$$ARA = 0,213RME, \quad se \ RME \leq 75 \quad (3.46)$$

$$ARA = 0,56RME - 26, \quad se \ RME > 75 \quad (3.47)$$

A partir destas correlações, pode-se prescrever, usando o indicador RME, as seguintes recomendações em caso do uso de *Double Shield* TBM:

- RME > 75 (ARA > 16 m/dia): *Double Shield* TBM muito recomendada;
- RME = 50-75 (ARA = 10-16 m/dia): *Double Shield* TBM recomendada;
- RME = 25-50 (ARA = 5-10 m/dia): *Double Shield* TBM razoavelmente recomendada;
- RME < 25 (ARA < 5 m/dia): *Double Shield* TBM não recomendada.

O critério acima é aplicável somente em túneis cujo diâmetro possui valor em torno de 10 m. A fim de levar em consideração o diâmetro, por meio de um coeficiente multiplicador de RME, Bieniawski *et al.* (2006) propõem a seguinte relação:

$$k_D = -0,007D^3 + 0,1637D^2 - 1,2859D + 4,5158 \quad (3.48)$$

Uma simples análise da relação mostra que com o aumento do diâmetro há diminuição do coeficiente k_D , e conseqüentemente no valor de ARA, o que já é esperado, pois com o aumento do diâmetro, em geral, há uma diminuição significativa na taxa de avanço de tuneladoras.

A fim de levar em consideração outros fatores que influenciam no valor de ARA, Bieniawski *et al.* (2008) apresentam o conceito de ARA real, o qual é calculado a partir de ARA teórica, a saber:

$$ARA_R = ARA_T \times F_E \times F_A \times F_D \quad (3.46)$$

Sendo:

F_E : Fator de eficiência da equipe;

F_A : Fator de adaptação ao terreno;

F_D : Fator que leva em consideração o diâmetro do túnel.

A partir de análises de diversos casos históricos de túneis escavados na Alemanha e Espanha, correlações para o cálculo da taxa média de avanço teórica foram apresentadas para tuneladoras do tipo aberta, *Single Shield* e *Double Shield*. Nos estudos, observou-se o comportamento da resistência uniaxial da rocha em relação à sua pontuação no valor de RME nos diversos túneis, e concluiu-se que a partir de um determinado patamar de resistência a pontuação cai, indicando um aumento na dificuldade para escavar o maciço. Desta forma, Bieniawski *et al.* (2008), a partir da resistência uniaxial da rocha, definiram dois patamares para o cálculo da taxa média de avanço teórica: menor que 45 MPa e maior que 45 MPa. Assim, para os três tipos de tuneladoras observadas obtiveram-se:

- TBM aberta (deslocamento por *grippers* e instalação de suporte convencional):

$$\text{Para } \sigma_{ci} > 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 0,839xRME - 40,8 \quad (3.47)$$

$$\text{Para } \sigma_{ci} < 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 0,324xRME - 6,8 \quad (3.48)$$

Para valores de resistência maiores que 45 MPa a maior taxa média de avanço obtida foi de 43 m/dia, a qual foi reduzida para 25 m/dia em regiões de resistência menor que 45 MPa.

- *Single Shield* TBM (deslocamento pelo escudo e instalação de suportes pré-moldados):

$$\text{Para } \sigma_{ci} > 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 23 \left(1 - 242^{\frac{45-RME}{17}} \right) \quad (3.49)$$

$$\text{Para } \sigma_{ci} < 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 10 \ln(RME) - 13 \quad (3.50)$$

Para terrenos com resistências menores que 45 MPa, a maior taxa média de avanço encontrada foi de 33 m/dia, a qual é reduzida para 23 m/dia para resistências maiores que 45 MPa. Em terrenos que apresentaram resistências maiores que 45 MPa, o avanço da tuneladora mostrou-se independente do valor de RME, para valores de RME acima de 55.

- *Double Shield* TBM (modo contínuo e descontínuo):

$$\text{Para } \sigma_{ci} > 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 0,422xRME - 11,6 \quad (3.51)$$

$$\text{Para } \sigma_{ci} < 45 \text{ MPa, } \text{ARA}_T = 0,661xRME - 20,4 \quad (3.52)$$

Para rochas com resistências menores que 45 MPa, o maior valor da taxa média de avanço obtido foi 45 m/dia, ao passo que, para rochas com resistências maiores que 45 MPa tal taxa foi reduzida para 30 m/dia. No caso de rochas com resistências maiores que 45 MPa e RME em torno de 30, espera-se avanço praticamente zero.

Desta forma, por meio do valor de RME, o tipo mais adequado de tuneladora pode ser selecionado para determinadas condições de maciço. A Figura 3.9 apresenta os gráficos sobrepostos para os três tipos de tuneladoras estudadas e para uma *Double Shield* TBM otimizada (modo contínuo e descontínuo), obtidos a partir das equações apresentadas para resistência uniaxial da rocha maior que 45 MPa.

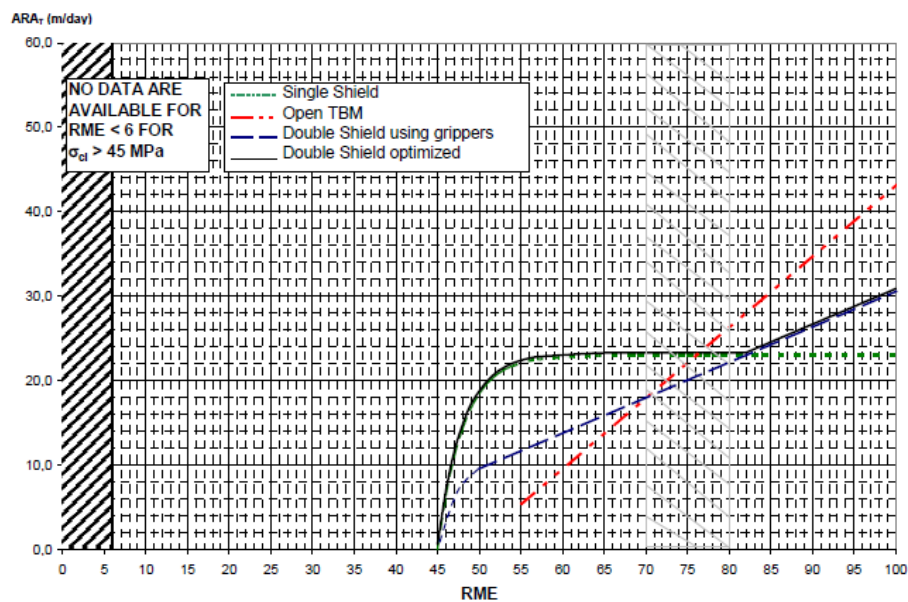


Figura 3.9. Correlações entre RME e ARA teórico para quatro tipos de tuneladoras em maciço rochoso com $\sigma_{ci} > 45$ MPa (Bieniawski *et al.*, 2008).

Assim, para $\sigma_{ci} > 45$ MPa e $RME \geq 45$, são dadas as seguintes recomendações:

- Para valores de RME próximos a 75, a taxa média de avanço para os três tipos de tuneladoras é de aproximadamente 22 m/dia;
- Para maciços cujo valor de RME é maior que 75, melhores resultados são obtidos por meio de TBMs abertas;
- Para maciços cujo valor de RME é menor que 75, melhores resultados são obtidos por meio *Double Shield* TBM;

- *Single Shield* TBMs apresentaram baixa performance neste tipo de maciço;
- Para valores de RME menores que 45, obteve-se muitas dificuldades na escavação por meio de TBMs e os três tipos obtiveram baixíssima performance.

A Figura 3.10, apresenta os gráficos para os quatro tipos de tuneladoras, considerando resistência uniaxial da rocha menor que 45 MPa.

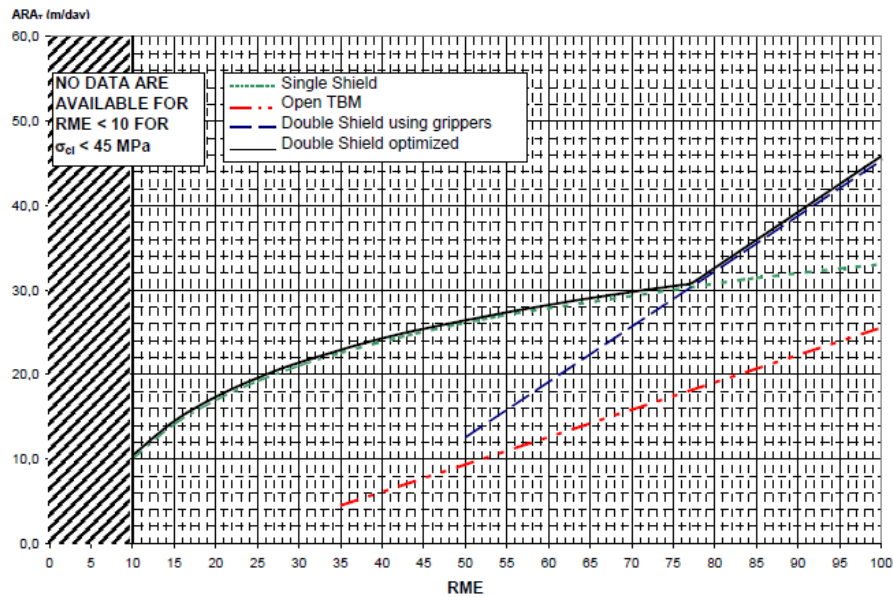


Figura 3.10. Correlações entre RME e ARA teórico para quatro tipos de tuneladoras em maciço rochoso com $\sigma_{ci} < 45$ MPa (Bieniawski *et al.*, 2008).

Desta forma, para $\sigma_{ci} < 45$ MPa, recomenda-se o seguinte:

- Em maciços cuja resistência uniaxial da rocha é menor do que 45 MPa, *Double Shield* TBMs apresentaram a melhor performance para todos os valores de RME;
- Para valores de RME < 77 , *Single Shield* TBMs apresentaram boa performance, similar à *Double Shield* TBM, desta forma, recomenda-se optar pela *Single Shield*, pois é uma tuneladora mais fácil de operar, além de ser uma opção menos onerosa;
- Tuneladora do tipo aberta apresentaram performances ruins neste tipo de maciço, não sendo, desta forma, recomendadas.

O sistema RME ainda não possui métodos para melhorar a performance de tuneladoras, que segundo Bieniawski *et al.* (2008), está em vias de desenvolvimento.

TÚNEIS DE PRESSÃO

Os túneis de pressão são túneis que escoam água com uma determinada finalidade, seja para controle de enchentes, água para abastecimento público ou como parte do circuito hidráulico subterrâneo de usinas hidroelétricas, sendo este a ser estudado no presente trabalho. Os circuitos hidráulicos subterrâneos são utilizados na Engenharia de Barragens, em geral, quando o barramento for assente em maciço rochoso de boa qualidade, sendo o vale do tipo encaixado. Os componentes básicos deste tipo de circuito são: poços, túneis de pressão, casa de força, túneis de fuga e instalações complementares.

A função básica dos túneis de pressão é levar a água do reservatório até a casa de força de modo a não haver perdas hidráulicas consideráveis, e assim, explorando a máxima energia da água para a movimentação das turbinas. Vários estudos devem ser realizados na concepção e projeto de túneis de pressão, avaliando parâmetros geológico-geotécnicos e hidráulicos.

Os circuitos hidráulicos em hidroelétricas podem ser divididos em circuitos de alta pressão ou de baixa pressão. O circuito é denominado de alta pressão no trecho em que a água percorre do reservatório até a casa de força, sendo composto por túneis de alta e baixa pressão, além de poços. O circuito é dito de baixa pressão quando a água percorre o trecho da casa de força até seu desemboque no leito do rio, em geral realizado por vários túneis de fuga, os quais podem ser túneis muito longos.

Segundo Lamas (1995), os túneis de pressão e os poços são elementos de circuito hidráulico de considerável importância e complexidade, devido a altas pressões, tanto internas quanto externas, devido aos longos comprimentos que os túneis podem apresentar, além da variabilidade de condições geológico-geotécnicas que podem ocorrer.

De acordo com Palmstrom (1987), túneis de pressão exigem boas condições de maciço a fim de resistir às pressões internas elevadas e evitar o vazamento, e conseqüentemente perda de água pelo túnel, além de deformações excessivas, que podem levar ao rompimento do túnel. A permeabilidade do maciço é um parâmetro essencial para a avaliação da estabilidade do túnel, pois por meio desta avalia-se se haverá perda de água por parte do túnel para o maciço, principalmente por meio das discontinuidades. Além disso, é possível avaliar, em caso de

baixa permeabilidade, se haverá água entrando ou saindo do túnel, o que depende da relação entre pressões internas e externas, ou seja, dos gradientes de pressão.

São vários os problemas que podem ocorrer, os quais devem ser avaliados cuidadosamente na fase de projeto de um túnel de pressão, são eles: perda excessiva de água pelo túnel, instabilidades no maciço resultante de infiltrações, saturação e abrandamento do maciço, fraturamento hidráulico provocado por pressões maiores do que as suportáveis pelo maciço, e poluição da água subterrânea devido à presença de material orgânico na água transportada pelo túnel. Entretanto, tais problemas podem ser controlados, e até mesmo evitados, escolhendo-se cuidadosamente a posição e o alinhamento do túnel, selecionando suportes e revestimentos adequados, bem como a instalação de dispositivos complementares, tais como drenos e poços de acesso para manutenção.

4.1 Posição e alinhamento

A escolha da melhor posição e alinhamento do circuito hidráulico subterrâneo depende de diversos fatores, os quais devem ser analisados e estudados cuidadosamente. Recomenda-se a análise de dois possíveis alinhamentos distintos para realização de análises comparativas de desempenho, estabilidade e segurança, e assim, escolher o alinhamento mais viável economicamente que atenda a todos os critérios.

Segundo Benson (1989), a escolha do alinhamento dos túneis de pressão depende de fatores não só econômicos, mas também de fatores que influenciam na estabilidade do conjunto. Tais fatores podem ser divididos em duas categorias: primária e secundária. Os fatores primários, compostos por parâmetros econômicos relacionados ao custo-benefício, que afetam fortemente o custo final do empreendimento, são: cronograma para a conclusão da obra, empreiteiros disponíveis e equipamentos eficientes a fim de superar condições geológico-geotécnicas diversas. São muitos os fatores secundários que influenciam na escolha do alinhamento do túnel, são eles: a carga hidráulica e pressão interna gerada, topografia, a tensão *in situ* para prevenção de fraturamento hidráulico, o nível do lençol de águas subterrâneas, a necessidade de suportes temporários e suportes finais, bem como acessos, ventilação e drenagem.

O circuito hidráulico de um barramento pode ter diversos tipos de alinhamentos (arranjos), cuja concepção sofreu diversas transformações ao longo do tempo. O circuito hidráulico de usinas hidroelétricas antigas contempla, em geral, um circuito composto de túnel de baixa pressão e conduto forçado a céu aberto. Tal concepção era adotada devido às limitações existentes para escavação de circuitos totalmente subterrâneos, a qual era extremamente onerosa e complexa. Circuitos totalmente subterrâneos, compostos por túneis de baixa e alta pressão, e poços, ou ainda, apenas um túnel de pressão inclinado com carga hidráulica crescente, começaram a ser utilizados amplamente na Noruega a partir da década de 1960, com pressões hidráulicas variando de 150 a 1000 m (Broch, 2000).

A evolução dos alinhamentos com o tempo mostrou a tendência de construir todo o circuito subterraneamente. Isto se deve ao significativo aumento da eficiência dos métodos de escavação disponíveis, a exemplo das tuneladoras, que permitem a construção mais econômica de túneis profundos e grandes poços, com menores implicações ambientais, e também vantagens do ponto de vista mecânico e hidráulico (Lamas, 1995, *apud*, Sousa, 1983). A Figura 4.1 mostra os possíveis alinhamentos de circuitos subterrâneos.

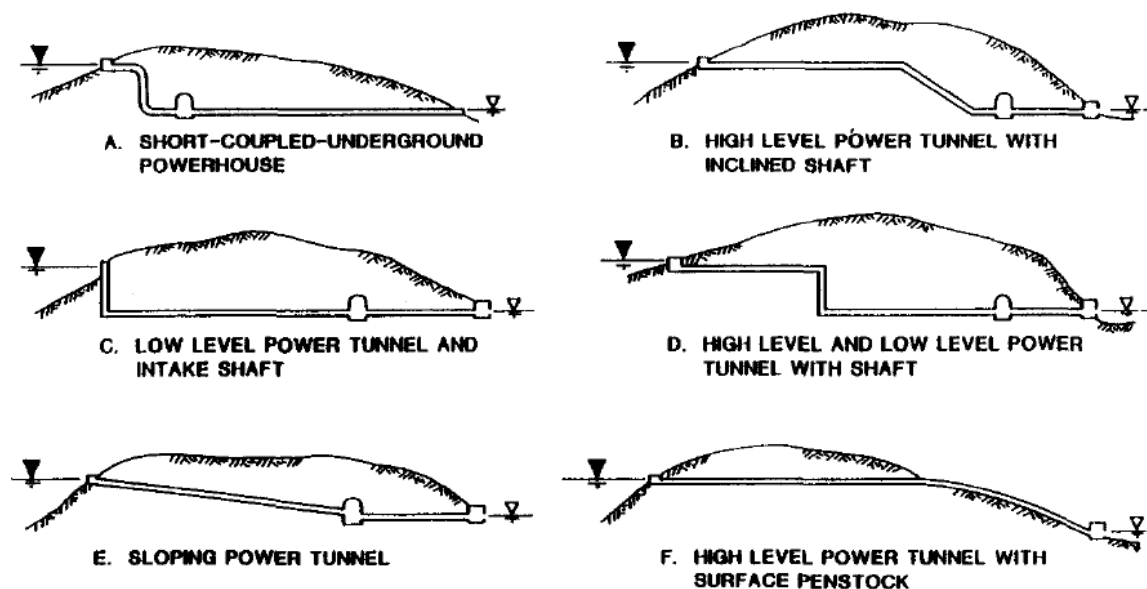


Figura 4.1. Possíveis alinhamentos para circuitos hidráulicos subterrâneos (Benson, 1989).

Por meio de uma simples análise da Figura 4.1, percebe-se a grande variabilidade nos alinhamentos possíveis, os quais podem contemplar túneis de baixa e alta pressão, poços verticais e/ou inclinados, casas de forças enterradas ou não, condutos forçados, entre outros elementos, quando necessários.

Na definição do traçado do túnel deve-se levar em conta que o prazo de construção depende da produção diária, em cada frente de execução. Se o traçado for muito longo, talvez se mostre necessário prever frentes de ataque adicionais, utilizando túneis intermediários. Considerando o perfil, o túnel deve ser traçado de modo que o ponto mais alto fique sempre, com segurança, abaixo da linha piezométrica no caso mais desfavorável, isto é, quando o nível d'água alcança o mínimo minimorum no reservatório e na chaminé de equilíbrio (se existir).

4.2 Critérios gerais

De acordo com Eletrobrás (2000), a adoção de túnel de adução deve ser bem avaliada, e é considerada nos seguintes casos:

- Topografia desfavorável à adução em canal ou conduto de baixa pressão;
- Se a rocha no trecho a ser atravessado pelo túnel mostrar-se de boa qualidade, de baixa permeabilidade e sem suspeita de ocorrência de materiais erodíveis e solúveis;
- Quando houver suficiente cobertura de rocha ao longo da diretriz prevista para o túnel.

O túnel de adução deve ser projetado para resistir à pressão máxima interna decorrente das condições operacionais extremas da usina e seu traçado deve representar, de preferência, a ligação mais curta entre a tomada d'água e a casa de força e deve atender ao critério de cobertura mínima de rocha.

O critério de cobertura mínima foi um método amplamente utilizado em diversas hidroelétricas pelo mundo, em especial na Noruega. Broch (1984) apresenta como o método desenvolveu-se ao longo dos anos, sendo o último apresentado por Bergh-Christensen e Dannevig em 1971. O critério foi primordialmente desenvolvido para túneis sem revestimento e para coeficiente de empuxo no repouso (k_0) maior ou igual a 1. Tal critério determina que o túnel deve ter uma cobertura mínima de rocha (L), em um determinado ponto, para suportar as

pressões ao redor do túnel. A Figura 4.2 apresenta o esquema proposto para determinação de L , a qual é relacionada com as variáveis pela relação:

$$L > \frac{FS\gamma_w H}{\gamma \cos(\beta)} \quad (4.1)$$

Sendo:

γ_w : Densidade da água;

H: Pressão estática exercida pela água;

FS: Fator de segurança;

γ : Densidade da rocha;

B: Inclinação média do vale.

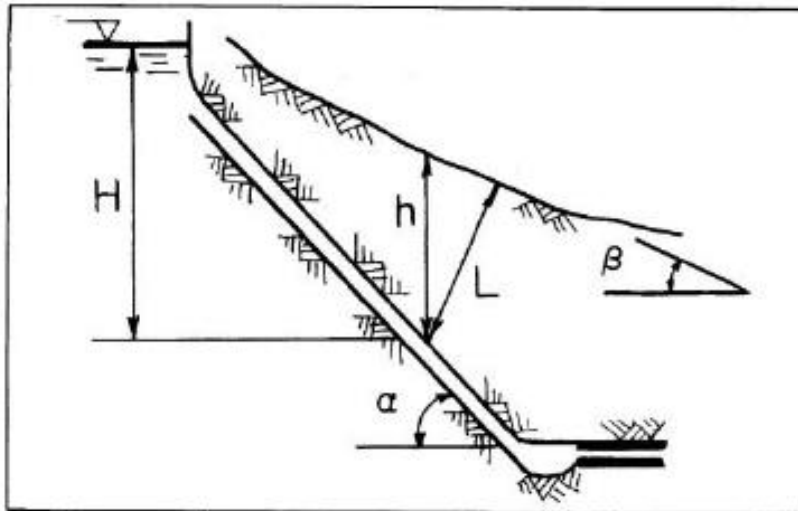


Figura 4.2. Esquema para determinação de cobertura mínima de rocha (Broch, 1984).

Em geral, o coeficiente de segurança adotado é de 1,3 e no trecho em que tal critério não é atendido, deve-se realizar a blindagem ao longo de todo o trecho. Além disso, o método prevê o revestimento de um determinado comprimento do túnel em concreto, denominado comprimento de transição, muitas vezes adotado como duas vezes o diâmetro do túnel.

Deere (1983) apresenta duas relações para rochas brandas e sedimentares, as quais determinam os locais de extensão do trecho blindado e do trecho de transição entre a região não revestida e a blindagem, a saber:

$$\frac{h_r}{h_w} > 0,8 \quad (4.2)$$

$$\frac{h_r}{h_w} > 1,0 \quad (4.3)$$

Sendo:

h_r : Cobertura de rocha diretamente acima do túnel;

h_w : Pressão estática de água.

Critérios analíticos também foram desenvolvidos por diversos pesquisadores, os quais incluíram variáveis importantes até então não consideradas, tornando tais modelos de extrema complexidade. Tais métodos apresentam análises hidráulicas mais apuradas, além de apresentarem equações de acoplamento hidromecânico e análises de interação maciço-suporte. Para maiores informações consultar Schleiss (1986), Fernández (1994) e Bobet & Nam (2007).

Métodos numéricos de análise foram desenvolvidos a partir da premissa de que, é fundamental que a tensão mínima na rocha seja maior que a pressão hidráulica interna no túnel, majorada por um fator de segurança. Assim, o conhecimento do completo estado de tensões atuantes no maciço, do módulo da rocha e da posição do lençol freático é de extrema importância. Tal critério foi desenvolvido por Selmer-Olsen em 1974 (Broch, 1984), o qual é baseado no uso de métodos numéricos para determinar o estado completo de tensões atuantes no maciço rochoso. Matematicamente o critério é expresso por:

$$\sigma_3 > FS\gamma_w H \quad (4.4)$$

Sendo σ_3 a tensão principal menor. É importante ressaltar que métodos numéricos, apesar do constante esforço para aperfeiçoamento dos mesmos, possuem certas limitações, as quais criam situações idealizadas do problema, muitas vezes considerando o maciço um meio contínuo, homogêneo e isotrópico. Em consequência, os efeitos de propriedades peculiares ao

maciço não são levados em consideração, tais como: foliações, descontinuidades, estratificação e distribuição e magnitude real de tensões, entre outros.

Além disso, a grande maioria dos métodos numéricos realizam análises em 2D, as quais baseiam-se em um estado plano de deformações, e assumem a tensão intermediária (σ_2) aplicada perpendicularmente ao elemento, o que nem sempre é correto mecanicamente (Broch, 1984; Amadei & Pan, 1995).

Análises mais sofisticadas foram propostas por Jun (1984), o qual introduz modelos reológicos mais complexos à análise do comportamento de túneis de pressão em condições geológicas adversas, considerando a fluência do maciço. Em tais modelos são utilizadas análises visco elasto-plásticas, as quais consideram: o efeito do adensamento ao longo do tempo (*creep*) em rochas brandas, a influência de materiais expansivos como argilas, a infiltração de água do lençol freático através de falhas e juntas, entre outros. O modelo ainda propõe o estudo de três estágios distintos:

- Final de construção: considera-se o meio totalmente seco, sem qualquer influência de infiltração de água, e assim, total ausência de pressão osmótica;
- Pós-enchimento do reservatório: considera-se a infiltração de água e o inchamento da rocha havendo material suficiente para tal, além da gradual redução da coesão e do ângulo de atrito;
- Túnel em operação: consideram-se possíveis fissuras no revestimento, causadas pela tensão ativa da água fluindo no túnel, e assim, provocando pressão osmótica no maciço rochoso circundante.

Outro estágio recomendável para análise de túneis de pressão é o seu potencial esvaziamento, o qual, devido à pressão externa, pode causar o empenamento de revestimentos em aço não enrijecidos.

Cabe ressaltar ainda, que atualmente análises numéricas mais sofisticadas estão disponíveis, sendo possível assim, a realização de análises em três dimensões e obtenção de estados completos de tensões, aos quais o maciço rochoso está submetido, além de considerações mais realísticas das características do mesmo.

4.3 *Estabilidade e potenciais falhas*

No projeto de túneis de pressão, devem ser considerados diversos critérios para garantir a segurança e o bom desempenho para o qual foi designado ao longo da vida útil. E para tais propósitos, o túnel deve atender a critérios de estabilidade para evitar certas falhas e um eventual colapso.

O fraturamento hidráulico é um dos principais problemas que podem ocorrer em túneis de pressão. Tal efeito poder ser desenvolvido se as pressões de água geradas no maciço rochoso forem superiores às tensões *in situ* de compressão. Além disso, dependendo da deformabilidade do maciço e da existência de juntas na área de atuação de altas pressões, tais juntas podem se abrir e gerar vazamentos, desmoronamentos de blocos de rocha, além de causar instabilidades (Benson, 1989).

A medida de tensões *in situ* pode ser realizada por vários métodos, tais como: *overcoring*, fraturamento hidráulico e macaco plano. A estimativa de tensões pode ser feita de forma eficiente escolhendo o método julgado mais apropriado, além da escolha adequada dos locais de medição. A determinação exata dos valores de tensões e suas variações são impossíveis, portanto, é um processo que requer cuidado e crítica, além do conhecimento das características do maciço rochoso (Amadei & Pan, 1995).

Além de medidas de tensões *in situ*, é fundamental medir corretamente a permeabilidade do maciço, a fim de escolher adequadamente o revestimento a ser implantado. Segundo Hendron (1987), para controlar os vazamentos e as poropressões, levando estes a níveis aceitáveis, é necessário ter conhecimento dos valores de permeabilidade ao longo do alinhamento do túnel, das tensões atuantes no maciço, da permeabilidade do revestimento, nas seções onde este é necessário, além do conhecimento das perdas de carga ao longo do túnel.

Broch & Brattli (1995) recomendam o estudo das propriedades mineralógicas do maciço rochoso, com o objetivo de detectar minerais expansivos e adotar mecanismos para prevenção de inchamento. Ao entrar em contato com a água, este tipo de material incha e conseqüentemente aumenta a pressão sobre o revestimento do túnel, rompendo-o, e eventualmente, iniciando um processo de queda e escorregamentos ao longo do túnel.

Hendron (1987) descreve potenciais modos de falha observados em túneis de pressão, descritos a seguir.

4.3.1 Vazamentos excessivos

Vazamentos excessivos podem ocorrer em áreas onde a permeabilidade do maciço possui valores elevados, além de ser consequência do fraturamento hidráulico, ou seja, onde as tensões *in situ* atuantes são menores do que as pressões geradas no túnel. O fraturamento hidráulico, em geral, pode ocorrer em áreas com baixa cobertura de rocha, onde as tensões atuantes são baixas. Tensões baixas também podem ocorrer em regiões de vales profundos, nas quais o processo erosivo diminui significativamente a tensão horizontal.

Túneis não revestidos ou túneis revestidos com concreto simples, em zonas de rochas com alta permeabilidade, podem apresentar vazamentos excessivos em consequência da existência de gradientes hidráulicos elevados. Além disso, vazamentos excessivos também podem ocorrer em regiões onde as tensões *in situ* são adequadas, mas apresentam gradientes hidráulicos elevados, tais regiões incluem: vizinhanças de aberturas, intersecções entre o túnel de pressão e áreas de acesso, e áreas do túnel adjacentes a vales profundos ou ravinas.

Desta forma, vazamentos excessivos devem ser evitados, pois podem provocar inundações em áreas adjacentes ao túnel, além de causar eventuais escorregamentos e desmoronamentos nas vizinhanças de áreas sensíveis. Dependendo da velocidade do fluxo, vazamentos podem induzir materiais de revestimento ao processo de erosão, culminando em um potencial processo de colapso.

Assim, é importante tomar medidas para que não ocorram vazamentos importantes no túnel, tais como: impermeabilização de paredes, selamento de discontinuidades com pasta de cimento, monitoramento de tensões, a fim de evitar fraturamento hidráulico e controle das velocidades de fluxo.

4.3.2 Poropressões excessivas

Poropressões demasiadamente altas nas adjacências do túnel podem desencadear um processo de instabilidade, culminando em desmoronamentos e/ou possíveis paralisações no funcionamento da hidroelétrica, além da necessidade de tomada de decisões paliativas para resolução do problema. Em casos onde há dois ou mais túneis paralelos operando independentemente, poropressões elevadas podem ser induzidas ao redor dos túneis, causando deformações no revestimento.

Para evitar que poropressões elevadas atuem no maciço rochoso circundante, recomenda-se o emprego de drenos em locais estratégicos ao longo do túnel, além da instalação de piezômetros para verificação dos níveis e variações nos valores da poropressão.

4.3.3 Colapso das aberturas

O colapso de seções muito longas (maiores que 1 km) feitas de concreto projetado em túneis de pressão tiveram diversas ocorrências, em alguns casos devido à perda de resistência dos materiais ao redor de aberturas, estando estes sujeitos ao inchamento à medida que a água escoava pelo túnel. Quando o túnel entra em operação e a água pressurizada entra em contato com os materiais localizados nas adjacências de aberturas, uma substancial queda na resistência ao cisalhamento ocorre enquanto o material sofre inchamento, resultando em colapso do túnel.

Colapso pontual em túneis não revestidos também pode ocorrer em rochas de alta resistência com alto índice de fraturamento devido à existência de blocos não imbricados, gerando assim a queda destes.

Desta forma, é importante projetar corretamente o revestimento do túnel, escolhendo materiais de boa qualidade e alta resistência, a fim de evitar o inchamento destes. No caso de túneis não revestidos, é importante avaliar as condições de fraturamento do maciço e verificar a existência de possíveis blocos soltos.

4.3.4 Falha dos revestimentos

Um modo comum de falha é a insatisfatória performance do revestimento, que pode ser submetido à cargas não consideradas em projeto e até mesmo cargas maiores em relação às consideradas. A flambagem de revestimentos em aço é um bom exemplo deste tipo de situação, que pode ocorrer devido ao comportamento estrutural do túnel em operação ser diferente do considerado em projeto. Tal situação pode ocorrer por meio da má execução do preenchimento feito entre o revestimento e a face do maciço, afetando assim, a monoliticidade do conjunto.

A má qualidade do material utilizado no revestimento do túnel também contribui para uma performance ruim do conjunto. Ao exemplo de concretos muito porosos, que facilitam vazamentos excessivos, além da ocorrência de reações químicas com maior velocidade, aumentando assim, a deterioração do revestimento. É importante ressaltar a qualidade da execução dos preenchimentos, que devem ser feitos com materiais capazes de fazer o revestimento trabalhar conjuntamente com o maciço.

4.4 Revestimentos

Os estudos geológico-geotécnicos são de extrema importância para a obtenção das propriedades do maciço rochoso, as quais, conjuntamente aos critérios hidráulicos de dimensionamento do túnel, são determinantes para a escolha do tipo de revestimento a ser utilizado ao longo das paredes do mesmo. A escolha certa do revestimento tem como objetivo evitar diversos problemas, os quais foram descritos anteriormente, que podem atingir e comprometer o desempenho e a segurança do túnel sob pressão.

Sendo o maciço de boa qualidade, não há necessidade, em geral, de qualquer tipo de revestimento, fazendo com que a própria rocha funcione como suporte, bastando somente que as tensões atuantes no maciço sejam maiores do que as pressões de água, além do maciço possuir baixa permeabilidade, a fim de evitar vazamentos (Broch, 1984; Benson, 1989; Hendron, 1989; Amadei & Pan, 1995; Marwa, 2003).

Durante a construção, o aparecimento de zonas de fraqueza leva à adoção de sistemas primários de suporte, podendo ser utilizados chumbadores, que segundo Domon *et al.* (2000), podem ser utilizados tanto em rochas de alta resistência como em rochas brandas sujeitas a altas pressões para manter a estabilidade do túnel, ou ainda, tirantes, cambotas metálicas, concreto projetado com ou sem fibras e malhas de aço.

O sistema de suporte final em um túnel de pressão deve levar em conta a segurança durante toda a vida da obra e obedecer aos critérios hidráulicos de perda de carga. Quanto à segurança deve-se evitar o efeito do fraturamento das juntas do maciço, os danos devido à erodibilidade dos materiais e instabilidade de encostas adjacentes. A redução de perdas de carga, para o mesmo diâmetro, depende do coeficiente de rugosidade do revestimento, o que pode sugerir,

por uma avaliação de custo-benefício, a necessidade de revestimento ou até a mudança do mesmo (Broch, 1984; Benson, 1989; Mota, 2009).

Em geral, os túneis de pressão apresentam variações no revestimento final ao longo do comprimento em diferentes seções, em consequência de critérios econômicos, os quais objetivam o mínimo comprimento revestido. Desta forma, regiões com baixa pressão de água e boa qualidade de rocha não são revestidas, ao passo que, em zonas de elevada carga hidráulica, em geral próximas à casa de força, e em regiões de baixas tensões, o revestimento é feito em aço, por meio de blindagem das paredes.

4.4.1 Tipos

Atualmente existem várias soluções em revestimentos, os quais podem ser utilizados nas paredes dos túneis de pressão, sendo a aplicabilidade de cada tipo determinada pela qualidade do maciço circundante e pela perda de carga admissível determinada no projeto hidráulico. A seguir são descritos os principais tipos de revestimentos utilizados:

- Concreto ***moldado in loco*** - São diversas as aplicações do concreto moldado em túneis sob pressão, podendo ele ser ou não acompanhado por armadura de aço ou fibras, sendo recomendável sua utilização quando a pressão interna de água é superior à pressão externa, mas menor do que a tensão principal menor atuante no maciço rochoso (Fernandez, 1994). A utilização de armaduras ou fibras no concreto aumenta sua resistência à tração, diminuindo o trincamento das paredes do túnel, provocado pelas pressões de água, e assim, diminuindo a percolação pelas trincas. Em geral, devido às diferenças de temperatura, há a formação de vazios entre a parede de concreto e o maciço, havendo necessidade de aplicação de injeções de contato para que a rocha também absorva a pressão de água.
- Concreto ***pré-moldado*** - A utilização de concreto pré-moldado como revestimento de túneis é extremamente ampla, sendo a maioria das tuneladoras dotadas de sistemas para aplicação deste tipo de revestimento. O segmento pré-moldado, assim como o concreto moldado, pode ser ou não reforçado com armaduras ou fibras, além de poderem ser construídos em formas variadas, tais como: segmentos curvos, segmentos em fita ou um bloco simples (Herrenknecht *et al.*, 2008). Em caso de túneis de pressão, a aplicação

deste tipo de revestimento segue os critérios na aplicação de concreto moldado, sendo recomendável a instalação do mesmo sobre uma membrana impermeável, além de garantir o selamento das juntas entre segmentos, garantindo assim, a estanqueidade do conjunto. A Figura 4.3 mostra segmentos pré-moldados instalados por meio de tuneladora, e para mais informações sobre este tipo de revestimento e métodos de instalação podem ser encontrados em Herrenknecht *et al.* (2011).



Figura 4.3. Segmentos em concreto pré-moldado instalados por tuneladora (Herrenknecht *et al.*, 2008).

- Concreto **protendido** - Em um sistema de suporte convencional de túnel, os materiais são submetidos a carregamentos não-uniformes, gerando diferentes esforços no revestimento. A protensão faz com que a peça trabalhe em regime de compressão, mesmo quando submetido à pressão interna (Mota, 2009). O sistema de protensão pode ser feito de maneira ativa, quando cordoalhas metálicas de alta resistência são protendidas por macacos hidráulicos e incorporadas ao concreto, ou ainda de forma passiva, quando aplicam-se injeções de consolidação em alta pressão. Além disso, a aplicação do sistema em concreto protendido tem por objetivo manter as perdas de água ao longo do túnel em acordo com o projeto hidráulico, apresentando assim, vantagem em relação ao sistema em concreto moldado, pois este não possui permeabilidade satisfatória para impedir o fluxo de água do túnel para o maciço. Vale ressaltar, que mesmo com tais vantagens, o uso do concreto protendido deve ser bem analisado, pois é uma solução mais onerosa

diante de outros revestimentos mais comuns, sendo mais vantajoso economicamente apenas em relação à blindagem em aço (Kawamura, 2004). A Figura 4.4 mostra um segmento de concreto protendido aplicado por tuneladora.



Figura 4.4. Segmento de concreto protendido (Nishikawa, 2003).

- Concreto *projetado* – Segundo Palermo & Helene (1997), o concreto projetado é um material muito versátil e apresenta excelentes propriedades mecânicas a baixas idades, e de durabilidade quando bem executado. A velocidade de aplicação, o controle mecanizado e o avanço de métodos de aplicação nos últimos anos, os quais tendem a abandonar o uso de mão-de-obra humana na aplicação, fazem com que este tipo de revestimento seja cada vez mais utilizado como revestimento em túneis. Sua aplicabilidade em túneis de pressão pode ser estrutural, na qual o concreto projetado pode ser combinado com fibras ou telas metálicas. Em caso de maciço rochoso fraturado o concreto projetado pode ser aplicado somente para dar coesão em determinadas zonas que pode haver quedas de blocos ou ainda como material de preenchimento em zonas de falhas, a fim de diminuir a permeabilidade e evitar perdas de água por parte do túnel.
- Blindagem *em aço* - Este tipo de revestimento é utilizado quando a rocha possui baixa resistência, e principalmente, em áreas de elevada carga hidráulica, as quais estão sujeitas à ocorrência de fraturamento hidráulico. Este tipo de solução é extremamente oneroso, e é frequentemente um fator crítico no projeto de túneis sob pressão (Hoek, 2006). Sendo assim, o trecho ao qual será aplicado deve ter o mínimo comprimento possível. Devido à

natureza impermeável do aço, o principal carregamento a ser considerado no dimensionamento da espessura das chapas é a pressão externa de água causada pelo nível d'água do lençol freático, sendo o caso de esvaziamento do túnel a situação mais crítica. Esse esforço causa um empenamento (*buckling*) das chapas, o qual é combatido por meio de anéis enrijecedores espaçados ao longo do túnel (Mota, 2009, *apud*, Bert *et al.*, 1998; Jacobsen, 1973; Boot, 1998; Thibeault, 2008). A Figura 4.5 apresenta a instalação de um segmento feito em aço.

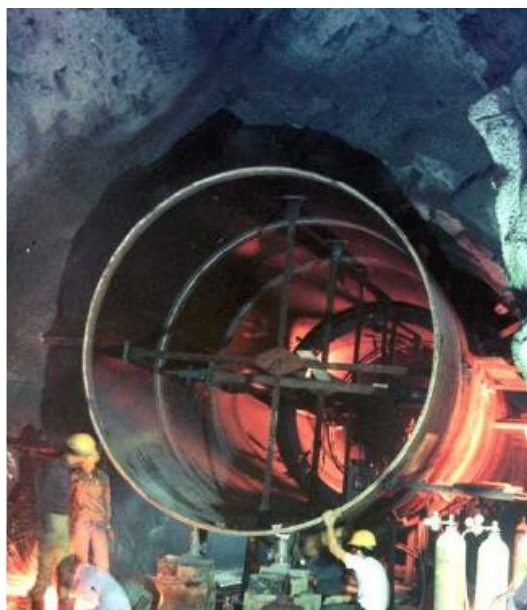


Figura 4.5. Instalação de blindagem em túnel de pressão (Hoek, 2006).

- Membrana ***impermeável*** – Garantir a estanqueidade em túneis sob pressão é fundamental, desta forma, este tipo de material vem sendo cada vez mais utilizado no revestimento de paredes de túneis para garantir a impermeabilização do mesmo. Elas são utilizadas em conjunto com o concreto simples, e são diretamente aplicadas no maciço, tendo a finalidade principal de garantir a impermeabilização do sistema, não tendo função estrutural. Vários são os tipos, e dentre elas as chamadas geomembranas, que segundo Palmeira (1993), são fabricadas de material polimérico (PVC ou similar), com alto controle industrial de propriedades, caracterizadas por boa resistência à tração e baixíssima condutividade hidráulica. Outro tipo de membrana impermeável que pode ser aplicada é a do tipo projetada, a qual ao entrar em contato com o maciço forma uma película finíssima com baixa condutividade hidráulica, e em muitos casos, apresentou melhor desempenho em relação às geomembranas para aplicação em túneis.

4.4.2 Critérios gerais de escolha

Na escolha do revestimento para túneis de pressão, devem-se considerar fatores econômicos, geológico-geotécnicos e hidráulicos. Segundo o Manual da Eletrobrás (2000), ao considerar a qualidade do maciço, nos trechos em que o critério mínimo de rocha é atendido, a princípio não será previsto revestimento do túnel. O revestimento deve ser necessário, apenas, nos trechos onde a cobertura de rocha é insuficiente e, em trechos localizados, por imposições geológicas e construtivas.

Mas como descrito anteriormente, para uma análise mais realística e segura, a tensão principal menor deve ser maior do que a pressão interna gerada pela água fluindo no túnel. Além disso, os critérios do projeto hidráulico devem ser atendidos, garantindo assim, que não haja demasiada perda energética. Desta forma, a carga com que a água chega à casa de máquinas, determinada em projeto, deve ser garantida. Para tanto, as variáveis relacionadas às perdas de carga devem ser muito bem analisadas, atendendo principalmente aos critérios econômicos. Tais variáveis são: diâmetro do túnel, velocidade de escoamento e rugosidade das paredes. As duas primeiras podem ser analisadas facilmente por engenheiros hidráulicos, mas a rugosidade de paredes não é tão simples, devido à variedade de materiais existentes para revestimento, e em caso de túneis não revestidos, deve-se avaliar a rugosidade da própria rocha.

A partir das teorias básicas da hidráulica, sabe-se que ao longo do fluxo ocorrem perdas de carga hidráulica, sejam elas por atrito ou localizadas. As perdas localizadas ocorrem, em geral, em regiões de curva, bifurcações, convergências ou na presença de algum dispositivo necessário no sistema, como por exemplo, válvulas. Em casos de túneis de pressão, essas perdas são mais acentuadas na tomada d'água, nas regiões de contração ou expansão onde há mudanças de revestimento, e nas curvaturas originadas em decorrência do traçado do túnel. As perdas por atrito ocorrem ao longo do fluxo, por meio do atrito do fluido com as paredes do túnel. As perdas de carga podem ser determinadas pela equação empírica de Manning ou pela fórmula de Darcy-Weisbach, para mais informações consultar Porto (2006).

Como dito, o grau de fricção varia com o tipo de revestimento e em caso de túnel não revestido, com o tipo de rocha. Desta forma, o coeficiente de rugosidade mais apropriado deve ser selecionado, mas tal seleção não é simples e requer julgamento e análise cuidadosos.

Diversos materiais são muito conhecidos e possuem coeficientes de rugosidade bem determinados e apresentados em diversas tabelas (Corps of Engineers, 1961).

A Tabela 4.1 apresenta um resumo de coeficientes de rugosidade para diversos tipos de revestimentos. Tais coeficientes cobrem boa parte de revestimentos, obtidos a partir de experiências em casos anteriores (Benson, 1989).

Tabela 4.1. Coeficientes de rugosidade para alguns tipos de revestimentos (n de Manning e f de Darcy-Weisbach para alguns diâmetros) (Benson, 1989).

Revestimento	Coeficiente de Manning (n)	Valores "f" de Darcy-Weisbach para vários diâmetros			
		2,5 m	5 m	7,5 m	10 m
Sem revestimento (NATM)	0,025-0,040	0,057-0,147	0,046-0,117	0,040-0,102	0,036-0,093
Sem revestimento (TBM)	0,016-0,022	0,023-0,044	0,019-0,035	0,016-0,031	0,015-0,028
Concreto projetado (NATM)	0,018-0,025	0,030-0,057	0,024-0,046	0,021-0,040	0,049-0,036
Concreto moldado	0,012-0,016	0,013-0,023	0,010-0,019	0,0092-0,016	0,0083-0,015
Aço	0,010-0,014	0,0092-0,018	0,0073-0,014	0,0064-0,012	0,0058-0,011

Além de garantir a eficiência hidráulica do túnel sob pressão, o revestimento, se adotado, também deve garantir condições de segurança para o pleno funcionamento do túnel ao longo de sua vida útil. Se não adotado, o próprio maciço rochoso deve ser capaz de garantir a eficiência e segurança do túnel, sendo tal solução escolhida em maciços de alta resistência e baixa permeabilidade. Portanto critérios geotécnicos devem ser atendidos, a fim de evitar diversos problemas passíveis de ocorrência, tais como os descritos na seção 4.3.

Em caso de regiões onde há atividade sísmica, Bobet (2003) recomenda que o revestimento do túnel seja projetado para resistir às cargas dinâmicas excessivas, as quais podem causar explosão de rocha, além de deformações, deslocamentos e eventuais deslocamentos em decorrência do sismo.

4.4.3 Diretrizes para projeto de revestimentos

O dimensionamento da espessura do revestimento deve considerar duas situações: o revestimento deve resistir à carga máxima de pressão interna, majorada de um coeficiente de sobrepressão; e, além disso, resistir às condições impostas na operação de esvaziamento do

túnel, quando as pressões externas do lençol freático ou do lençol artificial criado pelo funcionamento do túnel atuam no sentido contrário, tendendo a esmagar o revestimento. Portanto, o dimensionamento do revestimento deve ser realizado considerando as situações de operação do túnel e de esvaziamento do mesmo. Além disso, segundo Hatekayama *et al.* (2000), um estudo metucioso sobre a influência da pressão externa de água sobre o revestimento deve ser realizado a fim de obter o comportamento correto do mesmo ao longo das paredes do túnel.

Benson (1989) ressalta que selecionar e dimensionar revestimentos em túneis sob pressão é um problema de extrema complexidade, no qual se podem utilizar as classificações geomecânicas, propostas por Bieniawski (1973) e Barton (1974), associadas a combinações de reforços, a depender das condições adversas do maciço rochoso encontradas durante a execução.

Algumas recomendações podem ser formuladas a partir das condições geológico-geotécnicas do maciço e a partir dos critérios empíricos formulados por Bergh-Christensen e Dannevig (1971) e Deere (1983), Equações 4.1 e 4.2, respectivamente. As tensões *in situ* determinam os trechos com ou sem revestimentos, assim, a depender da relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal por meio do coeficiente k_0 , para determinação de trechos revestidos, tem-se:

- Se $k_0 > 1$ recomenda-se o método de Bergh-Christensen e Dannevig, adotando-se fator de segurança igual a 1,3. Nos locais onde o critério de mínima cobertura não for atendido deve-se adotar blindagem em aço e concreto nos comprimentos de transição determinado como duas vezes o diâmetro do túnel;
- Se $k_0 < 0,7$ recomenda-se o método de Deere, no qual se determina a utilização de blindagem em trechos onde a Equação 4.2 não é atendida e o trecho de transição pela Equação 4.3.

Para trechos não revestidos, tem-se:

- Se $0,7 \leq k_0 \leq 1,5$ recomenda-se a utilização do método de Bergh-Christensen e Dannevig;
- Se $k_0 < 0,7$ ou $k_0 > 1,5$ recomenda-se o critério de Deere.

Benson (1989) descreve algumas recomendações de projeto de revestimentos em túneis sob pressão, e a Tabela 4.2 mostra faixas de valores dos parâmetros relevantes na escolha de revestimentos:

- Regiões nas quais o maciço apresenta-se resistente, não fraturado e sem a presença de materiais solúveis e erodíveis não necessitam de revestimento;
- Na escolha do uso de concreto projetado este deve estar associado a outras soluções para manutenção da estabilidade, tais como tirantes, cambotas e chumbadores. O coeficiente n de Manning do revestimento deve estar entre 0,018 e 0,025 e a espessura deve ser maior que 5 cm;
- Em caso do uso de concreto convencional, reforçado ou não, o coeficiente n de Manning deve estar entre 0,012 e 0,016 e a espessura não deve ser maior que 7 cm;
- Para comprimentos revestidos em aço, o critério de fraturamento hidráulico deve ser atendido e os gradientes hidráulicos não devem ser demasiadamente altos, e em tais regiões deve-se adotar sistema de drenagem.

Tabela 4.2. Fatores relevantes na seleção de revestimentos (Benson, 1989).

Parâmetros	Não revestido (com chumbador)	Concreto projetado	Concreto convencional
Módulo de deformação (kg/cm ²)	>20000	7000-20000	<7000
Favorecimento geológico (falhas, juntas, material de preenchimento, orientação)	Favorável	Favorável para não favorável	Não favorável
Resistência à compressão (kg/cm ²)	>700	300-700	<300
Carga do suporte na rocha (kg/cm ²)	<0,4	0,4-0,9	>0,9
Permeabilidade do maciço rochoso (cm/s)	<1x10 ⁻⁵	1x10 ⁻⁵ – 1x10 ⁻⁴	> 1x10 ⁻⁴
Índice Q	>20	4-20	<4
Resistência da rocha/cobertura	>15	5-15	<5
Diâmetro do túnel	Intensidade de suporte aumenta com o aumento do diâmetro		

A partir do critério analítico desenvolvido por Fernández (1994), Kawamura (2004) apresenta critérios de escolha de revestimentos, os quais são baseados principalmente nas pressões internas (p_i) e externas (p_0) agindo no túnel, na tensão principal menor (σ_3) agindo no maciço

rochoso, na condutividade hidráulica do maciço (k_r) e na deformação tangencial do revestimento ($\varepsilon_{\theta l}$). Tais critérios estão resumidos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Critérios propostos para projeto de revestimentos baseados no método de Fernández em 1994 (Kawamura, 2004).

$P_i < P_0$	Geralmente não revestido Aplicar revestimento em concreto em rochas sujeitas a erosão ou deterioração ou para atender requisitos hidráulicos Retração do concreto em rochas sujeitas a dissolução Chumbadores, telas metálicas e concreto projetado em rochas duras fraturadas sujeitas a quedas de blocos		
$P_0 < P_i < \sigma_3/1,3$	$k_f > 1 \times 10^{-7}$ m/s		$k_f < 1 \times 10^{-7}$ m/s
	$\varepsilon_{\theta l} < 1,5 \times 10^{-4}$	Revestimento em concreto simples + pasta de rejunte	Não revestido em maciços rochosos Revestimento em concreto simples em rochas fraturadas ou para atender a requisitos hidráulicos Reforço nominal para rochas sujeitas a erosão ou deterioração e $\varepsilon_{\theta l} > 6 \times 10^{-4}$ Revestimento em concreto armado para rochas solúveis e $\varepsilon_{\theta l} > 3 \times 10^{-4}$ Revestimento em concreto com membrana plástica ou em aço se os vazamentos forem mínimos ou necessitará do controle de poropressão
	$1,5 \times 10^{-4} \leq \varepsilon_{\theta l} < 4 \times 10^{-4}$	Revestimento em concreto armado + pasta de rejunte Revestimento em concreto simples + pasta de rejunte + pasta de consolidação	
	$4 \times 10^{-4} \leq \varepsilon_{\theta l} < 6 \times 10^{-4}$	Revestimento em concreto armado + pasta de rejunte + pasta de consolidação	
	$6 \times 10^{-4} \leq \varepsilon_{\theta l} < 8 \times 10^{-4}$	Revestimento em concreto armado + membrana plástica + pasta de rejunte	
	$8 \times 10^{-4} \leq \varepsilon_{\theta l} < 1 \times 10^{-3}$	Revestimento em concreto + fina membrana de aço + pasta de rejunte	
Revestimento em aço + pasta de rejunte			
$P_i > P_0$ e $P_i > \sigma_3 / 1,3$	Revestimento de aço em maciços rochosos que apresentem razoável alívio de tensões Adicionar revestimento em concreto armado + pasta de rejunte e consolidação imediatamente a montante do revestimento de aço em maciços rochosos fraturados próximos ao contorno de vales profundos até que $\sigma_3 = 1,4 P_i$ Nota geral: Em áreas planas uma grossa camada de concreto armado pode substituir o revestimento de aço		

Os critérios apresentados acima são critérios básicos de projeto, desta forma, retro análises são recomendadas por meio de métodos numéricos, os quais retornam situações mais realísticas do maciço rochoso, a partir das quais se pode obter uma solução mais arrojada para o problema. É recomendável também, durante a execução, a realização de novos ensaios para validação dos parâmetros do maciço, e assim incrementar melhoras ao projeto.

METODOLOGIA

O uso de circuitos hidráulicos subterrâneos em hidroelétricas não é comum, restringindo-se a regiões montanhosas, por excelência, tais como os Alpes, Andes e Himalaia, sendo destaque na Noruega, devido aos condicionantes topográficos propícios a este tipo de instalação.

No Brasil, o uso deste tipo de sistema é restrito a poucos casos, a exemplo do circuito subterrâneo da UHE de Serra da Mesa, composto por túneis de pressão, câmara de equilíbrio, poços de acesso e ventilação, túnel de fuga e instalações complementares. Outros exemplos da adoção de túnel de pressão em usinas brasileiras para aproveitamento hidroelétrico são: Itapebi, Jaurú, Foz do Areia e Quebra Queixo. No entanto, nas denominadas PCHs (Pequenas Centrais Hidroelétricas), a adoção de circuitos hidráulicos subterrâneos tem crescido consideravelmente, principalmente, devido às condições do maciço rochoso, topografia e o tipo de vale apresenta na seção do barramento.

Estudos de casos e pesquisas direcionados à aplicação de túneis de pressão em usinas para aproveitamento hidroelétrico são realizados raramente. Mas com o aumento da demanda por projetos nesta área, o desenvolvimento de métodos de análise mais rigorosos, bem como a determinação dos principais fatores influentes, se faz necessários. Desta forma o presente trabalho será mais uma contribuição na área de pesquisa e análise de comportamento de circuitos hidráulicos subterrâneos, tendo como enfoque os túneis de pressão.

5.1 Apresentação do caso de estudo

O estudo de caso será baseado nos dados provenientes de uma usina de aproveitamento hidroelétrico localizada na América do Sul, cujo barramento está situado no vale de um rio que cruza a Cordilheira dos Andes. Em decorrência da topografia acidentada e montanhosa dos Andes, além da diferença de cotas de aproximadamente 860 metros entre os níveis de montante e jusante, optou-se pela adoção de um túnel de pressão ligando o reservatório da usina à casa de força.

O túnel de pressão será escavado em um maciço rochoso composto basicamente por Granodiorito, rocha ígnea de boa qualidade semelhante ao Granito, mas com porcentagem de

plagioclase maior do que de feldspato, cujas propriedades serão mais detalhadas a diante. Serão propostos e estudados dois alinhamentos distintos para o túnel de pressão, os quais serão analisados dos pontos de vista de projeto e execução, considerando a viabilidade do uso de tuneladora para a escavação.

5.2 Propriedades da rocha intacta

O empreendimento está sendo executado em meio a um maciço rochoso cuja rocha é do tipo Granodiorito Leucocrático, a qual possui grãos médios e grossos, e apresenta foliação moderada com preenchimentos de diaclases.

As propriedades da rocha intacta foram determinadas por meio de ensaios de laboratório e as propriedades do maciço rochoso por meio de ensaios *in situ*. As amostras para a realização dos ensaios de laboratório foram retiradas das seções do túnel de acesso à casa de máquinas e de seções pertencentes ao túnel de pressão.

Para o túnel de acesso à casa de máquinas, os ensaios realizados em laboratório foram: propriedades físicas (porosidade, densidade, absorção e peso específico aparente), compressão simples, compressão triaxial, constantes elásticas, esforço à tração e carga pontual. Os ensaios realizados nas amostras das seções correspondentes ao túnel de pressão foram: densidade, velocidade ultrassônica, resistência ao fraturamento, testes de hidrofaturação nos testemunhos e compressão uniaxial.

As mesmas seções das quais foram retiradas as amostras para realização dos ensaios de laboratório, foram utilizadas para os ensaios feitos *in situ*, são eles: ensaio de permeabilidade do tipo Lugeon e ensaio dilatométrico.

As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam os valores médios dos parâmetros determinados, respectivamente, para o acesso à casa de máquinas e para o túnel de pressão.

Tabela 5.1. Valores médios dos parâmetros obtidos para o túnel de acesso à casa de máquinas.

Parâmetros		Número de Pontos	Valores Médios das Amostras
Carga Pontual (MPa)		144	111,56±29,72
Densidade (g/cm ³)	Seca	5	2,56±0,07
	Volumétrica	5	2,56±0,06
Porosidade Aparente (%)		5	0,89±0,04
Absorção (%)		5	0,35±0,02
Peso Específico Aparente (KN/m ³)		5	25,12±0,64
Compressão Simples (MPa)		14	71,87±15,58
Compressão Triaxial (MPa)		9	114,69±32,00
<i>mi</i>		9	20±3
Ângulo de Atrito (°)		9	50,7±3,0
Coesão (MPa)		9	14,39±3,40
Módulo de Young (GPa)		4	8,87±2,38
Coeficiente de Poisson		4	0,30±0,01
Resistência à Tração (MPa)		5	5,47±0,86

Tabela 5.2. Valores médios dos parâmetros obtidos para o túnel sob pressão.

Parâmetros		Número de Pontos	Valores Médios das Amostras
Densidade (g/cm ³)	Flotação	6	2,61±0,01
	Volumétrica	6	2,61±0,01
Onda P (km/s)	Axial	3	4,44±0,26
	Radial	6	3,85±0,31
Onda S (km/s)	Axial	3	2,57±0,15
	Radial	6	2,22±0,18
Módulo de Young (dinâmico) (GPa)	Axial	3	44±5
	Radial	6	32±5
Coeficiente de Poisson	Axial	3	0,25±0,01
	Radial	6	0,25±0,02
Módulo de Young (estático) (GPa)		15	54±14
Compressão Uniaxial (MPa)		15	132±23
Tenacidade ao Fraturamento		27	1,40±0,23
Resistência à Tração Hidráulica (MPa)		36	13,1±2,2
Coeficiente de Hidrofraturamento		36	1,26±0,23

Como o enfoque do presente trabalho é a análise do túnel de pressão, a Tabela 5.2 é tomada como base para a análise dos parâmetros a serem considerados na modelagem numérica, tendo a Tabela 5.1 apenas como objeto para comparação das ordens de grandeza dos principais parâmetros. Desta forma, como os principais parâmetros encontram-se na mesma

ordem de grandeza para ambas as seções, pode-se fazer a média dos valores correspondentes, determinando-se assim, os valores finais dos parâmetros de rocha intacta.

Ao analisar os valores de resistência em ambas as tabelas, percebe-se discrepância no valor determinado pelo ensaio de compressão simples na seção da casa de máquinas, desta forma, despreza-se tal valor, e a média é feita somente entre os valores do ensaio de compressão uniaxial, feito para seção do túnel de pressão, e os valores de resistência pelo método da carga pontual e compressão triaxial, para a seção da casa de máquinas. O módulo de Young determinado na seção da casa de máquinas também apresentou discrepância em relação aos determinados na seção do túnel de pressão, desta forma, o primeiro é desprezado e a média é feita entre os demais valores. Os demais parâmetros apresentaram valores de mesma ordem de grandeza, assim, nenhum é desprezado e a média é feita entre os valores correspondentes. A Tabela 5.3 apresenta os valores dos principais parâmetros de rocha intacta relevantes para a análise numérica do túnel de pressão.

Tabela 5.3. Parâmetros finais de rocha intacta.

Parâmetros Finais	
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	120
Módulo de Elasticidade (GPa)	44
Coefficiente de Poisson (ν)	0,27
Constante de Hoek & Brown (m_i)	20
Peso específico (KN/m ³)	26
Coesão (MPa)	14
Ângulo de atrito (°)	50
Resistência à tração (MPa)	13

5.3 Propriedades do maciço rochoso

As propriedades do maciço rochoso foram determinadas por meio de observações em campo, a partir das quais se determinaram índices GSI em algumas seções ao longo do túnel sob pressão, casa de máquinas e túnel de descarga. Falhas importantes estão presentes na região do empreendimento e influenciam diretamente em várias propriedades do maciço e em consequência, foram determinados valores de GSI variando de 40, em regiões com maior

quantidade de descontinuidades próximas ao túnel de descarga, a 80 nas seções do túnel de pressão. Como as análises do presente trabalho são referentes ao túnel de pressão, onde o valor de GSI apresentou variação entre 70 e 80, o valor de GSI a ser adotado para o maciço rochoso será $GSI = 75$.

A partir do valor de GSI pode-se determinar as demais propriedades do maciço rochoso por meio das equações apresentadas por Hoek *et al.* (2002). Assim utilizando as Equações 3.11, 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16b, fazendo $D = 0$, obtêm-se as constantes de Hoek & Brown, as resistências à compressão e à tração, e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

A permeabilidade do maciço foi medida ao longo de seções próximas ao túnel de pressão, casa de máquinas e túnel de descarga por meio de ensaios tipo Lugeon. Nas seções da casa de máquinas e do túnel de descarga a permeabilidade apresentou valores maiores do que nas seções do túnel de pressão, em consequência da maior presença de descontinuidades. As permeabilidades nas seções do túnel de pressão tiveram pequena variação, sempre da ordem de 10^{-8} m/s. A Tabela 5.4 contém os parâmetros finais para o maciço rochoso.

Tabela 5.4. Parâmetros finais do maciço rochoso.

Parâmetros Finais	
GSI	75
<i>mb</i>	8,2
s	0,062
a	0,501
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	29,8
Resistência à tração (MPa)	0,91
Módulo de deformação (GPa)	42
Condutividade hidráulica (m/s)	3×10^{-8}

5.4 Tensões *in situ*

As tensões *in situ* atuantes no maciço rochoso foram determinadas por meio de ensaios de fraturamento hidráulico, método mais utilizado para a determinação direta da tensão principal mínima. O ensaio de fraturamento hidráulico, além de determinar a pressão hidrostática do lençol freático, retorna basicamente dois valores de pressão, a denominada “*Shut-in*

pressure” (P_{si}) e a “Re-opening pressure” (P_r), a partir das quais pode-se determinar as tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3) utilizando-se as seguintes relações:

$$\sigma_3 = P_{si} \quad (5.1)$$

$$\sigma_1 = 3P_{si} - P_r \quad (5.2)$$

Foram realizadas três campanhas de ensaios de fraturamento hidráulico nas seções do túnel de pressão, mas a representatividade da segunda campanha é considerada a melhor. A Tabela 5.5 mostra os parâmetros de tensão determinados na segunda campanha de ensaios.

Tabela 5.5. Tensões atuantes no maciço rochoso.

Tensões atuantes	
Pressão hidrostática (MPa)	0,75
Re-opening pressure (P_r) (MPa)	10,2
Shut-in pressure (P_{si}) (MPa)	8,1
Tensão principal maior (σ_1) (MPa)	16
Tensão principal menor (σ_3) (MPa)	8,1
Coefficiente de empuxo (k_0)	0,5

A tensão vertical é calculada como o sobrepeso de rocha acima da seção, e ao ser comparada com a tensão principal maior calculada pela relação 5.2, os valores mostram-se próximos, assim, a orientação da tensão principal maior pode ser considerada a mesma da tensão vertical, bem como o valor correspondente. Em consequência a tensão principal menor, perpendicular à tensão principal maior, estará orientada horizontalmente em relação à seção transversal do túnel. Desta forma, o valor do coeficiente de empuxo no repouso, mostrado na Tabela 5.5, é calculado pela razão entre a tensão principal maior e a tensão principal menor.

5.5 Geometria dos alinhamentos

Os estudos do empreendimento mostraram duas opções principais para o alinhamento do túnel de pressão, as quais serão analisadas no presente trabalho. A primeira opção considerada foi a escavação de um túnel inclinado, ligando diretamente o reservatório à casa de força, e a segunda opção, dita tradicional, composta por um túnel em baixa pressão, seguido por um poço vertical pressurizado e um pequeno trecho inclinado em alta pressão até a casa de força.

A geometria de ambos os alinhamentos foi determinada a partir das condições do maciço rochoso, topografia e fatores influentes na execução da escavação. As Figuras 5.1 e 5.2 mostram, em escala, o traçado dos dois alinhamentos e as Tabelas 5.6 e 5.7 detalham os parâmetros geométricos relevantes para ambos os alinhamentos.

Tabela 5.6. Parâmetros geométricos do túnel inclinado.

Alinhamento 1	
Inclinação (%)	16
Comprimento (m)	5300
Diâmetro (m)	4,5

Tabela 5.7. Parâmetros geométricos do túnel mesclado.

Alinhamento 2		
Túnel de baixa pressão	Inclinação (%)	0,5
	Comprimento (m)	3500
	Diâmetro (m)	4,5
Poço vertical	Comprimento (m)	557
	Diâmetro (m)	4,5
Túnel de alta pressão	Inclinação (%)	16
	Comprimento (m)	1803
	Diâmetro (m)	4,5

Figura 5.1. Traçado do túnel inclinado (todas as medidas em metros).

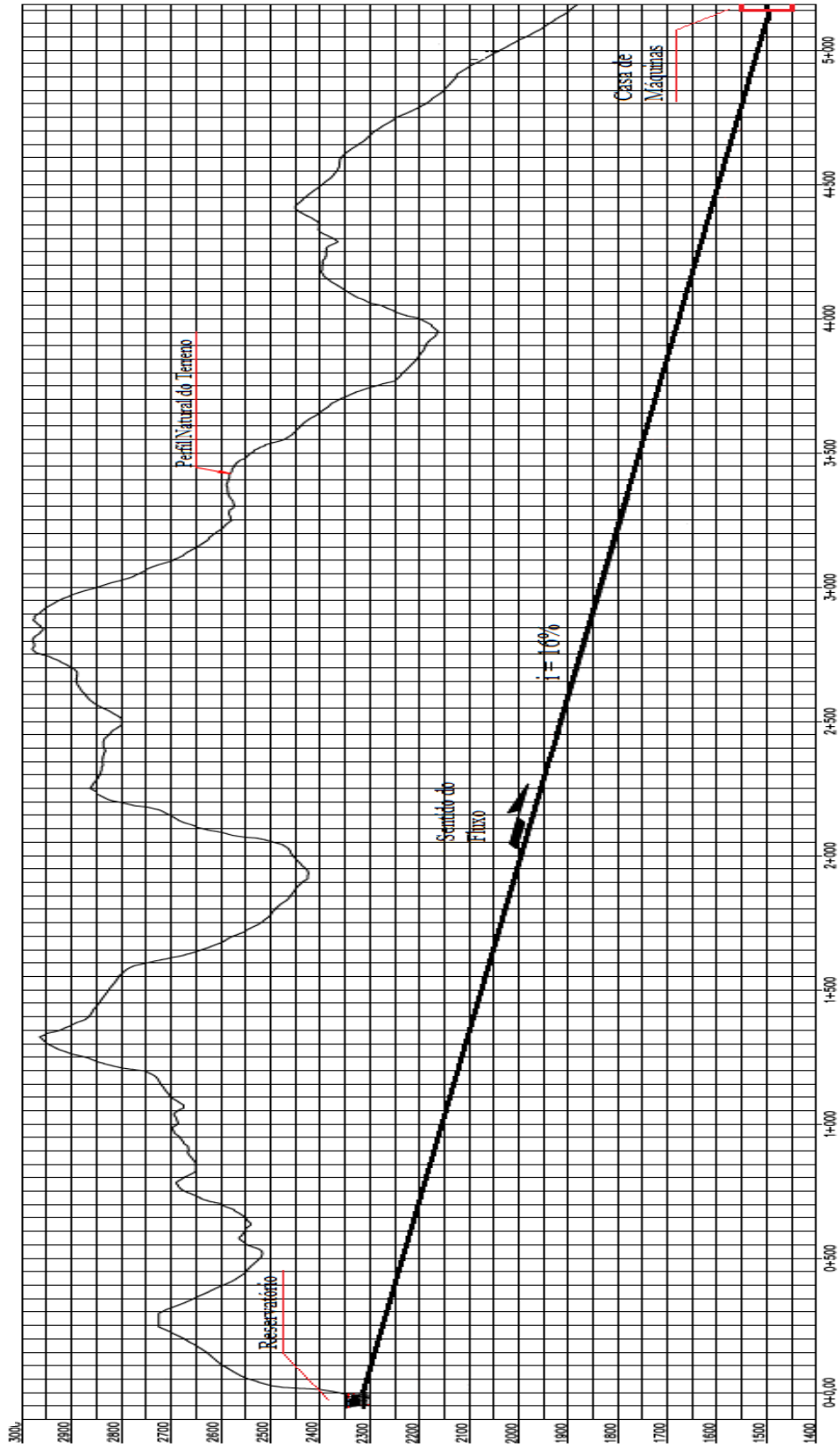
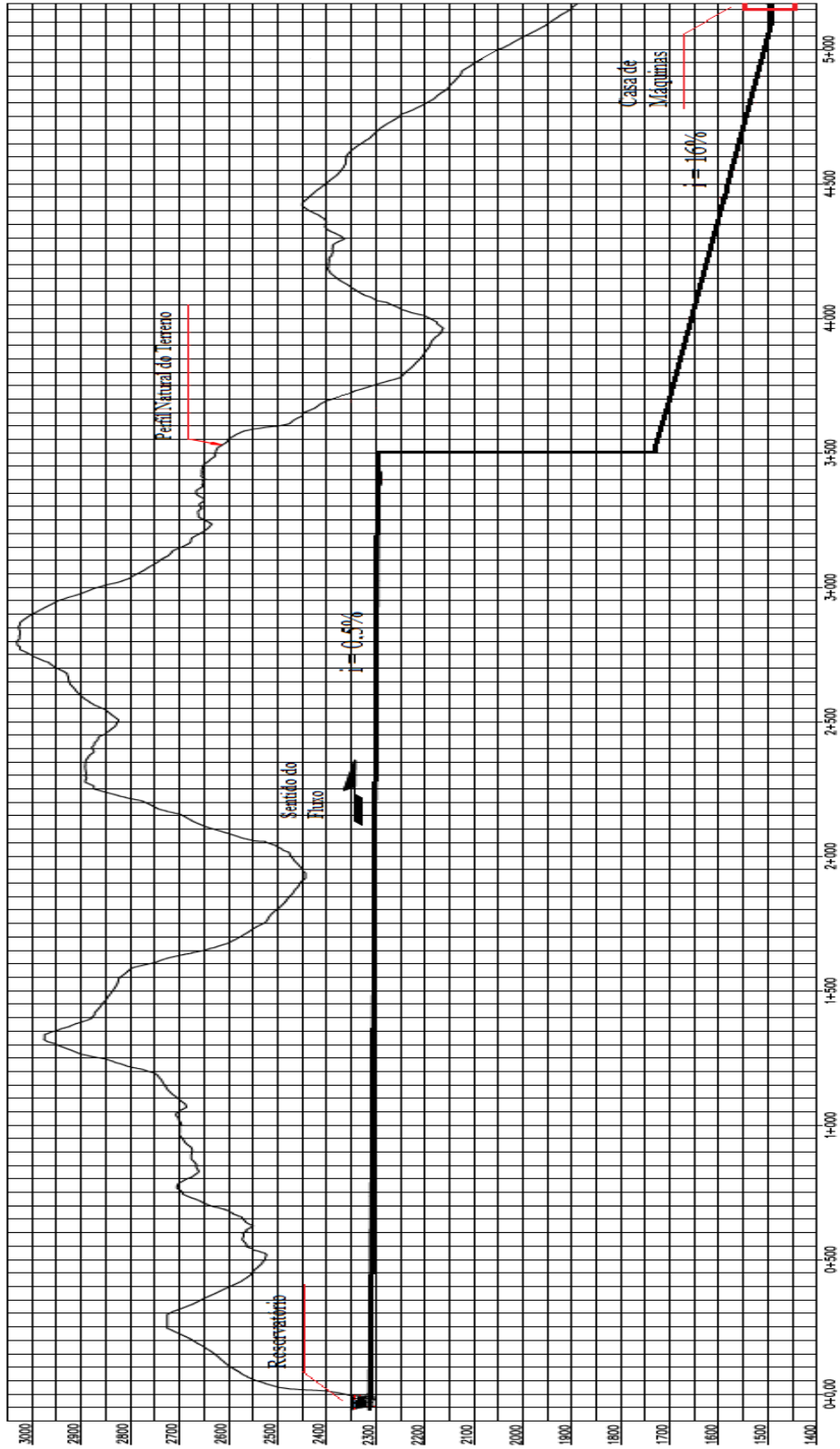


Figura 5.2. Traçado do túnel mesclado (todas as medidas em metros).



5.6 Modelagem numérica (*Examine 3D*)

A modelagem numérica de ambos os alinhamentos será realizada por meio do programa *Examine 3D*, o qual é um programa de análise tridimensional baseado na teoria dos elementos de contorno, desenvolvido para análise hidromecânica, modelagem geométrica e visualização de dados de estruturas subterrâneas.

O programa foi desenvolvido com o objetivo de melhorar as análises e obter resultados mais realísticos, introduzindo uma interface 3D e a utilização do tensor de tensões completo. Diversos programas utilizados realizam análises em 2D, os quais sempre admitem diversas simplificações, a exemplo de os elementos estarem submetidos à tensões e deformações planas. Em estruturas onde o comprimento é muito maior do que a dimensão da seção transversal é razoável admitir tal hipótese, a exemplo de túneis longos. Mas em caso de galerias e estruturas de Engenharia de Minas, nas quais as dimensões são mais ou menos proporcionais. Tais hipóteses podem resultar em análises estruturais erradas e menos realísticas, levando a um dimensionamento incorreto.

Desta forma, há duas razões principais para a modelagem geométrica de estruturas subterrâneas em 3D. Primeiramente os modelos podem ser utilizados para entender a natureza tridimensional da escavação, sendo construídas malhas na interface estrutura-macizo, além disso, estruturas geológicas como falhas, juntas e materiais heterogêneos também podem ser modelados. A segunda razão, é que a malha do contorno para a modelagem geométrica pode ser utilizada para a realização das análises numéricas, sendo a malha resultante dada por algoritmos implantados no programa, os quais desenvolvem a malha a partir do contorno geométrico da estrutura.

O tipo de elemento de contorno utilizado na análise governa o tipo de malha e o seu método de construção. Os elementos de contorno tridimensionais podem ser planos ou curvos, e em geral, são triangulares ou quadriculares. O tipo de elemento determina o grau das análises a serem realizadas, as quais podem ser lineares ou quadráticas. Em análises lineares, os nós são alocados nos vértices dos elementos e em análises quadráticas novos nós são adicionados no ponto médio entre nós já existentes. Desta forma, a análise quadrática demanda maiores tempo e capacidade computacional, ao passo que, retorna resultados mais acurados, gerando assim, melhores análises.

A malha do contorno pode ser “conformada” ou “não conformada”. A malha conformada requer que os limites de todos os elementos sejam conectados entre si, proporcionando assim, a continuidade dos deslocamentos. A malha não conformada, ao contrário, não restringe os limites dos elementos, e assim não há continuidade nos deslocamentos entre elementos. Desta forma, este tipo de malha é o mais atrativo para a modelagem em decorrência da maior facilidade e flexibilidade no refinamento. Mas este tipo de malha apresenta menor acurácia nos resultados dos deslocamentos em relação à malha conformada, principalmente em relação aos elementos triangulares conformados, os quais apresentam, em geral, maior acurácia nos resultados.

As cargas são aplicadas diretamente na malha de contorno geométrico da estrutura e o programa calcula as tensões, os deslocamentos e o fator de segurança ao longo da estrutura e também em pontos adjacentes, os quais podem ser definidos durante a modelagem. Para o cálculo do fator de segurança, o programa utiliza um modelo “falso” elasto-plástico, ou seja, ele não realiza a redistribuição de tensões como no modelo elasto-plástico verdadeiro. O programa simplesmente calcula a tensão no ponto e compara com a envoltória de ruptura, gerando assim o valor do fator de segurança.

A interface do programa é simples e mostra a estrutura a partir de quatro referenciais distintos, gerando uma vista lateral, uma frontal, uma de cima e uma em 3D. A modelagem da estrutura pode ser feita pelo comando “*Modeler*” e a visualização dos resultados pelo comando “*Interpreter*”.

A geometria da estrutura é definida por meio de “*polylines*”, a partir das quais o programa tece a malha no contorno geométrico. Logo após, a malha deve ser submetida a um teste de validação realizado pelo programa, o qual retornará se a malha é ou não válida para a realização das análises, ou seja, uma malha sem elementos sobrepostos e regiões abertas. Desta forma, tendo-se uma malha válida, os parâmetros do maciço rochoso, bem como as tensões atuantes, podem ser introduzidos.

Antes de submeter a estrutura às análises, deve-se definir os pontos nos quais deseja-se que o programa retorne resultados. Tais pontos podem ser determinados por meio de “*grids*” tridimensionais, planos, linhas ou pontos individuais. Assim, tendo-se tais pontos definidos, as análises podem ser realizadas por meio do comando “*Compute 3D*” do Examine. O tempo de análise dependerá do tipo de malha utilizada, quantidade de nós e elementos, refinamento e

tipo de interpolação escolhida. As Figuras 5.3 e 5.4 mostram, respectivamente, um túnel modelado e os resultados para sigma 1.

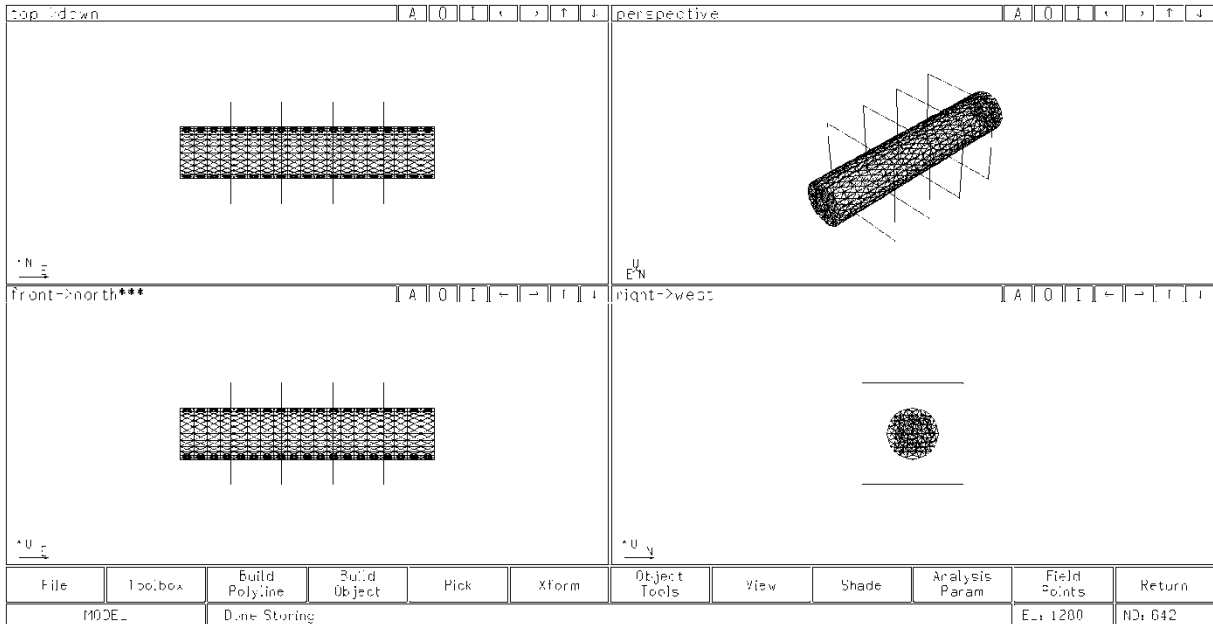


Figura 5.3. Malha para análise de um túnel simples.

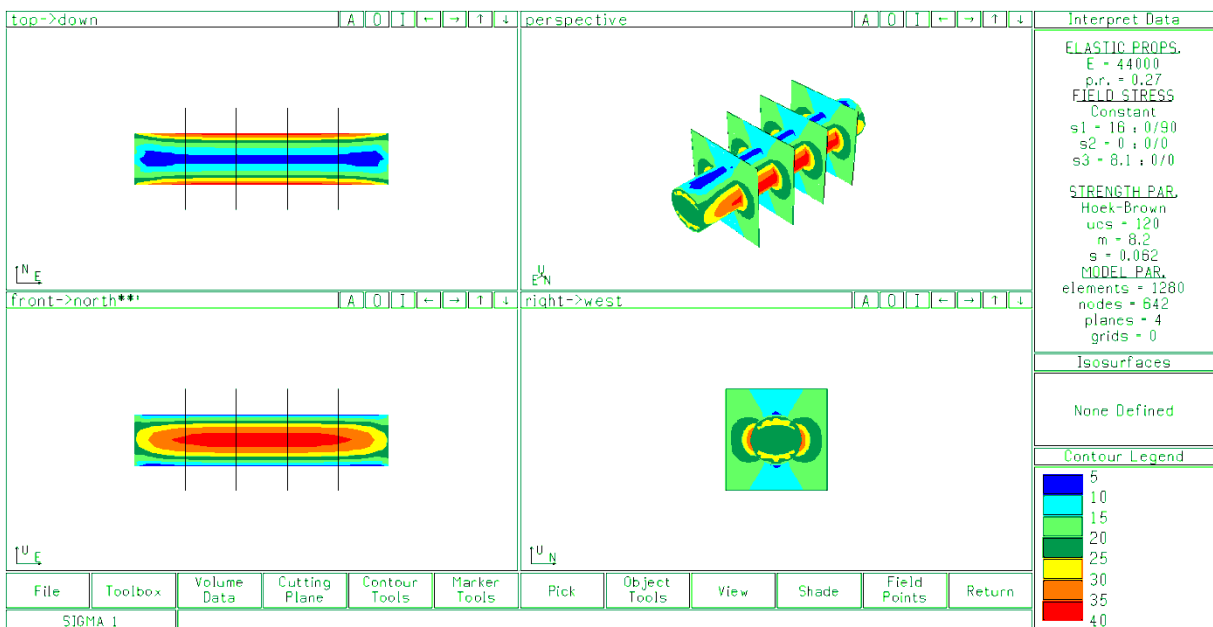


Figura 5.4. Resultados de sigma 1 para um túnel simples.

Em decorrência do desenvolvimento deste método tridimensional de análise implantado no programa Examine, é possível entender melhor o completo estado de tensões agindo nas adjacências da escavação, bem como seu comportamento em termos de deslocamentos, e assim, melhorar as análises e os resultados, resultando em projetos de estruturas subterrâneas mais confiáveis.

5.7 Modelo de Kirsh

A fim de comparar alguns resultados da modelagem numérica, neste tópico será feita uma breve introdução ao modelo elástico proposto por Kirsh, o qual apresenta equações simples para o cálculo de tensões e deslocamentos induzidos em túneis.

No modelo de Kirsh são assumidas as seguintes hipóteses: maciço rochoso homogêneo e infinito, túnel profundo com seção transversal circular e estado plano de deformações (Assis, 2001). A Figura 5.5 mostra o modelo a partir do qual as equações propostas por Kirsh se derivaram.

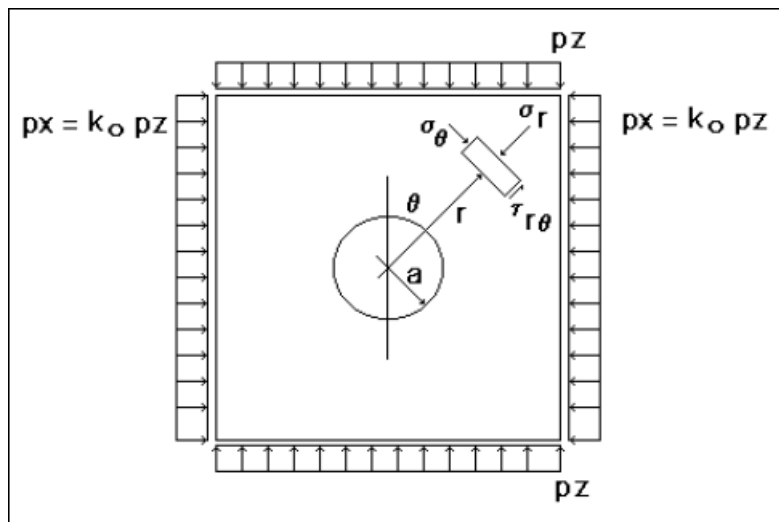


Figura 5.5. Modelo de Kirsh.

Desta forma, variando-se “r” e “θ”, é possível calcular as tensões em vários pontos adjacentes ao túnel, a partir das seguintes equações:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}pz[(1 + k_0)(1 - \alpha^2) + (1 - k_0)(1 + 3\alpha^4 - 4\alpha^2) \cos(2\theta)] \quad (5.3)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}pz[(1 + k_0)(1 + \alpha^2) - (1 - k_0)(1 + 3\alpha^4) \cos(2\theta)] \quad (5.4)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}pz(1 - k_0)(1 - 3\alpha^4 + 2\alpha^2) \sin(2\theta) \quad (5.5)$$

Sendo $\alpha = a/r$. Por meio de uma breve análise das equações, pode-se perceber que a tensão cisalhante é zero nas paredes ($a = r$), obtendo-se assim, tensões principais agindo nas paredes do túnel. O modelo ainda prevê que a tensão radial é zero nas paredes e que ocorre rotação de tensões. Desta forma, se $k_0 < 1$, os maiores valores de tensão ocorrerão nas laterais do túnel, pois esta se alinha com a tensão vertical, havendo tensão de compressão uniaxial nas laterais. Mas se $k_0 > 1$, os maiores valores de tensão ocorrerão no teto, pois esta se alinha com a tensão horizontal.

O modelo de Kirsh ainda prevê, por meio da teoria da Elasticidade, o cálculo dos deslocamentos no túnel, a partir da seguinte equação:

$$u = \frac{pZR}{4G} [(1 + k_0)\alpha^2 + (1 - k_0)(-\alpha^4 + 4\alpha^2 - 4\nu\alpha^2) \cos(2\theta)] \quad (5.6)$$

5.8 Considerações e método de análise

A análise de ambos os alinhamentos foi realizada dividindo-se os mesmos em trechos, em virtude do grande comprimento apresentado pelos túneis. Com um total de 5,3 km, o túnel inclinado foi dividido em 10 trechos, cada qual com aproximadamente 530 m. O túnel mesclado foi dividido em 5 trechos na região do túnel de baixa pressão, cada qual com aproximadamente 700 m de comprimento. E ainda, 2 trechos na região do poço pressurizado, cada qual com cerca de 280 m e 3 trechos na região do túnel em alta pressão, cada qual com aproximadamente 530 m de comprimento.

A geometria circular foi desenhada por “*polylines*”, as quais foram transformadas em “*nodelines*” compostas por 40 nós cada, resultando em uma malha com bom refinamento, a qual retornou excelentes resultados em um tempo razoável para computação, por meio de interpolação linear.

Os parâmetros de resistência, de tensão e geométricos considerados foram os apresentados nas Tabelas 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7. Como os traçados apresentam inclinação, a opção utilizada para os parâmetros de tensão foi do tipo gravitacional, na qual se insere o peso específico da rocha, a elevação e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0), o qual foi considerado igual para a tensão principal intermediária, agindo na direção longitudinal ao túnel, e para a tensão principal menor. Para os parâmetros de resistência, o modelo de análise escolhido foi o de Hoek-Brown, sendo este mais realístico para análise de maciços rochosos. As tabelas 5.8 e 5.9 mostram a altura de rocha considerada no início de cada trecho para o cálculo das tensões. A Figura 5.5 mostra os parâmetros inseridos para análise de um dos trechos do túnel inclinado.

Tabela 5.8. Altura de rocha sobrejacente nos trechos do túnel inclinado.

Altura de rocha sobrejacente (m)	
Trecho 1	300
Trecho 2	350
Trecho 3	700
Trecho 4	475
Trecho 5	750
Trecho 6	1000
Trecho 7	800
Trecho 8	600
Trecho 9	775
Trecho 10	750

Tabela 5.9. Altura de rocha sobrejacente nos trechos do túnel mesclado.

Altura de rocha sobrejacente (m)		
Túnel sob baixa pressão	Trecho1	300
	Trecho 2	325
	Trecho 3	550
	Trecho 4	350
	Trecho 5	400
Poço vertical	Trecho 1	600
	Trecho 2	878
Túnel sob alta pressão	Trecho 1	600
	Trecho 2	775
	Trecho 3	750

MODEL PARAMETERS

ELASTIC CONSTANTS

Youngs Modulus (MPa)	44000	Poisson Ratio	0.27
----------------------	-------	---------------	------

FIELD STRESS

CONSTANT
GRAVITATIONAL

Surface Elev. (m)	300	Unit Weight (MN/m3)	0.026
-------------------	-----	---------------------	-------

SIGMA V		SIGMA H1		SIGMA H2	
Dir. (deg)	0	K1 (H1/V)	0.5	K2 (H2/V)	0.5
Dip (deg)	90	Dir. (deg)	90	Dir. (deg)	0
		Dip (deg)	0	Dip (deg)	0
		Locked-In(MPa)	0	Locked-In(MPa)	0

STRENGTH PARAMETERS

MOHR-COUL
HOEK-BROWN

UCS (MPa)	120	m	8.2	s	0.062
-----------	-----	---	-----	---	-------

Save
Abort

Figura 5.6. Parâmetros para análise do túnel.

Os pontos do maciço escolhidos para a computação dos resultados foram determinados por meio de um “grid” tridimensional, sendo esta a opção mais ampla para apresentação de resultados.

A análise do túnel em operação (sob pressão) foi realizada inserindo-se, por meio da ferramenta “*apply traction*”, uma pressão normal gravitacional, a qual corresponde a uma tensão radial ao longo de todo o túnel, entrando no maciço rochoso. As Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 apresentam os modelos 3D utilizados para a realização das análises.

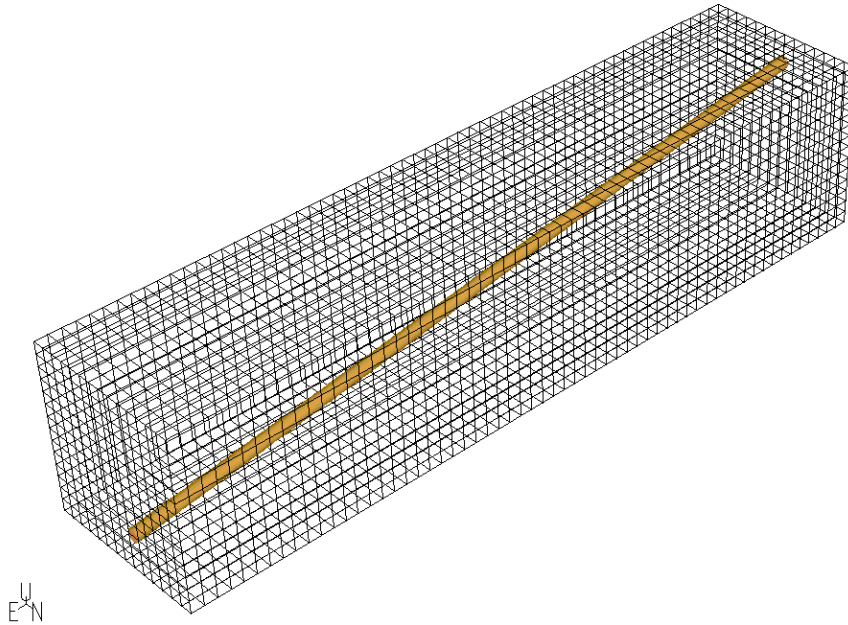


Figura 5.7. Modelo 3D do túnel inclinado ($i = 16\%$).

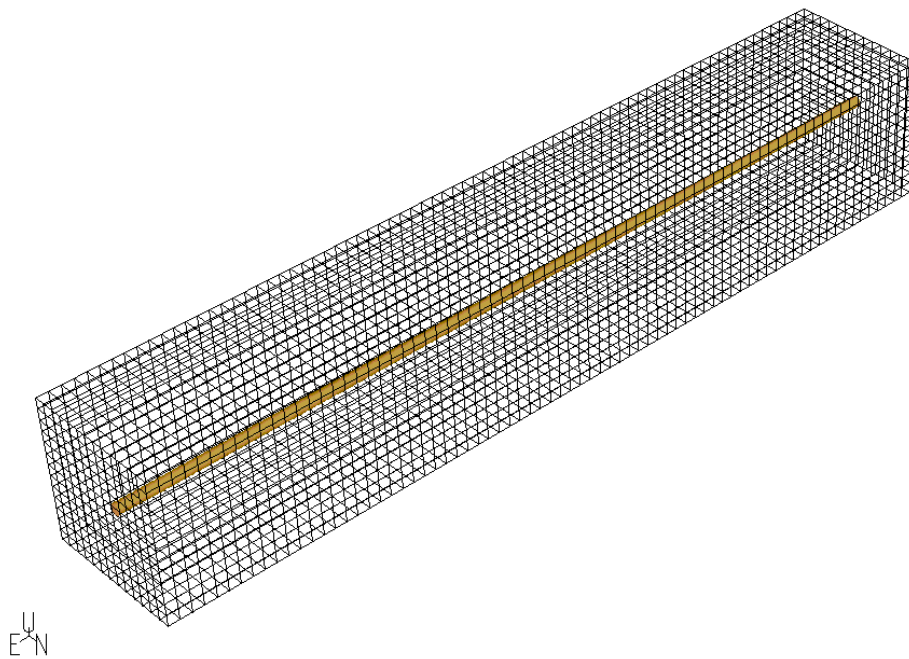


Figura 5.8. Modelo 3D do túnel inclinado ($i = 0,5\%$).

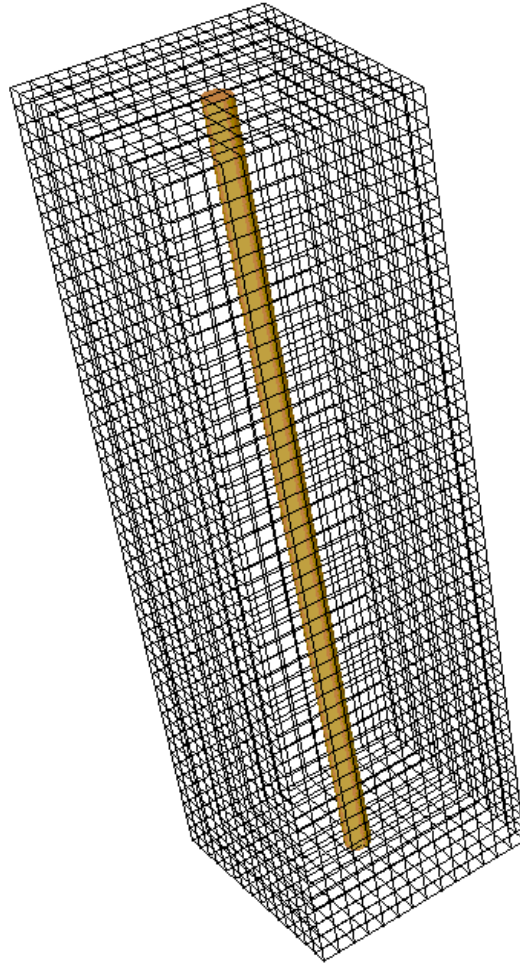


Figura 5.9. Modelo 3D do poço pressurizado.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O túnel inclinado e o túnel mesclado foram simulados considerando o pós-construção, ou seja, sem o fluxo de água e também considerando o túnel em operação, ou seja, sob pressão de água.

Os resultados apresentados a seguir, mostrarão o comportamento do túnel, no respectivo alinhamento e trecho, em termos das tensões principal maior (σ_1) e principal menor (σ_3), deslocamentos e fator de segurança.

Para cada parâmetro serão apresentadas três figuras distintas, as quais correspondem à uma visão 3D do comportamento do parâmetro nas paredes ao longo do túnel. E ainda, um plano longitudinal e um plano transversal, os quais mostram o comportamento do respectivo parâmetro nas adjacências do túnel.

Em consequência da grande quantidade de resultados gerados, serão apresentados e analisados neste capítulo, apenas os resultados correspondentes a um determinado trecho de túnel para cada tipo de alinhamento, sendo os resultados dos demais trechos apresentados no Apêndice.

6.1 Túnel inclinado

O trecho a ser apresentado e analisado será o trecho 5, localizado aproximadamente à meio vão dos 5,3 km totais do túnel inclinado, os demais trechos do alinhamento encontram-se nos Apêndices A e B.

6.1.1 Pós-construção

- ***Tensão principal maior***

As Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 mostram o comportamento da tensão principal maior (σ_1) nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

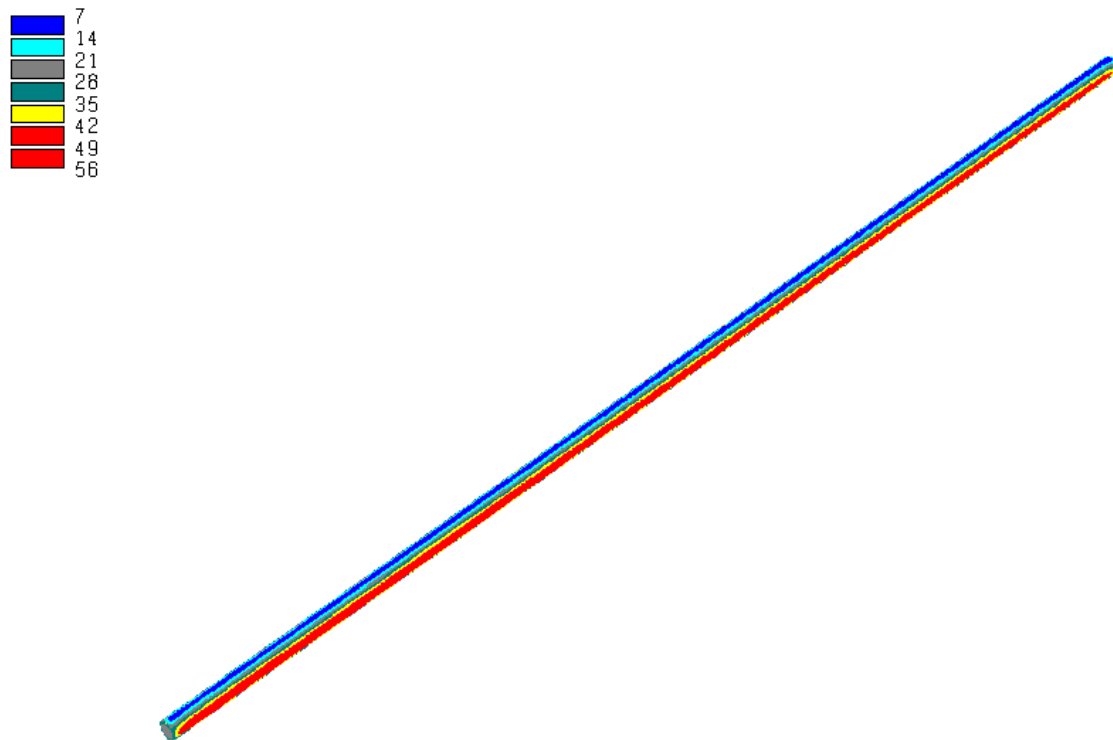


Figura 6.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

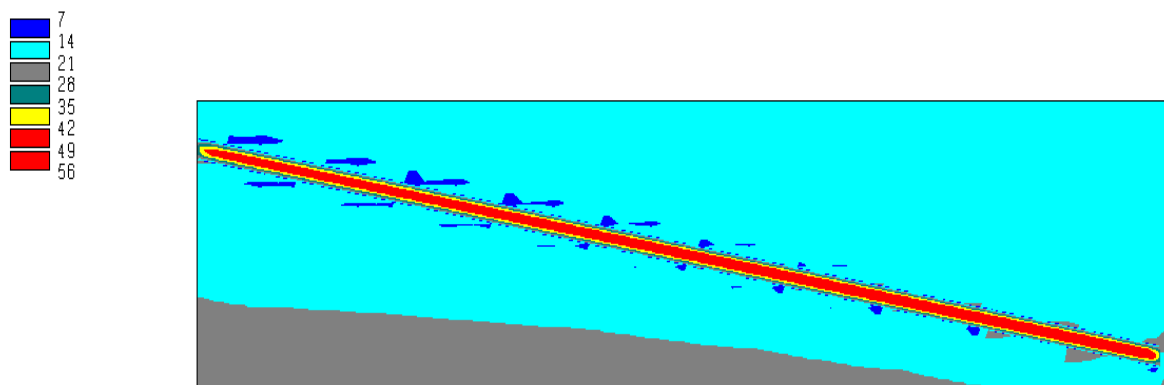


Figura 6.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

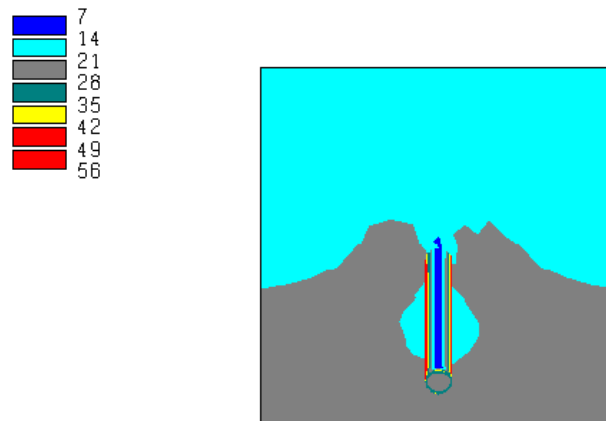


Figura 6.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

De um modo geral, o comportamento do túnel inclinado em termos da tensão principal maior (σ_1) ocorre como o esperado, havendo um crescimento progressivo da tensão conforme a profundidade do túnel aumenta. Em consequência da topografia local, os valores das tensões induzidas variam, aproximadamente, com o sobrepeso de rocha acima do trecho, os quais podem ser observados com o auxílio do Apêndice A.

Nas paredes do túnel, percebe-se a maior concentração de tensões induzidas nas laterais, o que é previsto pelo modelo de Kirsh, pois como há rotação de tensões e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) é igual a 0,5, a tensão vertical é maior. Desta forma, as tensões nas laterais são maiores do que no teto, submetendo as laterais do túnel a uma tensão de compressão uniaxial, a qual atinge valores de 50 MPa, em média, neste trecho, e até 72 MPa no trecho 6. Considerando a altura de rocha neste trecho (750 m), a equação de Kirsh para a tensão tangencial fornece 49 MPa nas laterais, estando em pleno acordo com as análises.

Ao observar os planos longitudinal e transversal percebe-se que com o aumento da distância em relação ao túnel, as tensões induzidas por este aproximam-se, em termos de valores, das tensões *in situ* verticais.

- ***Tensão principal menor***

As Figuras 6.4, 6.5 e 6.6 mostram o comportamento da tensão principal menor (σ_3) nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

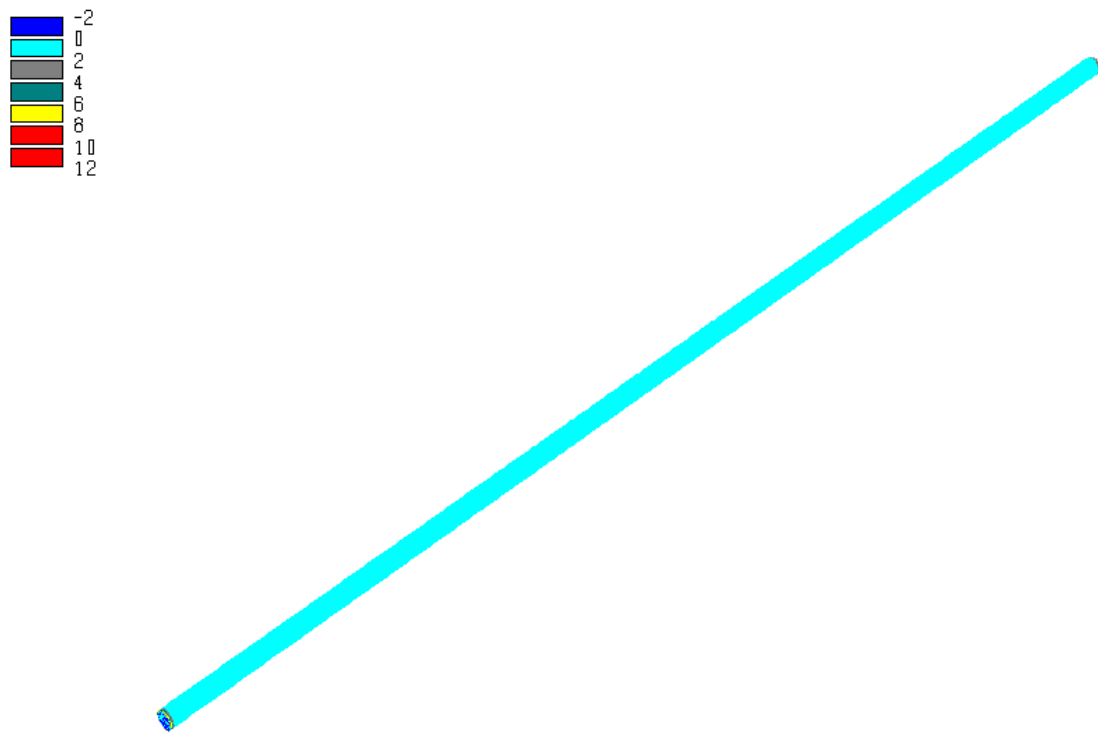


Figura 6.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

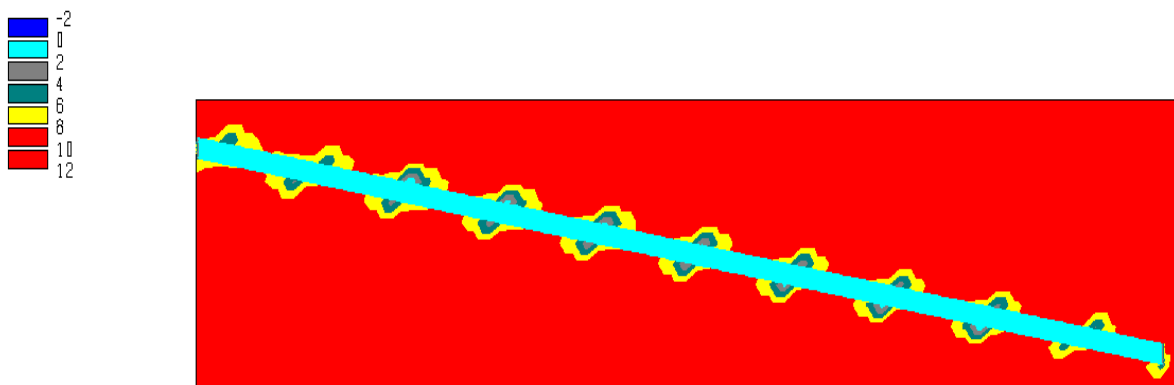


Figura 6.5. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

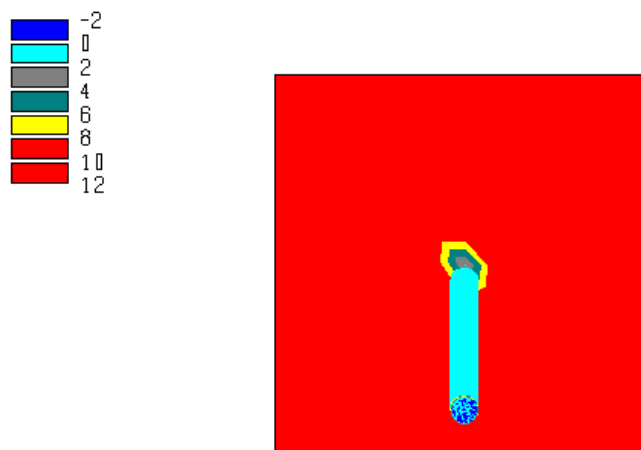


Figura 6.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

A tensão principal menor (σ_3), nas paredes do túnel, não apresenta grandes variações, em termos de valores, conforme se aumenta a profundidade. Ela apresenta valores muito baixos, que atingem zero nas paredes, em consequência do desconfinamento ocasionado pela abertura do túnel.

Ao observar os planos longitudinal e transversal, percebe-se o aumento progressivo da tensão principal menor até os valores de tensão *in situ*. Tal comportamento é esperado, pois conforme se distancia do túnel, as tensões de confinamento tendem a seus valores iniciais presentes no maciço rochoso antes da abertura do túnel.

- ***Deslocamentos***

As Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 mostram o comportamento dos deslocamentos nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal, sendo nestes mostrados os sentidos nos quais os deslocamentos ocorrem.

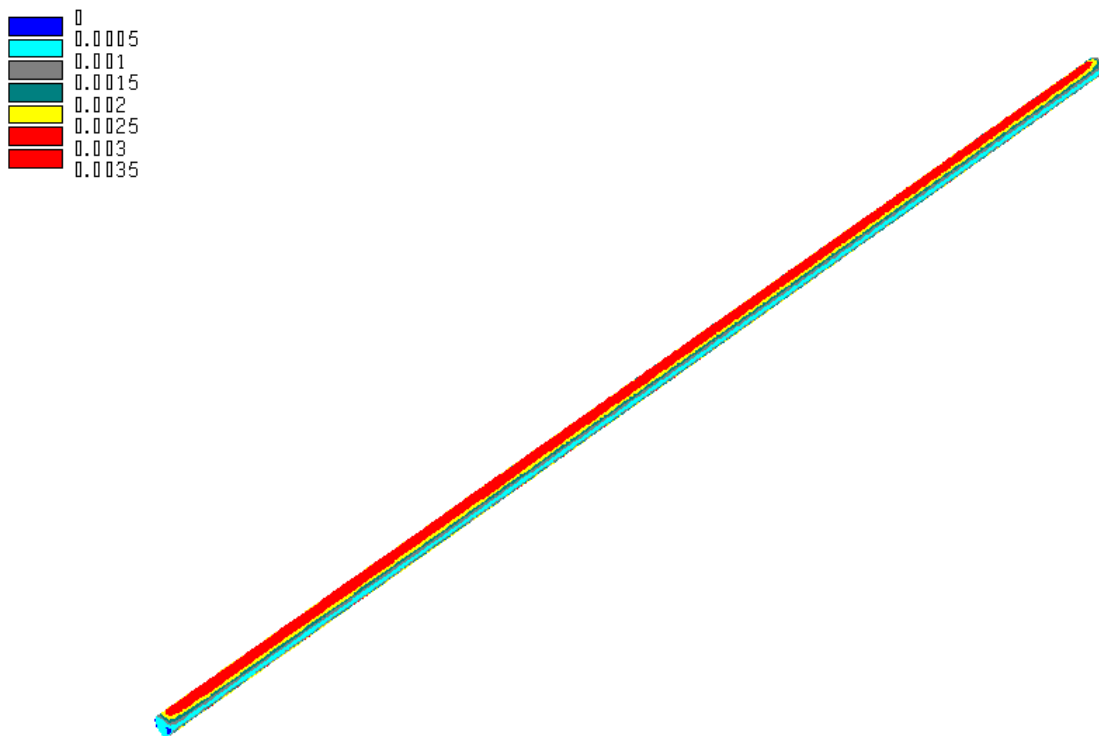


Figura 6.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

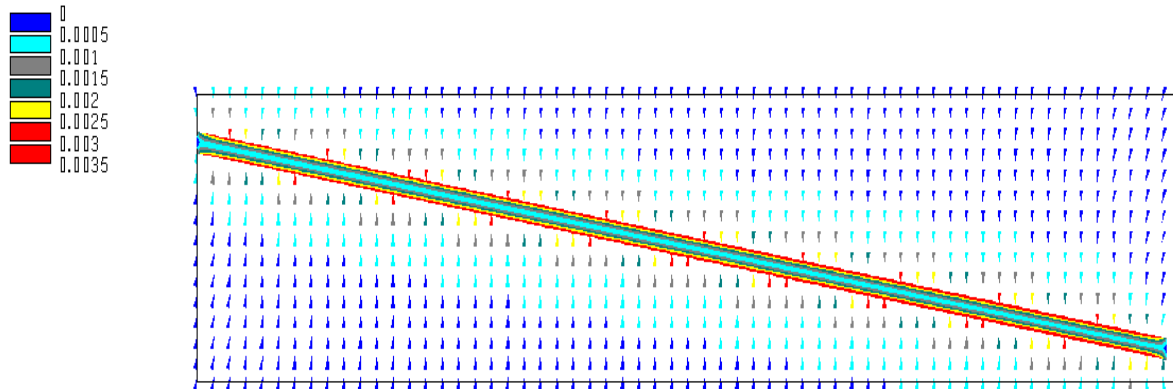


Figura 6.8. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

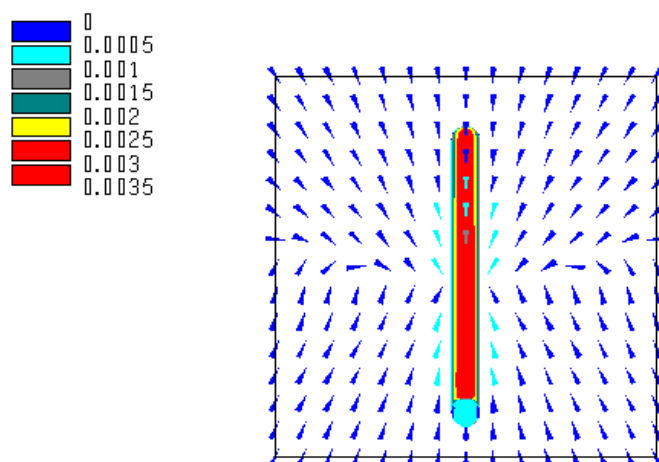


Figura 6.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

Ao analisar os deslocamentos nas paredes do túnel, percebe-se maiores deslocamentos no teto, da ordem de 3 mm, sendo estes menores nas laterais, da ordem de 1 mm. Tal comportamento é previsto pelo modelo de Kirsh, pois como dito anteriormente, as tensões são maiores nas laterais, apresentando maior confinamento do que no teto, em consequência, o teto tende a sofrer deslocamentos maiores. Considerando a altura de rocha sobre o trecho (750 m), o modelo de Kirsh prevê deslocamentos de 1,6 mm no teto e 0,4 mm nas laterais, os quais apesar de serem menores, estão na mesma ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos nas análises.

Os planos longitudinal e transversal, apresentam os sentidos dos deslocamentos, que como previsto, ocorrem para dentro do túnel, os quais diminuem progressivamente conforme os pontos se afastam da abertura.

- ***Fator de segurança***

As Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 mostram a variação do fator de segurança nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

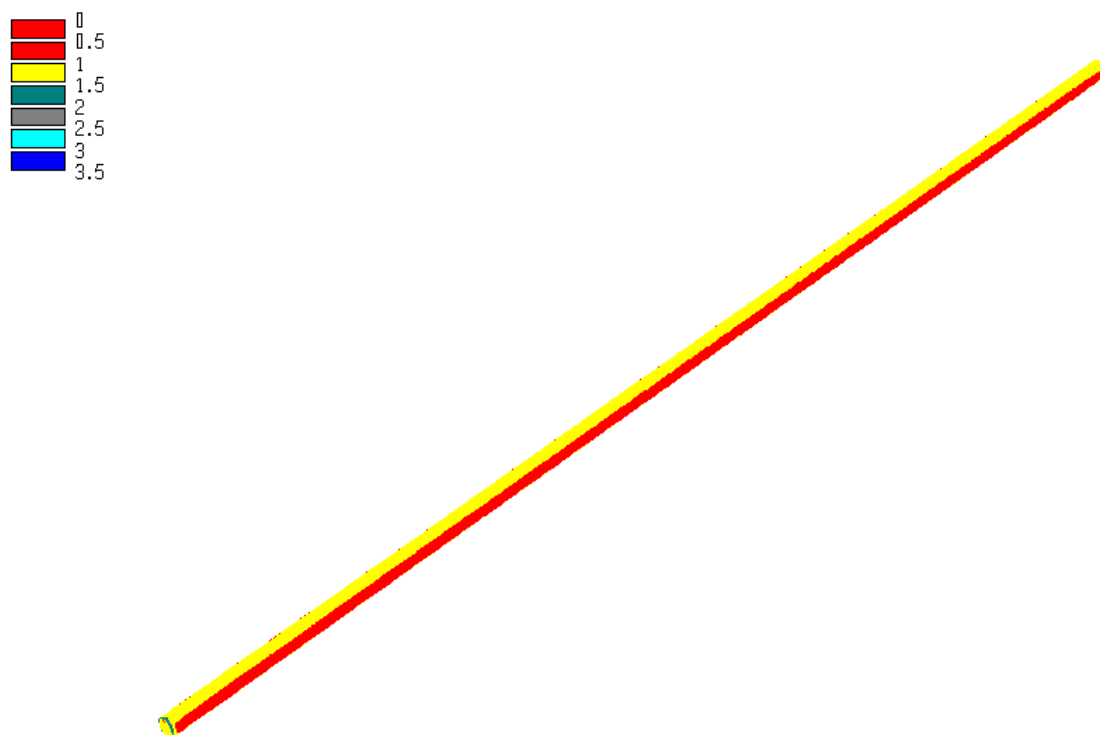


Figura 6.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.

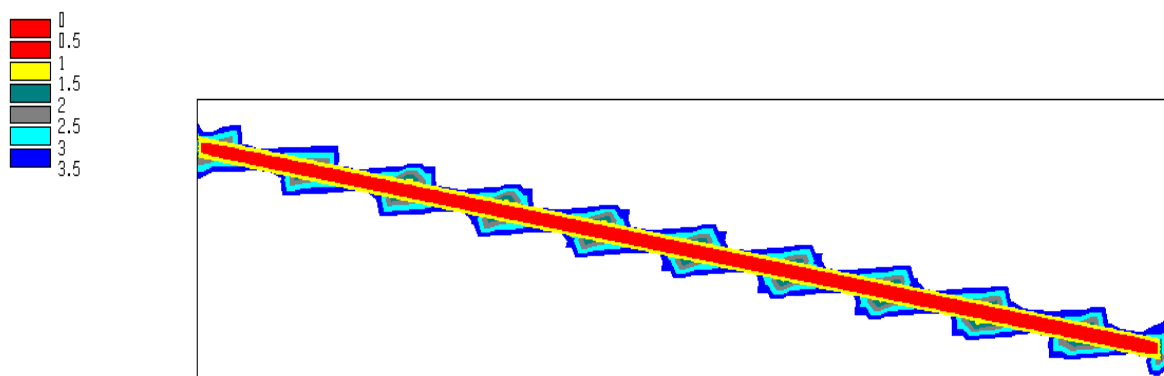


Figura 6.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

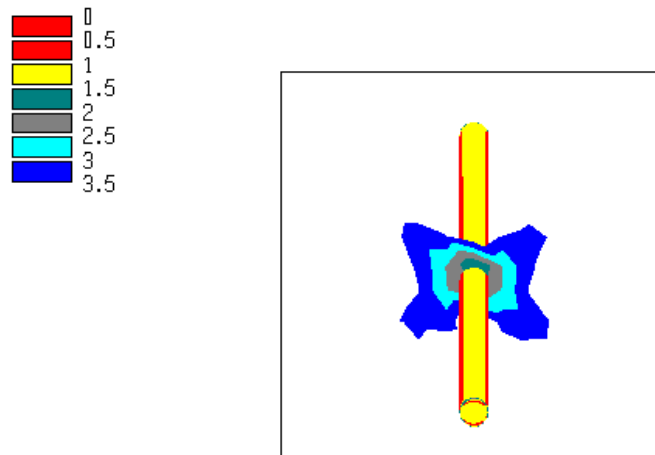


Figura 6.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

O fator de segurança nas paredes do túnel apresenta valores distintos no teto e nas laterais, apresentando-se menor do que 1 nas laterais. Desta forma, conclui-se que há rompimento nas laterais do túnel, sendo tal rompimento por compressão, pois como analisado, não há tensões negativas (tração) atuantes ao longo do túnel.

Ao observar todo o túnel, com o auxílio do Apêndice A, percebe-se que o mesmo começa a apresentar rompimento nas laterais a partir do trecho 3. Tal fato ocorre em consequência do aumento progressivo das tensões ao longo do túnel inclinado, as quais excedem a resistência à compressão do maciço rochoso a partir do trecho 3 e rompe o túnel por compressão nas laterais.

Os planos longitudinal e transversal demonstram os fatores de segurança ao longo do maciço rochoso circundante, os quais apresentam valores maiores do que 1, e portanto não há rompimento em outros pontos além das laterais do túnel.

6.1.2 Em operação (sob pressão)

- **Tensão principal maior**

As Figuras 6.13, 6.14 e 6.15 mostram o comportamento da tensão principal maior (σ_1) nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

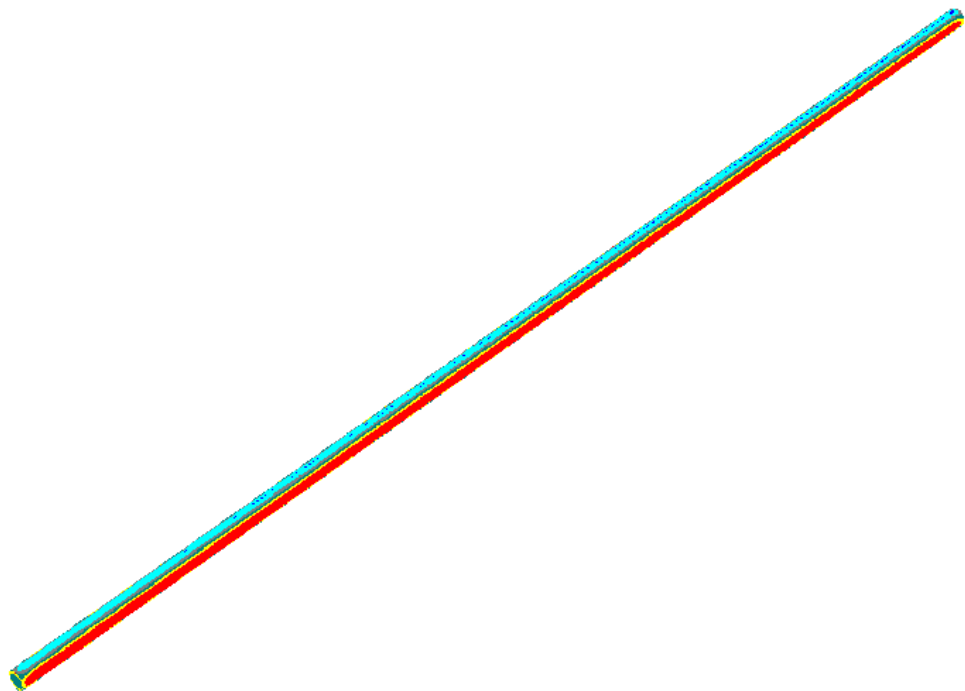


Figura 6.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

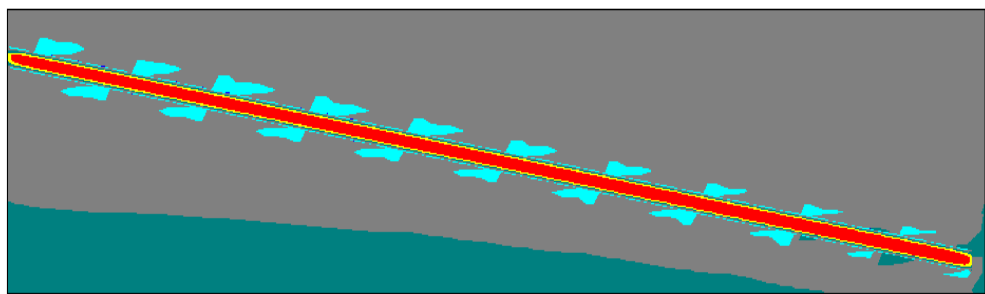
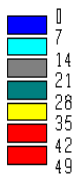


Figura 6.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

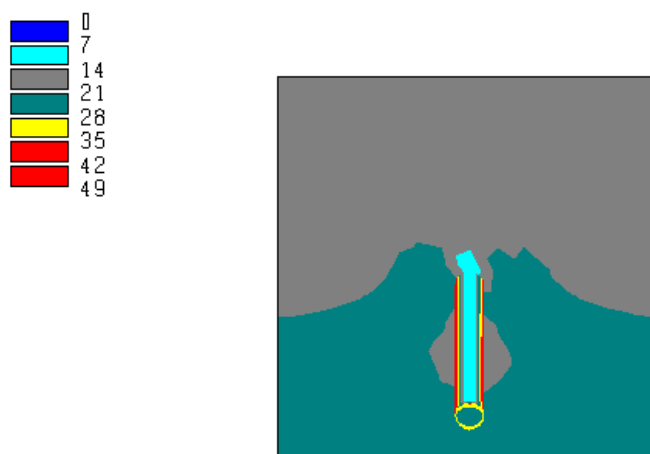


Figura 6.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

Ao entrar em operação, sob pressão de água, o túnel recebe uma tensão radial aplicada pela água ao longo de suas paredes, entrando no maciço rochoso. Desta forma, a água tende a equilibrar as tensões induzidas nas paredes do túnel.

Ao analisar todo o túnel, com o auxílio do Apêndice B, percebe-se uma diminuição nos valores das tensões em todos os trechos, sendo esta diminuição, consequência da pressão de água imposta nas paredes do túnel. No trecho 6, o qual apresentou as maiores tensões induzidas nas paredes, observa-se queda de 10 MPa, em média, nos valores das tensões.

Os planos longitudinal e transversal mostram a queda de tensões no maciço rochoso circundante, as quais tendem aos valores *in situ*.

- ***Tensão principal menor***

As Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 mostram o comportamento da tensão principal menor (σ_3) nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

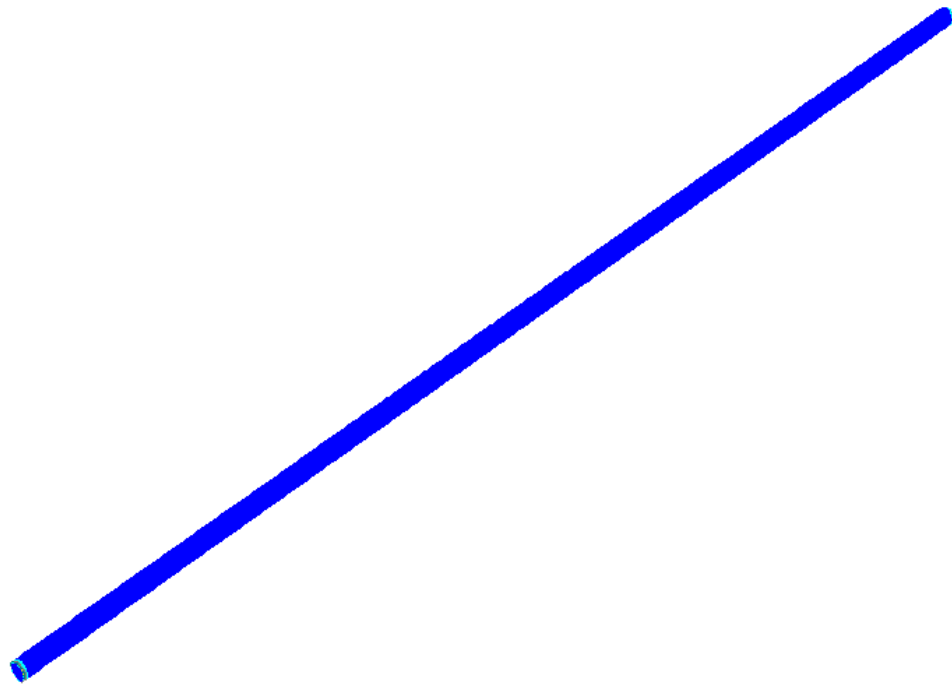
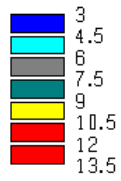


Figura 6.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

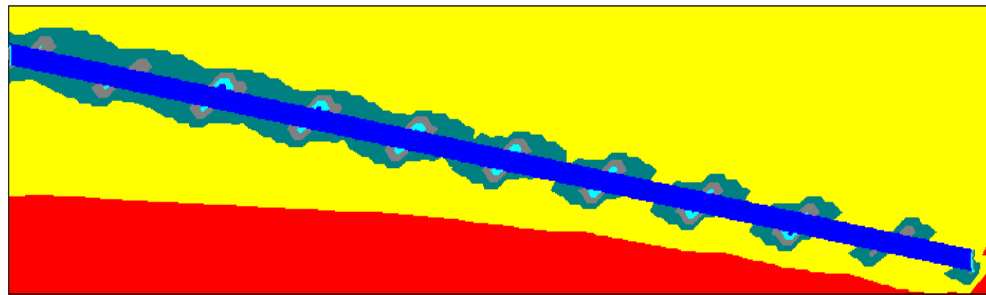
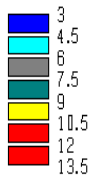


Figura 6.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

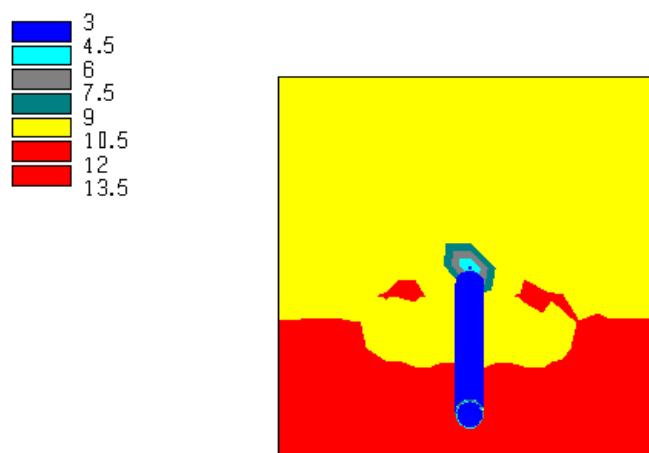


Figura 6.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

Ao observar os valores da tensão principal menor, com o auxílio do Apêndice B, percebe-se o aumento progressivo da mesma com o aumento da pressão de água nas paredes do túnel. Tal fato decorre da pressão de confinamento que a água confere ao túnel, a qual tende a aumentar com a elevação da carga hidráulica.

Por meio da análise dos planos longitudinal e transversal, percebe-se que a tensão principal menor, no maciço rochoso circundante, tende ao seu valor *in situ*, sendo este metade da tensão vertical.

- ***Deslocamentos***

As Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 mostram o comportamento do túnel em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal, sendo nestes mostrados os sentidos nos quais ocorrem os deslocamentos.

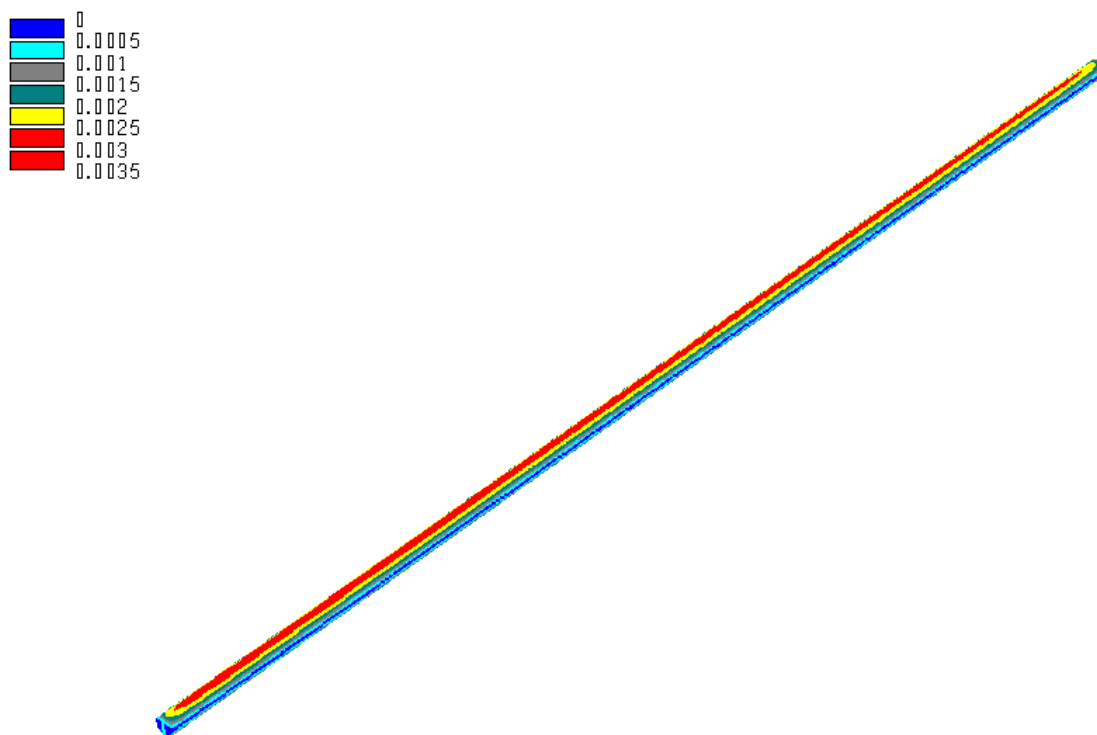


Figura 6.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

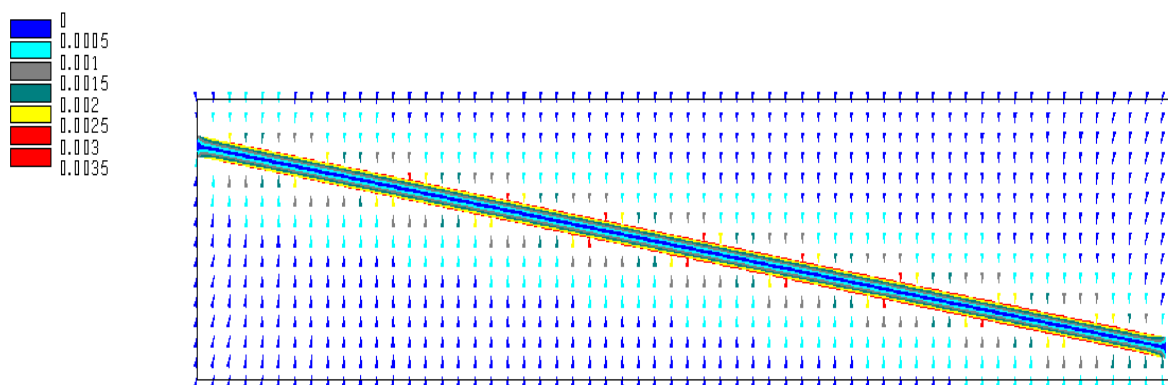


Figura 6.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

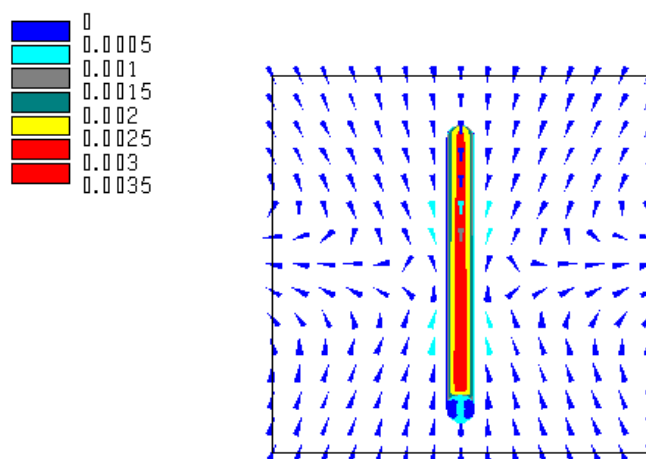


Figura 6.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

Ao analisar os deslocamentos nas paredes do túnel, percebe-se uma alteração no comportamento dos deslocamentos em relação ao caso pós-construção. Mas tal comportamento é esperado e está de acordo com a análise realizada para as tensões e é típico em maciços que apresentam $k_0 = 0,5$ submetidos à pressão de água.

Ao observar os planos longitudinal e transversal, com o auxílio do Apêndice B, percebe-se a mudança de sentido dos deslocamentos nas paredes do túnel, pois nos primeiros trechos os deslocamentos ocorrem no sentido maciço-túnel. Mas com o aumento progressivo da pressão de água, tal sentido muda nas laterais, ocorrendo no sentido túnel-macício, e assim, tendendo a “esmagar” o túnel, fechando no teto e no piso e abrindo nas laterais. Os deslocamentos no teto são maiores, até 3 mm, e nas laterais são de até 1 mm.

- ***Fator de segurança***

As Figuras 6.22, 6.23 e 6.24 mostram o comportamento do túnel em termos de fator de segurança, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

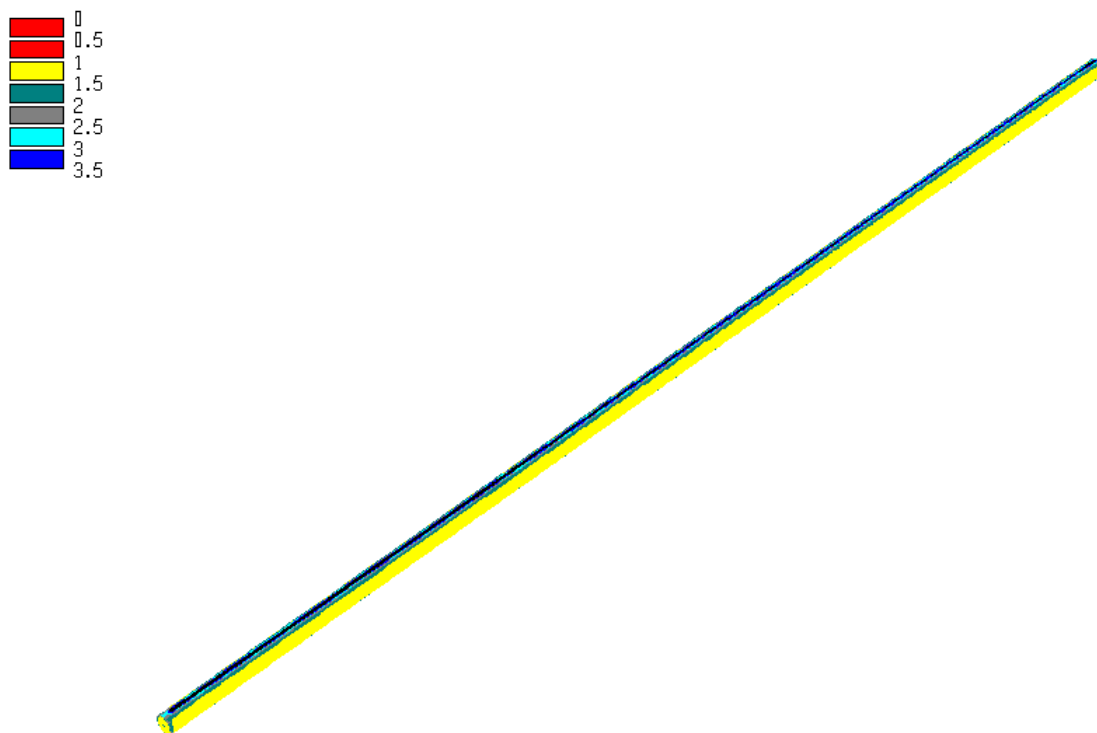


Figura 6.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.

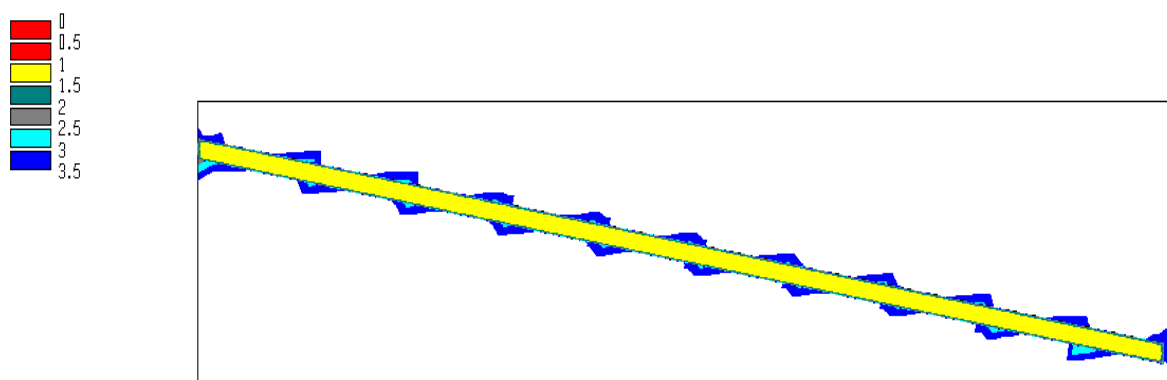


Figura 6.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

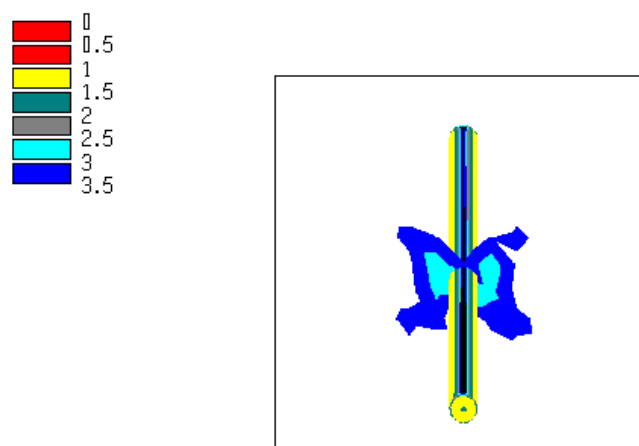


Figura 6.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

O fator de segurança apresenta valores maiores do que 1, desta forma não há rompimento nas paredes do túnel. Ao observar o Apêndice B, percebe-se que nenhum dos trechos apresenta fator de segurança menor do que 1, indicando que a pressão de água não ultrapassa as tensões impostas pelo maciço e tende a equilibrar as tensões induzidas nas paredes.

Ao analisar os planos longitudinal e transversal, percebe-se valores para o fator de segurança bem altos, indicando que não há rompimento em nenhum ponto no maciço rochoso circundante.

6.2 Túnel mesclado

As análises numéricas do túnel mesclado foram feitas por partes, sendo analisados o túnel sob baixa pressão, o poço pressurizado e o túnel em alta pressão. Desta forma, os resultados apresentados a seguir referem-se a cada parte citada.

Como dito anteriormente, o túnel sob baixa pressão foi dividido em cinco trechos para fins de análise, sendo o trecho 3 a ser apresentado e analisado. O poço foi dividido em dois trechos, sendo os dois apresentados para descrição completa do comportamento do poço. E por fim, para o túnel sob alta pressão, o qual foi dividido em 3 trechos, será apresentado e discutido, a seguir, o último trecho. Os demais trechos são apresentados nos Apêndices C e D.

6.2.1 Pós-construção

- *Tensão principal maior*

As Figuras 6.25, 6.26 e 6.27 mostram o comportamento do túnel de baixa pressão em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

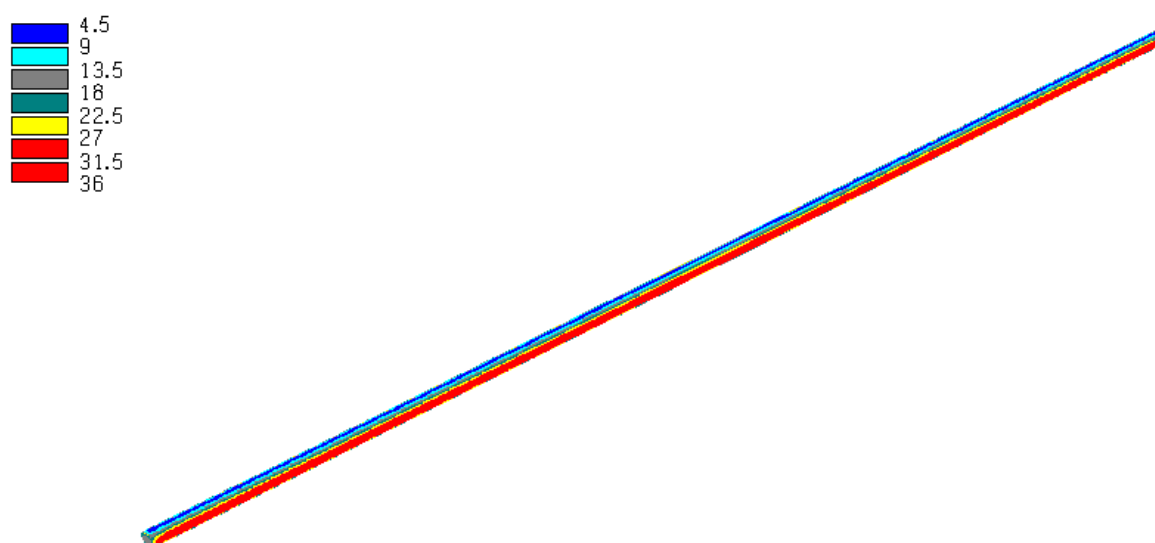


Figura 6.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

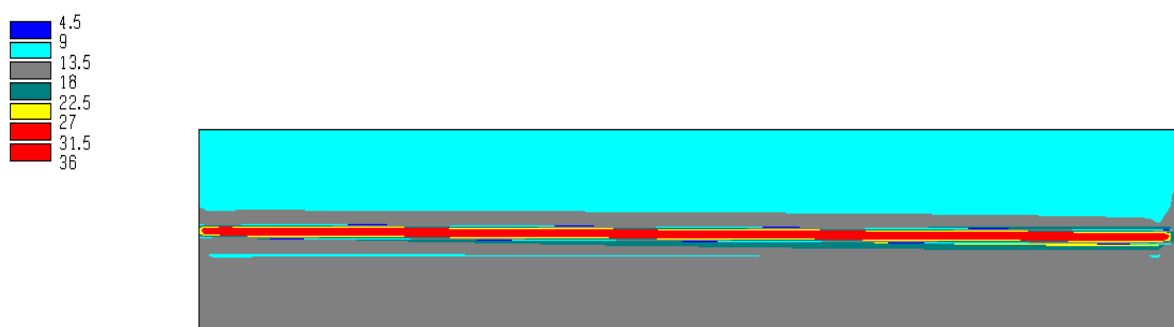


Figura 6.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

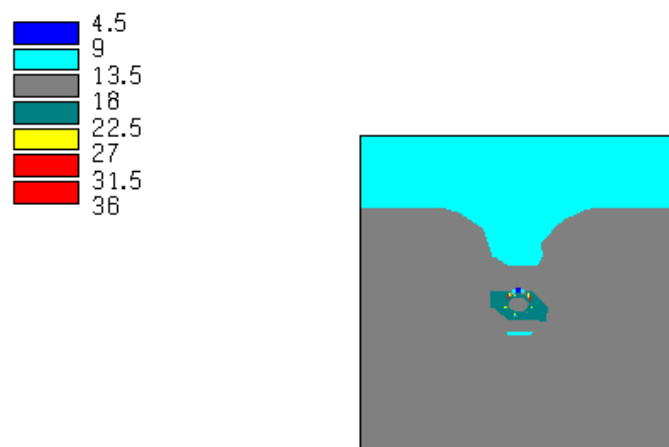


Figura 6.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

De um modo geral, o comportamento deste trecho do túnel mesclado, em termos da tensão principal maior (σ_1), ocorre como o esperado, havendo um crescimento progressivo da tensão conforme a profundidade do túnel aumenta, mas sem apresentar grandes variações em decorrência da pequena inclinação do mesmo, o qual pode ser observado com o auxílio do Apêndice C.

Nas paredes do túnel, percebe-se maior concentração de tensões induzidas nas laterais, o que é previsto no modelo de Kirsh, pois como há rotação de tensões e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) é igual a 0,5, a tensão vertical é maior. Desta forma, as tensões nas laterais são maiores do que no teto, submetendo as laterais do túnel a uma tensão de compressão uniaxial, a qual atinge valores de 33 MPa, em média. Considerando a altura de rocha neste trecho (550 m), a equação de Kirsh para a tensão tangencial fornece 35 MPa nas laterais, estando em pleno acordo com as análises.

Ao observar os planos longitudinal e transversal percebe-se que com o aumento da distância em relação ao túnel, as tensões induzidas por este aproximam-se, em termos de valores, das tensões *in situ* verticais, o que é naturalmente esperado.

As Figuras 6.28, 6.29 e 6.30 mostram o comportamento do poço em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

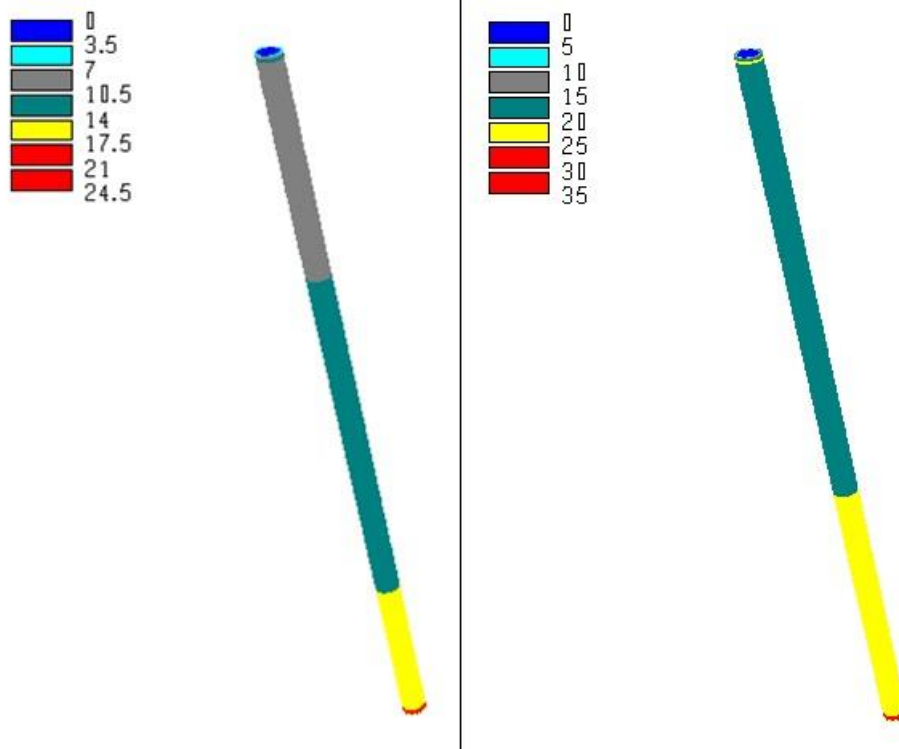


Figura 6.28. Tensão principal maior nas paredes do poço (MPa).

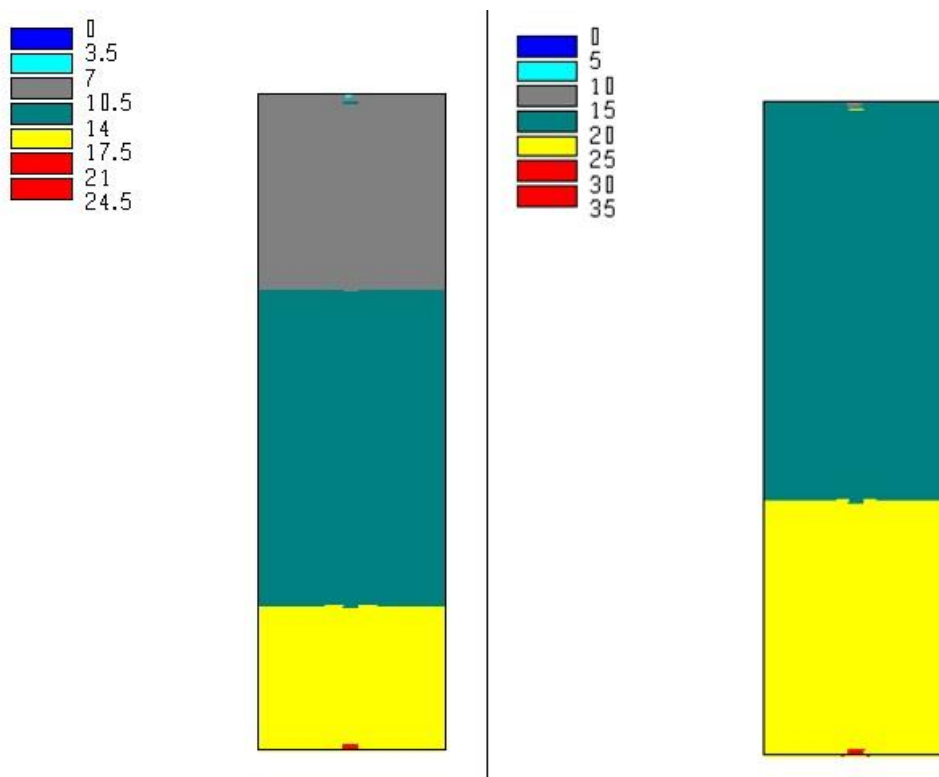


Figura 6.29. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).

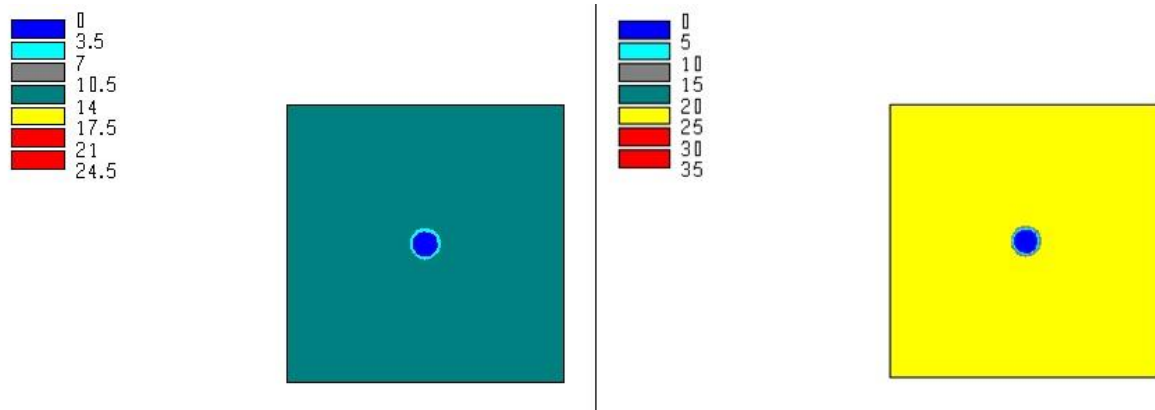


Figura 6.30. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).

A tensão principal maior induzida no poço apresenta comportamento esperado, pois como a mesma está alinhada com a tensão vertical, aumenta progressivamente conforme a profundidade do poço aumenta, atingindo valores de até 30 MPa, em média.

Os planos longitudinais, apresentados para os dois trechos do poço, demonstram o crescimento progressivo da tensão principal maior com a profundidade.

Os planos transversais, apresentados para os dois trechos do poço, demonstram que não há variações significativas da tensão principal maior no maciço rochoso circundante.

As Figuras 6.31, 6.32 e 6.33 mostram o comportamento do túnel de alta pressão em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

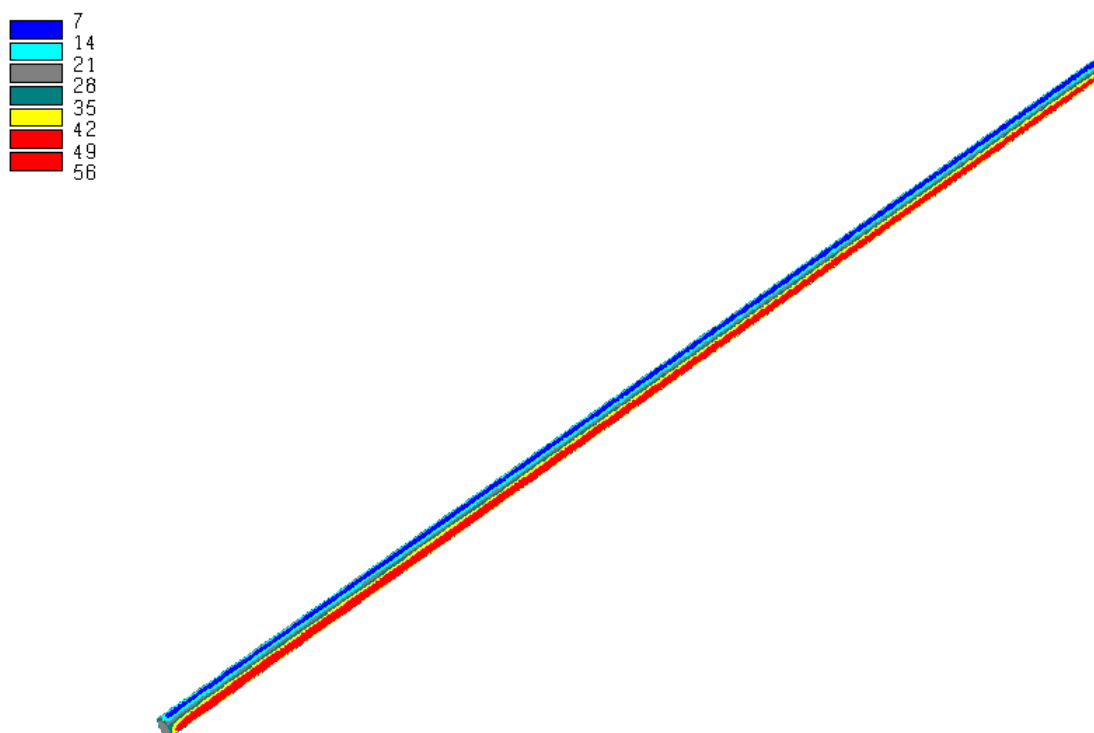


Figura 6.31. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

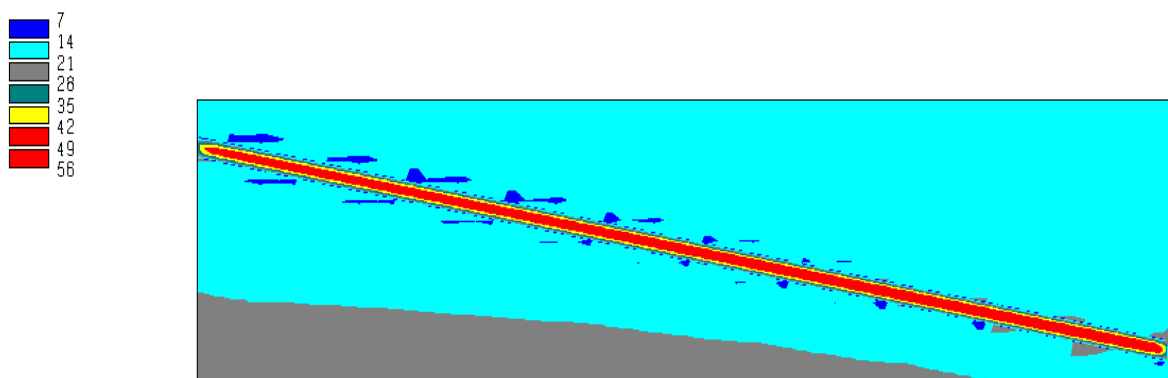


Figura 6.32. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

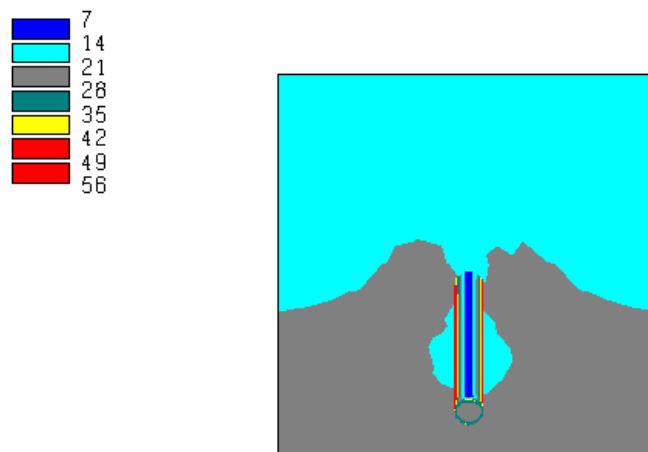


Figura 6.33. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

O trecho final do túnel mesclado apresenta os maiores valores de tensão, atingindo cerca de 50 MPa em média, o que é esperado, pois tal trecho apresenta grande inclinação e está coberto por uma grande camada de rocha.

Como observado nos outros trechos de túnel, a tensão principal maior apresenta maiores valores nas paredes, e como dito, tal comportamento é previsto pelo modelo de Kirsh, pois como há rotação de tensões e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) é igual a 0,5, a tensão vertical é maior. Desta forma, as tensões nas laterais são maiores do que no teto, submetendo as laterais do túnel a uma tensão de compressão uniaxial. Considerando a altura de rocha neste trecho (750 m), a equação de Kirsh para a tensão tangencial fornece 49 MPa nas laterais, estando em pleno acordo com as análises.

Ao observar os planos longitudinal e transversal percebe-se que com o aumento da distância em relação ao túnel, as tensões induzidas por este aproximam-se, em termos de valores, das tensões *in situ* verticais, o que é naturalmente esperado.

- ***Tensão principal menor***

As Figuras 6.34, 6.35 e 6.36 mostram o comportamento do túnel de baixa pressão em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

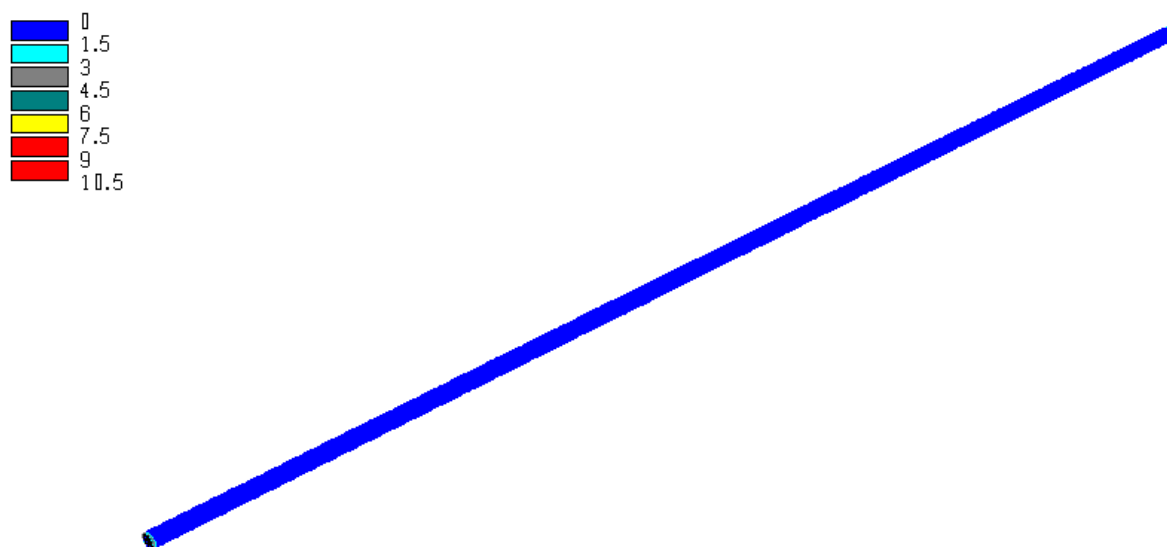


Figura 6.34. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

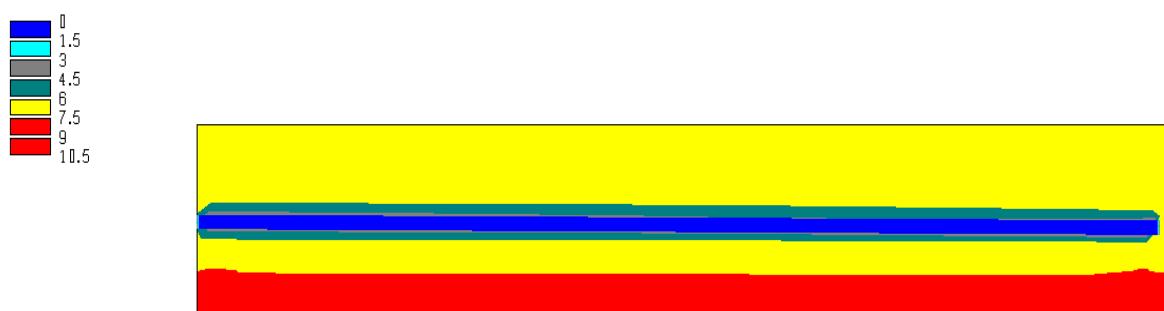


Figura 6.35. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

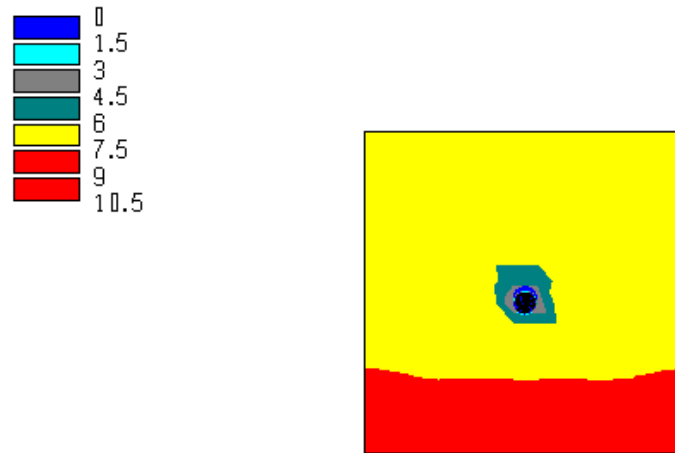


Figura 6.36. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

A tensão principal menor (σ_3), nas paredes do túnel, não apresenta grandes variações, em termos de valores, conforme se aumenta a profundidade. Ela apresenta valores muito baixos, os quais atingem zero nas paredes, em consequência do desconfinamento ocasionado pela abertura do túnel.

Ao observar os planos longitudinal e transversal, percebe-se o aumento progressivo da tensão principal menor até os valores de tensão *in situ*. Tal comportamento é esperado, pois conforme se distancia do túnel, as tensões de confinamento tendem a seus valores iniciais, metade da tensão vertical, presentes no maciço rochoso antes da abertura do túnel.

As Figuras 6.37, 6.38 e 6.39 mostram o comportamento do poço em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

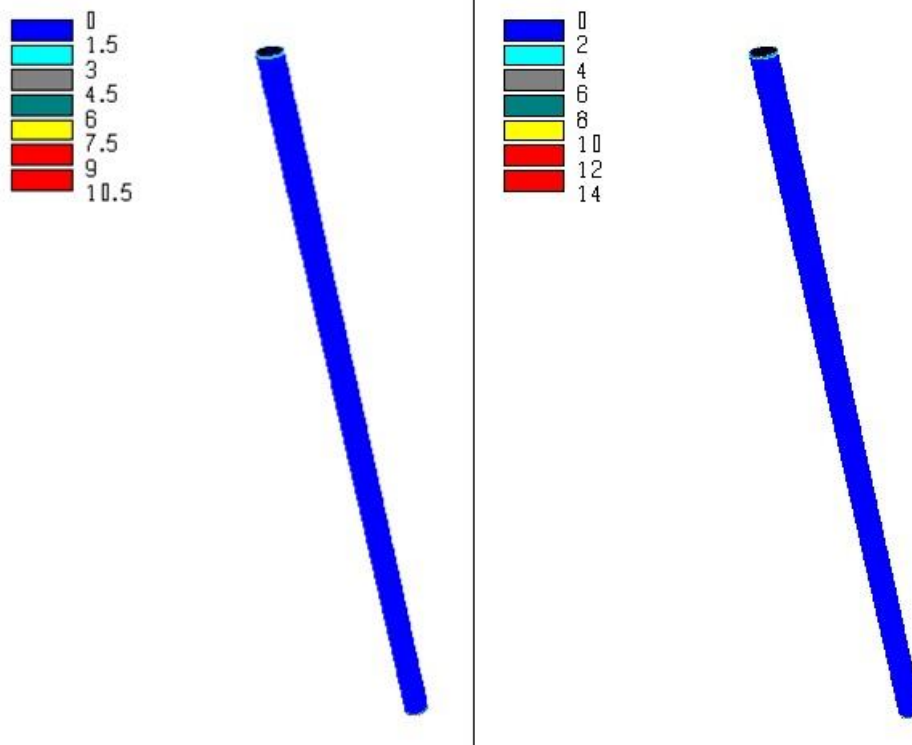


Figura 6.37. Tensão principal menor nas paredes do poço (MPa).

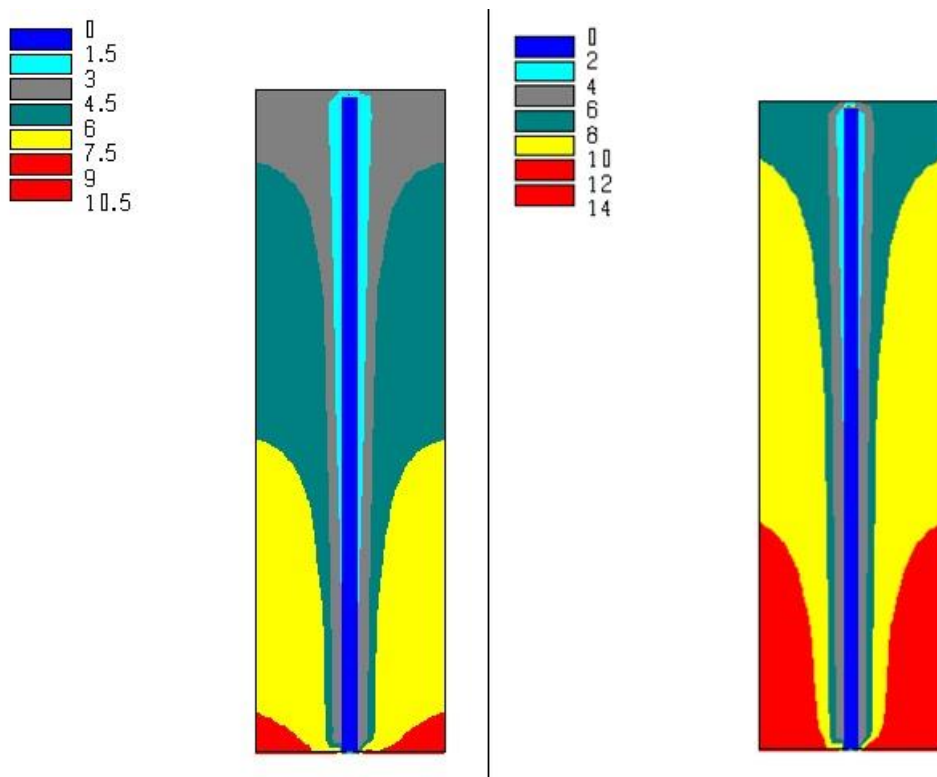


Figura 6.38. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).

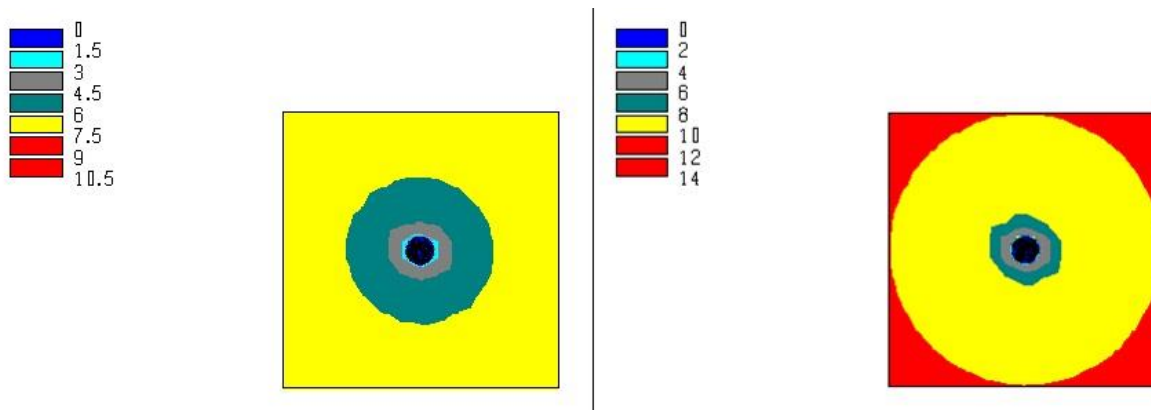


Figura 6.39. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).

A tensão principal menor (σ_3) apresenta valores muito baixos, os quais atingem zero nas paredes do poço, sendo tal fato decorrente do desconfinamento ocasionado pela escavação do mesmo.

É interessante observar os planos longitudinal e transversal, os quais mostram o aumento progressivo da tensão principal menor com o aumento da profundidade e distanciamento do poço em relação à radial do mesmo. Sendo tal tensão crescente com a profundidade numa proporção de metade da tensão vertical.

As Figuras 6.40, 6.41 e 6.42 mostram o comportamento do túnel de alta pressão em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

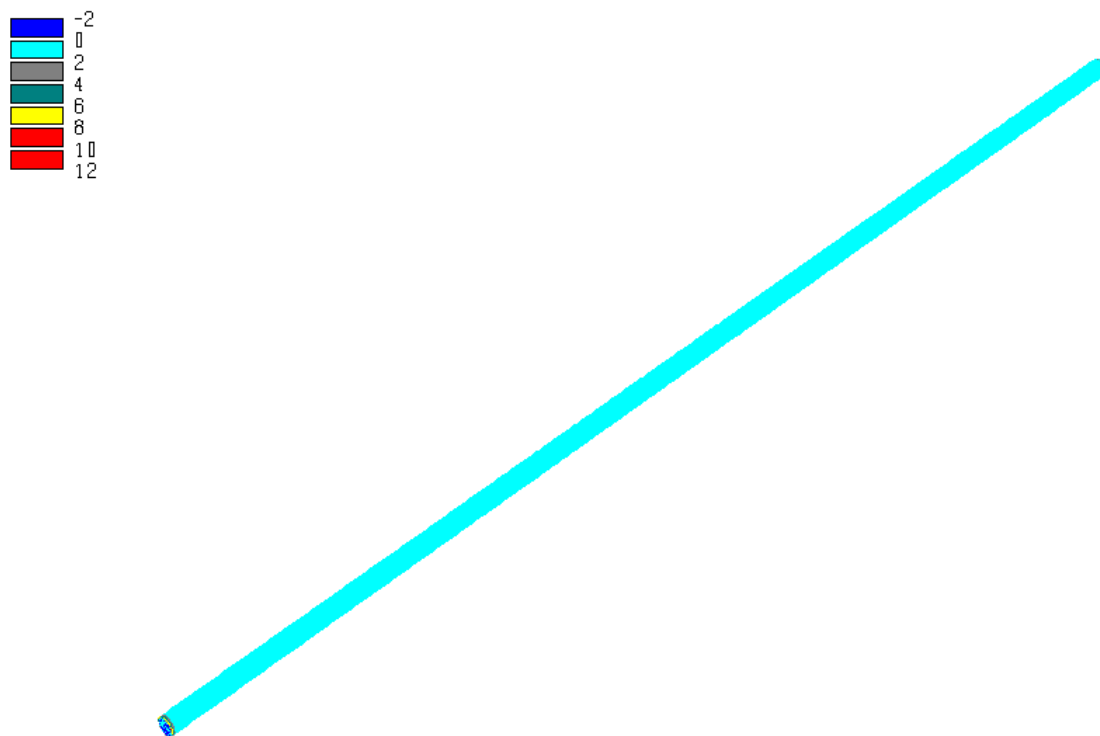


Figura 6.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

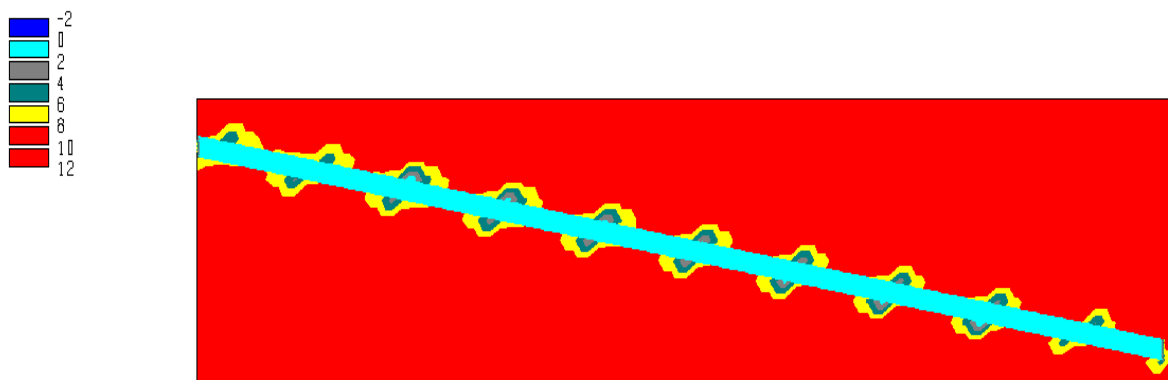


Figura 6.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

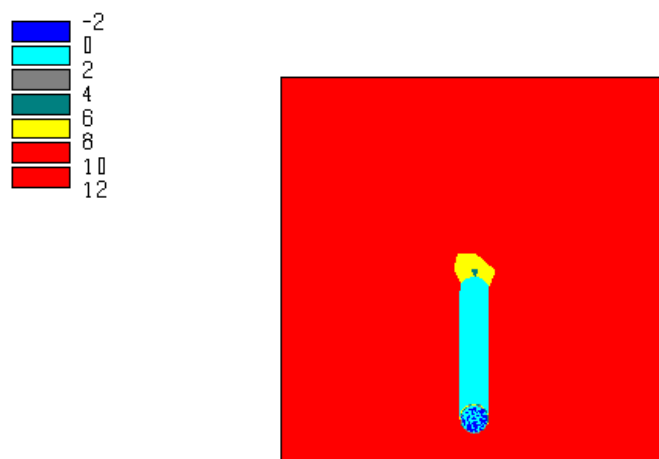


Figura 6.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

A tensão principal menor (σ_3), nas paredes do túnel, não apresenta grandes variações, em termos de valores, conforme se aumenta a profundidade. Ela apresenta valores baixos, os quais atingem zero nas paredes em consequência do desconfinamento ocasionado pela abertura do túnel.

Ao observar os planos longitudinal e transversal, percebe-se o aumento progressivo da tensão principal menor até os valores de tensão *in situ*, 10 MPa em média. Tal comportamento é esperado, pois conforme se distancia do túnel, as tensões de confinamento tendem a seus valores iniciais, metade da tensão vertical, presentes no maciço rochoso antes da abertura do túnel.

- ***Deslocamentos***

As Figuras 6.43, 6.44 e 6.45 mostram o comportamento do túnel de baixa pressão em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

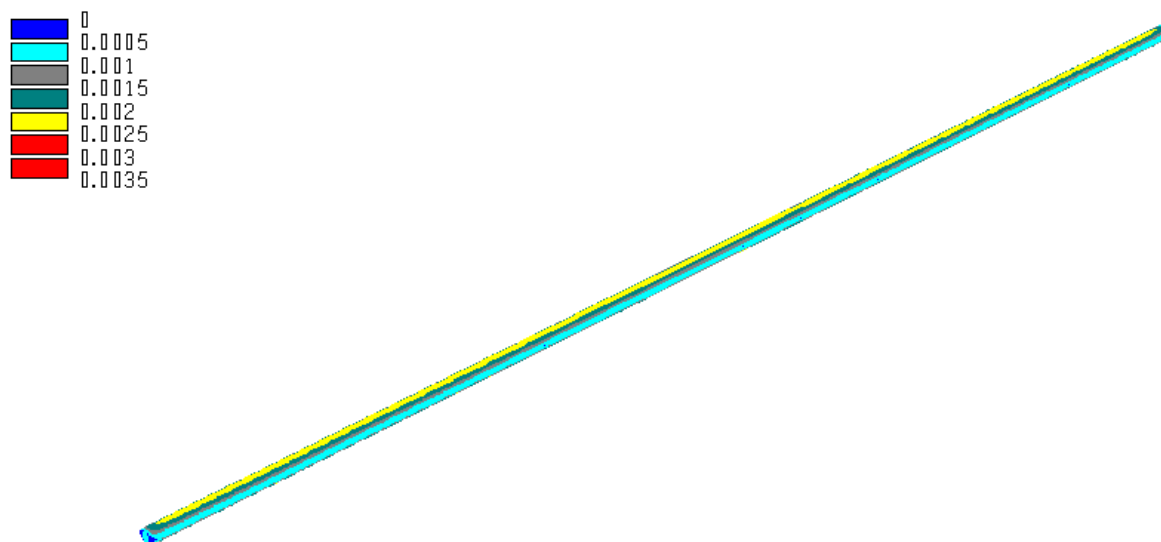


Figura 6.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

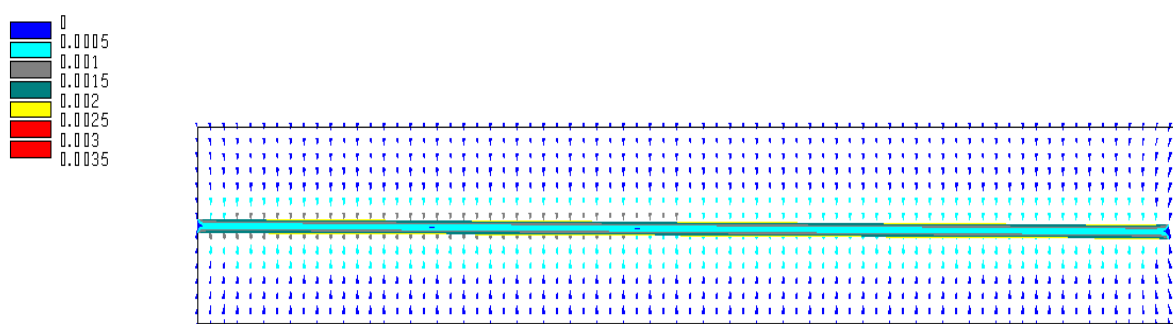


Figura 6.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

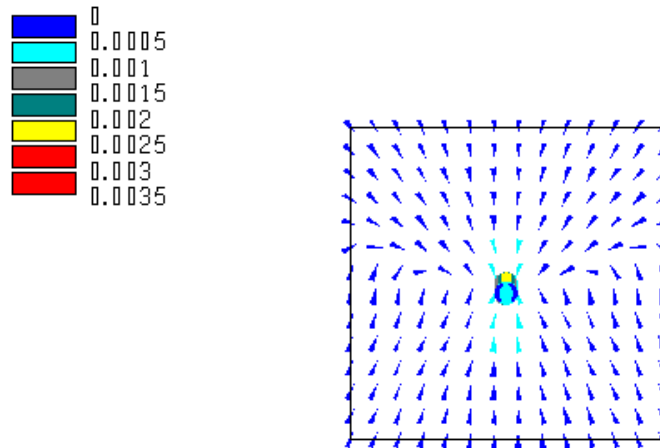


Figura 6.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

O comportamento do túnel em termos de deslocamentos ocorre como previsto pelo modelo de Kirsh, apresentando valores maiores no teto, de cerca de 2 mm e de 1 mm nas laterais, decorrente da menor tensão de confinamento presente no teto do túnel. Considerando a altura de rocha sobre o trecho (550 m), o modelo de Kirsh prevê deslocamentos de 1,2 mm no teto e 0,4 mm nas laterais, os quais apesar de serem menores, estão na mesma ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos nas análises.

Os planos longitudinal e transversal, apresentam os sentidos dos deslocamentos, os quais ocorrem, como previsto, para dentro do túnel.

As Figuras 6.46, 6.47 e 6.48 mostram o comportamento do poço em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

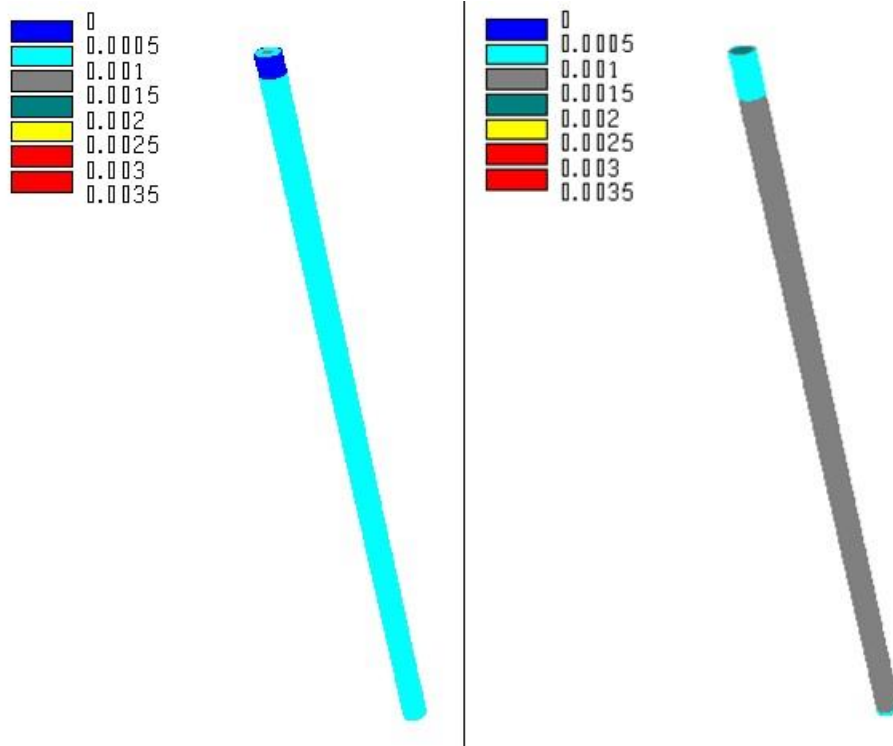


Figura 6.46. Deslocamentos nas paredes do poço (m).

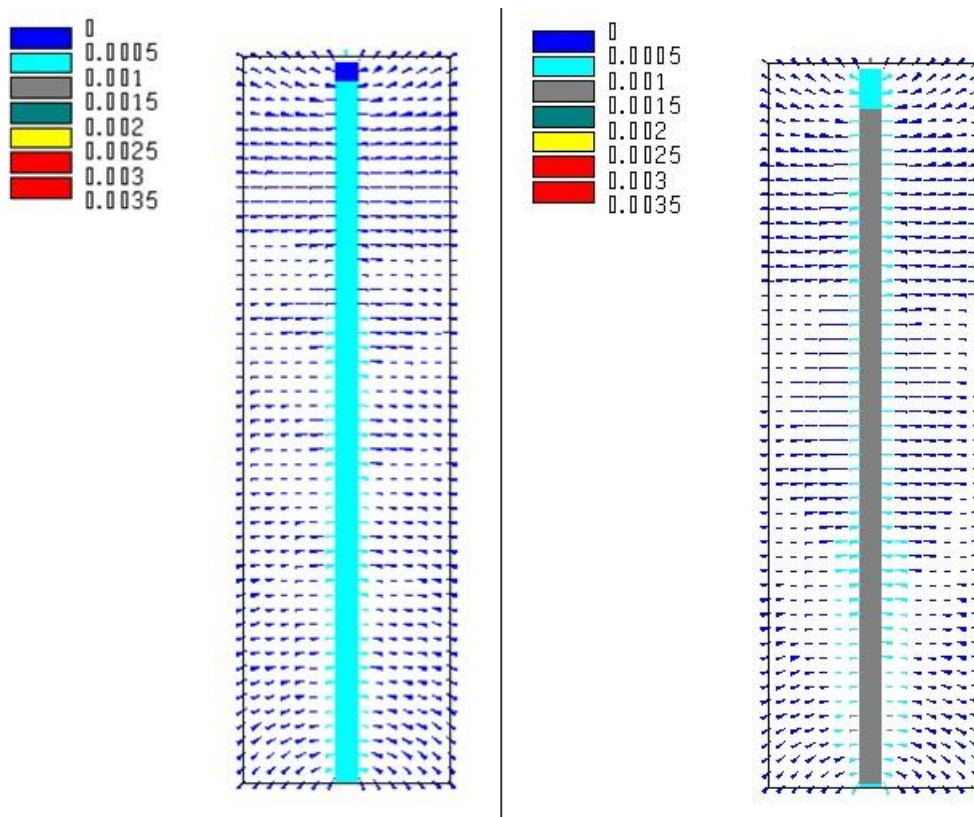


Figura 6.47. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do poço (m).

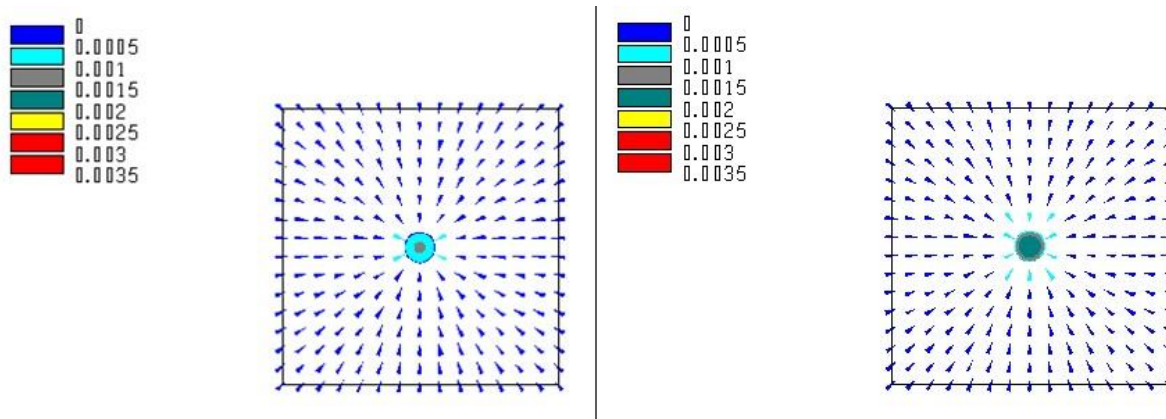


Figura 6.48. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do poço (m).

Os deslocamentos ao longo do poço não apresentam grandes variações ao longo do mesmo, apresentando valores máximos de 1,5 mm. Como esperado, em decorrência do desconfinamento ocasionado pela abertura do poço, os sentidos dos deslocamentos se dão para dentro do poço, como pode ser observado nos planos longitudinal e transversal.

As Figuras 6.49, 6.50 e 6.51 mostram o comportamento do túnel de alta pressão em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

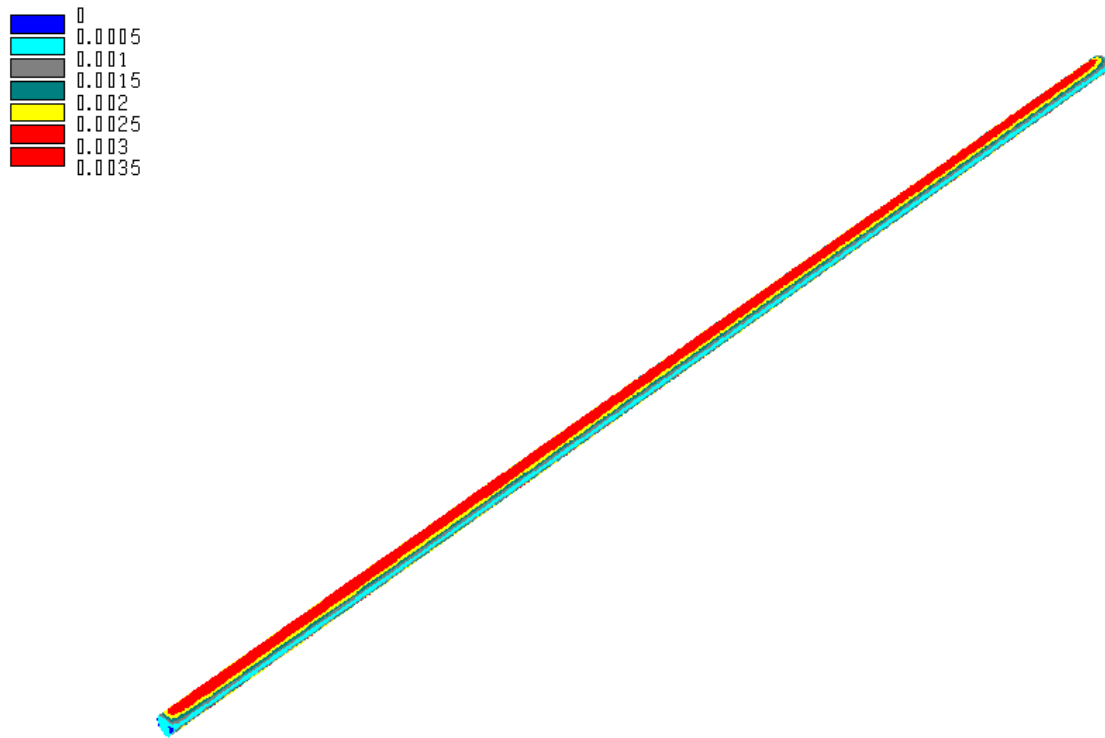


Figura 6.49. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

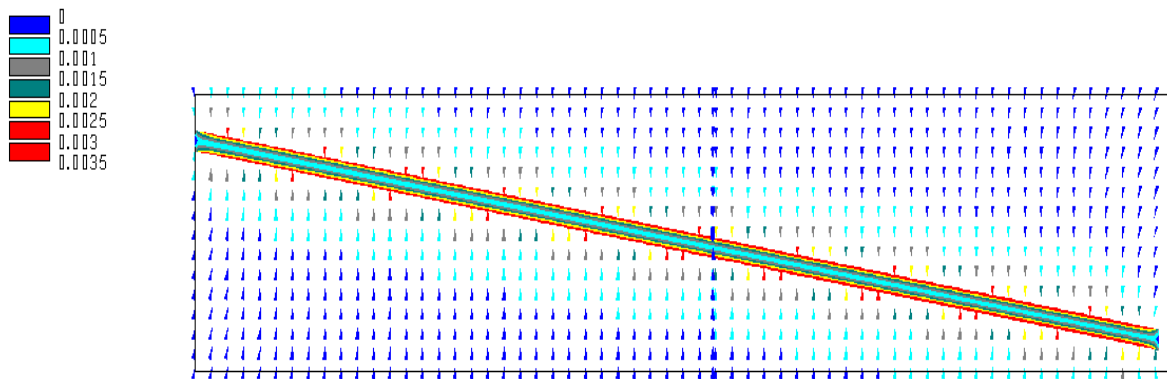


Figura 6.50. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

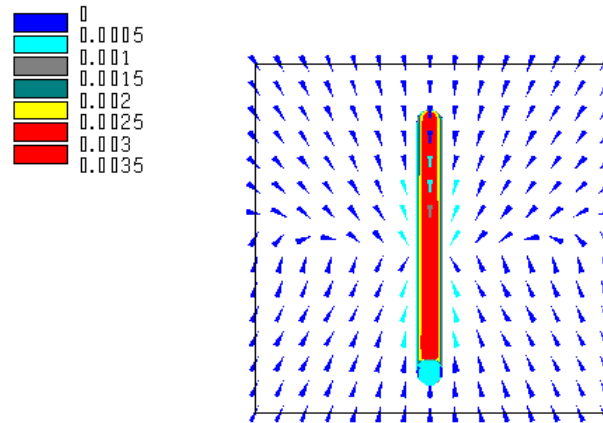


Figura 6.51. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

Os deslocamentos no trecho final do túnel mesclado atingem valores máximos de 3 mm no teto do túnel, sendo maiores do que nas laterais, com deslocamento máximo de 1 mm, o que está de acordo com o comportamento típico de túneis escavados em maciços rochosos que apresentam $k_0 = 0,5$, como previsto pelo modelo de Kirsh. Considerando a altura de rocha sobre o trecho (750 m), o modelo de Kirsh prevê deslocamentos de 1,6 mm no teto e 0,4 mm nas laterais, os quais apesar de serem menores, estão na mesma ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos nas análises.

Como esperado, o sentido dos deslocamentos é para dentro do túnel, em decorrência da escavação do mesmo, como pode ser observado nos planos longitudinal e transversal.

- ***Fator de segurança***

As Figuras 6.52, 6.53 e 6.54 mostram o fator de segurança do túnel de baixa pressão, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

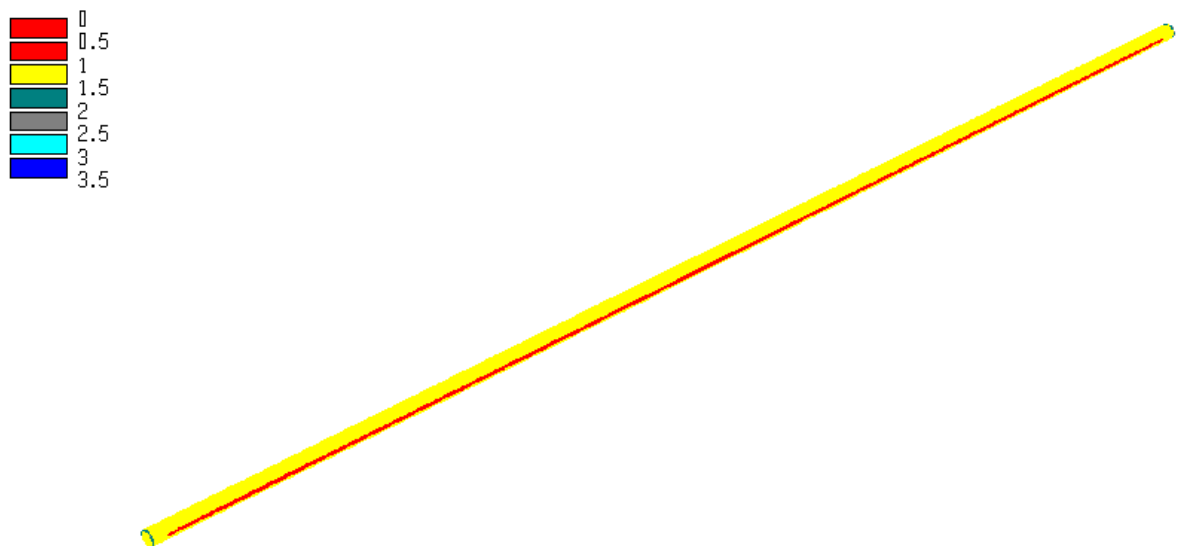


Figura 6.52. Fator de segurança nas paredes do túnel.

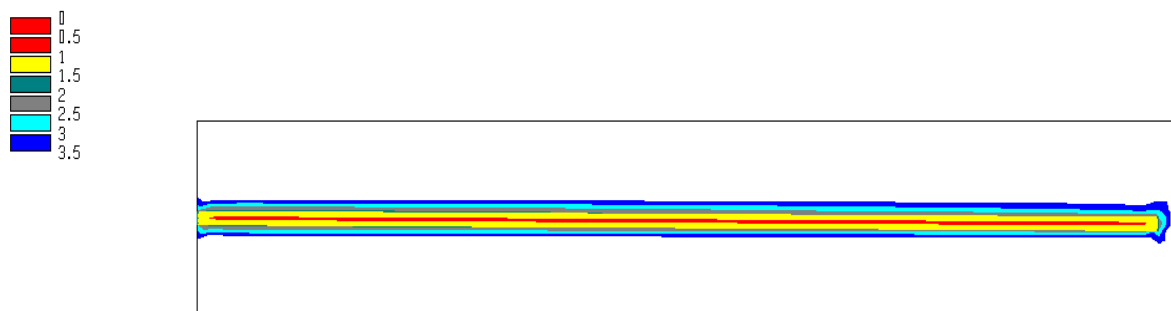


Figura 6.53. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

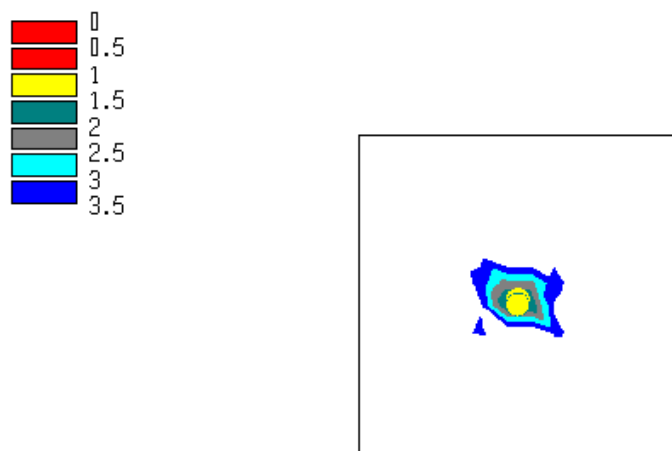


Figura 6.54. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

O fator de segurança apresenta valor menor do que 1 nas laterais do túnel, indicando que há rompimento nestes locais. Em decorrência das análises de tensões realizadas anteriormente, conclui-se que tal rompimento ocorre por compressão nas laterais, pois não há ocorrência de tensões negativas nas paredes do túnel.

Ao analisar os planos longitudinal e transversal, não se percebe nenhum ponto rompido além das laterais do túnel. Em decorrência, os valores do fator de segurança aumentam progressivamente conforme os pontos apresentam-se afastados do túnel.

As Figuras 6.55, 6.56 e 6.57 mostram o fator de segurança do poço, nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

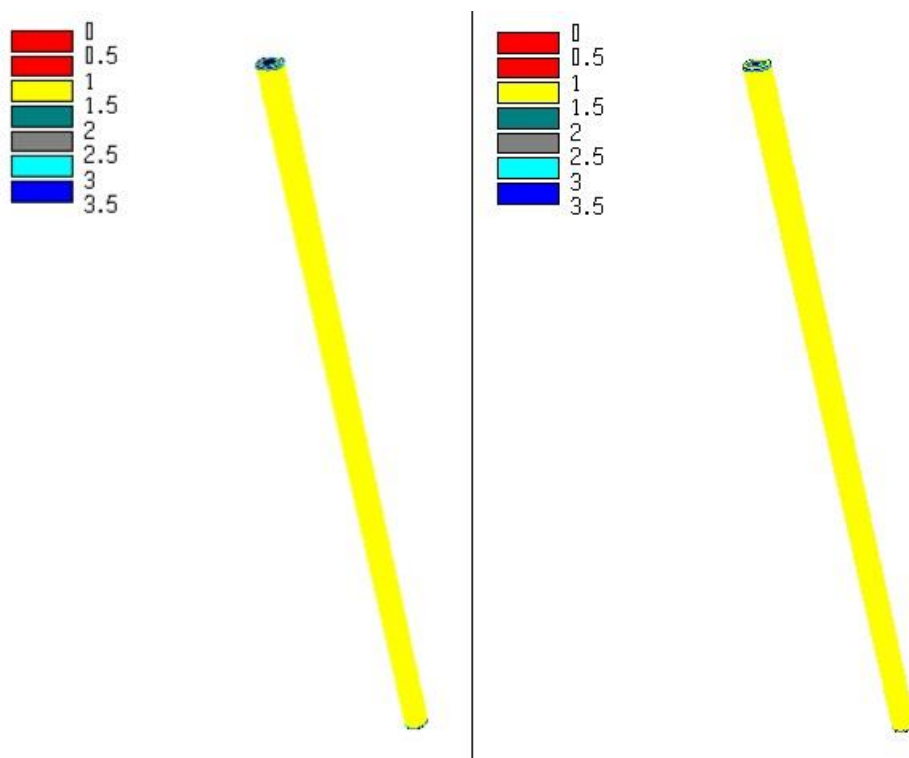


Figura 6.55. Fator de segurança nas paredes do poço.

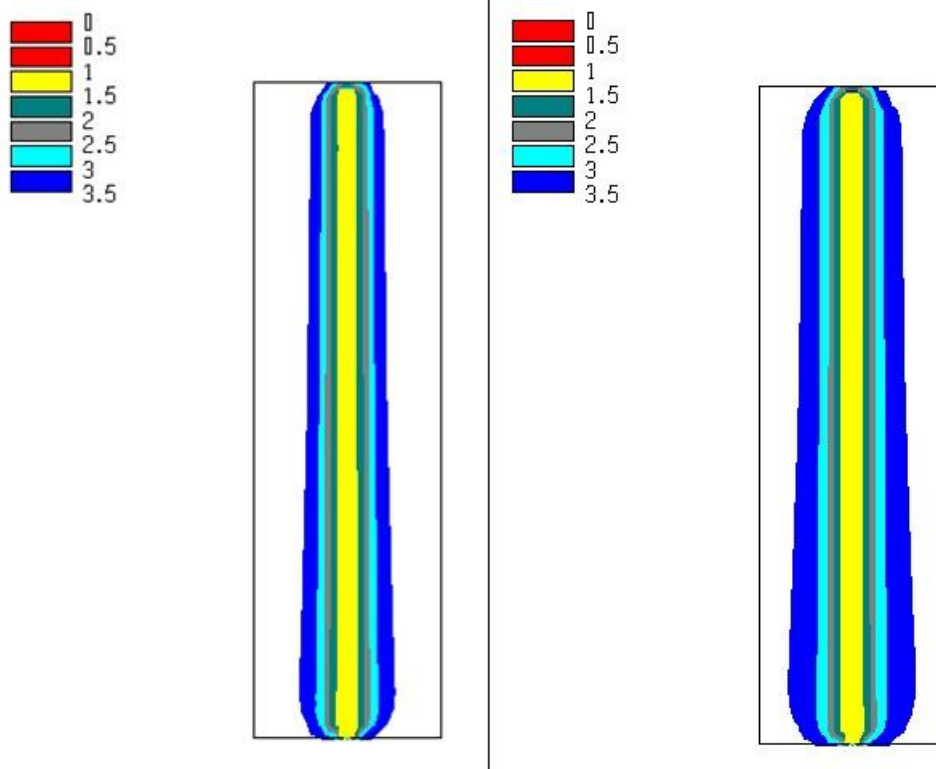


Figura 6.56. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do poço.

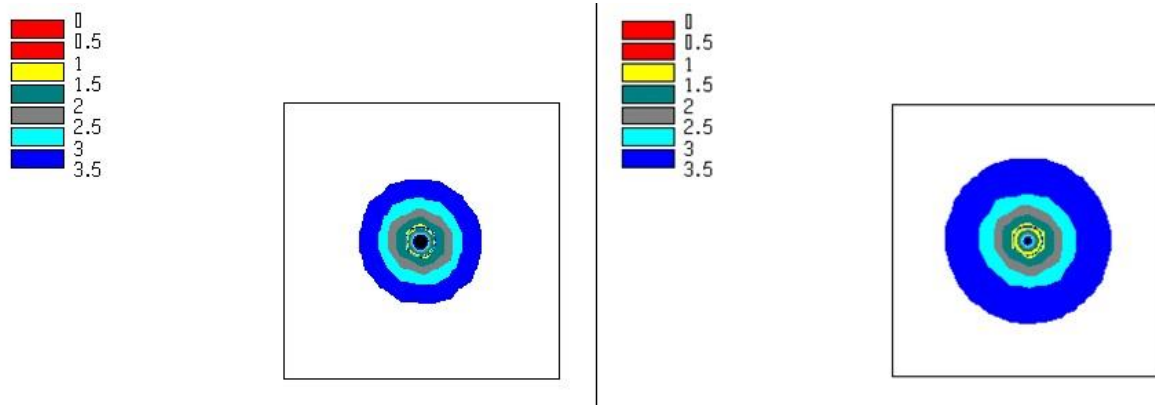


Figura 6.57. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do poço.

Todos os valores do fator de segurança, apresentados nas paredes e no maciço rochoso circundante, apresentam-se maiores que 1, indicando que não há nenhum ponto rompido, nem por tração e nem por compressão.

Em decorrência da análise dos planos longitudinal e transversal, percebe-se o aumento progressivo do fator de segurança conforme os pontos distanciam-se do poço.

As Figuras 6.58, 6.59 e 6.60 mostram o fator de segurança do túnel de alta pressão, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

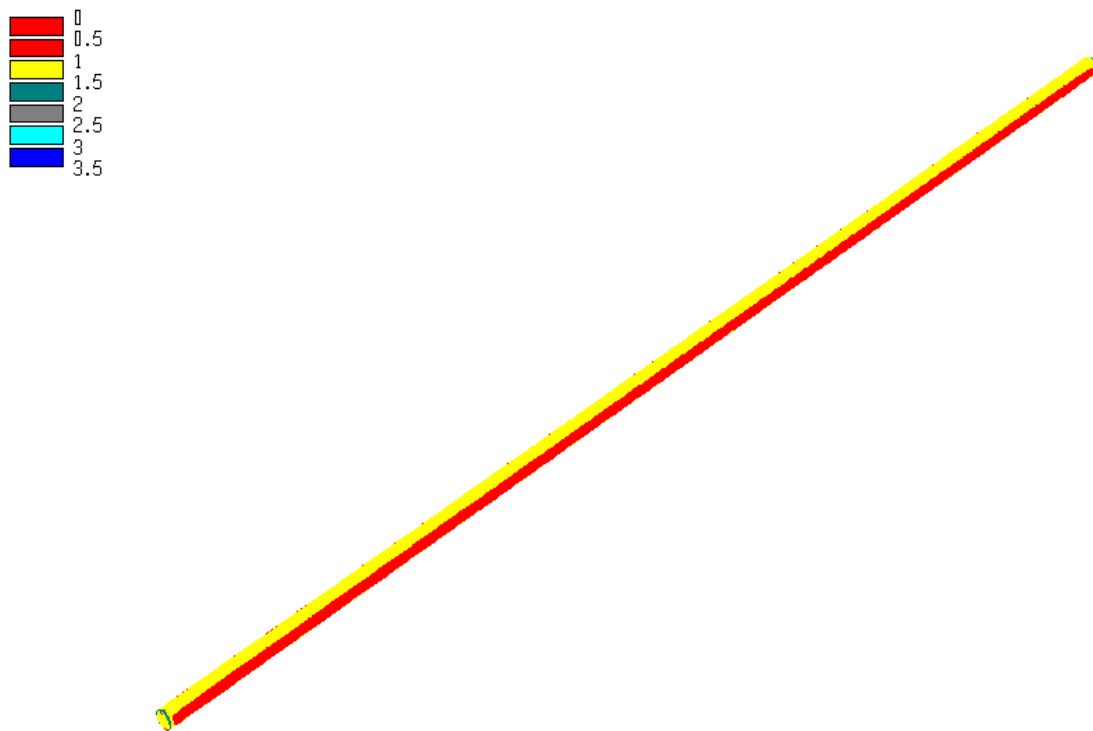


Figura 6.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.

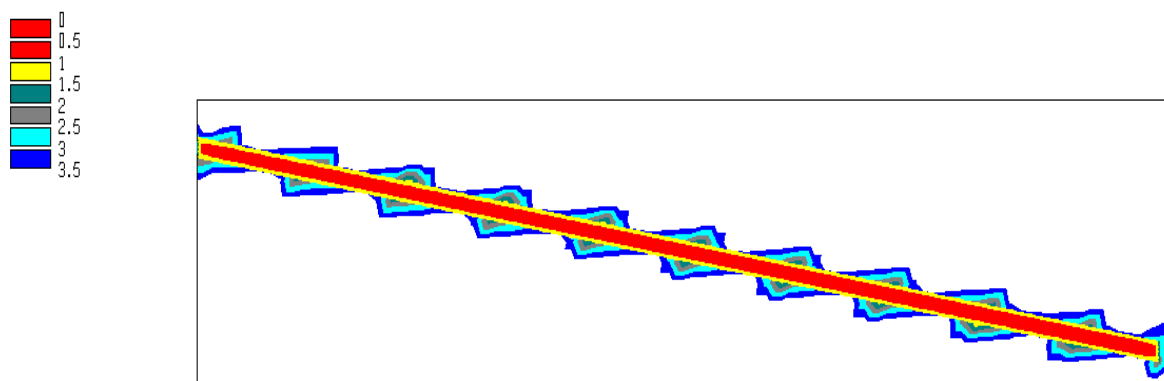


Figura 6.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

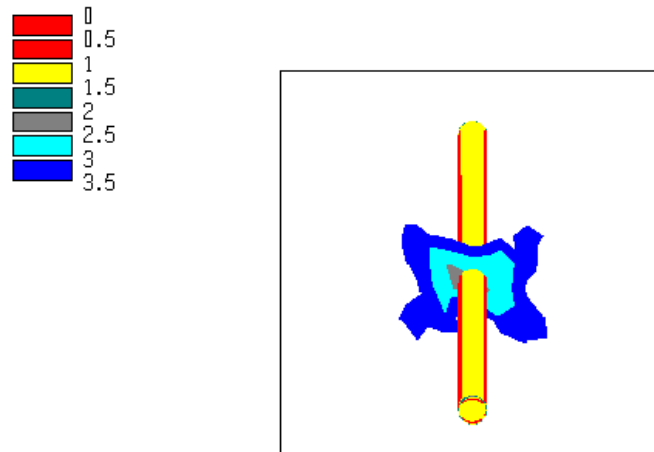


Figura 6.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

O último trecho do túnel com alta inclinação, bem como os demais (ver Apêndice C), apresentam rompimento nas laterais do túnel, pois o fator de segurança apresenta valor menor do que 1. Tal rompimento ocorre por compressão das laterais das paredes do túnel, sendo a tensão induzida nesse local maior do que a resistência à compressão do maciço rochoso, a qual é da ordem de 30 MPa.

Conforme mostrado nos planos longitudinal e transversal, não há pontos rompidos além das laterais, e assim, o fator de segurança apresenta valores progressivamente maiores ao aumentar a distâncias em relação ao túnel.

6.2.2 *Em operação (sob pressão)*

- *Tensão principal maior*

As Figuras 6.61, 6.62 e 6.63 mostram o comportamento do túnel sob baixa pressão em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

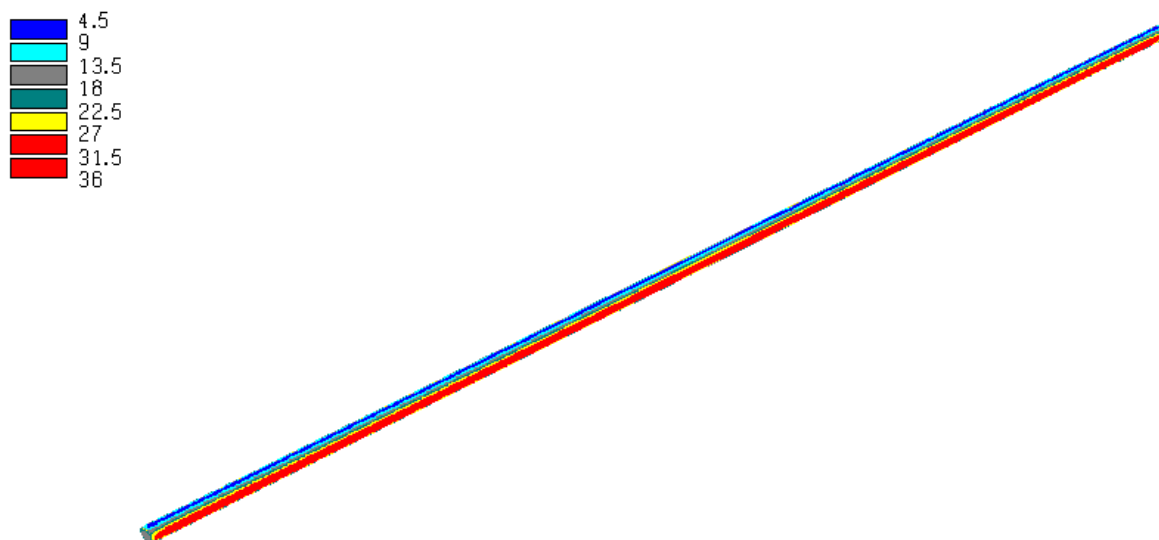


Figura 6.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

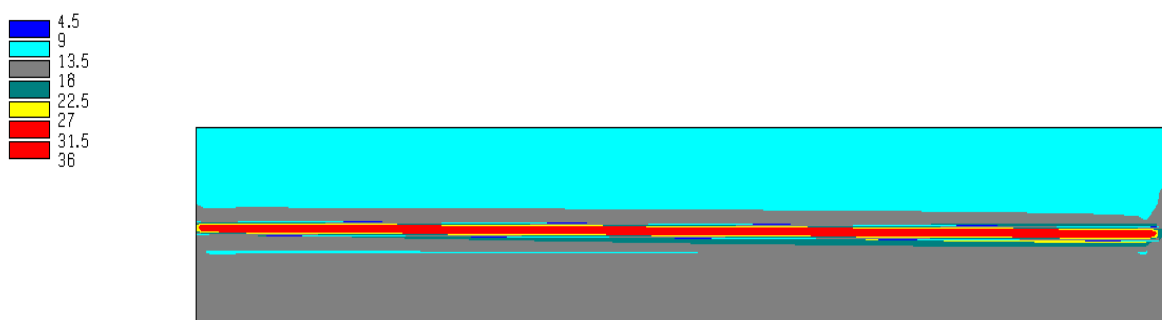


Figura 6.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).



Figura 6.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

Ao entrar em operação, sob pressão de água, o túnel recebe uma tensão radial aplicada pela água ao longo de suas paredes, entrando no maciço rochoso. Em consequência, a tensão principal maior induzida se balanceia com a pressão de água aplicada. Mas como a inclinação do túnel é de apenas 0,5%, a carga hidráulica aplicada apresenta valores baixos ao longo do traçado. Desta forma, com o auxílio do Apêndice D, é possível perceber que não há grandes alterações nas tensões induzidas nas paredes do túnel.

Os planos longitudinal e transversal mostram a tendência das tensões retornarem à seus valores *in situ* conforme o ponto de afasta do túnel, o que é naturalmente esperado.

As Figuras 6.64, 6.65 e 6.66 mostram o comportamento do poço em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

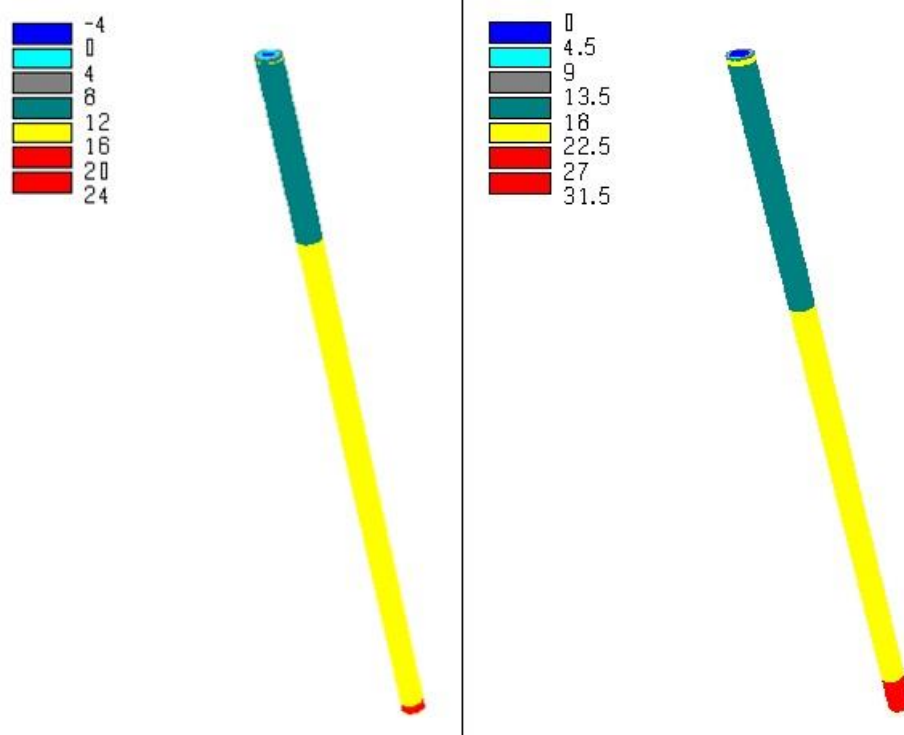


Figura 6.64. Tensão principal maior nas paredes do poço (MPa).

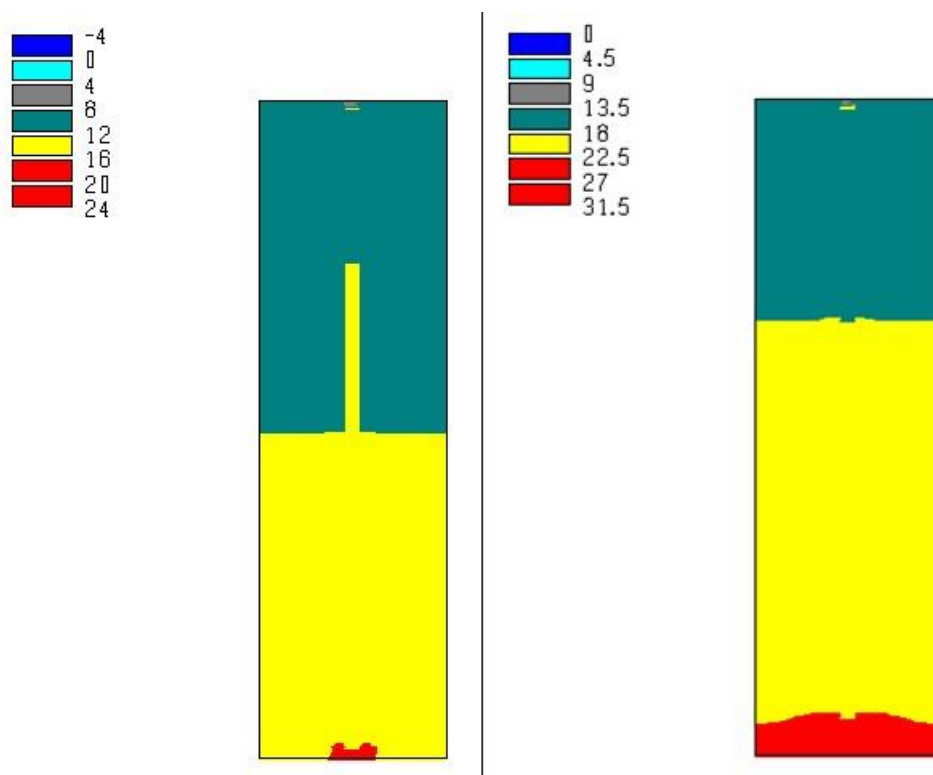


Figura 6.65. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do poço (MPa).

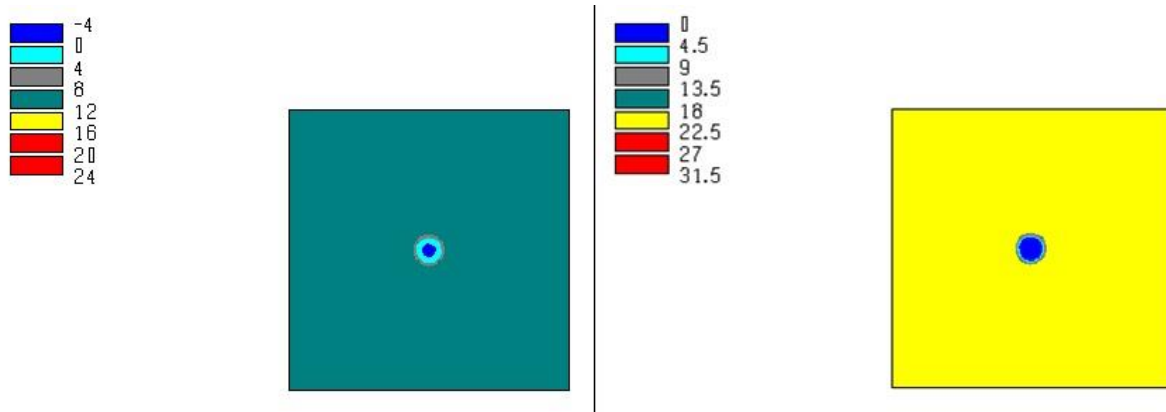


Figura 6.66. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do poço (MPa).

O comportamento da tensão principal maior ao longo de todo o poço não apresenta diferenças significativas em relação às tensões no período pós-construção. Tal fato é consequência da baixa influência das pressões de água na tensão principal maior, comportamento naturalmente esperado em um poço vertical. Como dito as tensões sofrem uma pequena queda, de no máximo 5 MPa.

Ao analisar os planos longitudinal e transversal, percebe-se a constância das tensões no maciço rochoso circundante para um determinado nível, e como a tensão principal maior está alinhada com a tensão vertical, esta cresce com o aumento da profundidade.

As Figuras 6.67, 6.68 e 6.69 mostram o comportamento do túnel sob alta pressão em termos da tensão principal maior (σ_1), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

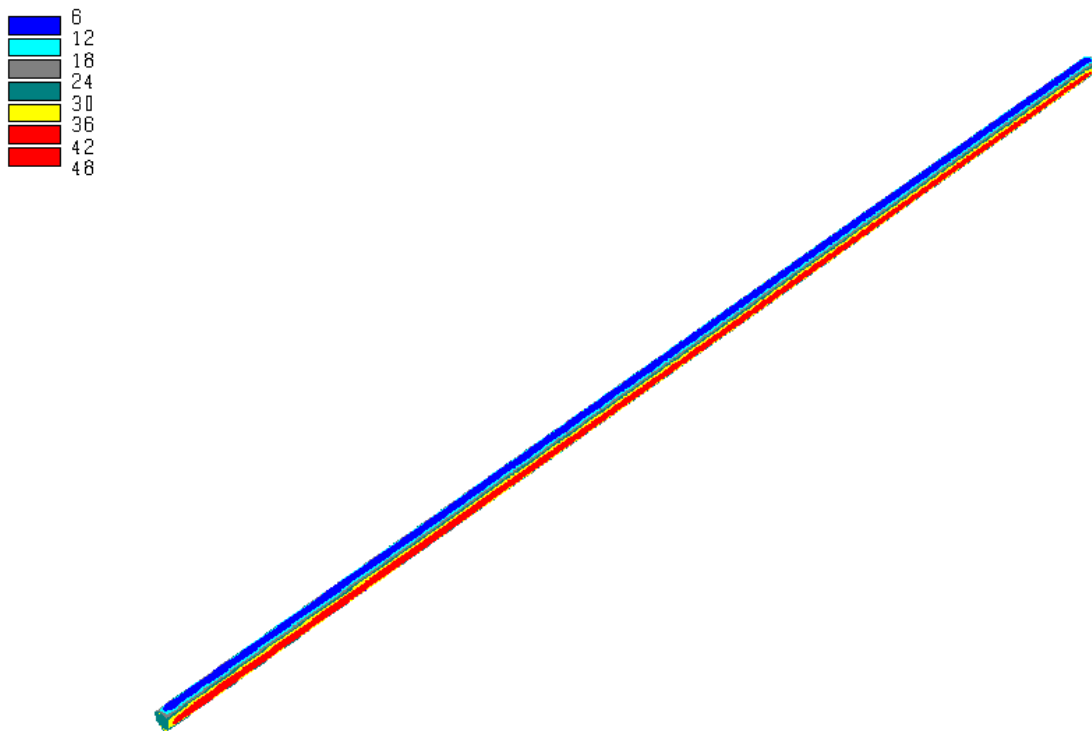


Figura 6.67. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

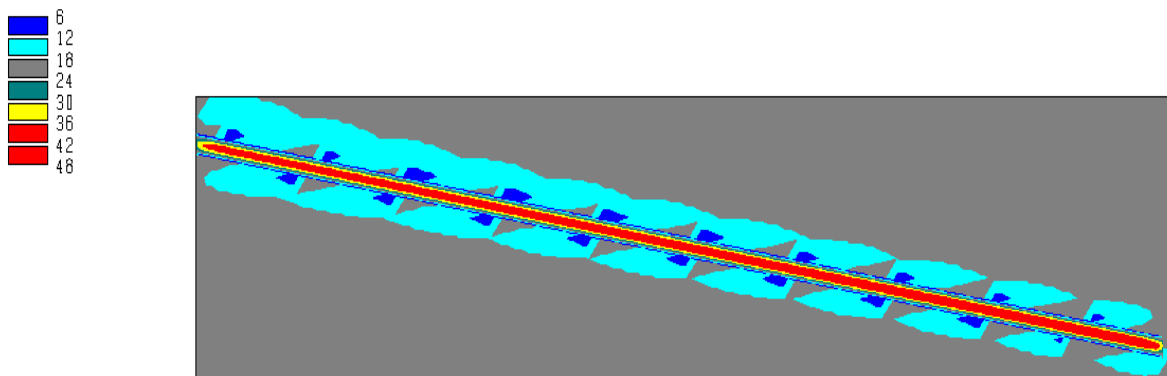


Figura 6.68. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

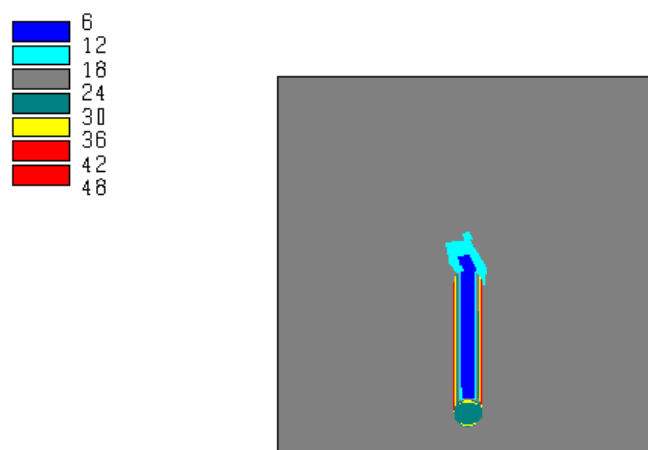


Figura 6.69. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

A tensão principal maior no último trecho do túnel sob alta pressão atinge valores menores do que no caso do túnel pós-construção. Tal fato é consequência do equilíbrio estabelecido pelas pressões de água, que neste trecho atinge seus maiores valores, e assim, as tensões induzidas nas paredes do túnel sofrem diminuição em seus valores, de 8 MPa, em média.

Os planos longitudinal e transversal apresentam claramente a tendência das tensões induzidas aos valores de tensões *in situ* conforme o ponto se afasta do túnel, o que é esperado.

- ***Tensão principal menor***

As Figuras 6.70, 6.71 e 6.72 mostram o comportamento do túnel sob baixa pressão em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

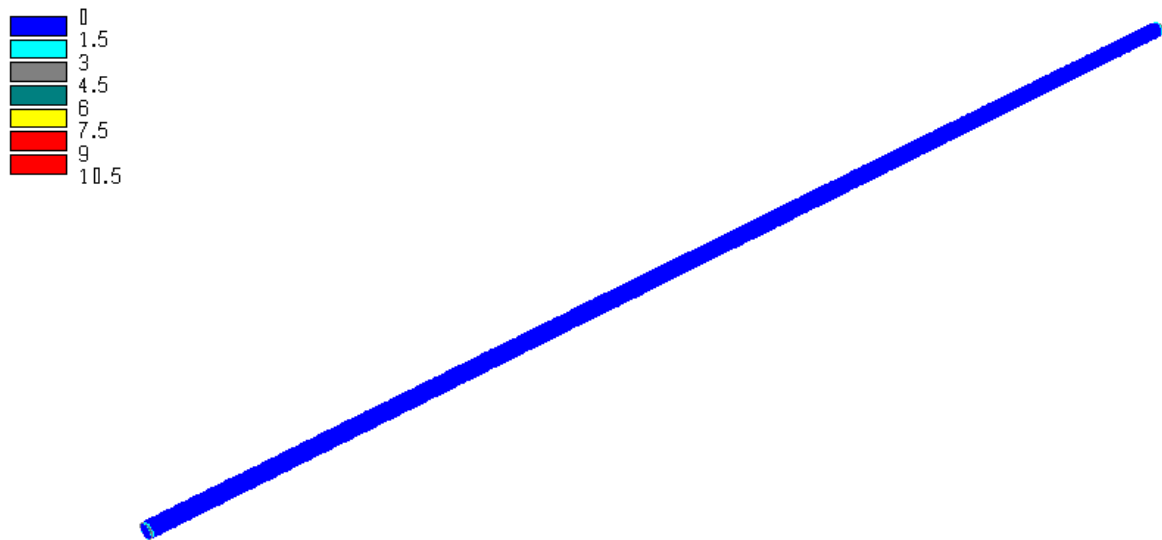


Figura 6.70. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).



Figura 6.71. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

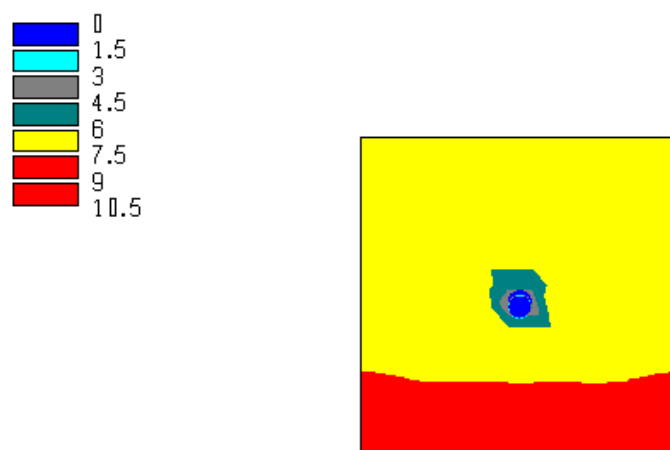


Figura 6.72. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

Ao entrar em operação, o túnel fica sujeito às pressões impostas pela água, que age pressurizando as paredes no sentido do maciço rochoso. Mas como este trecho apresenta pequena inclinação, apenas 0,5%, a carga hidráulica imposta é pequena, e assim, os valores da tensão principal menor não apresentam variações significativas em relação à fase pós-construção.

Os planos longitudinal e transversal mostram a tendência da tensão principal menor aos seus valores geostáticos, os quais aumentam com o distanciamento do ponto em relação ao túnel.

As Figuras 6.73, 6.74 e 6.75 mostram o comportamento do poço em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

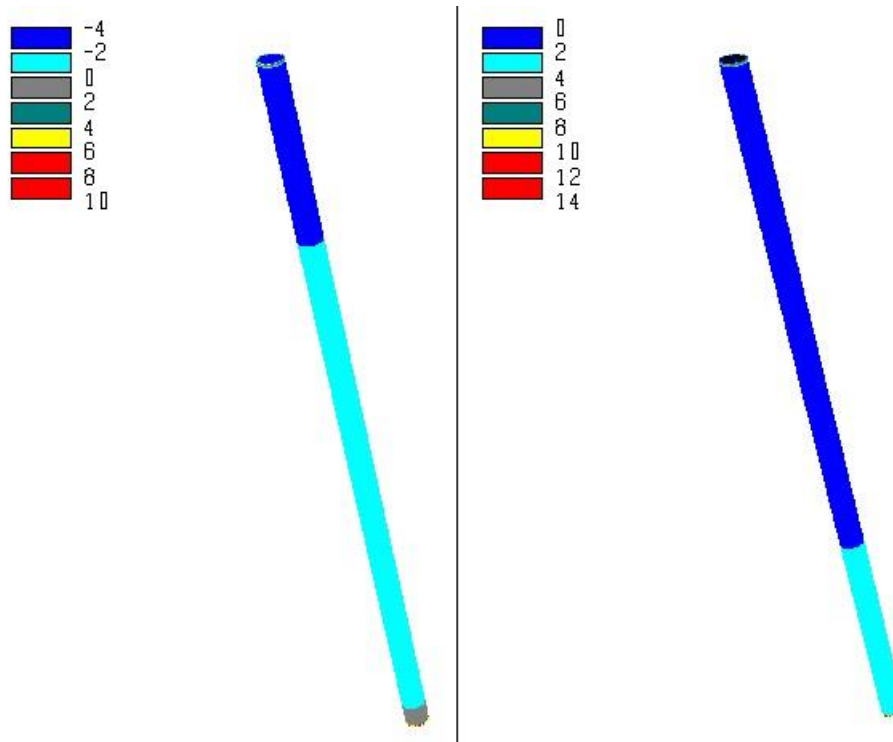


Figura 6.73. Tensão principal menor nas paredes do poço (MPa).

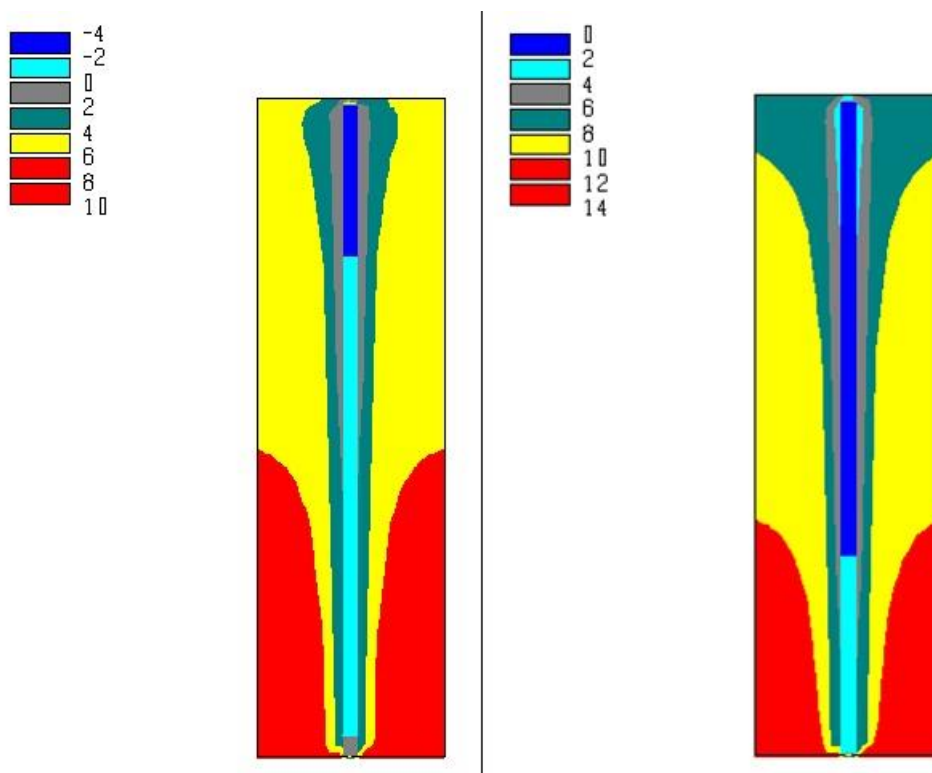


Figura 6.74. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

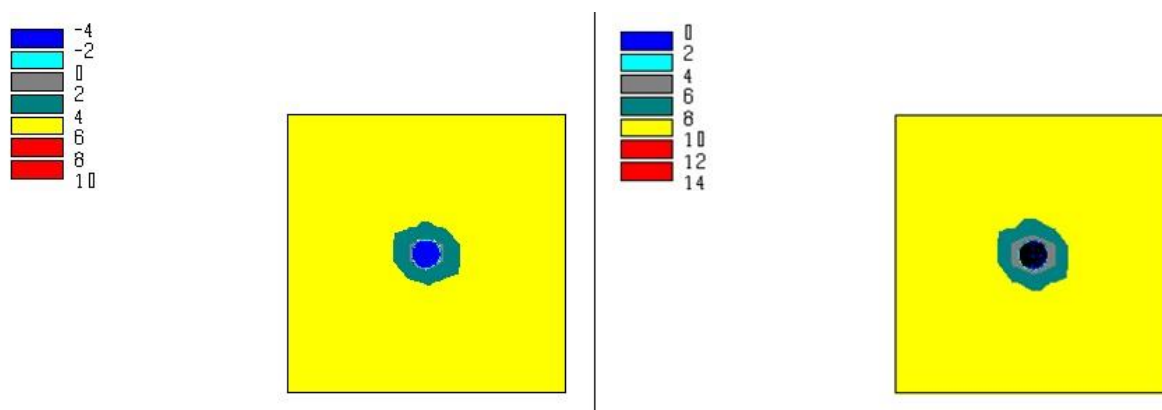


Figura 6.75. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

No trecho inicial do poço percebe-se o aparecimento de tensões negativas, as quais são responsáveis pela indução de tração nas paredes do poço.

Tal comportamento deve-se ao fato da entrada brusca de água no poço, pois este, após a construção, apresenta tensões de confinamento muito baixas, e a água ao entrar em contato direto com o maciço tende a provocar tração. A tensão principal menor aumenta com a profundidade e atinge valores positivos no trecho final do poço, decorrência do aumento da tensão geostática no maciço circundante com o crescimento da profundidade.

Após análise dos planos longitudinal e transversal, percebe-se o aumento progressivo da tensão principal menor conforme se afasta das paredes do poço vertical, o que é naturalmente esperado.

As Figuras 6.76, 6.77 e 6.78 mostram o comportamento do túnel sob alta pressão em termos da tensão principal menor (σ_3), nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

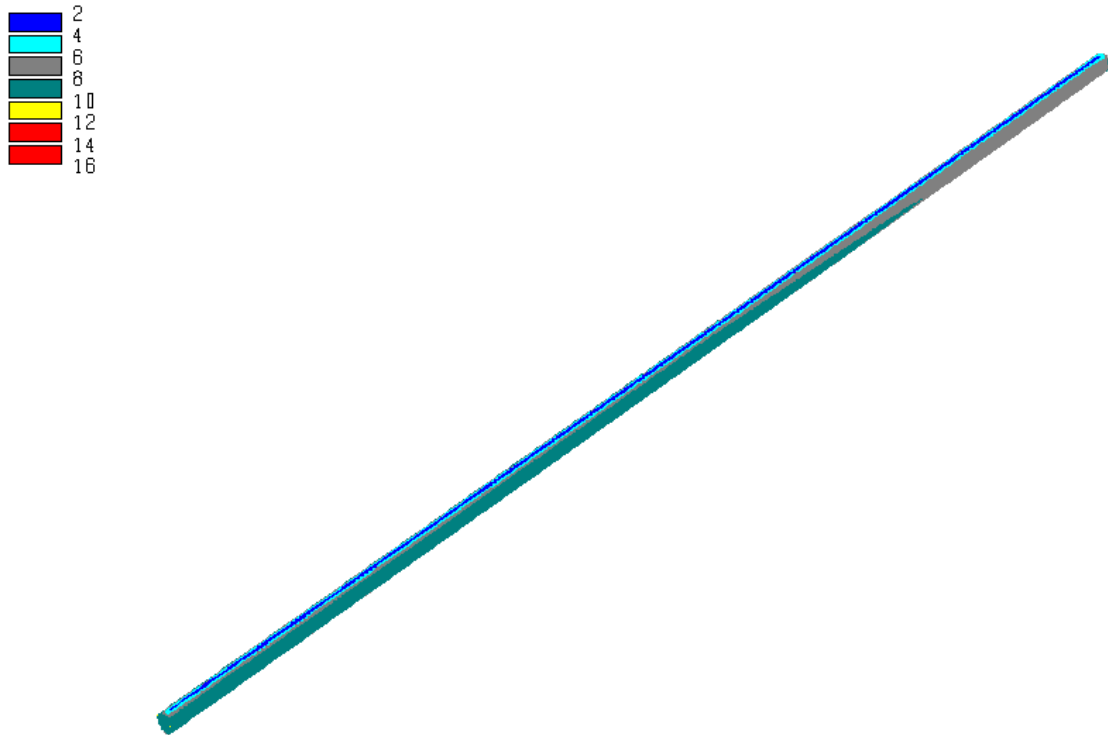


Figura 6.76. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).



Figura 6.77. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

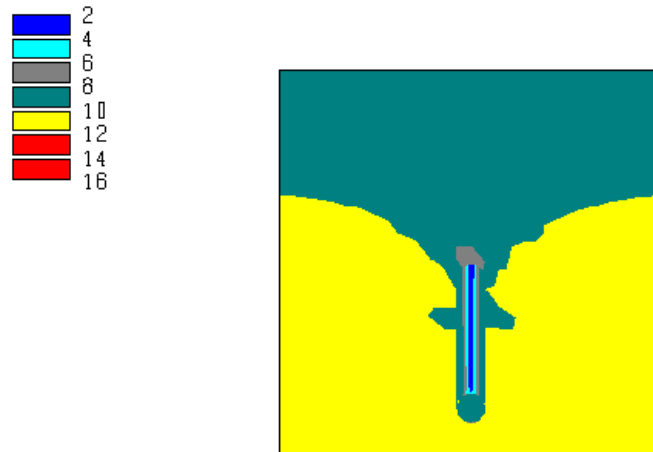


Figura 6.78. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

Ao observar os valores da tensão principal menor, percebe-se um crescimento significativo de tais valores ao longo do traçado do túnel. Tal fato decorre da grande pressão de água neste trecho, imposta ao longo da radial, a qual atinge seu maior nível, e assim tende a impor certo confinamento no túnel, atingindo valores de até 10 MPa nas paredes.

Por meio da análise dos planos longitudinal e transversal, percebe-se que a tensão principal menor tende a seus valores *in situ*, o que é esperado.

- ***Deslocamentos***

As Figuras 6.79, 6.80 e 6.81 mostram o comportamento do túnel sob baixa pressão em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

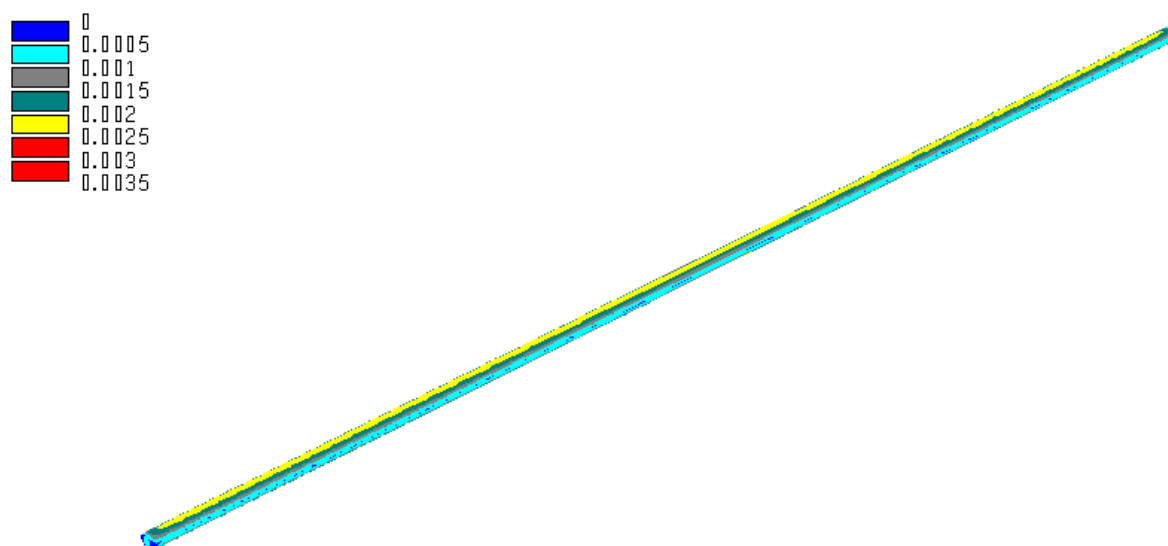


Figura 6.79. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

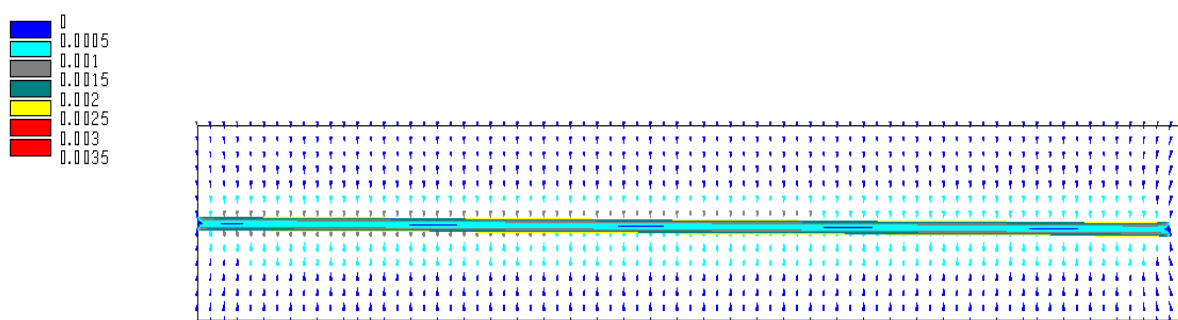


Figura 6.80. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

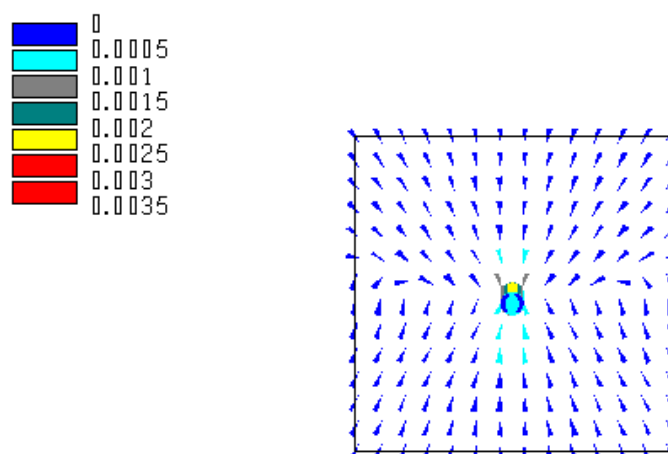


Figura 6.81. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

Os valores dos deslocamentos apresentam pequena variação, e são maiores no teto do túnel e atinge valores de até 2,5 mm. Em decorrência da baixa carga hidráulica no túnel, a variação em relação ao estágio pós-construção é imperceptível.

Ao observar os planos longitudinal e transversal, percebe-se os sentidos dos deslocamentos para dentro do túnel, tanto nas laterais, quanto no piso e no teto.

As Figuras 6.82, 6.83 e 6.84 mostram o comportamento do poço em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

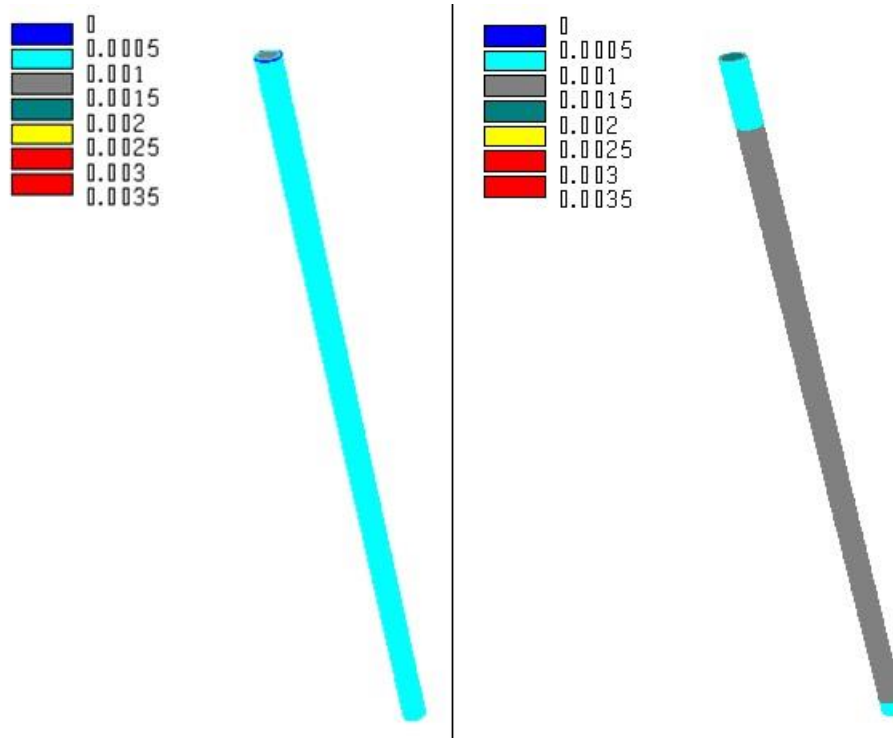


Figura 6.82. Deslocamentos nas paredes do poço (m).

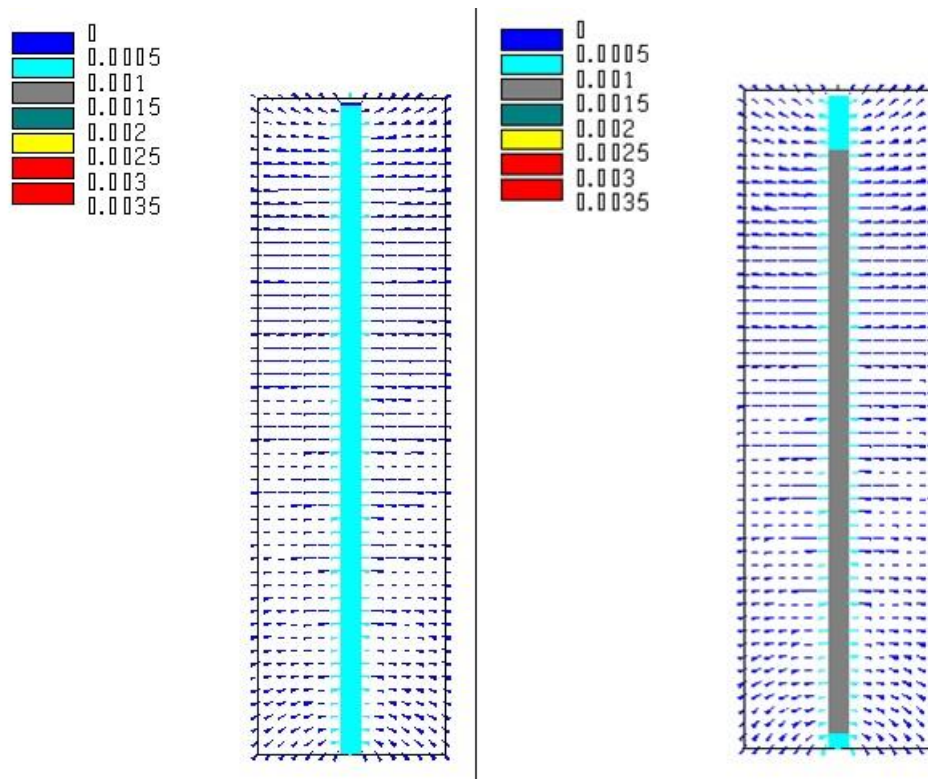


Figura 6.83. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do poço (m).

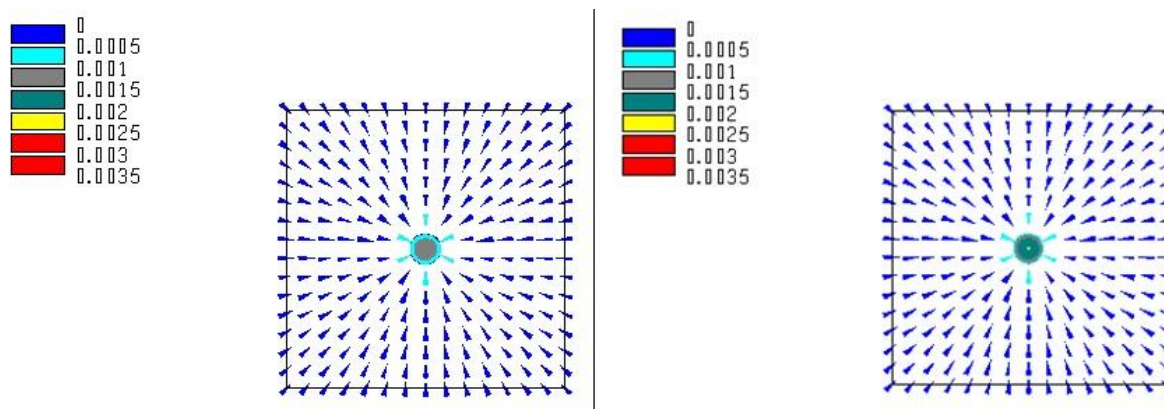


Figura 6.84. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do poço (m).

O comportamento dos deslocamentos ao longo de todo o poço se apresenta de forma similar em relação ao estágio de pós-construção. As pressões impostas pela água ao longo da radial da não são capazes de provocar efeitos significativos nos deslocamentos em termos de valores, os quais são maiores no trecho final do poço.

Ao analisar os planos longitudinal e transversal, os quais mostram os sentidos dos deslocamentos, percebe-se que os sentidos mantêm-se os mesmos, do maciço para o poço, e assim, conclui-se que a pressão hidráulica imposta não é suficiente para mudar o sentido dos deslocamentos ao longo do poço.

As Figuras 6.85, 6.86 e 6.87 mostram o comportamento do túnel sob alta pressão em termos de deslocamentos, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

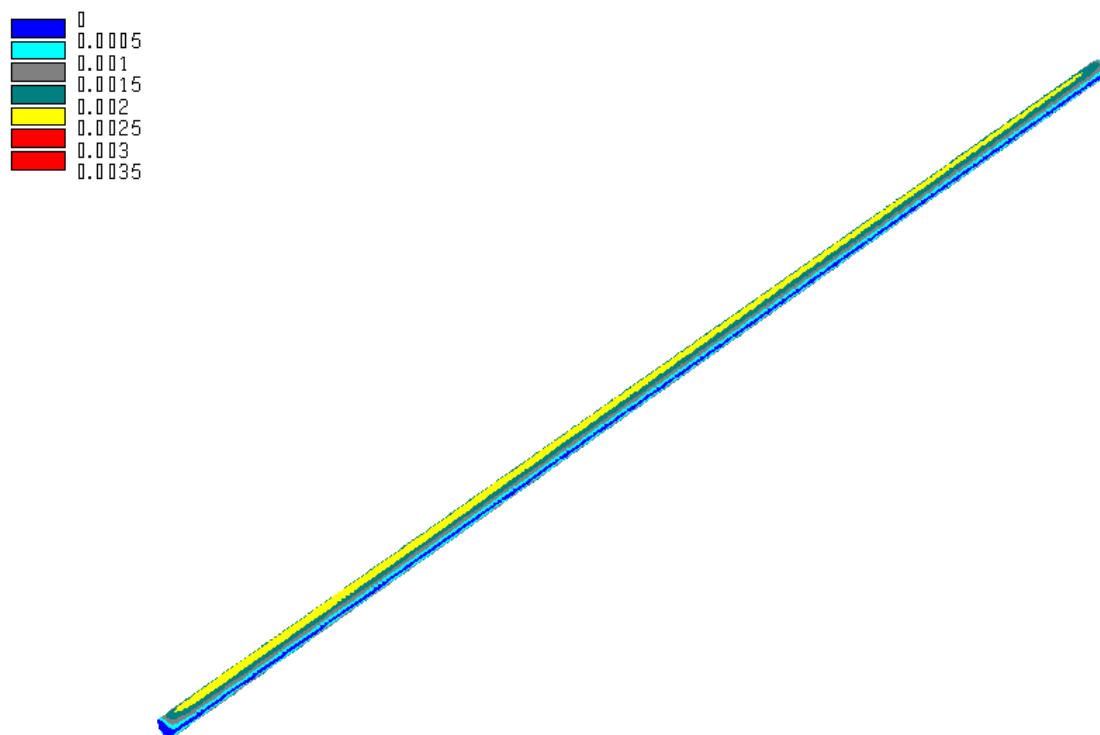


Figura 6.85. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

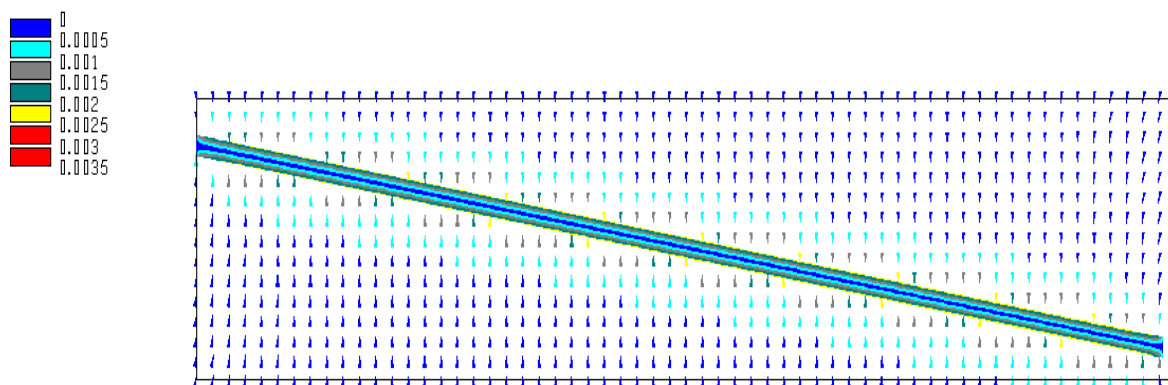


Figura 6.86. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

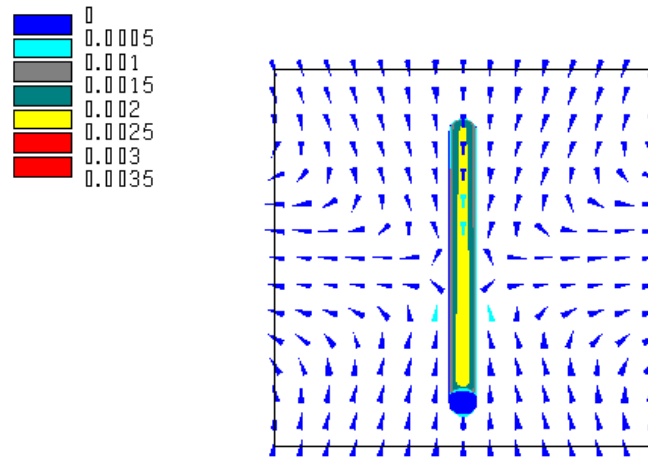


Figura 6.87. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

O trecho final do túnel sob alta pressão apresenta, como esperado, deslocamentos maiores no teto do que nas laterais, comportamento similar ao estágio pós-construção. A carga hidráulica imposta atinge o maior nível neste trecho, mas não é suficiente para alterar os valores dos deslocamentos.

Os planos longitudinal e transversal demonstram os sentidos dos deslocamentos, que como esperado, apresenta o comportamento de um túnel sob pressão escavado em um maciço com $k_0 = 0,5$. Sendo tal comportamento determinado pela tendência de fechamento no teto e piso, e expansão nas laterais.

- ***Fator de segurança***

As Figuras 6.88, 6.89 e 6.90 mostram o fator de segurança do túnel sob baixa pressão, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

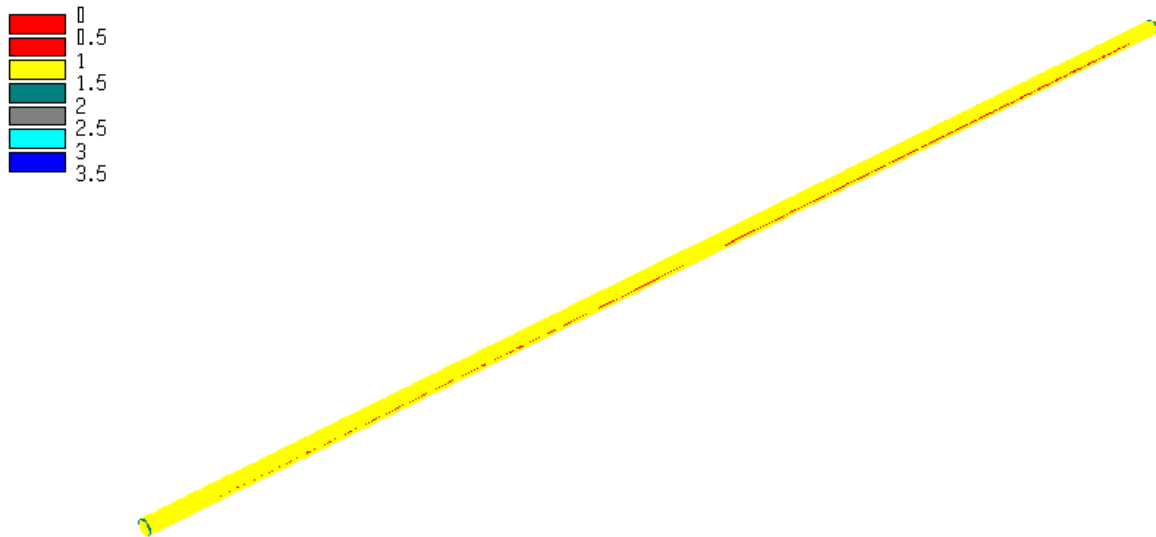


Figura 6.88. Fator de segurança nas paredes do túnel.

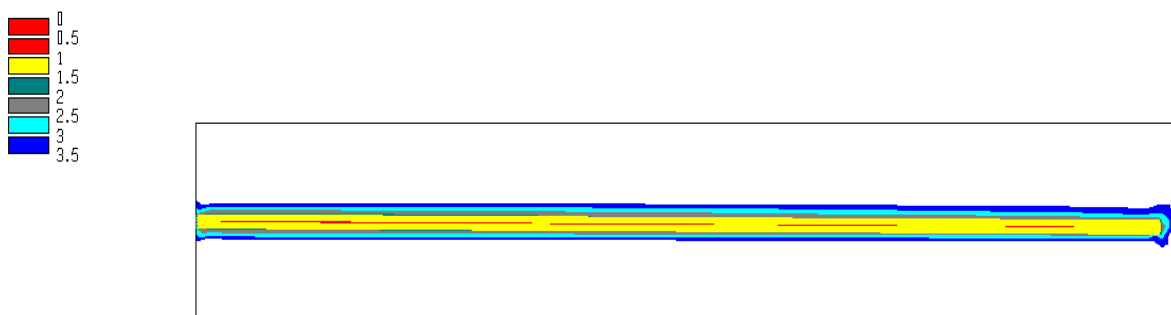


Figura 6.89. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

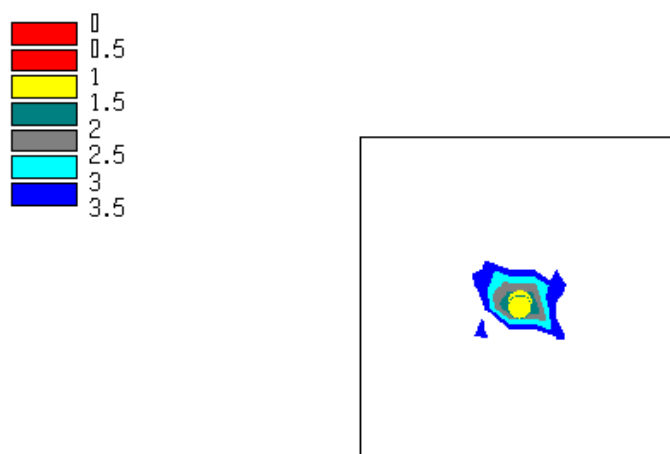


Figura 6.90. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

O fator de segurança neste trecho do túnel sob baixa pressão apresenta valor menor do que 1 em uma pequena faixa nas laterais, indicando o rompimento por compressão. Ao analisar os demais trechos do túnel em baixa pressão, com o auxílio do Apêndice D, percebe-se que não há rompimentos de qualquer natureza em tais trechos.

Os planos longitudinal e transversal mostram que não há outros pontos rompidos no maciço rochoso circundante, e o crescimento progressivo do fator de segurança.

As Figuras 6.91, 6.92 e 6.93 mostram o fator de segurança do poço, nas paredes e nas adjacências do mesmo, em planos longitudinal e transversal.

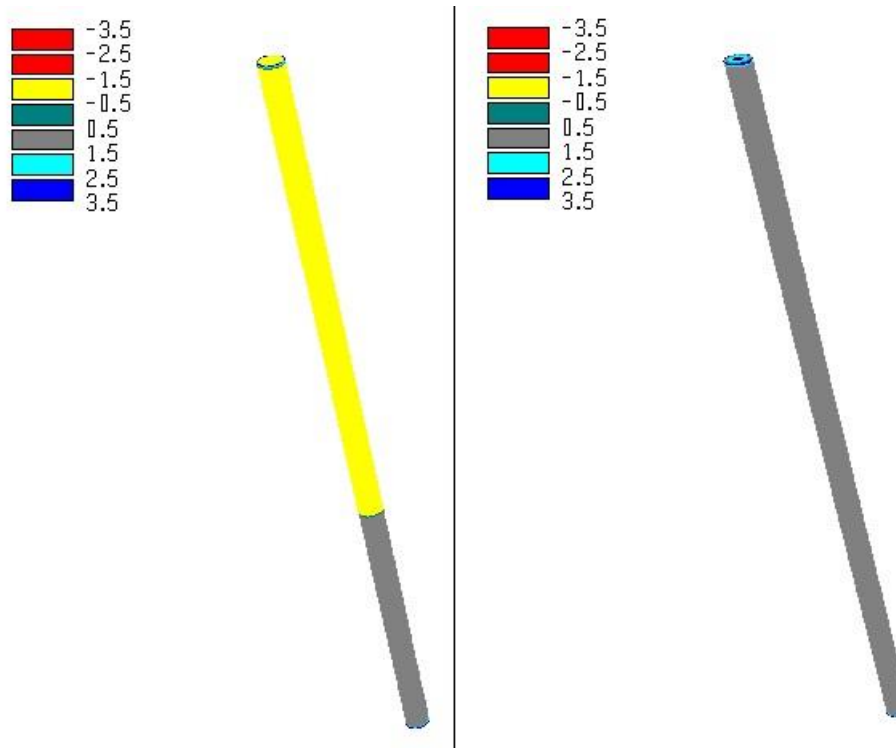


Figura 6.91. Fator de segurança nas paredes do poço.

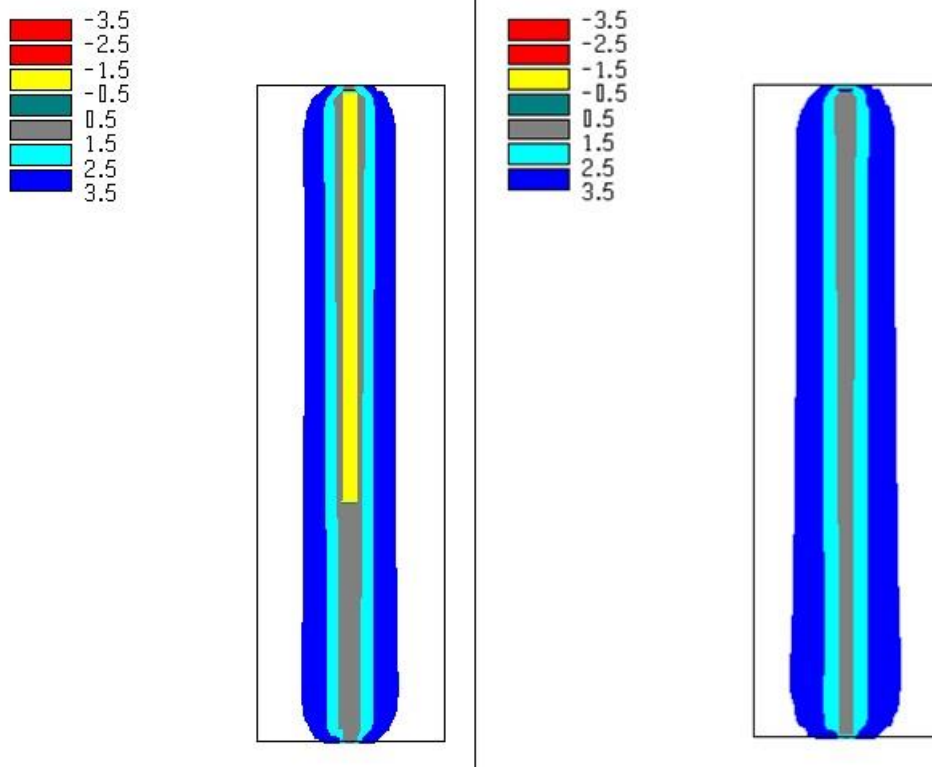


Figura 6.92. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do poço.

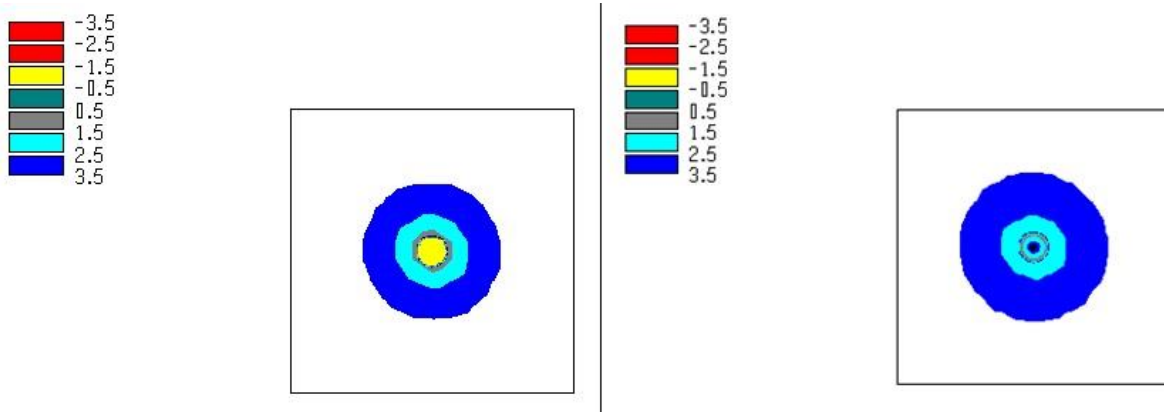


Figura 6.93. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do poço.

O fator de segurança ao longo de todo o poço apresenta valores negativos no primeiro trecho em decorrência das tensões negativas induzidas nas paredes do túnel, as quais rompem o túnel pelo mecanismo de tração. Com o aumento da profundidade do poço e o desaparecimento das tensões negativas, percebe-se uma pequena faixa com fator de segurança menor do que 1,

indicando o rompimento por compressão. O trecho final apresenta fator de segurança entre 0,5 e 1,5, indicando um possível rompimento por compressão das paredes do poço.

Ao analisar os planos longitudinal e transversal percebe-se o aumento progressivo do fator de segurança no maciço rochoso circundante.

As Figuras 6.94, 6.95 e 6.96 mostram o fator de segurança do túnel sob alta pressão, nas paredes e nas adjacências do túnel em planos longitudinal e transversal.

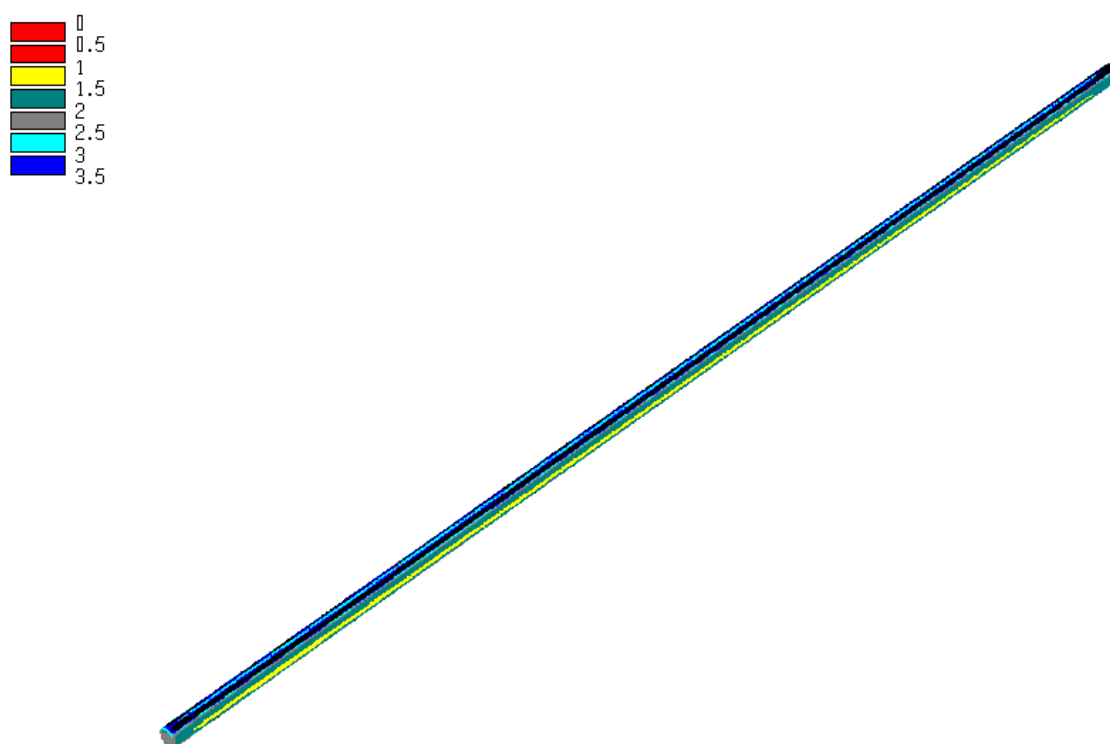


Figura 6.94. Fator de segurança nas paredes do túnel.

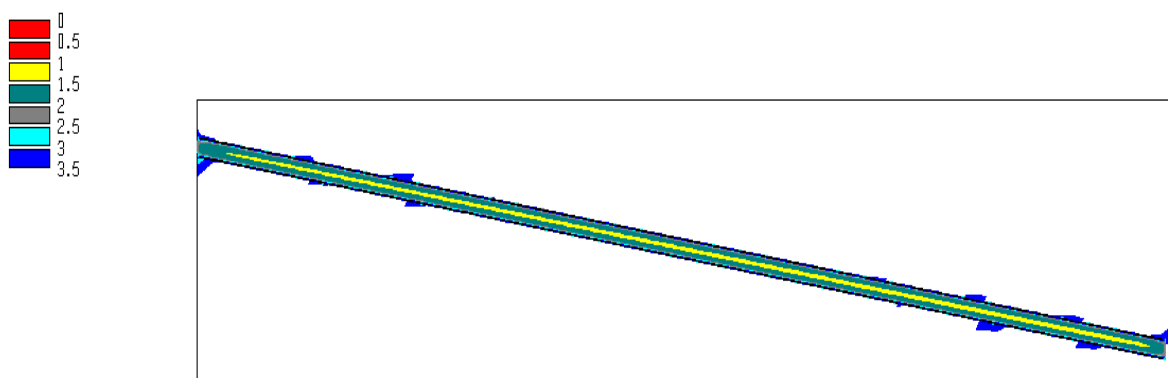


Figura 6.95. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

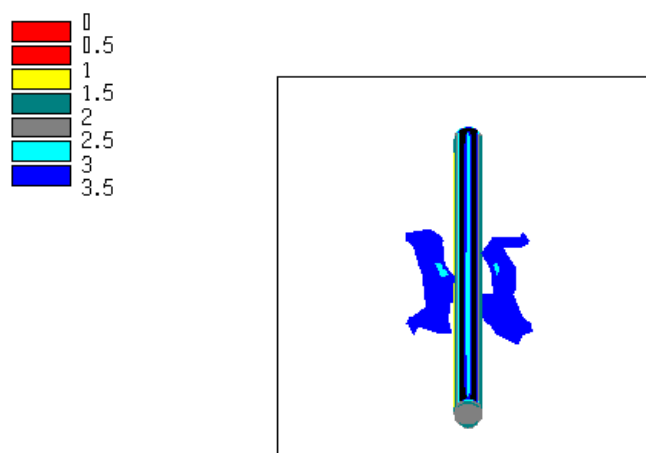


Figura 6.96. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

Com o auxílio das Figuras acima e do Apêndice D, percebe-se que o trecho do túnel mesclado que está sob alta pressão não apresenta rompimento de qualquer natureza. O fator de segurança atinge seus menores valores nas paredes, mas não menores do que 1. O trecho escuro no teto do túnel indica que o fator de segurança apresenta valor maior do que 3,5, estando longe de apresentar qualquer tipo de rompimento.

Os planos longitudinal e transversal, demonstram o crescimento progressivo do fator de segurança no maciço rochoso circundante.

A Engenharia de túneis tem apresentado grande desenvolvimento nos últimos anos, pois com o aumento da demanda por obras sustentáveis, nas quais a preocupação com o meio ambiente é fator decisivo, torna-se cada vez mais comum a realização de grandes obras no espaço subterrâneo, deixando a superfície para atividades nobres, tais como o contato com a natureza e a atmosfera.

Este trabalho foi mais uma contribuição para o desenvolvimento da Engenharia de túneis, onde foi apresentado um estudo de técnicas para a escolha e melhora de performance do método mecanizado, o qual é cada vez mais utilizado na realização de obras subterrâneas. Além disso, o presente trabalho estudou e analisou um caso real envolvendo túneis sob pressão, os quais, até então, não possuem estudos aprofundados de comportamento em virtude do seu pequeno emprego em barragens e em decorrência do seu elevado custo de implantação. Mas este cenário está se modificando, e a demanda por este tipo de túnel é cada vez maior, sendo consequência das condições encontradas nos maciços rochosos, nos quais a instalação de circuitos hidráulicos subterrâneos se apresenta apropriada. No Brasil, o emprego deste tipo de circuito é limitado em grandes barragens, mas apresenta demanda crescente em PCHs (Pequenas Centrais hidroelétricas), nas quais, em geral, a instalação de circuitos subterrâneos se apresenta viável. Assim, é imprescindível o desenvolvimento de trabalhos nesta área, a fim de estimular o uso e o desenvolvimento de métodos racionais para este tipo de estrutura, e assim, abandonar o empirismo, até então muito utilizado.

O uso do método mecanizado, por meio de tuneladoras, deve ser justificado primeiramente pelas características do empreendimento, pois o custo dessas máquinas é muito elevado, mas que, em geral, é compensado pela produtividade da mesma. Desta forma, o emprego de tuneladoras é justificável quando o comprimento do túnel a ser escavado for grande, a geometria for circular regular e a topografia se apresentar favorável.

Como descrito, existem diversos tipos de tuneladoras, e para cada empreendimento é projetada uma tuneladora específica. Desta forma, a escolha da máquina deve seguir algumas recomendações e métodos. Primeiramente, deve-se caracterizar o maciço rochoso, determinando-se parâmetros de resistência, compressibilidade, deformabilidade,

permeabilidade, heterogeneidade, tensões *in situ* e presença de água. Logo após, por meio de critérios baseados nas características do maciço, pode-se escolher o tipo de tuneladora.

Em um segundo estágio, logo após a escolha do tipo de máquina, deve-se estudar os mecanismos de interação tuneladora-maciço, que resultará no projeto dos discos e da cabeça de corte. Por meio de critérios de escavabilidade, é possível prever e melhorar a performance de tuneladoras, por meio do estudo das taxas de penetração e avanço. Desta forma, o estudo completo destas taxas e da interação máquina-maciço, resultará na especificação completa da tuneladora, a qual incluirá: força de impulso e torque instalados, velocidade angular, potência, diâmetro da cabeça de corte, distribuição dos discos ao longo da cabeça, espaçamento entre os mesmos e os materiais nos quais os discos serão fabricados, em geral, aço de alta resistência.

É importante ressaltar ainda, que o sistema de instalação de suportes da tuneladora é especificado de acordo com o projeto do túnel, pois depende do tipo de suporte a ser instalado no mesmo. O controle operacional da tuneladora deve ser realizado por meio de profissional qualificado, sendo este parte fundamental da operação, e em consequência, da produtividade da máquina.

Os resultados apresentados para o túnel inclinado mostraram a ocorrência de rompimento nas paredes do mesmo no estágio de pós-construção, sendo tal rompimento por mecanismo de compressão das laterais. Ao entrar em operação e ser submetido à pressão hidráulica ao longo da radial, as tensões induzidas pela água mostraram a tendência de equilibrar as tensões induzidas pela escavação, e nenhum outro mecanismo de ruptura foi desenvolvido. Desta forma, a partir do trecho 3, é recomendável revestir as paredes do túnel com concreto, de preferência, concreto armado, a fim de suportar não somente as elevadas tensões de compressão, mas também evitar o aparecimento e propagação de trincas, totalizando assim, cerca de 4,3 km de comprimento revestido neste traçado. Também é recomendável realizar um estudo mais aprofundado da influência das forças de natureza hidráulica, a fim de analisar a influência da percolação de água no maciço rochoso, e assim, avaliar a instalação de blindagem em aço no trecho próximo à casa de força.

O túnel mesclado apresentou rompimento de diferentes naturezas em alguns trechos. No túnel sob baixa pressão, houve rompimento por compressão no trecho 3, localizado em uma pequena faixa das laterais. Desta forma, recomenda-se a instalação de uma camada de concreto armado ao longo dos 700 m deste trecho, a fim de evitar também o aparecimento e

propagação de trincas. Os demais trechos do túnel sob baixa pressão, como apresentado, não apresentaram rompimento de qualquer natureza, assim, não há necessidade de revestimento, ressaltando as boas propriedades do maciço rochoso, o qual é capaz de se auto sustentar nos nestes trechos. O poço vertical apresentou rompimento por tração em seu trecho inicial, desta forma, recomenda-se a instalação de blindagem em aço ao longo deste trecho, compreendendo, aproximadamente, os 200 m iniciais do poço. No comprimento restante do mesmo obteve-se fator de segurança entre 0,5 e 1,5, apresentando assim, possíveis mecanismos de ruptura por compressão. Desta forma, recomenda-se a execução de revestimento em concreto armado no comprimento restante do poço, totalizando aproximadamente 360 m, a fim de evitar também o possível aparecimento e propagação de trincas. O túnel sob alta pressão apresentou rompimento no estágio de pós-construção, e em decorrência de não ter apresentado outro mecanismo de rompimento ao entrar em operação, recomenda-se a instalação de concreto armado ao longo de todo o túnel, em aproximadamente 1,8 km. Também é recomendável o estudo de efeitos de natureza hidráulica, a fim de avaliar a instalação de blindagem em aço no trecho próximo à casa de força.

Por fim, ao comparar o túnel inclinado com o túnel mesclado, em termos de revestimentos, trechos a serem revestidos e comprimentos totais revestidos, conclui-se que o túnel mesclado apresenta melhor custo-benefício, mesmo com a recomendação da instalação de blindagem ao longo dos 200 m iniciais do poço. Tal conclusão decorre ao analisar os comprimentos a serem revestidos, sendo no túnel inclinado ao longo de aproximadamente 4,3 km, e no túnel mesclado ao longo de cerca de 3 km. Como dito, no túnel sob baixa pressão, em aproximadamente 2,8 km não há a necessidade da instalação de revestimentos, pois neste trecho o maciço rochoso apresenta-se com propriedades autoportantes.

Ao analisar as tensões desenvolvidas em ambos os alinhamentos, percebe-se maiores valores no túnel inclinado, desta forma, os revestimentos em concreto armado nestes trechos devem apresentar maior espessura em relação aos trechos em concreto do túnel mesclado. À exceção do trecho final, próximo à casa de força, no qual o trecho sob alta pressão do traçado mesclado apresenta tensões induzidas nas paredes semelhantes ao trecho final do túnel inclinado.

Do ponto de vista executivo, o túnel mesclado apresenta algumas dificuldades que o túnel inclinado não apresenta, tal como a mudança do traçado ao longo do maciço, o qual acarreta

na mudança da tecnologia para escavação. A aplicação do método mecanizado na abertura do túnel inclinado seria plausível, pois o traçado é contínuo, sem mudanças bruscas, mas tal aplicação deveria ser feita com ressalvas e ser avaliado se o comprimento do túnel é longo o suficiente para o emprego de uma tuneladora, além da avaliação da topografia do local.

Sendo considerado viável o uso de tuneladora, recomenda-se, em função das características do maciço rochoso, cuja rocha intacta possui resistência à compressão uniaxial elevada (120 MPa), o emprego de *Gripper* TBM ou *Double Shield* TBM. Mas algumas características peculiares ao maciço rochoso podem levar à exclusão do emprego da *Gripper* TBM, em virtude da sensibilidade deste tipo de tuneladora. Tais condições são: presença de atividade sísmica na região, e influência da falha de *Cordillera Blanca* e outras descontinuidades importantes, as quais provocam queda no valor de GSI conforme as seções do túnel se aproximam da casa de força, caindo de 75 para até 35. Outro fator importante é o alinhamento do túnel, o qual apresenta inclinação e demanda uma maior flexibilidade da máquina. Desta forma, a *Double Shield* TBM é a máquina indicada para a escavação deste túnel, em consequência dos seus sistemas mais modernos, os quais são capazes de proporcionar maior flexibilidade à tuneladora, além da possibilidade da operação da máquina no modo contínuo, em virtude da resistência do maciço, aumentando assim, a produtividade da mesma.

O emprego do método mecanizado para a escavação do túnel mesclado é viável somente no trecho do túnel sob baixa pressão, mas não é recomendável, pois o traçado sofre mudanças bruscas de alinhamento, devendo-se adotar outros métodos para escavar os demais trechos. Além disso, seria praticamente impossível a escavação do poço com o auxílio da tuneladora. Desta forma, o túnel mesclado deve ser escavado por meio do método convencional, com o emprego de máquinas convencionais e até mesmo de explosivos. No trecho do poço pode-se usar uma técnica muito utilizada na abertura deste tipo de estrutura, a técnica de *raise boring*, na qual consiste na realização de um furo piloto, de pequeno diâmetro, a partir do qual a escavação é realizada de baixo para cima com o auxílio de cortadores.

7.1 Sugestões para pesquisas futuras

O presente trabalho deu uma pequena contribuição no estudo de técnicas para escolha e melhora de performance de tuneladoras, bem como no estudo do comportamento de túneis sob pressão. Mas tais temas necessitam de pesquisas mais amplas e aprofundadas para

melhorar cada vez mais a Engenharia de túneis, a qual possui demanda crescente. Desta forma, a seguir encontram-se sugestões para pesquisas futuras baseadas no presente trabalho.

- Estudo de casos reais envolvendo a escolha e previsão de performance de tuneladoras, por meio da comparação de técnicas empíricas e teóricas;
- Analisar a influência do lençol subterrâneo e do fluxo de água no desempenho de tuneladoras;
- Estudar a influência das tensões *in situ* na performance de tuneladoras;
- Investigar o comportamento de traçados de túneis sob pressão no esvaziamento do mesmo, com o auxílio de um programa de análise de fluxo transiente;
- Investigação dos efeitos dos parâmetros de resistência e deformabilidade da rocha nos discos de corte, para diferentes geometrias dos discos;
- Estudo do comportamento de túneis sob pressão escavados em maciços sujeitos à altas tensões *in situ*;
- Investigar a influência de k_0 no comportamento das tensões e dos deslocamentos em túneis sob pressão;
- Analisar o comportamento de túneis sob pressão por meio de análise hidromecânica transiente;
- Estudar a influência da mudança de permeabilidade do maciço rochoso por meio de métodos de análise de fluxo transiente.
- Comparar e analisar os resultados obtidos para túneis sob pressão, por meio de programas de análise mecânica e hidromecânica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFTES, (1999). New recommendations on choosing mechanized tunnelling techniques, pp. 137-163.
- ALBER, M. (1996). Classifying TBM contracts. *Tunneling & Tunneling Int.* Vol. Dec., pp. 41-43.
- AMADEI, B; PAN, ERNIAN. (1995). Role of topography and anisotropy when selecting unlined pressure-tunnel alignment. *Journal of geotechnical engineering.* Vol. 121, nº. 12, pp. 879-885.
- ASKILSRUD, O. G. (1998). Development of TBM technology for hard rock conditions. In Norwegian soil and rock engineering association (1998). Publication nº11, pp. 35-41;
- ASSIS, A. P. (2001). *Mecânica das rochas: obras subterrâneas.* Apostila G.AP-AA004/01. Universidade de Brasília. Brasília. 82p.
- ASSIS, A. P. (2003). *Caracterização quantitativa de descontinuidades. Mecânica e engenharia de rochas.* Apostila G.AP-AA001/03. Universidade de Brasília. Brasília. 17p.
- ASSIS, A. P. (2010). *Processos construtivos, escavação com tuneladoras e critérios de seleção. 2º curso da CPT: Túneis e obras subterrâneas em meio urbano.* Lisboa.
- ASSIS, A. P. (2010). *Obras subterrâneas: princípios modernos de túneis.* Notas de aula. Universidade de Brasília. Brasília.
- ATLASCOPCO. (2012). (<http://www.atlascopco.com/hb3600pt/pressroom/>).
- BARBOSA, P. F. M. (2008). *Avaliação do risco em túneis rodoviários extensos em maciços rochosos.* Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto. Cidade do Porto. 97p.
- BARTON, N; CHOUBEY, V. (1978). *The shear strength of rock joints in theory and practice.* Rock mechanics. 54p.
- BARTON, N; LIEN, R; LUNDE, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support.* 45p.
- BASTOS, M. J. N. (1998). *A Geotecnia na concepção, projeto e execução de túneis em maciços rochosos.* Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 153p.
- BENSON, R. P. (1989). *Design of unlined and lined pressure tunnels. Tunneling and underground space technology.* 4(2), pp. 155-170.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses. The civil engineer in South Africa,* pp. 335-343.

- BIENIAWSKI, Z. T; CELADA, B; GALERA, J. M; ÁLVAREZ, M. (2006). Rock Mass Excavability (RME) Indicator: new way to selecting the optimum tunnel construction method. Proc. ITA World Tunnel Congress, Seul. 6p.
- BIENIAWSKI, Z. T; CELADA, B; GALERA, J. M; TARDÁGUILA, I. (2008). New applications of the excavability index for selection of TBM types and predicting their performance. Madrid. 10p.
- BILGIN, N; TUNDCDEMIR, H; BALCI, C; ÇOPUR H; ESKIKAYA, S. (2000). A model to predict the performance of tunneling machines under stressed conditions. Istanbul Technical University. Istanbul. AITES – ITA 2000. World Tunnel Congress. Tunnel under pressure. Symposium series S24. Johannesburg, pp. 47-53.
- BOBET, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. Tunneling and Underground Space Technology. Purdue University, USA, pp. 377-393.
- BOBET, A; NAM, S. W. (2007). Stresses around pressure tunnels with semi-permeable liners. Rock Mechanics and Rock Engineering. 40(3), pp. 287-315.
- BOTELHO, M. P. (2010). Simulação numérica e comportamento de túneis escavados por NATM e tuneladoras aplicados ao solo de Brasília. Monografia de projeto final em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília. 84p.
- BROCH, E. (1984). Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway. Underground space. University of Trondheim, pp. 177-184.
- BROCH, E; BRATTLI, B. (1995). Stability problems in water tunnels caused by expandable minerals. Swelling pressure measurements and mineralogical analysis. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, pp. 151-169.
- BROCH, E. (2000). Unlined high pressure tunnels and air cushion surge chambers. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim. AITES – ITA 2000. World Tunnel Congress. Tunnel under pressure. Symposium series S24. Johannesburg, pp. 63-72.
- BRULAND, A. (2000). Hard rock tunnel boring. Background and discussion. Volume 1. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. 49p.
- BRULAND, A. (2000). Hard rock tunnel boring. The boring process. Volume 7. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. 86p.

- CARDOSO, D. F. R. (2008). Estudo de uma galeria de adução escavada em rocha funcionando sob pressão. A decisão do seu revestimento. Universidade do Porto. Porto. 76p.
- CATERPILLAR. (2012). (<http://www.directindustry.de/prod/caterpillar-tunnelling-canada-corporation/einfachschild-tunnelbohrmaschinen-tbm-59262-385216.html>).
- CAVALARO, S. H. P. (2009). Aspectos tecnológicos de túneles construídos com tuneladora y dovelas prefabricadas de hormigón. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona. 296p.
- CORPS OF ENGINEERS. (1961). Hydraulic design criteria. Waterways experiment station, Vicksburg.
- DEERE, D. U. (1983). Unique geotechnical problems at some hydroelectric projects. Proc. 7th Pam Am Soil Mechanics Conference. Vancouver, Canada, pp. 865-888.
- DOMON, T; KONDA, T; NISHIMURA K. (2000). Support effect of systematic bolting under high squeezing pressure in soft rock tunnels. Tokyo Metropolitan University. Tokyo. AITES – ITA 2000. World Tunnel Congress. Tunnel under pressure. Symposium series S24. Johannesburg, pp. 133-138.
- ELETROBRÁS (2000). Diretrizes para estudos e projetos de pequenas centrais hidrelétricas. Centrais Elétricas do Brasil S.A. Rio de Janeiro. 458p.
- FERNÁNDEZ, G. (1994). Behavior of pressure tunnels and guidelines for liner design. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 120, nº10, ASCE, pp. 1768-1791.
- FERNÁNDEZ, S; GONZÁLEZ, J. M. (2009). Métodos de excavación mecânica para la construcción de túneles viales. Trabajo de Grado. Universidad de oriente. Barcelona. 137p.
- GIRMSCHIED, G; SCHEXNAYDER, C. (2003). Tunnel boring machines. Practice periodical on structural design and construction. ASCE, pp. 150-163.
- HATEKAYAMA, A; KATO, Y; OZAWA, H; MIYAUCHI, T; MITARASHI, Y; MATSUO, T; NAKAKITA, A. (2000). Design, construction and observation of the behaviour of a pressure tunnel under high external water pressures. Tokyo. AITES – ITA 2000. World Tunnel Congress. Tunnel under pressure. Symposium series S24. Johannesburg, pp. 197-206.
- HERRENKNECHT, M; MAIDL, B; SCHIMID, L; RITZ, W. (2008). Hardrock Tunnel Boring Machines. Berlin. 343p.

- HERRENKNECHT, M; MAIDL, B; MAIDL, U; WEHRMEYER, G. (2011). The tunnel lining. Mechanized Shield Tunneling. Berlin, pp. 117-147.
- HERRENKNECHT. (2012). (<http://www.herrenknecht.com/process-technology/machine-technology.html>).
- HOEK, E; TORRES, C. C; CORKUM, B. (2002). Hoek-Brown criterion – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference. Toronto, pp. 267-273.
- HOEK, E. (2006). Practical Rock Engineering. Rock Mass Properties. Vancouver, Canada, 47p.
- HOEK, E. (2006). Practical Rock Engineering. The development of rock engineering. Vancouver, Canada, 23p.
- HUDSON, J. A; HARRISON, J. P. (1997). Engineering Rock Mechanics. An Introduction and Principles. Imperial College of Science. University of London. UK. 444p.
- INTERBERING. (2012). (<http://www.interbering.com/USA-Russia-joint-projects.html>).
- INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION (2001). Recommendations and guidelines for tunnel boring machines (TBMs). Paris. 31p.
- JOHANNESSEN, O; ET AL. (1988). Hard rock tunnel boring. Norwegian Institute of Technology. Div. of Construction Engineering. 183p.
- JUN, S; DE-XING, Z; CHENG-JIANG, L. (1984). The coupled-creep effect of pressure tunnels interacted with its water-osmotic swelling viscous elasto-plastic surrounding rocks. ITA-AIATES. Advances in tunneling technology and subsurface use. Vol. 4, nº4, pp. 141-149.
- KAWAMURA, N. (2004). Reinforced concrete liner for pressure tunnels in rock. Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, Brasil, 7p.
- LAMAS, L. M. N. (1995). Contributions to understanding the hydromechanical behaviour of pressure tunnels. PhD. Thesis, LNEC. 394p.
- LANDER. (2012). (<http://www.land simulation.com/por/solucoes>).
- LEMONS, K. B. Q. (2005). Manutenção e reabilitação de túneis. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília. 203p.
- MARINOS, V; MARINOS, P; HOEK, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. Bull. Eng. Geol. Environ, pp. 55-65.
- MARWA, E. M. M. (2003). Geotechnical considerations in na unlined high pressure tunnel at Lower Kihansi in Tanzania. Department of Soil Science. Sokoine University, pp. 51-55.

- MOTA, I. M. (2009). Análise dos critérios de projeto e comportamento de túneis de pressão. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília. 238p.
- NILSEN, B; OZDEMIR, L. (1993). Hard rock tunnel boring prediction and field performance. Proceedings of the rapid excavation and tunneling conference. Boston, pp. 833-852.
- NISHIKAWA, K. (2003). Development of a prestressed and precast concrete segmental lining. Tunneling and Underground Space Technology, pp. 243-251.
- NORWEGIAN TUNNELING SOCIETY. (2004). Norwegian tunneling. Publication nº14. 83p.
- PALERMO, G; HELENE, P. (1997). Concreto projetado como revestimento de túneis. BT/PCC/183. Escola politécnica da USP. São Paulo. 21p.
- PALMEIRA, E. M. (1993). Curso de estabilização e reforço de solos. Introdução à utilização de geossintéticos. Notas de aula. Universidade de Brasília. Brasília.
- PALMSTROM, A. (1987). Norwegian design and construction experiences of unlined pressure shafts and tunnels. International conference on hydropower. Oslo, Norway. 10p.
- PELIZZA, S. (1999). Cost modelling and risk analysis tools. Costing of TM-built tunnels. Rabat. 4p.
- PORTO, R. M. (2006). Hidráulica básica. 4ª ed. São Carlos: EESC-USP. 540p.
- ROBBINS. (2012). (<http://www.robbinstbm.com/our-products/tunnel-boring-machines>).
- ROSTAMI, J; OZDEMIR, L. (1993). A new model for performance prediction of hard rock TBMs. Proceedings of the rapid excavation and tunneling conference. Boston, pp. 793-809.
- ROSTAMI, J; OZDEMIR, L; NILSEN, B. (1996). Comparison between CSM and NTH hard rock TBM performance prediction models. Proceedings of annual technical meeting of the institute of shaft drilling technology. Las Vegas. 11p.
- SAMPAIO, M. A. B. (2009). Mecânica do contato com o método dos elementos de contorno para modelagem de máquinas tuneladoras. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 71p.
- SAPIGNI, M; BERTI, M; BETHAZ, E; BUSILLO, A; CARDONE, G. (2002). TBM performance estimation using rock mass classifications. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, pp. 771-788.

- SCHLEISS, A. (1986). Design of pervious pressure tunnels. *Water Power and Dam Construction*, 38 (5), pp. 21-26.
- TOAN, N. (2006). TBM and Lining – Essential Interfaces. Dissertação de Mestrado. Politécnica de Turim. Turim. 174p.
- TUNNELBUILDER. (2012). (<http://www.tunnelbuilder.es/>).
- TUNNELSEIS. (2012). (<http://www.tunnelseis.de/tunnelling.html>).
- WAGNER, H; SCHULTER, A. (1996). Tunnel boring machines. Trends in design and construction of mechanized tunneling. Rotterdam. 263p.
- ZHAO, J. (2006). The challenge of TBM excavation in rock.. *Tunnel and tunneling international*, pp. 27-29.
- ZHAO, J. (2007). Tunneling in rocks – present technology and future challenges. ITA – AITES WTC 2007. Prague, pp. 22-32.
- ZHAO, J; GONG, Q. M. (2006). Rock mechanics and excavation by tunnel boring machine – issues and challenges. *Proc ARMS4*.

APÊNDICE

A. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL INCLINADO PÓS-CONSTRUÇÃO

A.1 Trecho 1

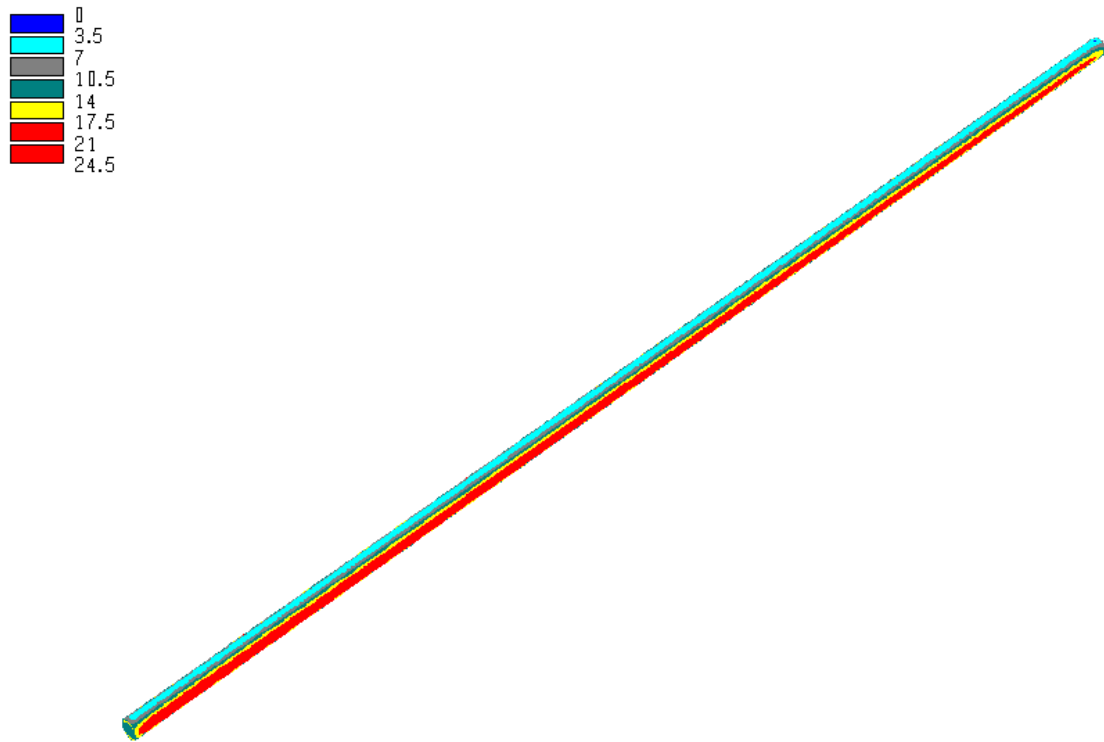


Figura A.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

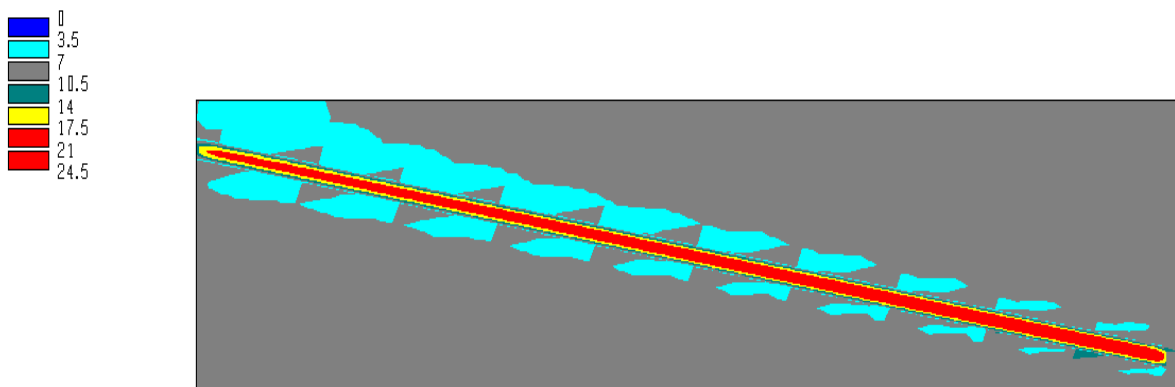


Figura A.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

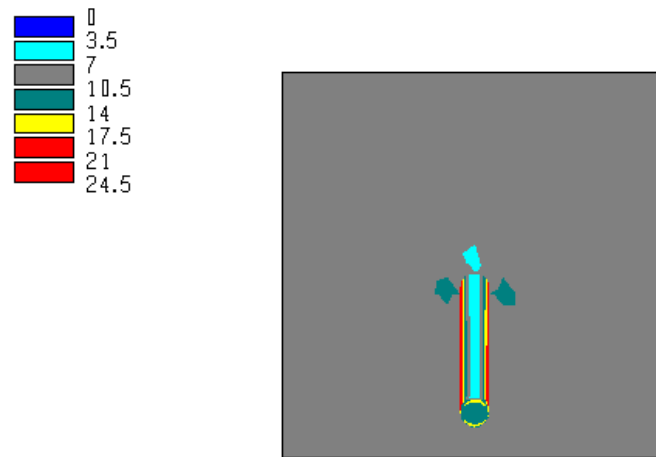


Figura A.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

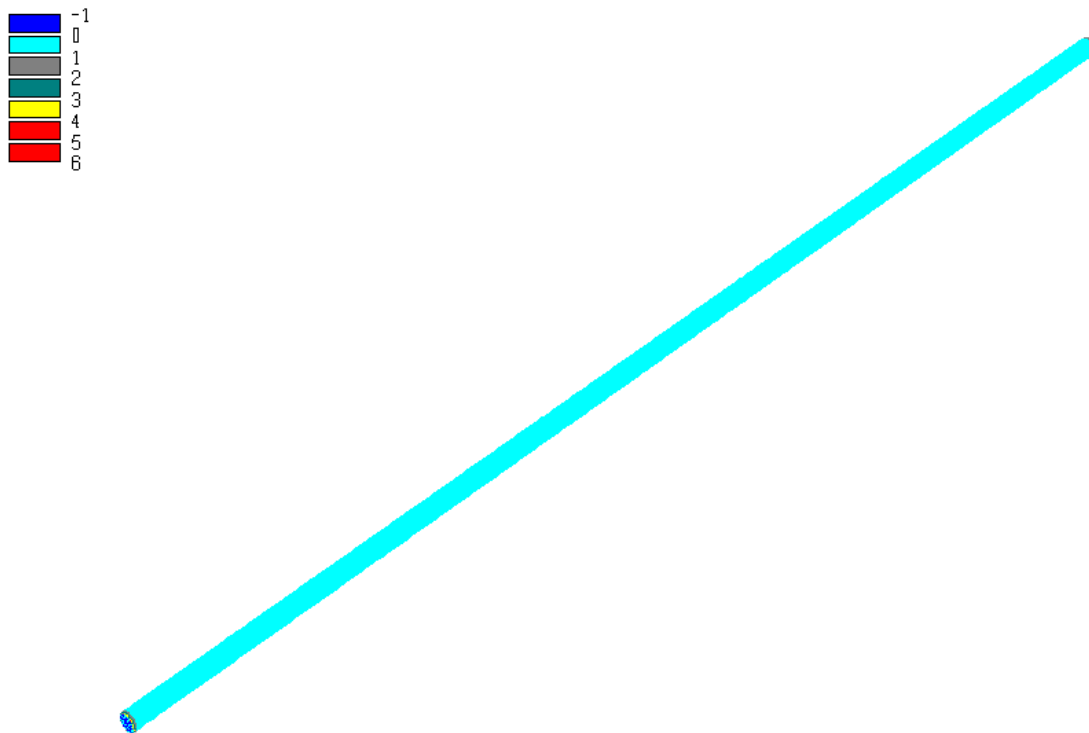


Figura A.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

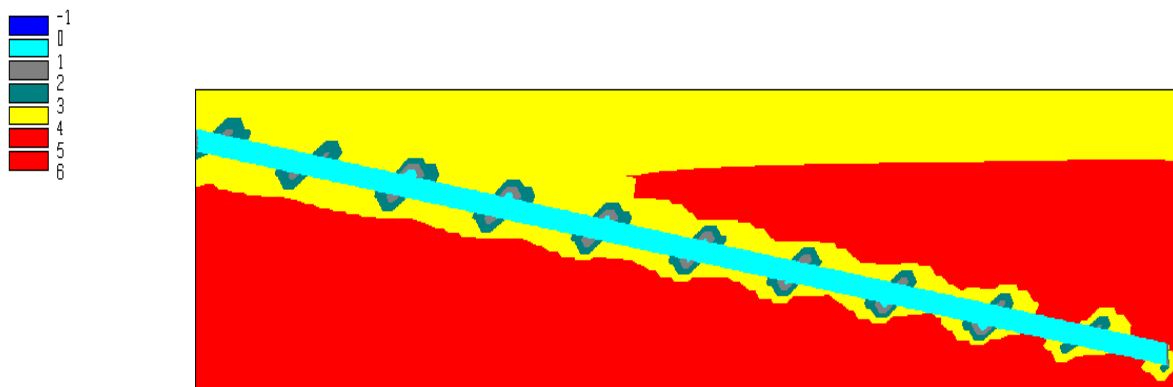


Figura A.5. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

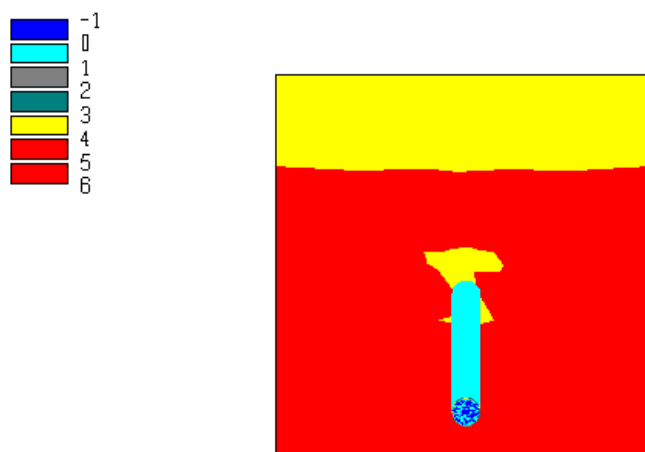


Figura A.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

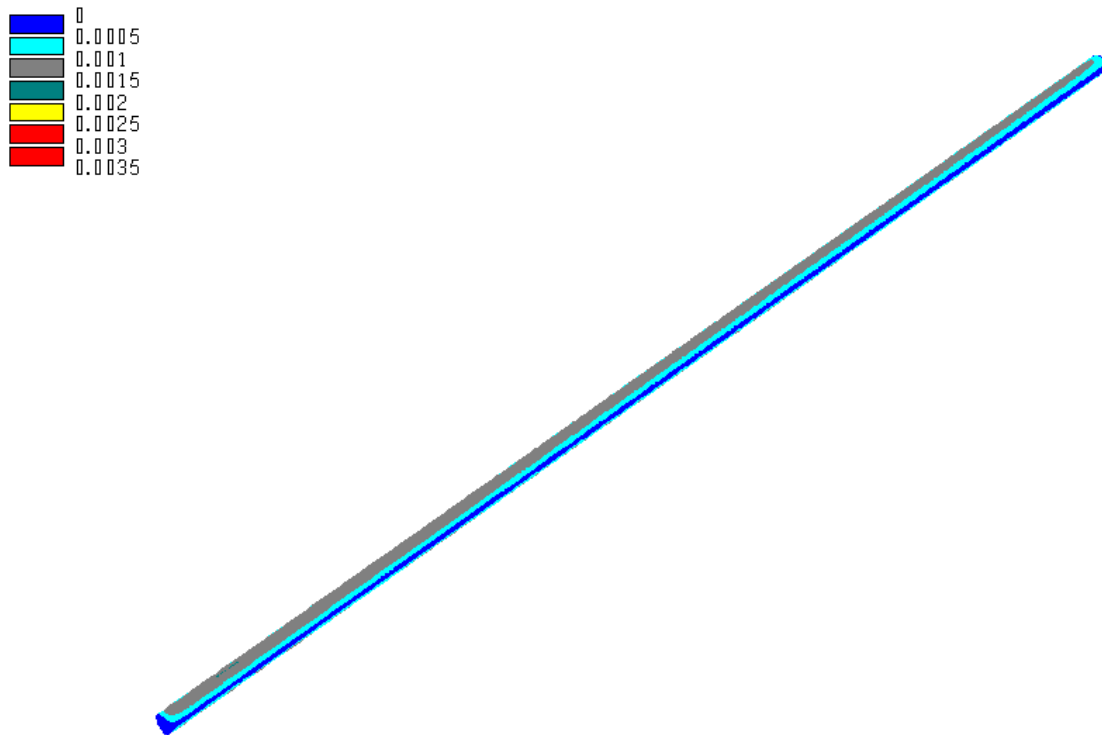


Figura A.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

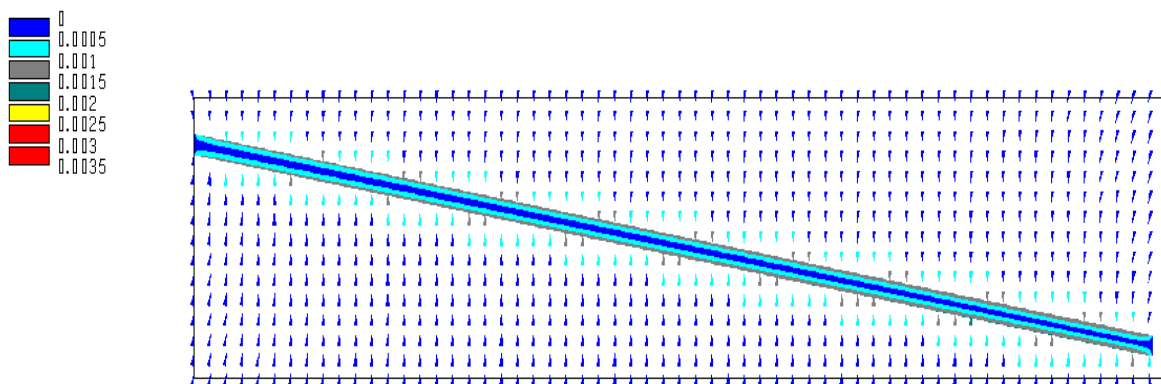


Figura A.8. Deslocamento em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

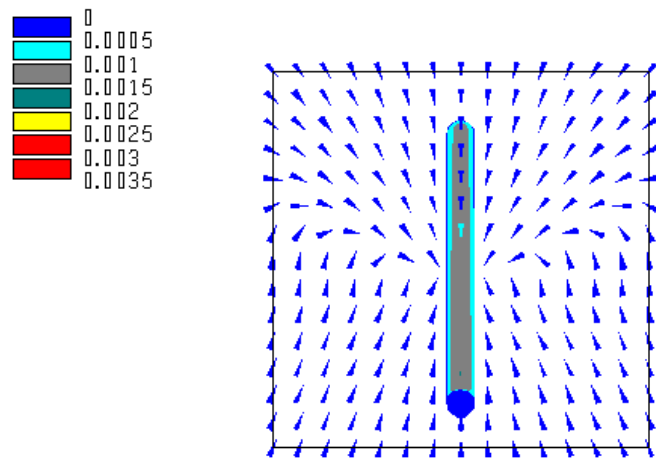


Figura A.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

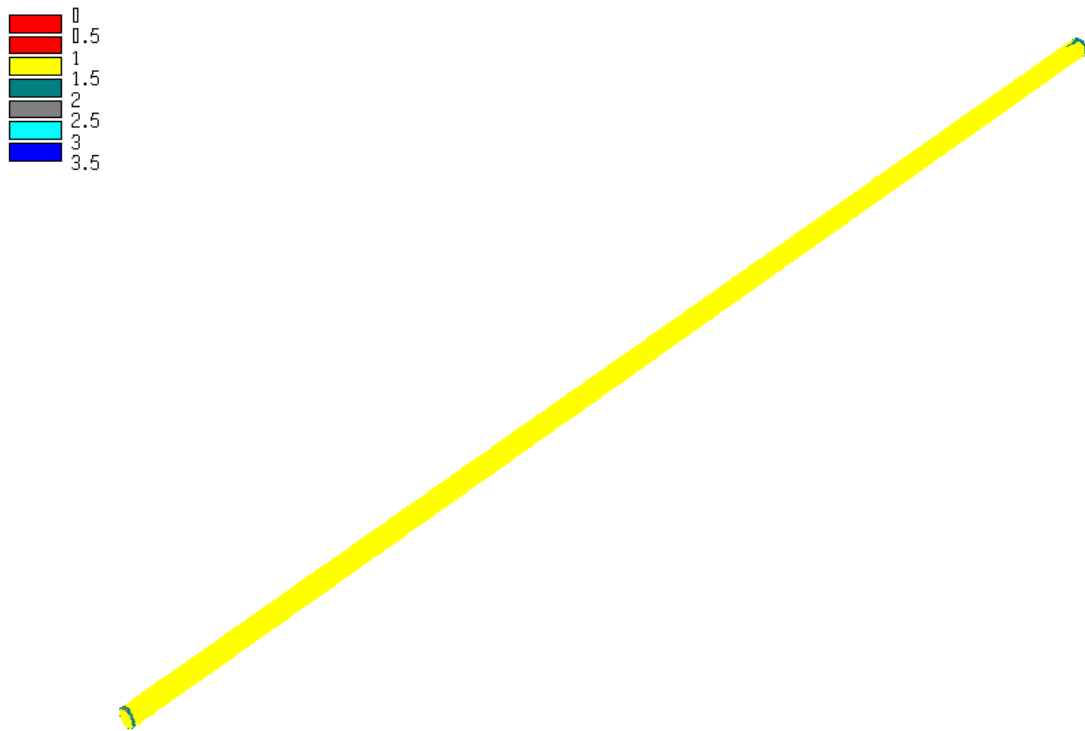


Figura A.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.

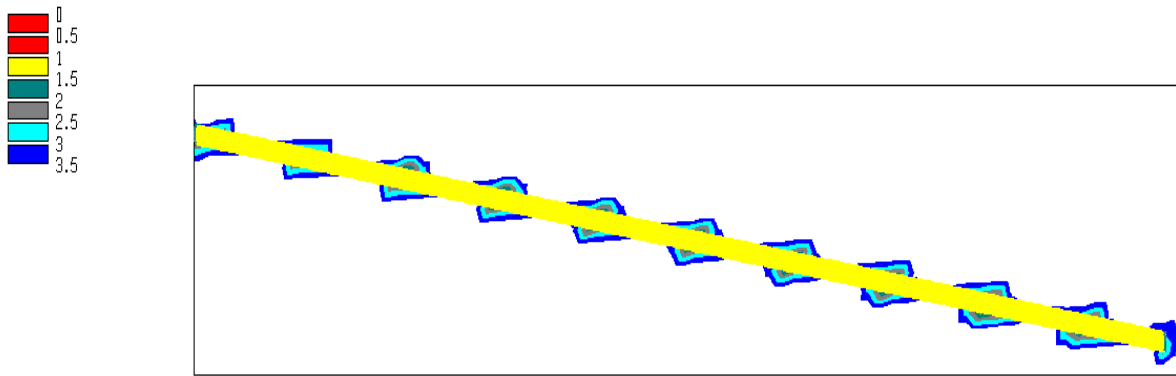


Figura A.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

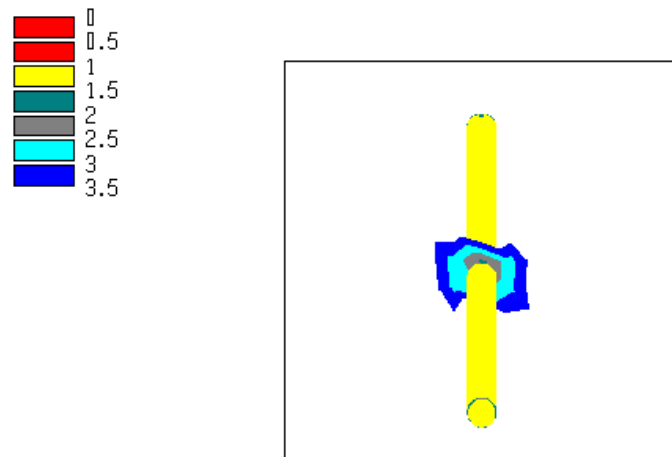


Figura A.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.2 Trecho 2

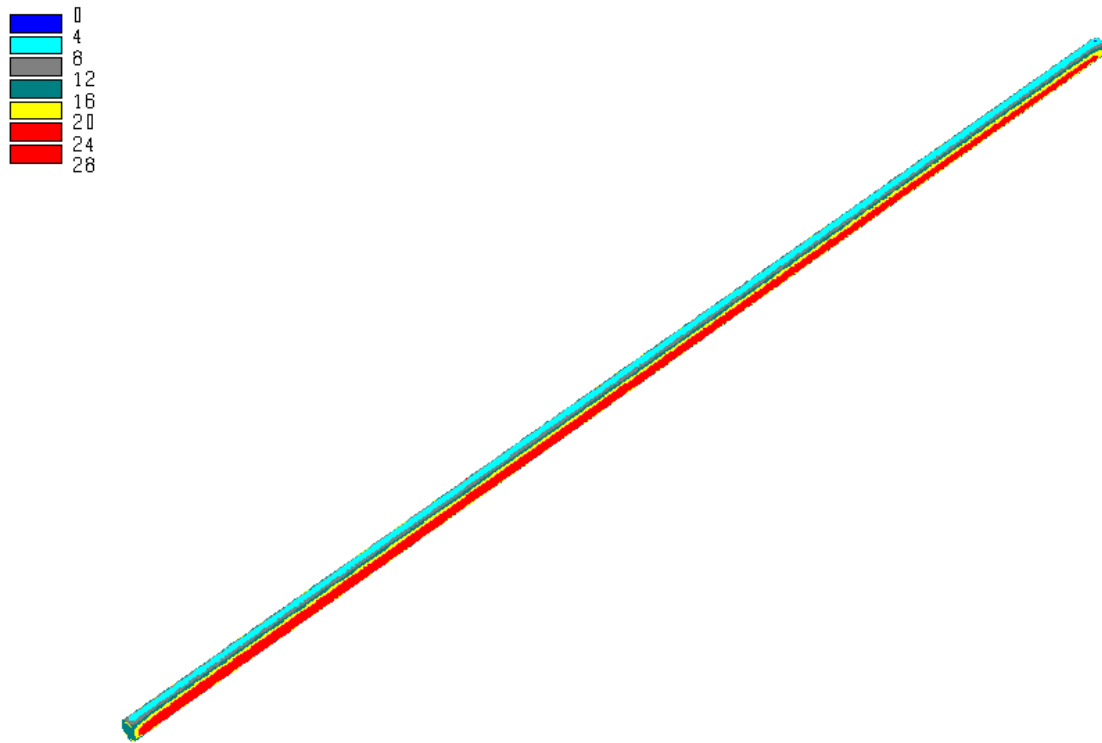


Figura A.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

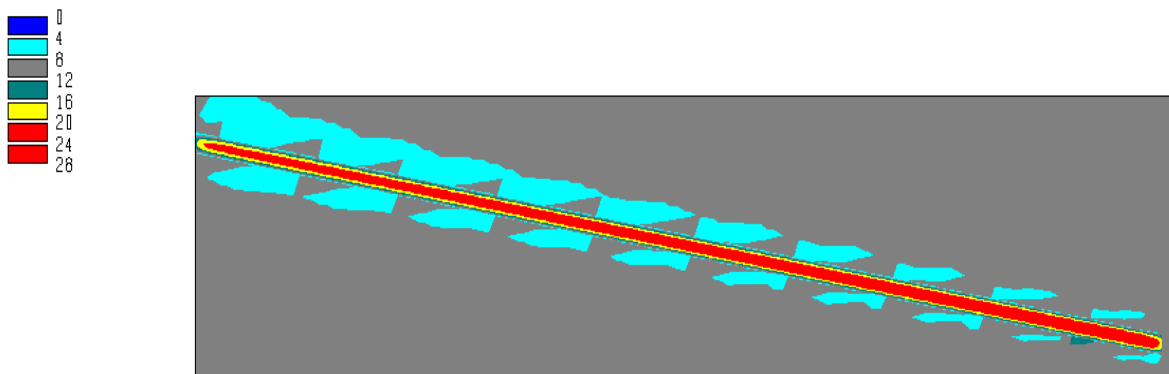


Figura A.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

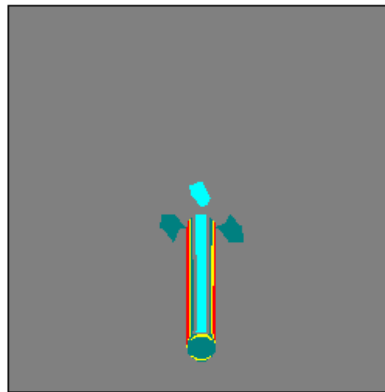


Figura A.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

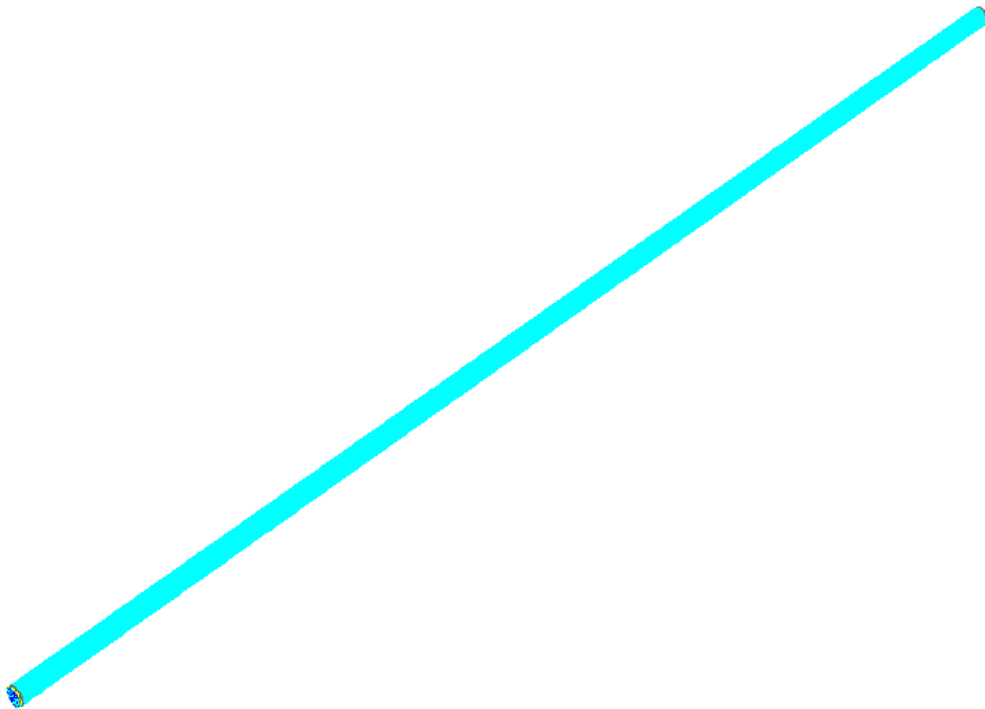


Figura A.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

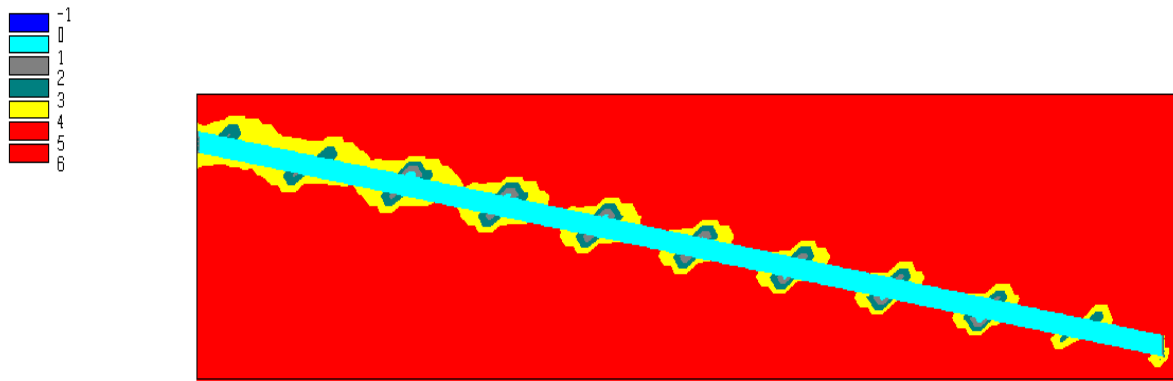


Figura A.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

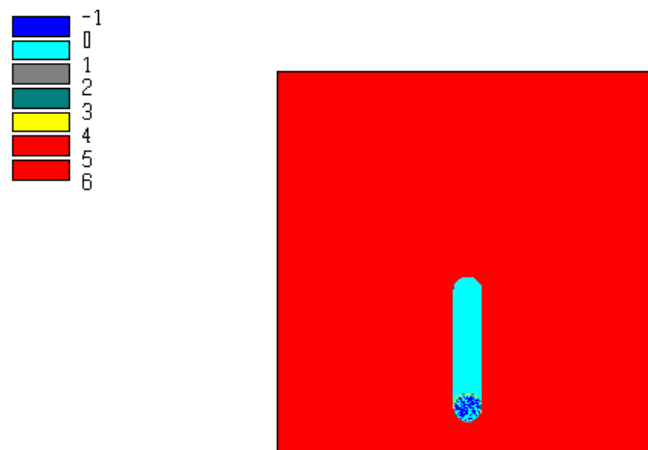


Figura A.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

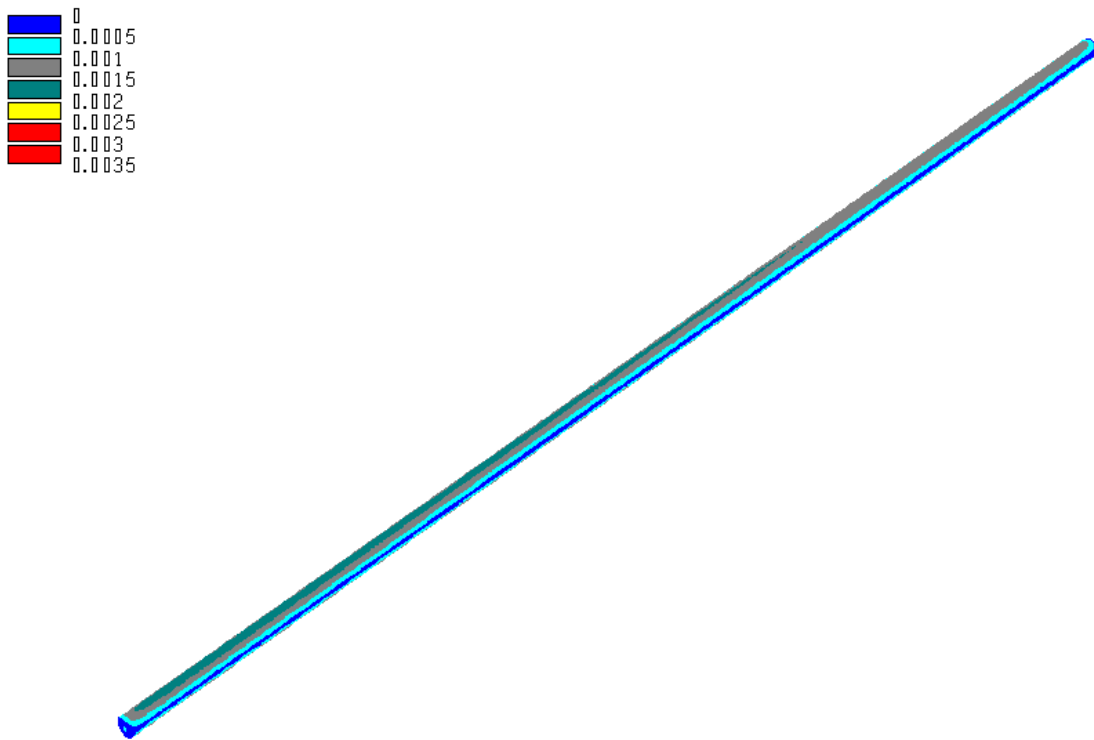


Figura A.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

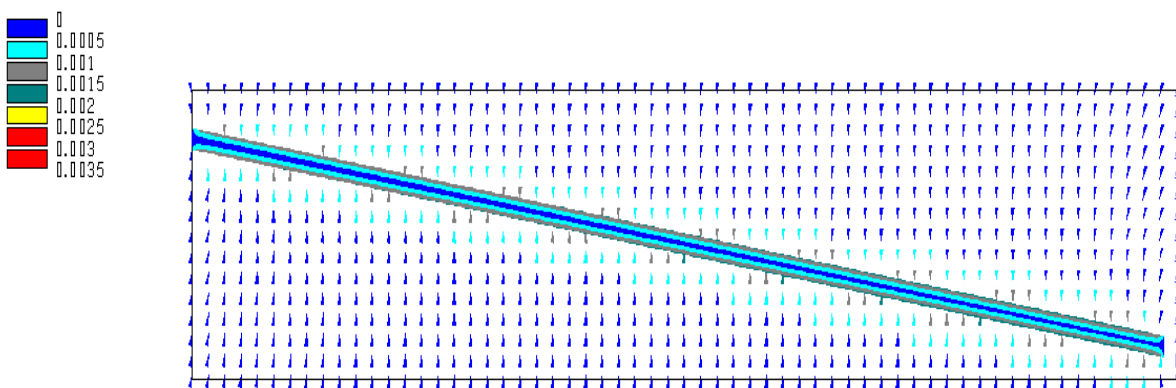


Figura A.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

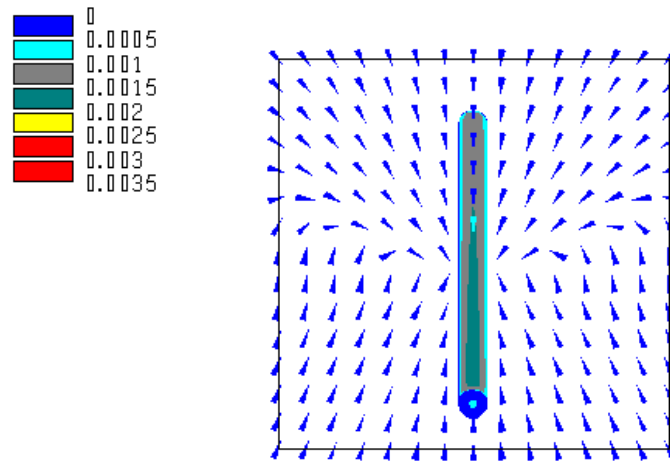


Figura A.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

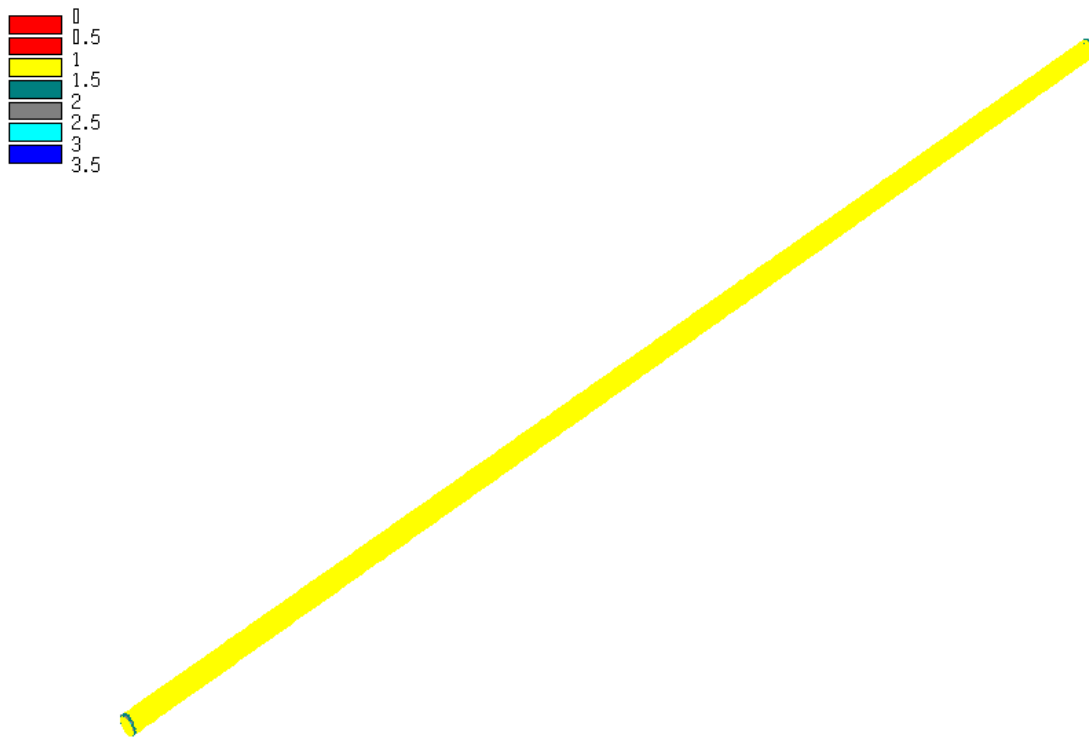


Figura A.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.

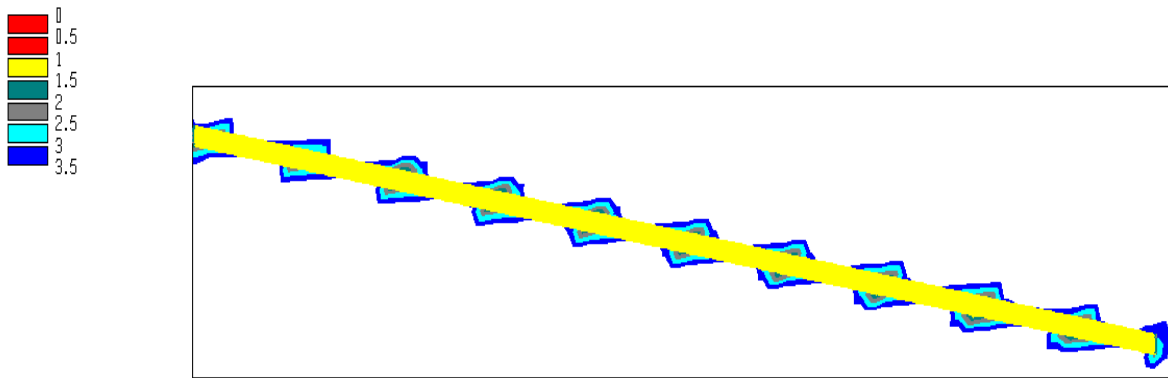


Figura A.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

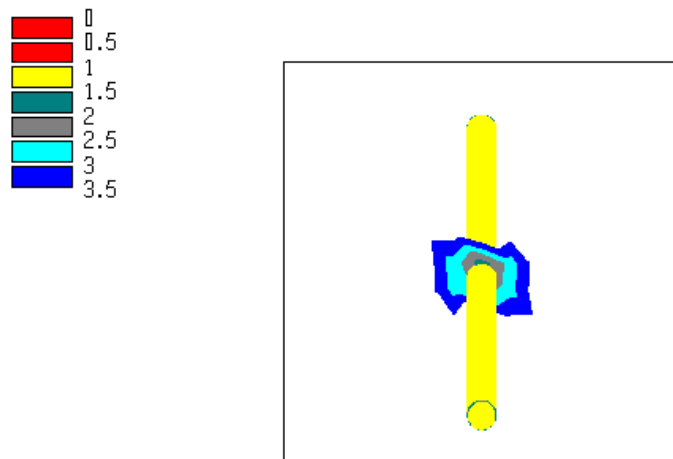


Figura A.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.3 Trecho 3

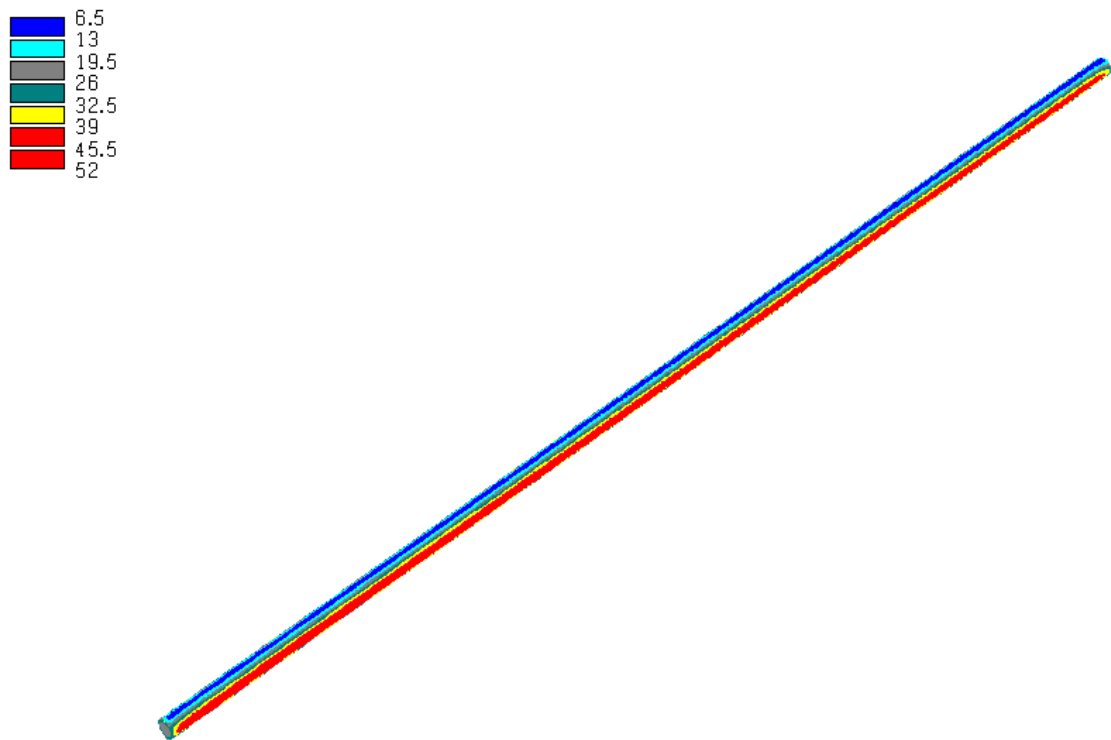


Figura A.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

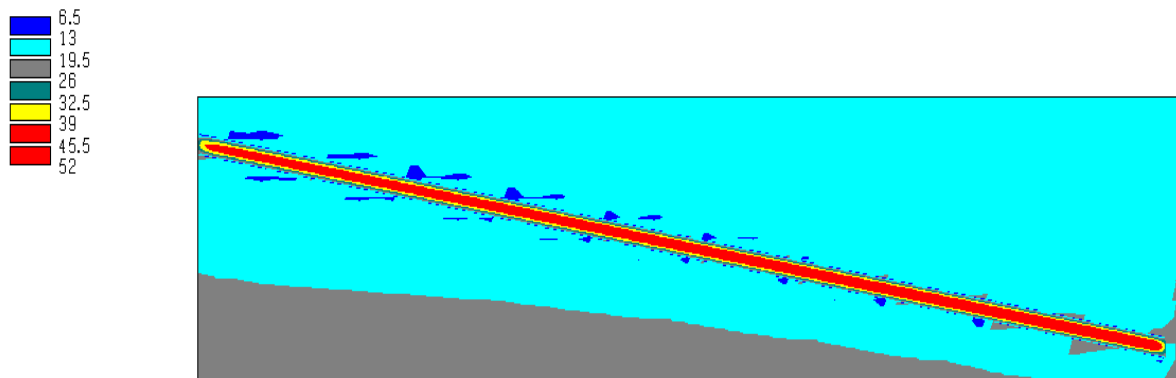


Figura A.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

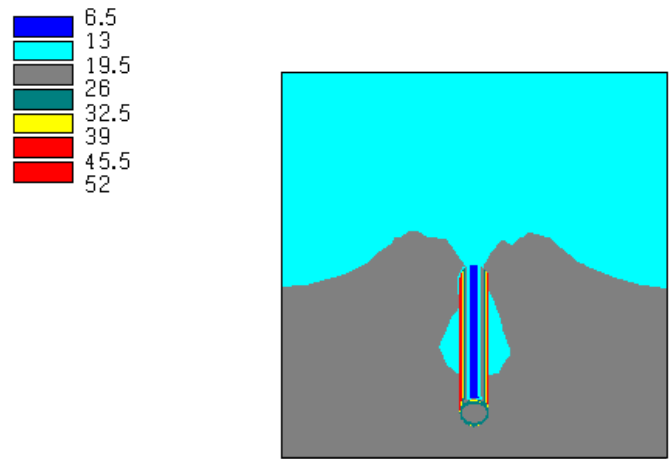


Figura A.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

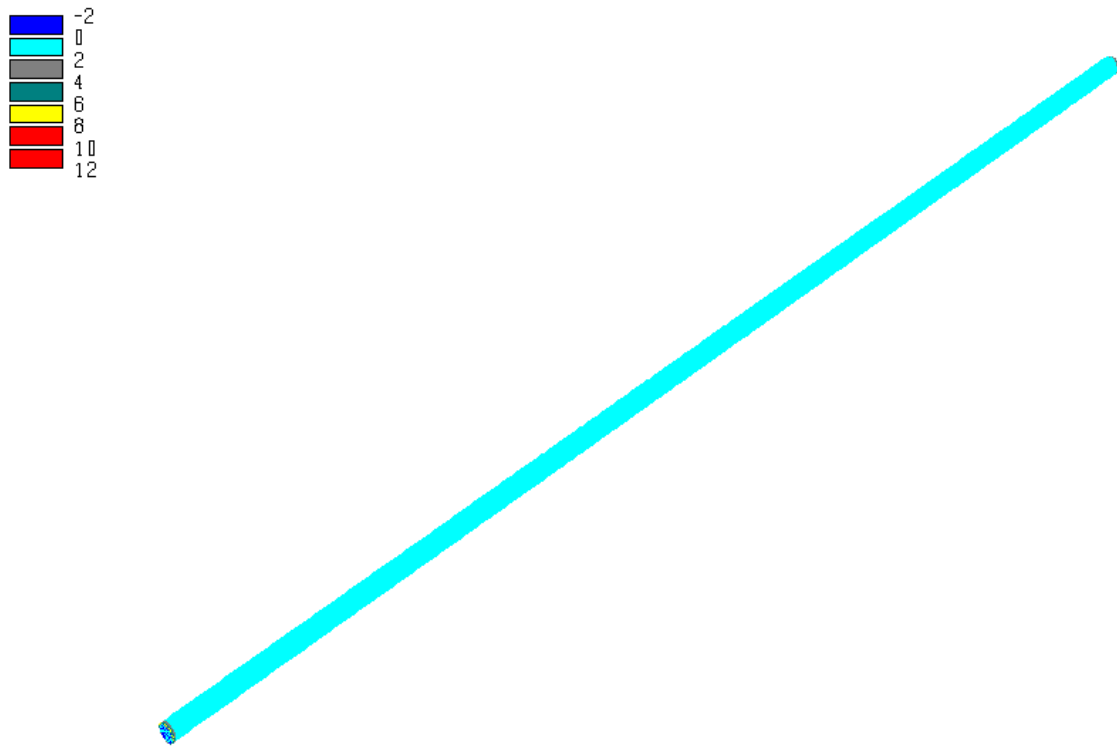


Figura A.28. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

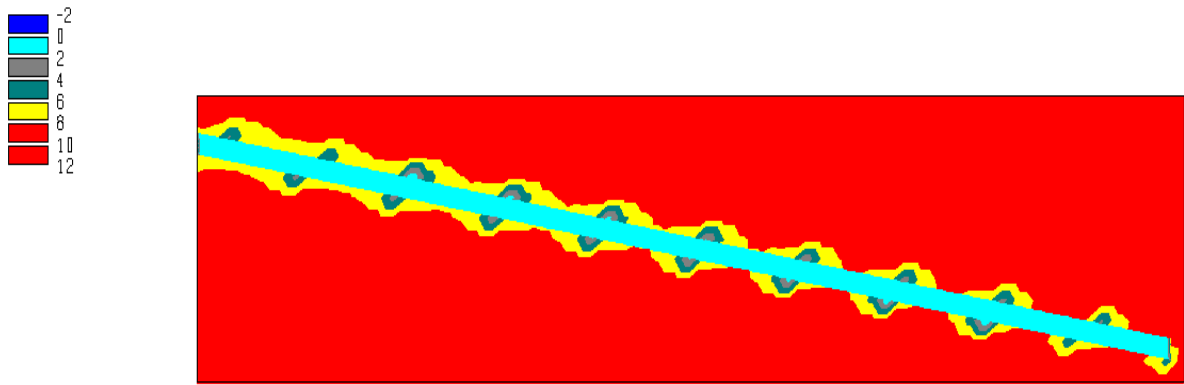


Figura A.29. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

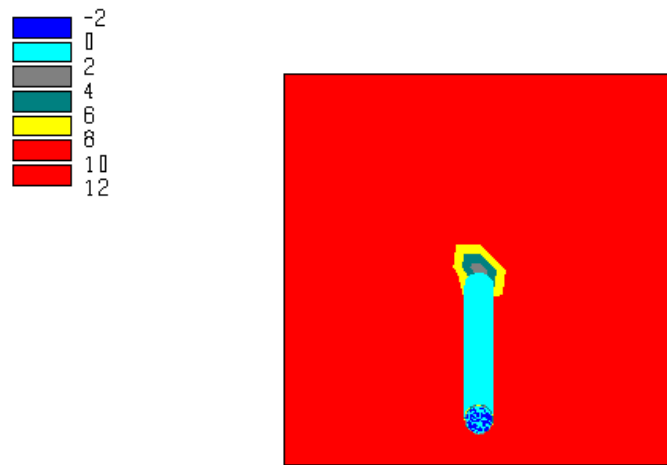


Figura A.30. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

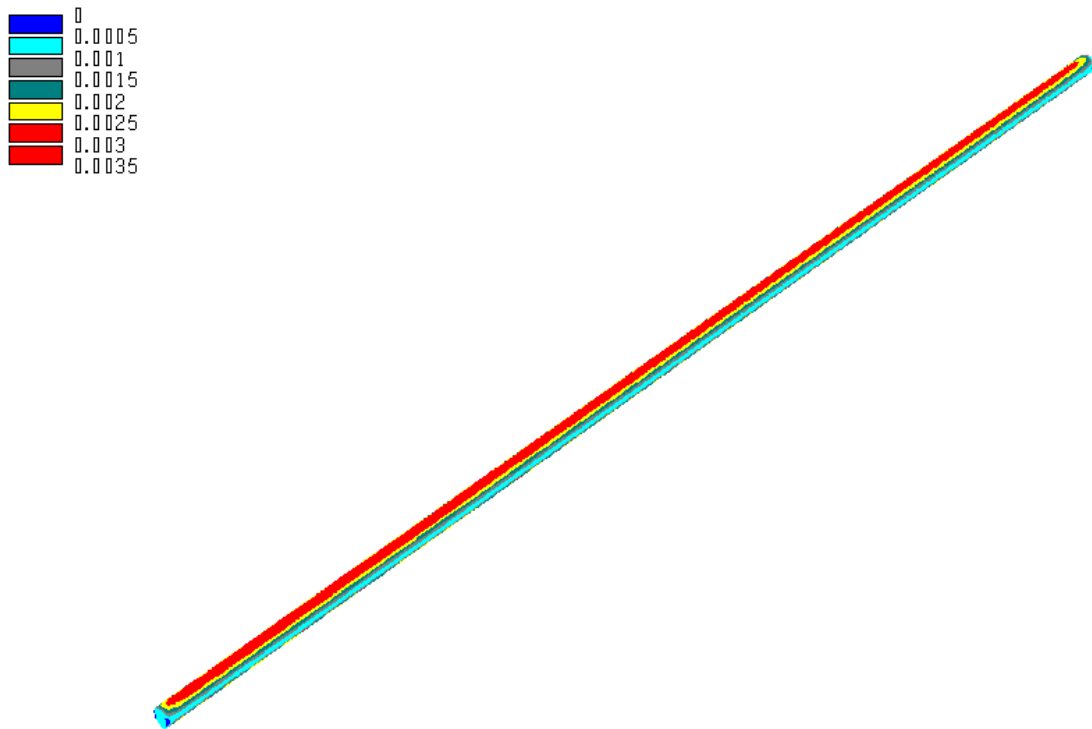


Figura A.31. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

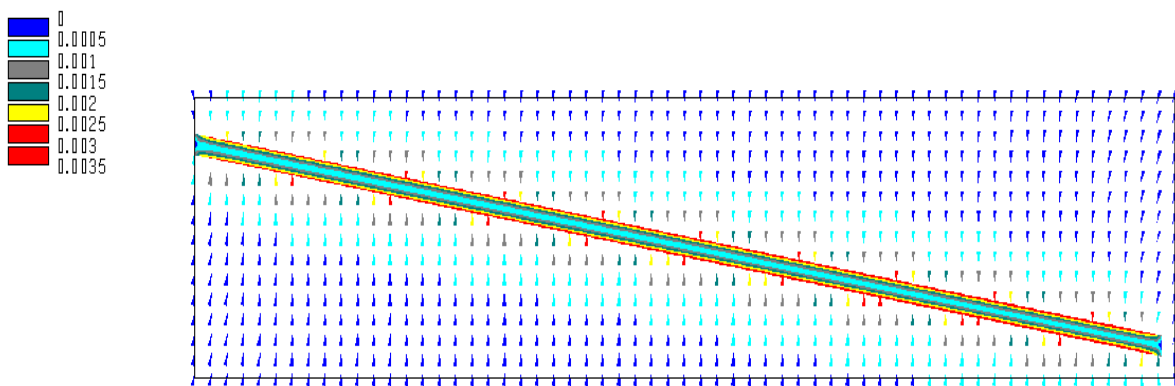


Figura A.32. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

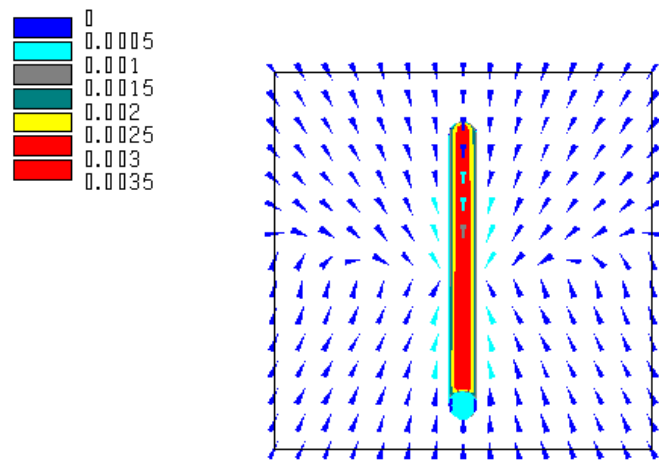


Figura A.33. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

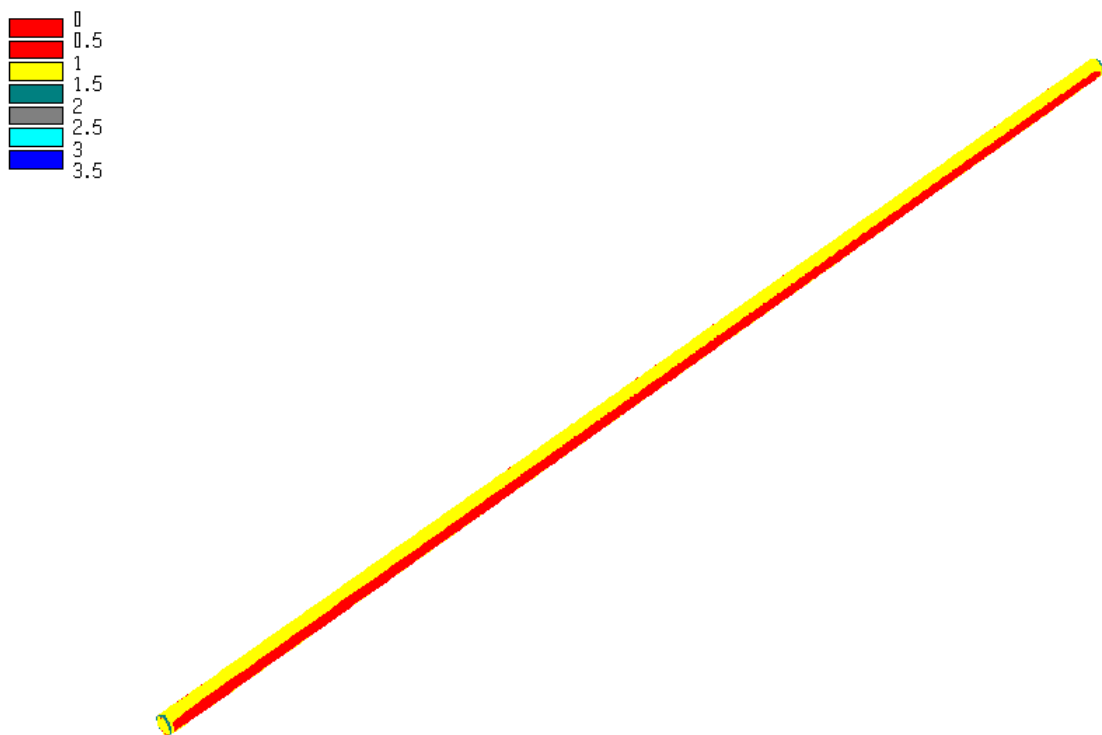


Figura A.34. Fator de segurança nas paredes do túnel.

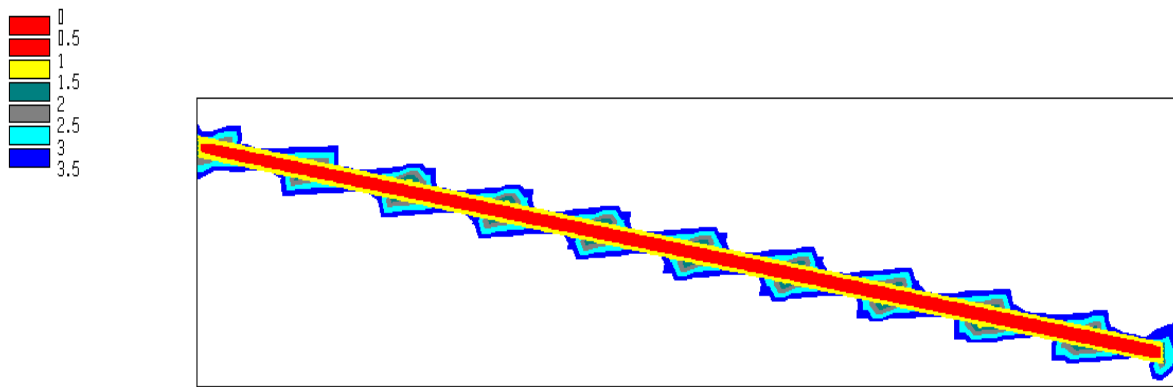


Figura A.35. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

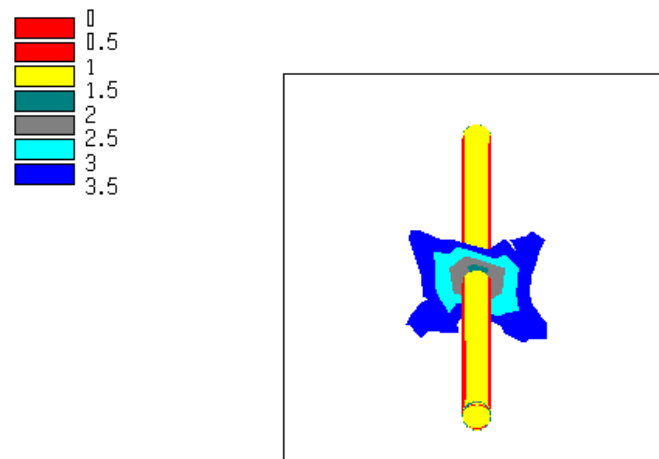


Figura A.36. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.4 Trecho 4

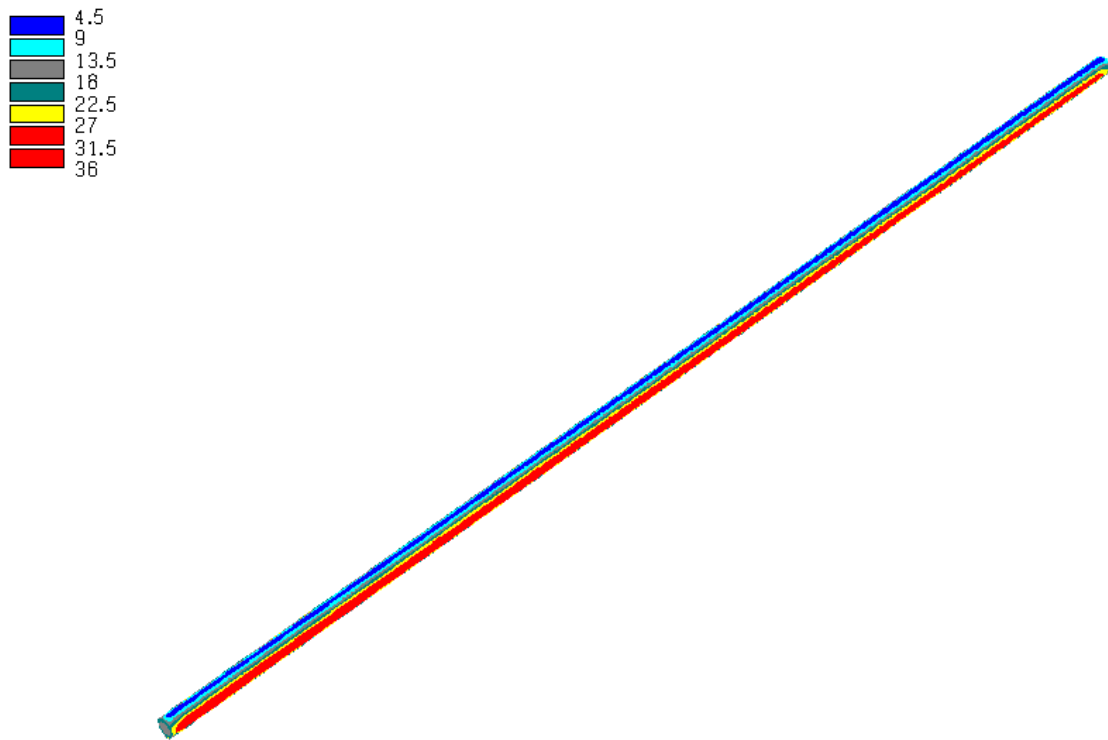


Figura A.37. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

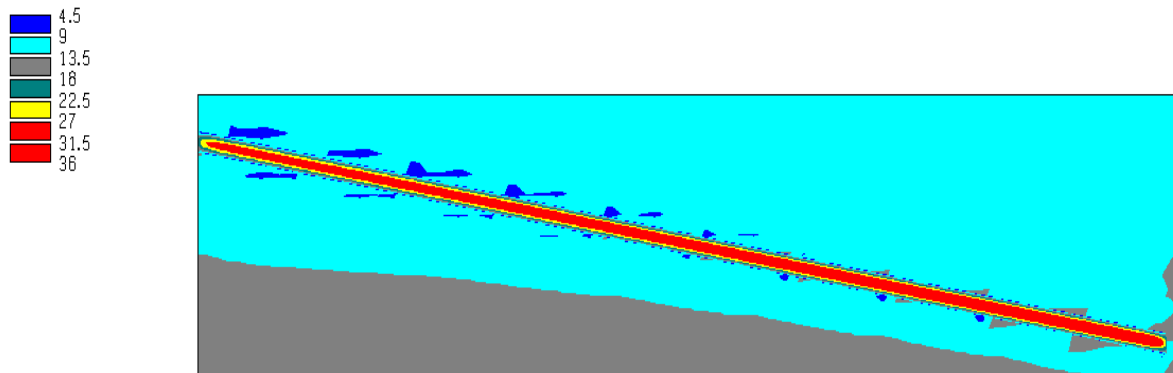


Figura A.38. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

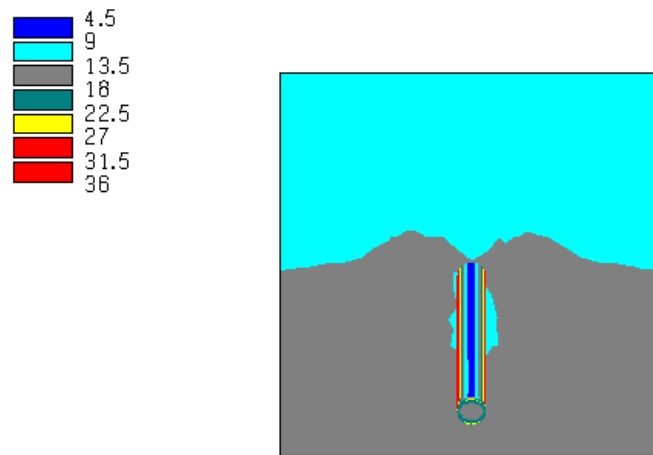


Figura A.39. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

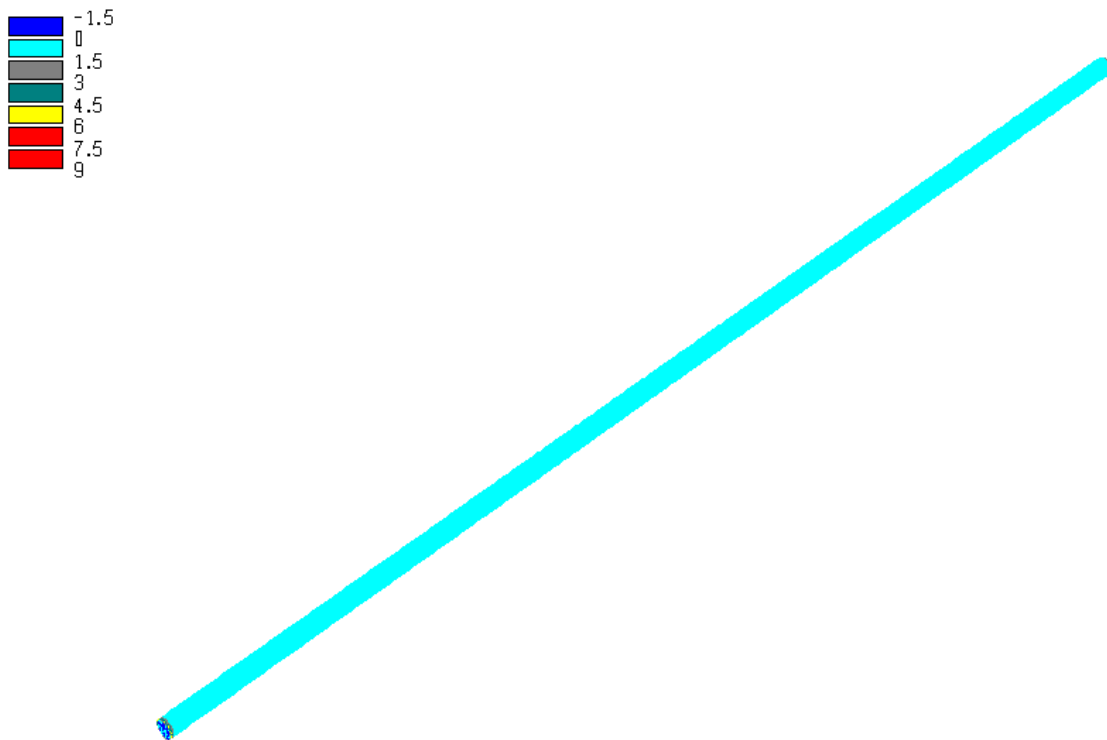


Figura A.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

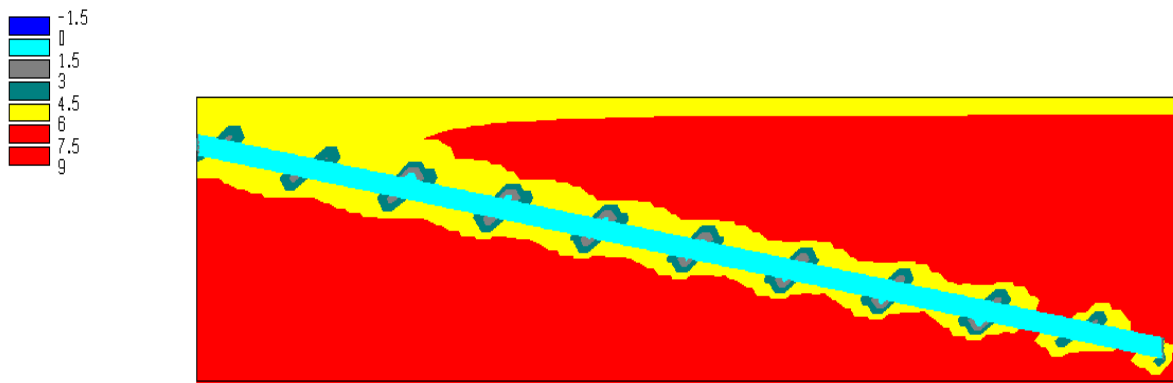


Figura A.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

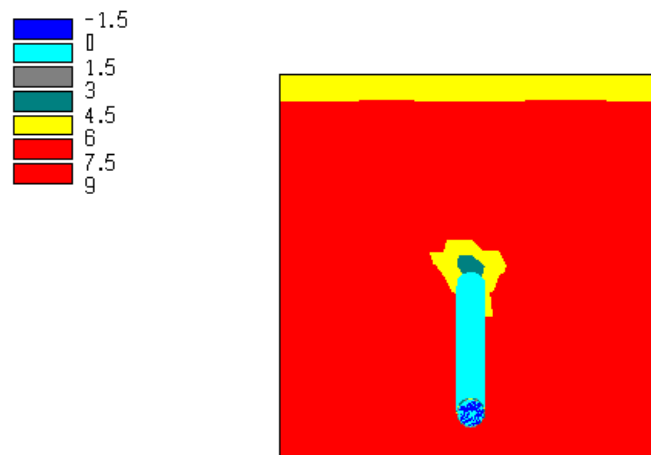


Figura A.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

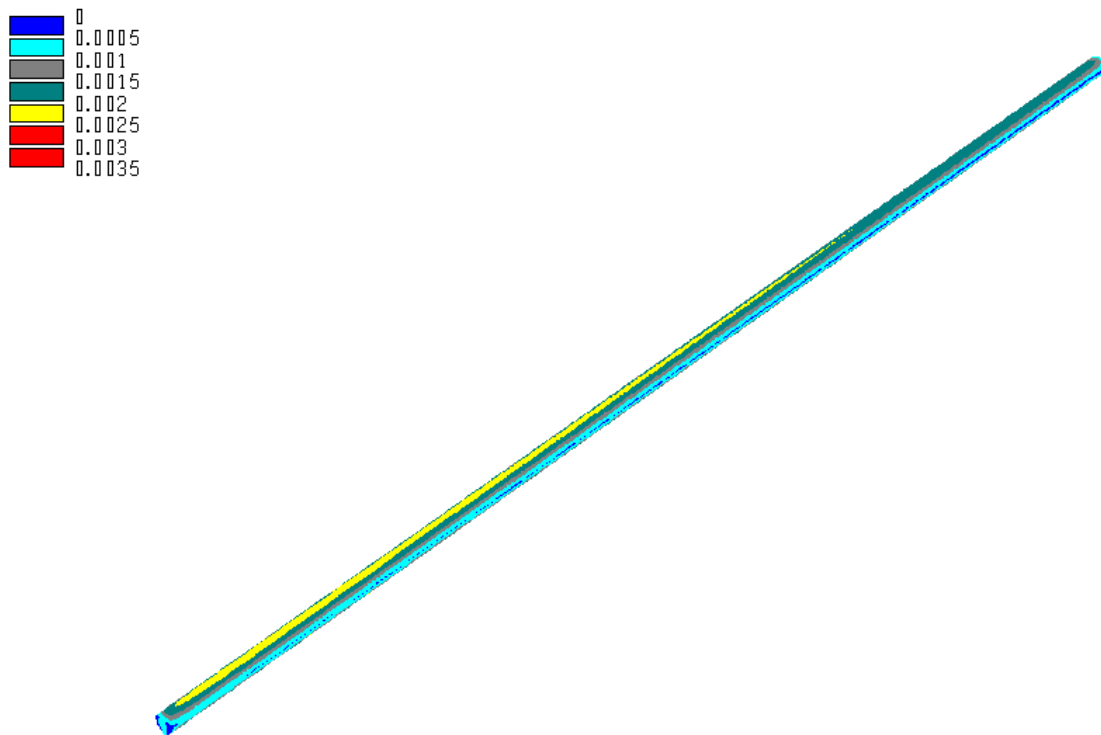


Figura A.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

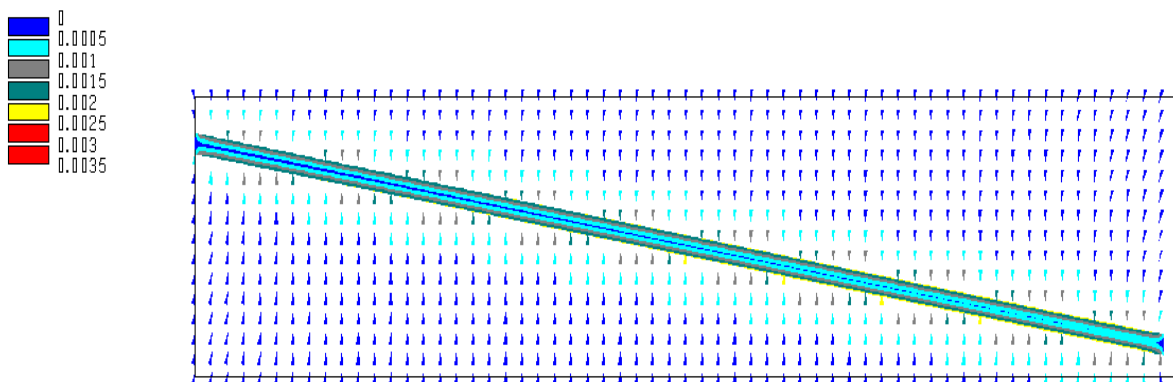


Figura A.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

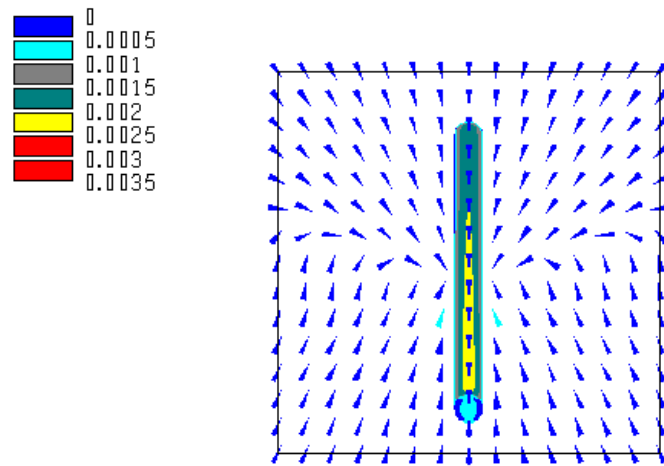


Figura A.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

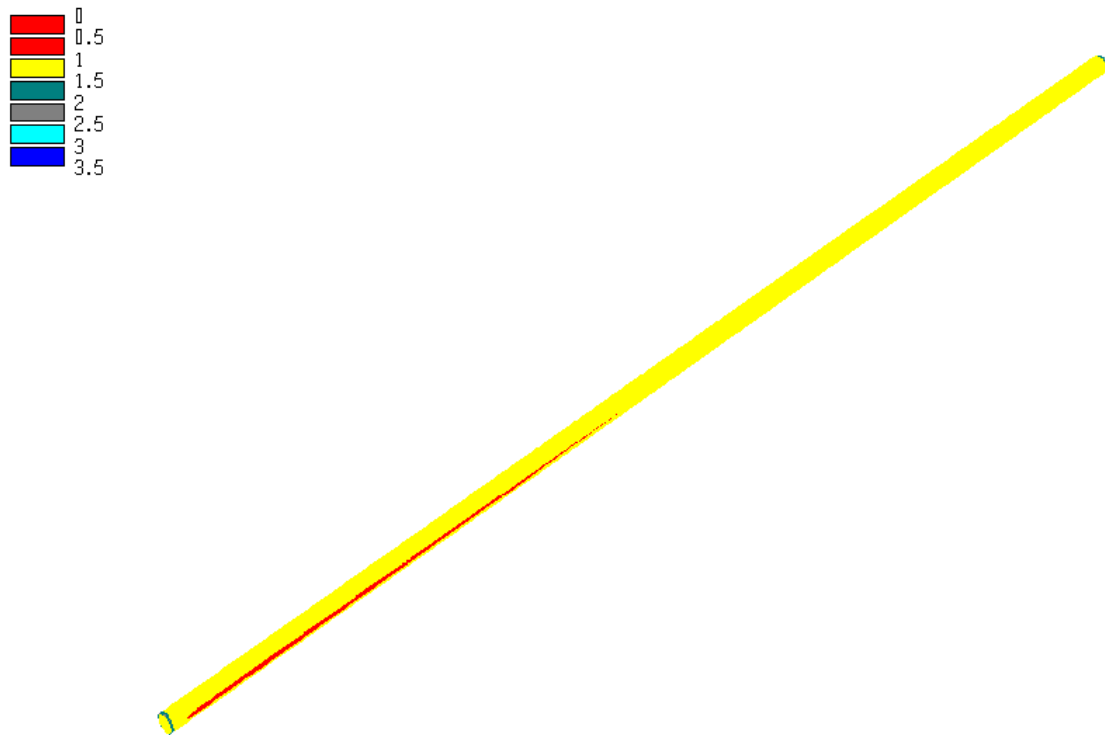


Figura A.46. Fator de segurança nas paredes do túnel.

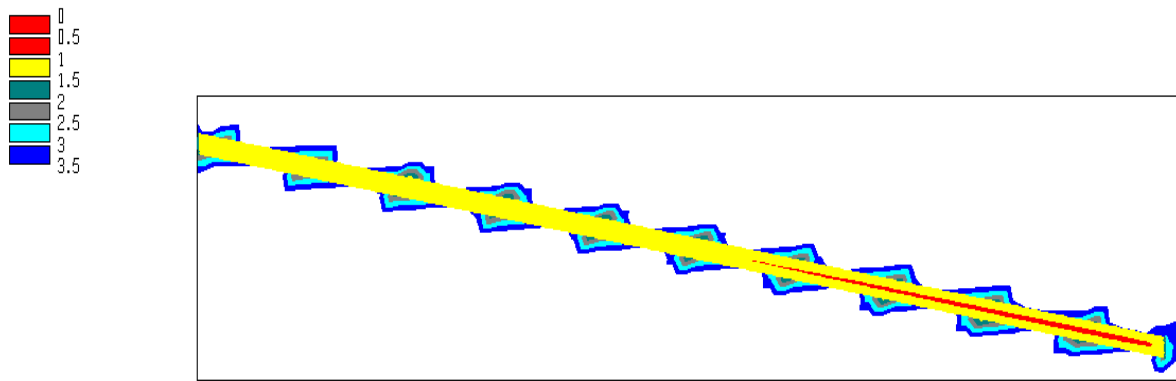


Figura A.47. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

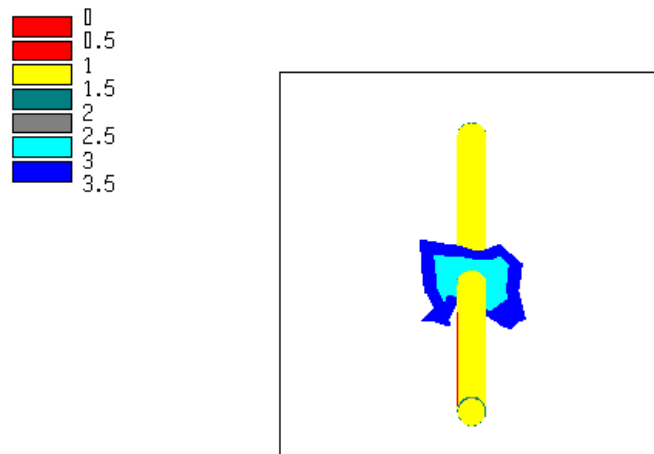


Figura A.48. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.5 Trecho 6

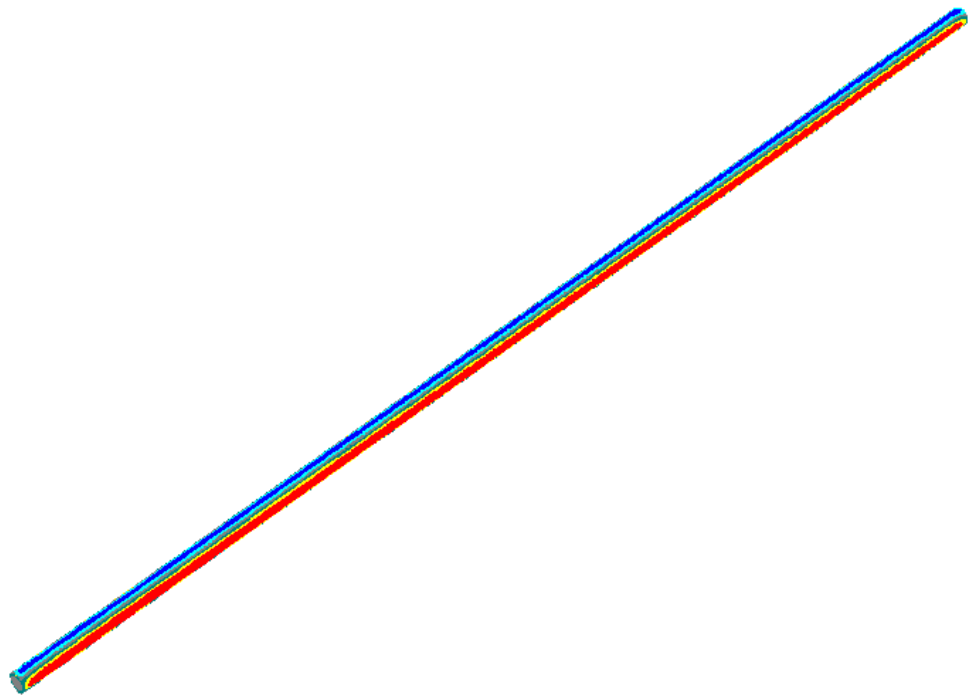


Figura A.49. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

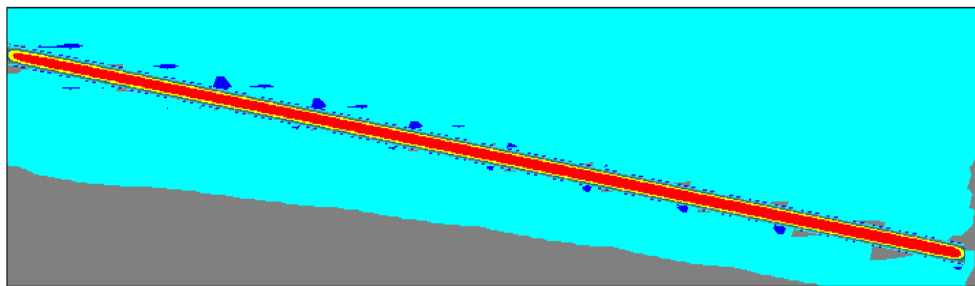
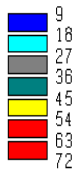


Figura A.50. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

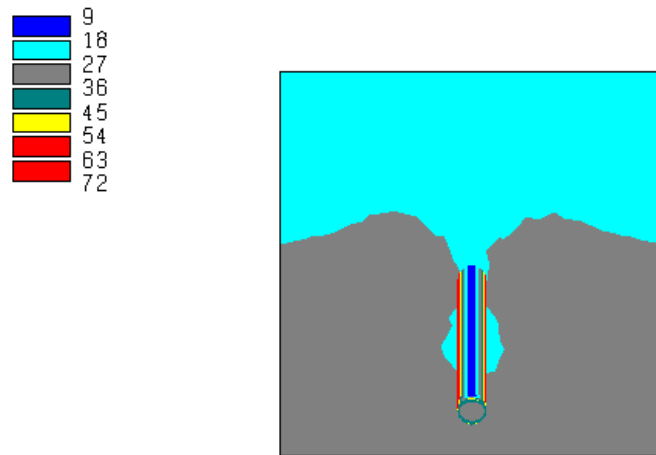


Figura A.51. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

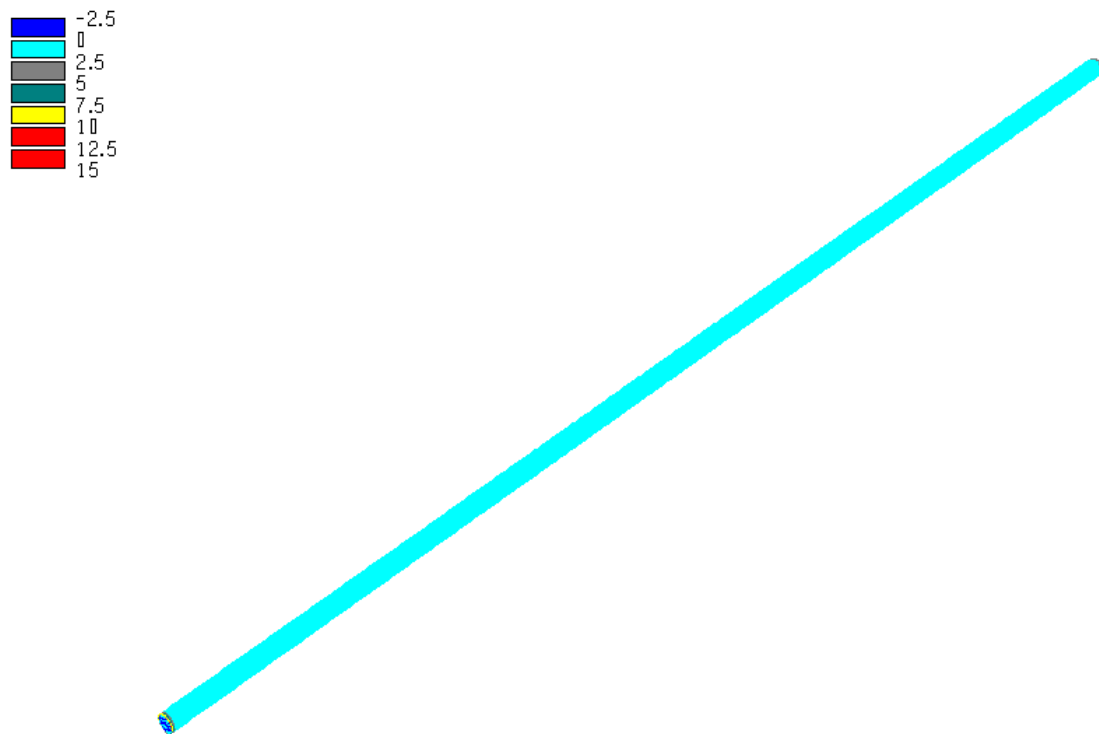


Figura A.52. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

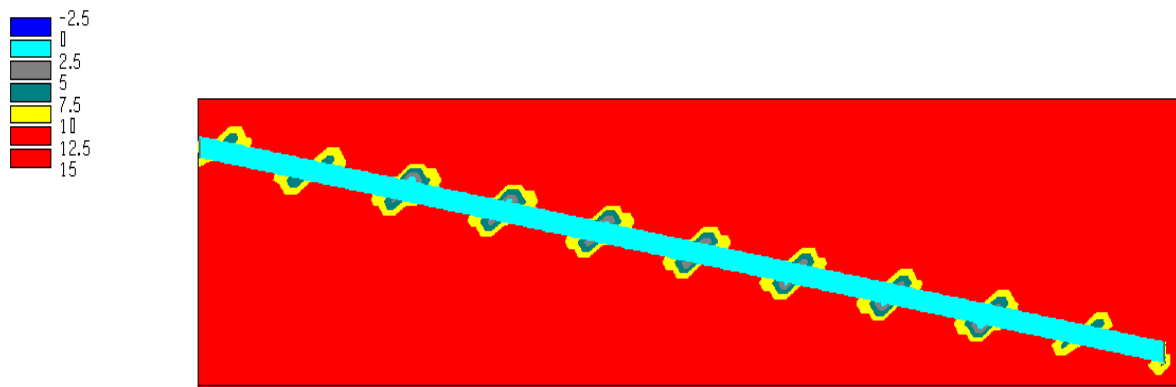


Figura A.53. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

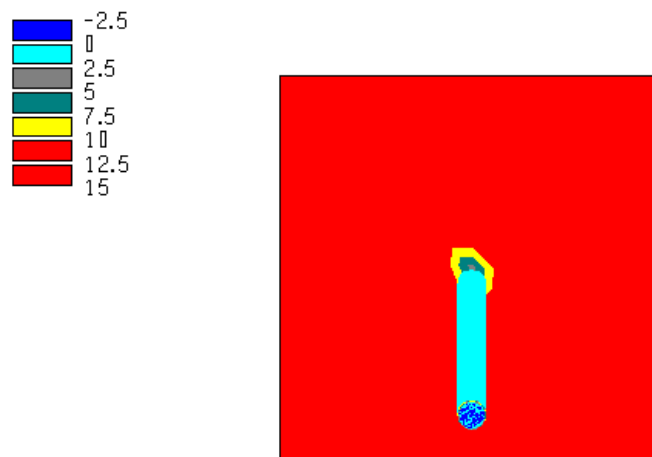


Figura A.54. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

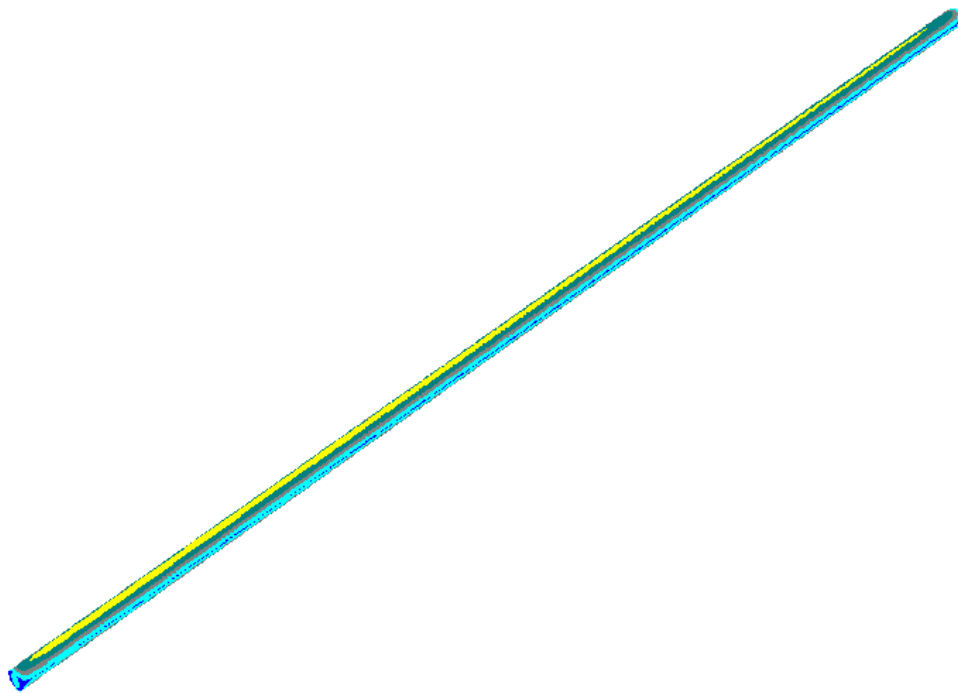
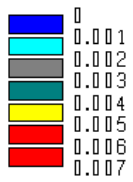


Figura A.55. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

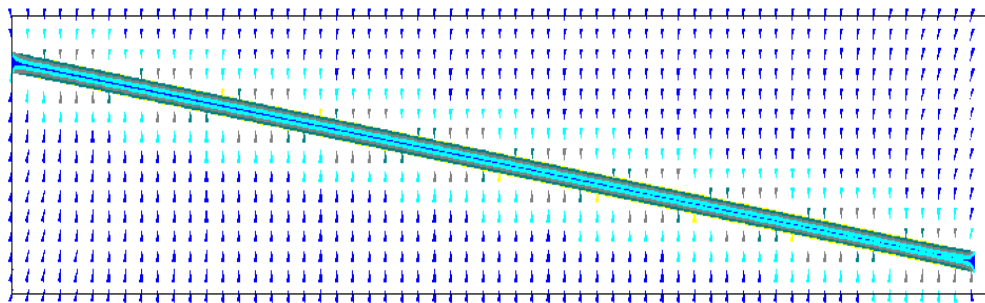


Figura A.56. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

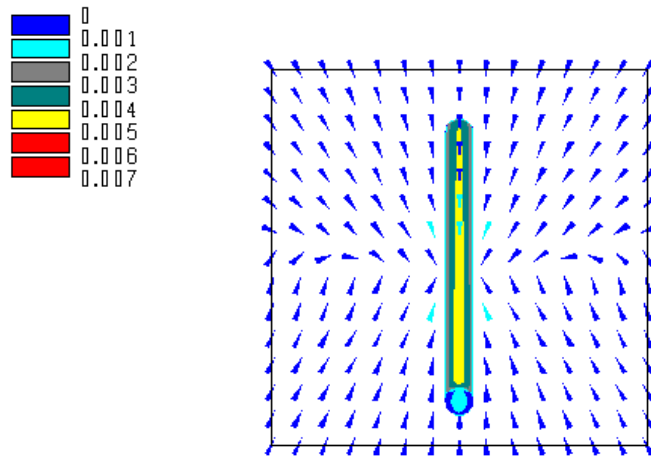


Figura A.57. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

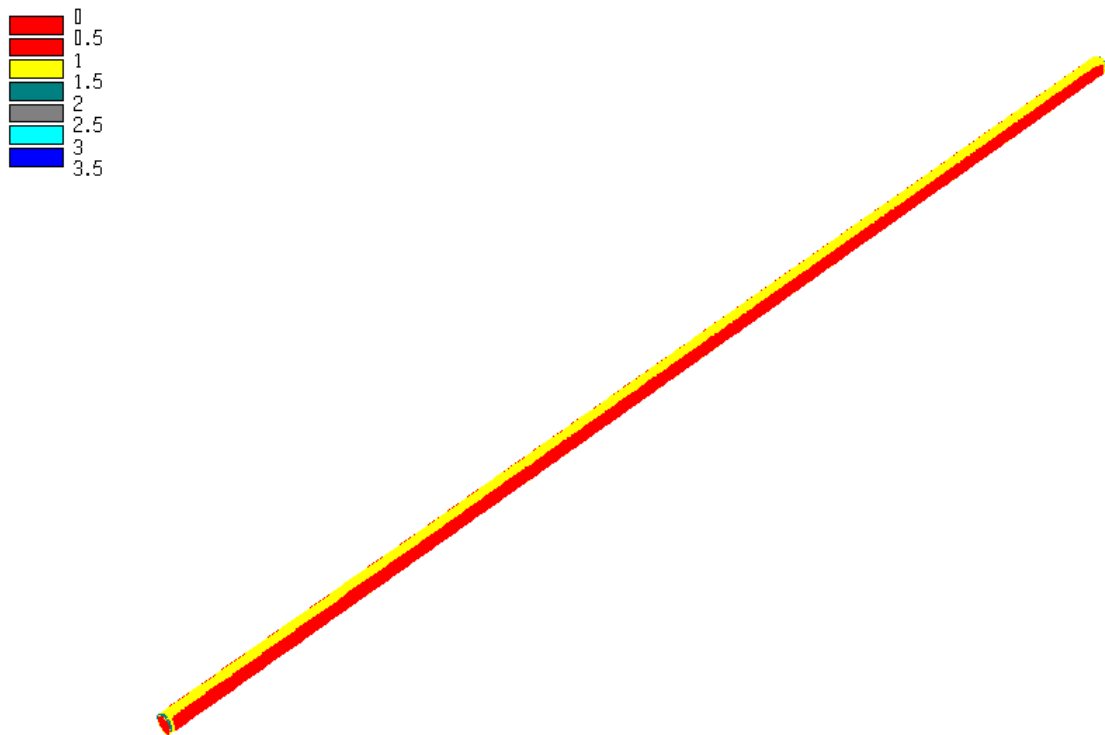


Figura A.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.

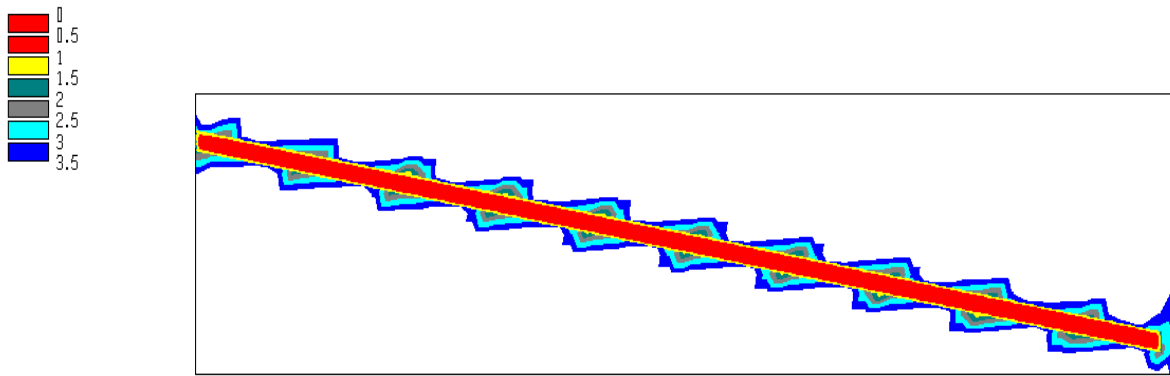


Figura A.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

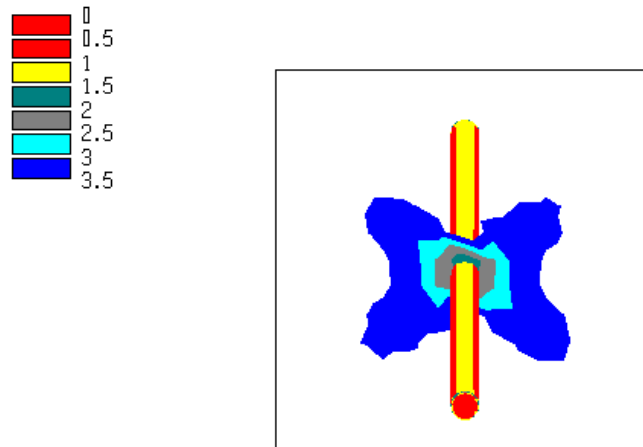


Figura A.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.6 Trecho 7

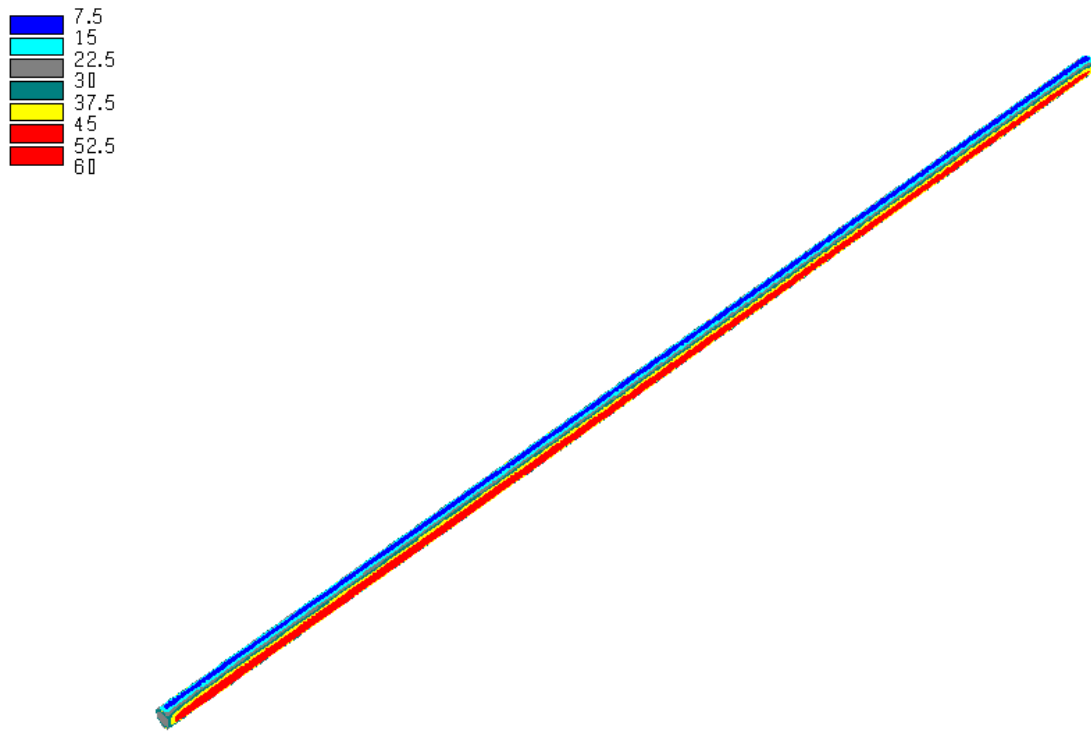


Figura A.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

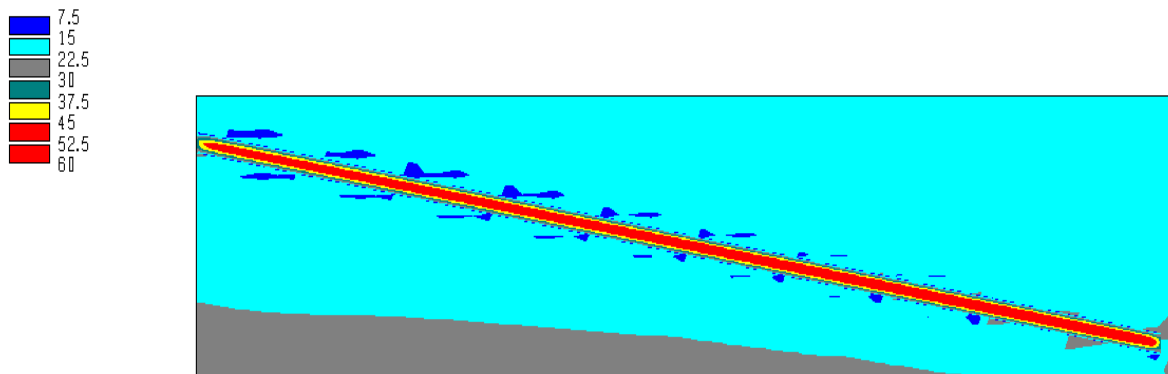


Figura A.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

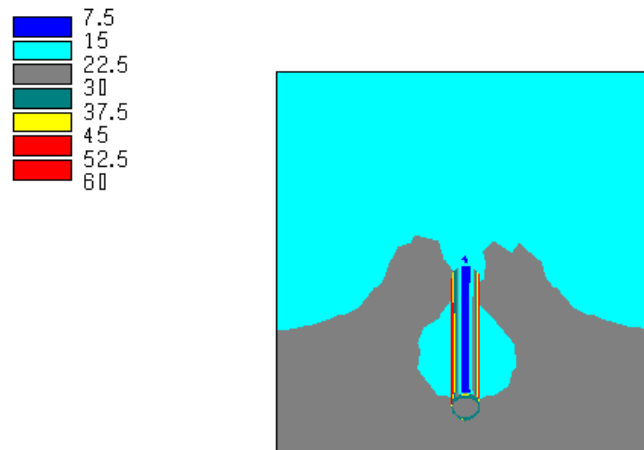


Figura A.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

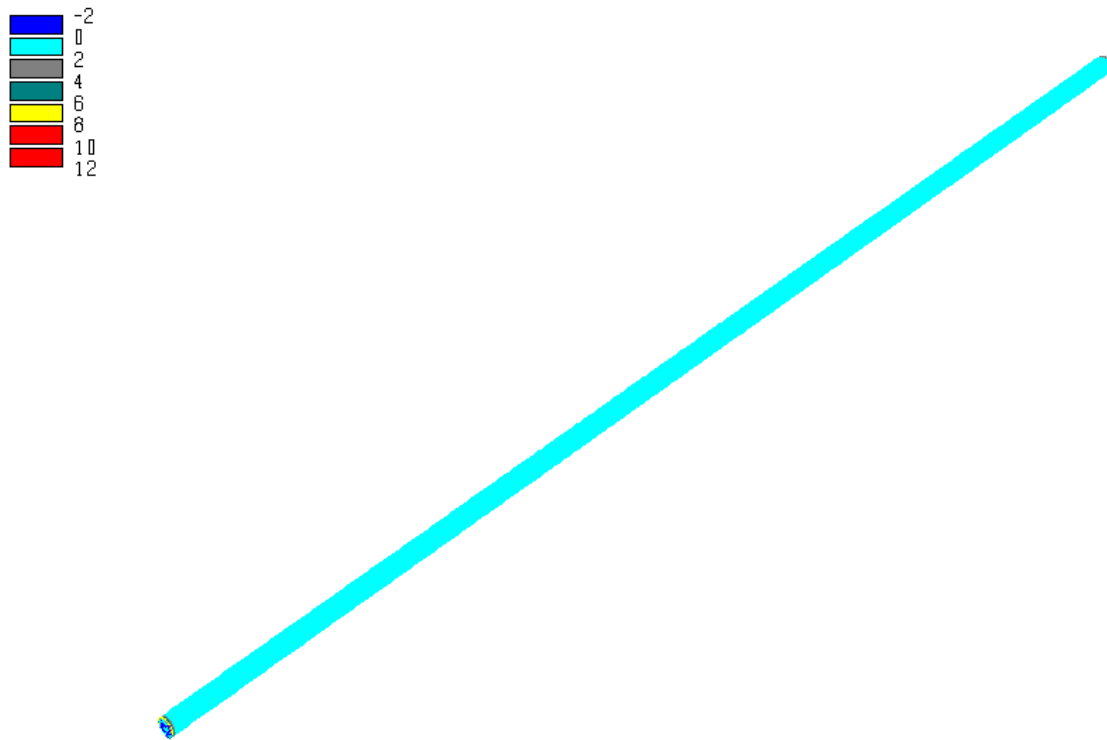


Figura A.64. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

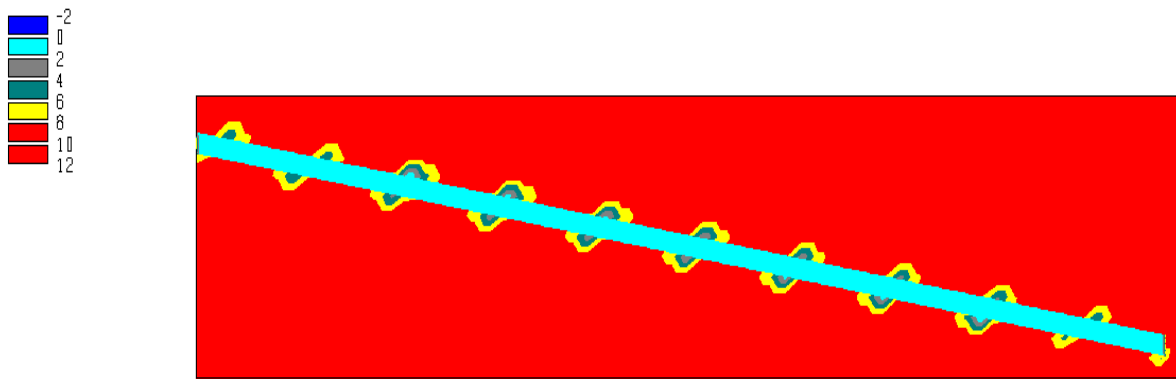


Figura A.65. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

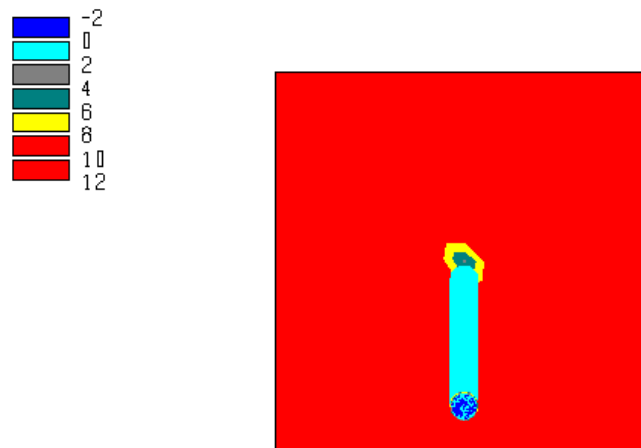


Figura A.66. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

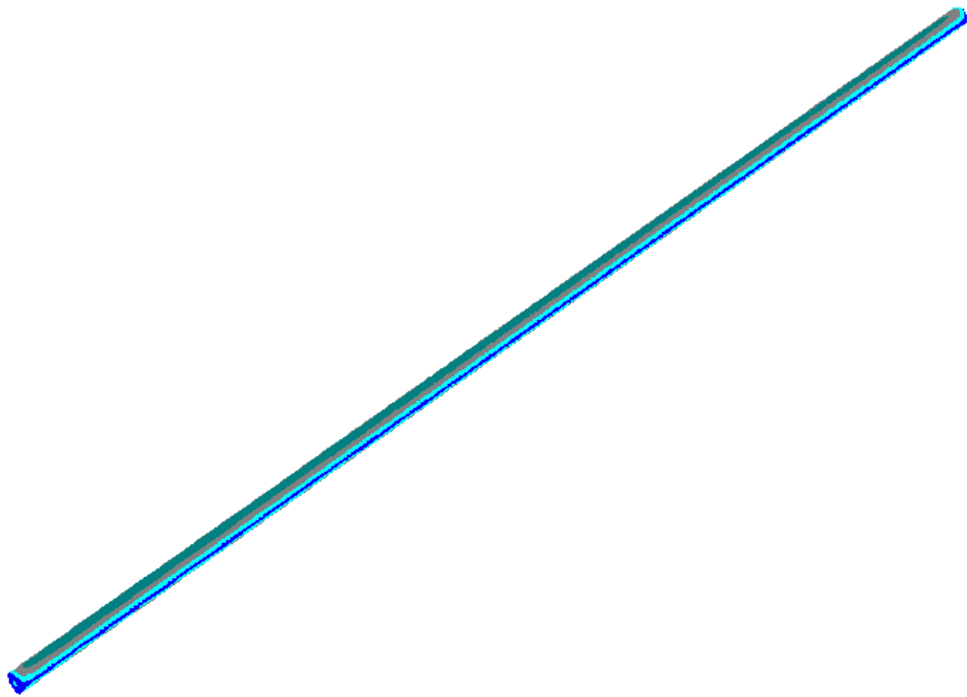


Figura A.67. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

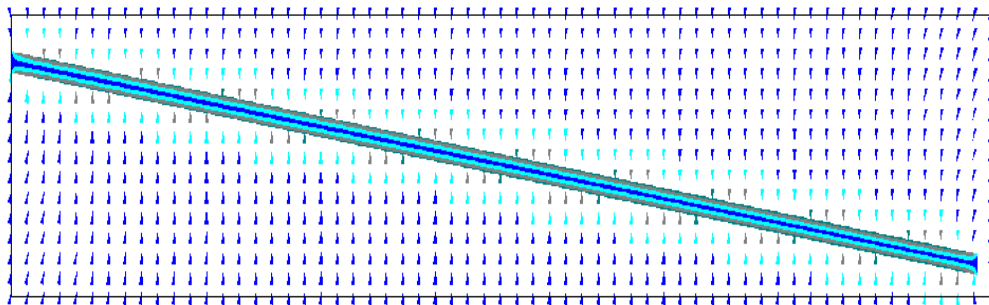


Figura A.68. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

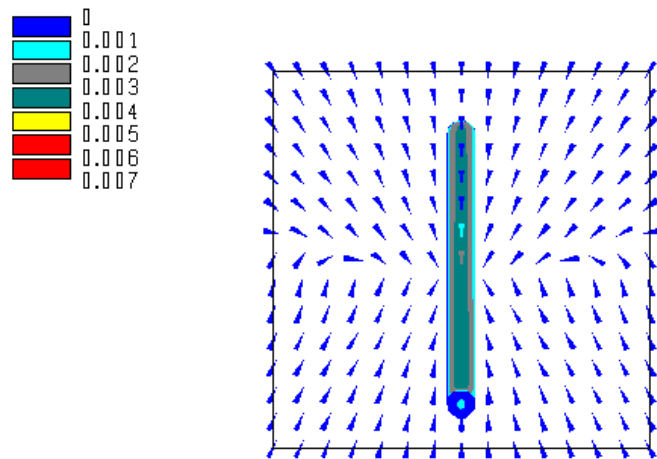


Figura A.69. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

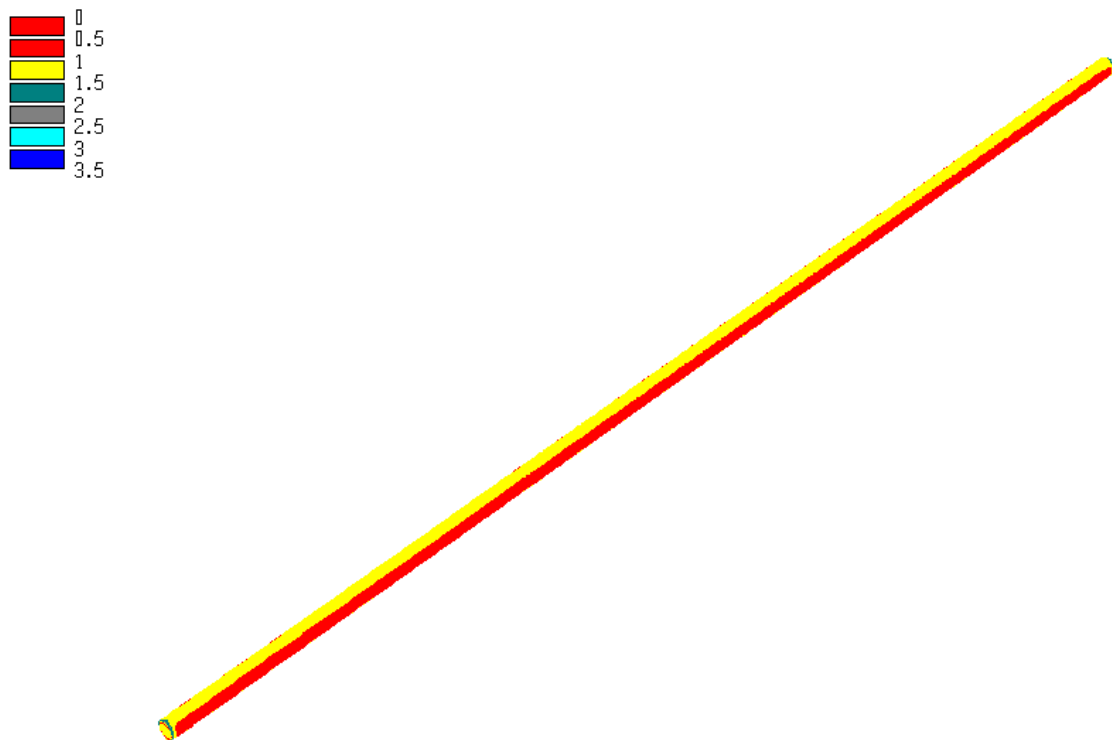


Figura A.70. Fator de segurança nas paredes do túnel.

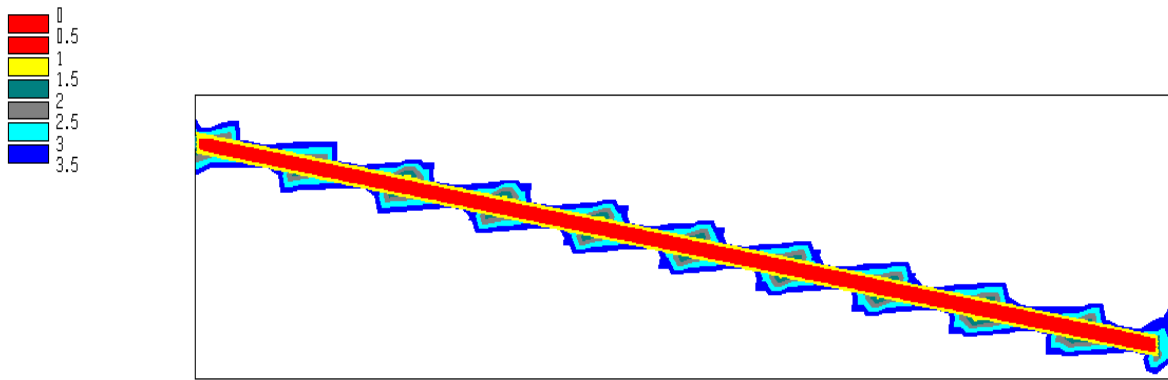


Figura A.71. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

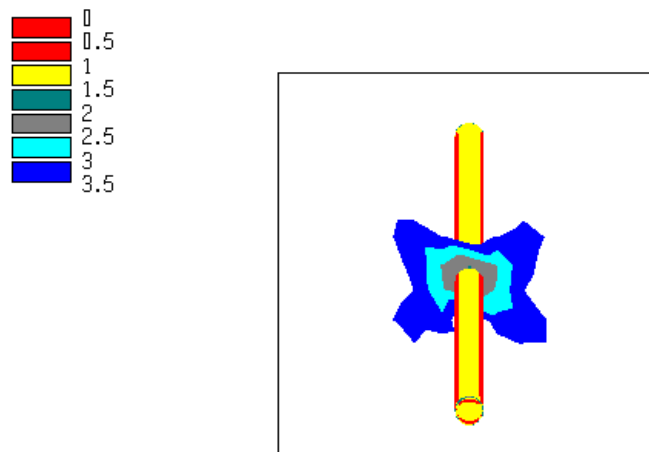


Figura A.72. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.7 Trecho 8

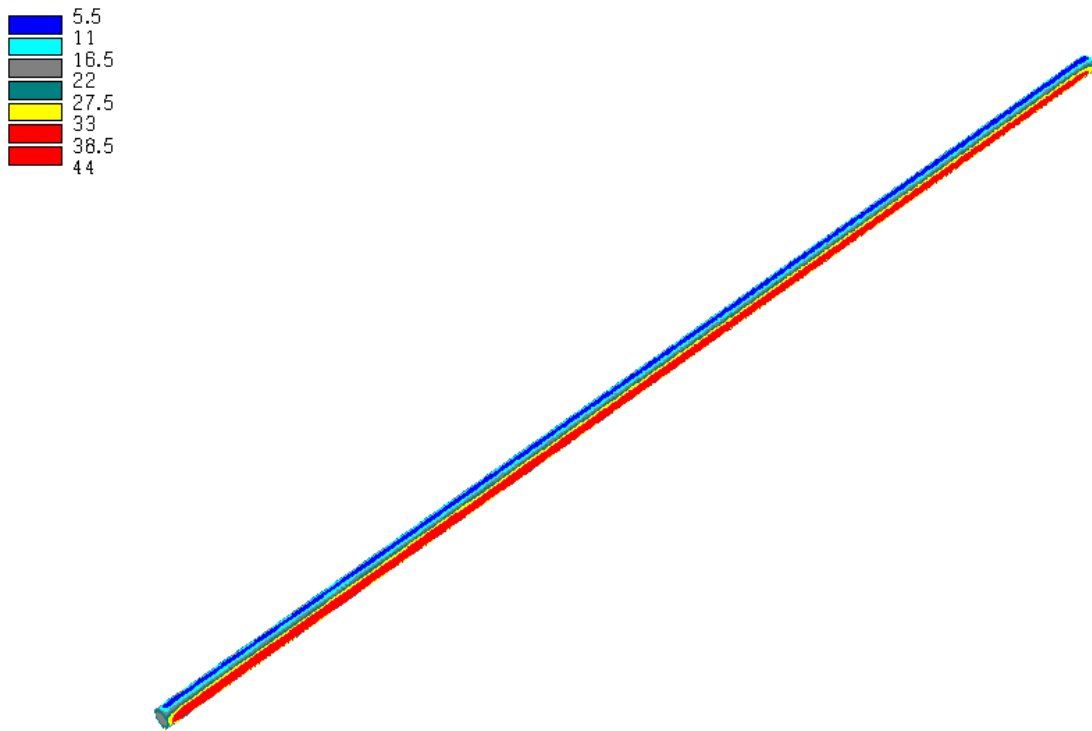


Figura A.73. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

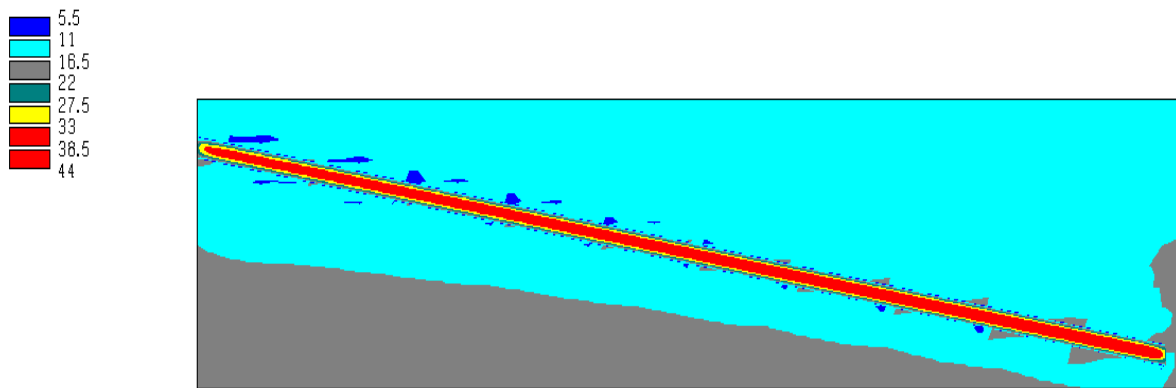


Figura A.74. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

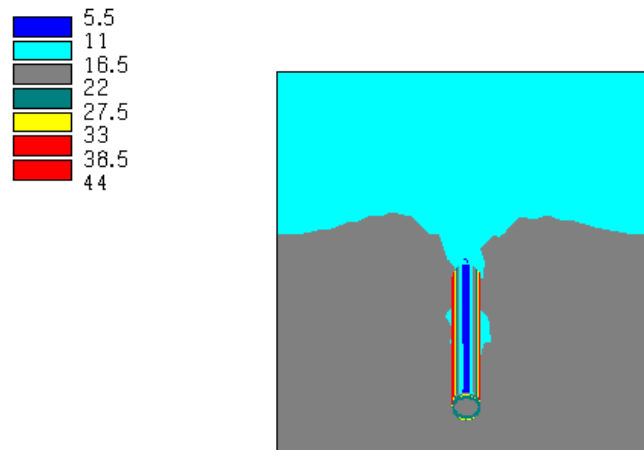


Figura A.75. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

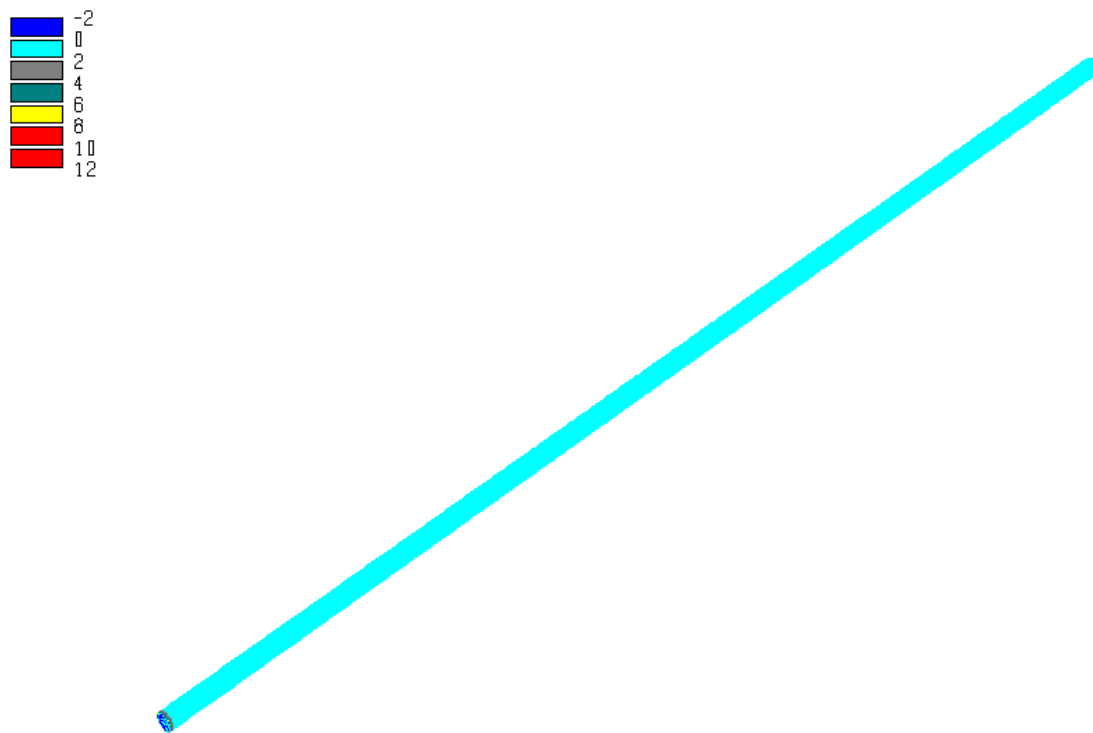


Figura A.76. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

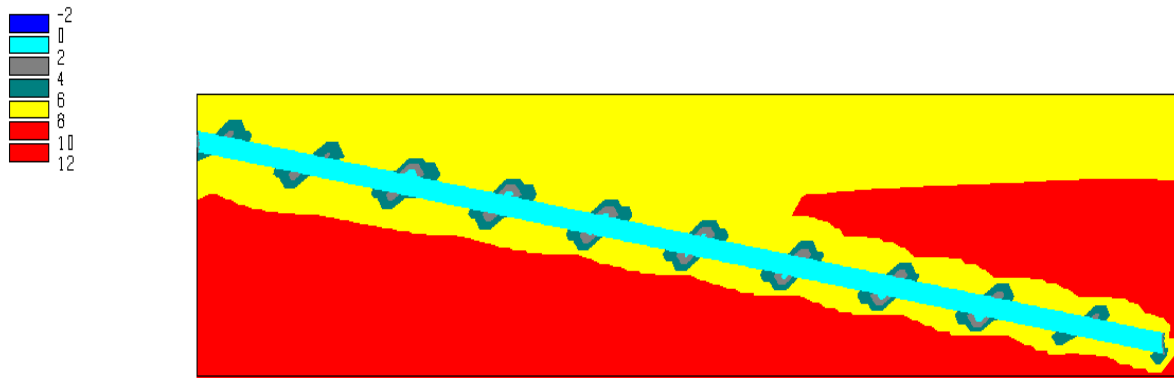


Figura A.77. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

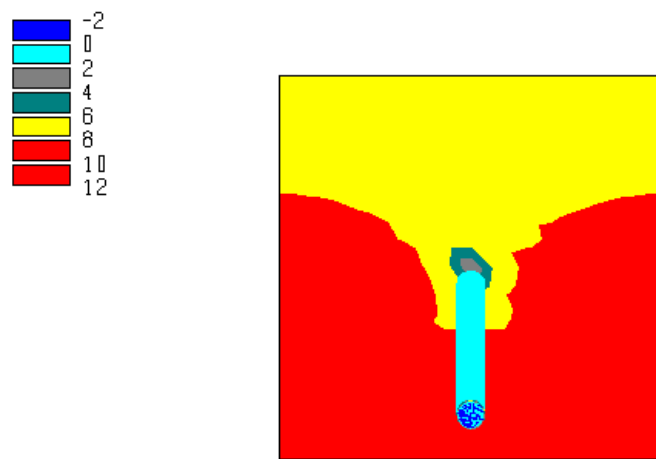


Figura A.78. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

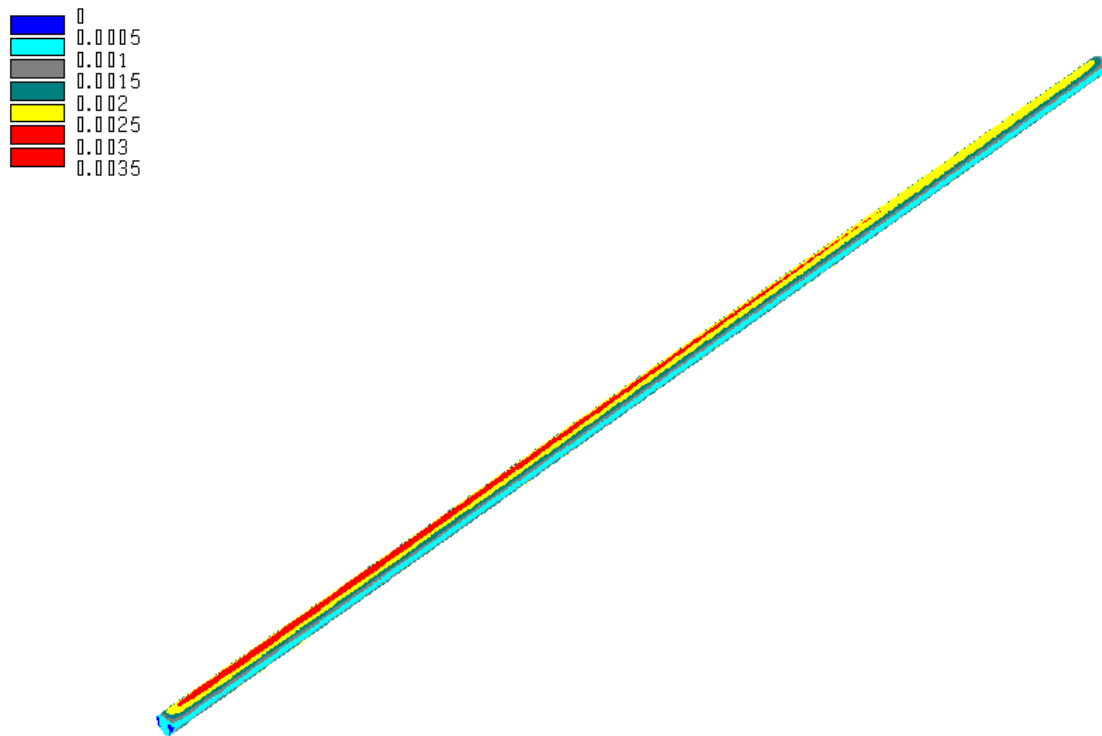


Figura A.79. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

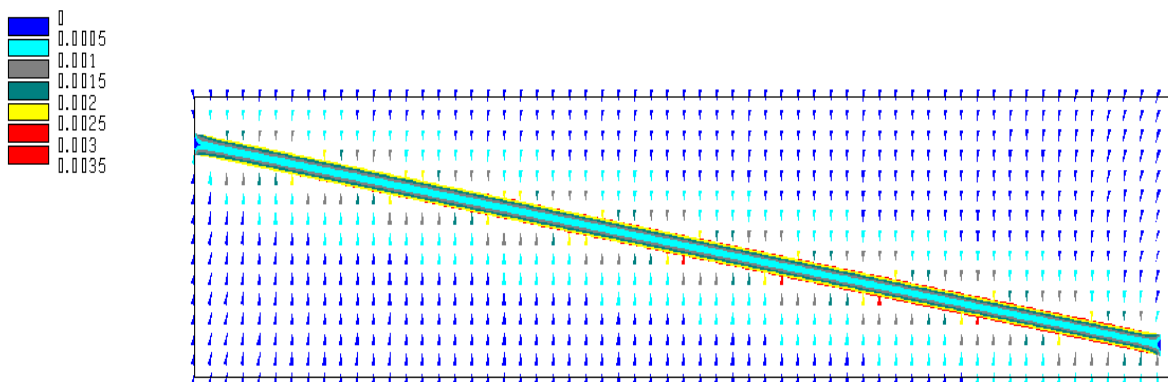


Figura A.80. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

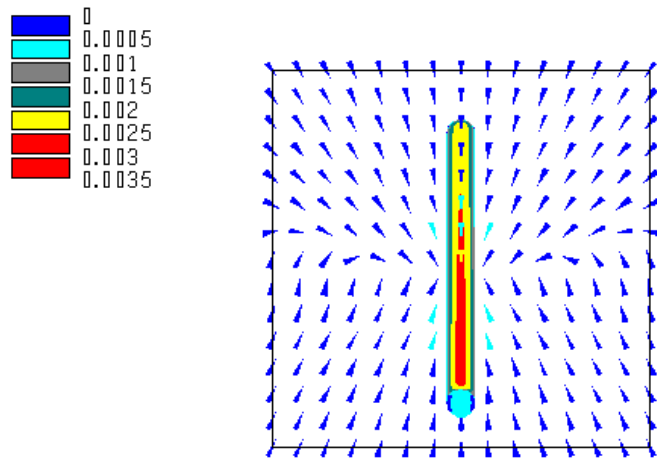


Figura A.81. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

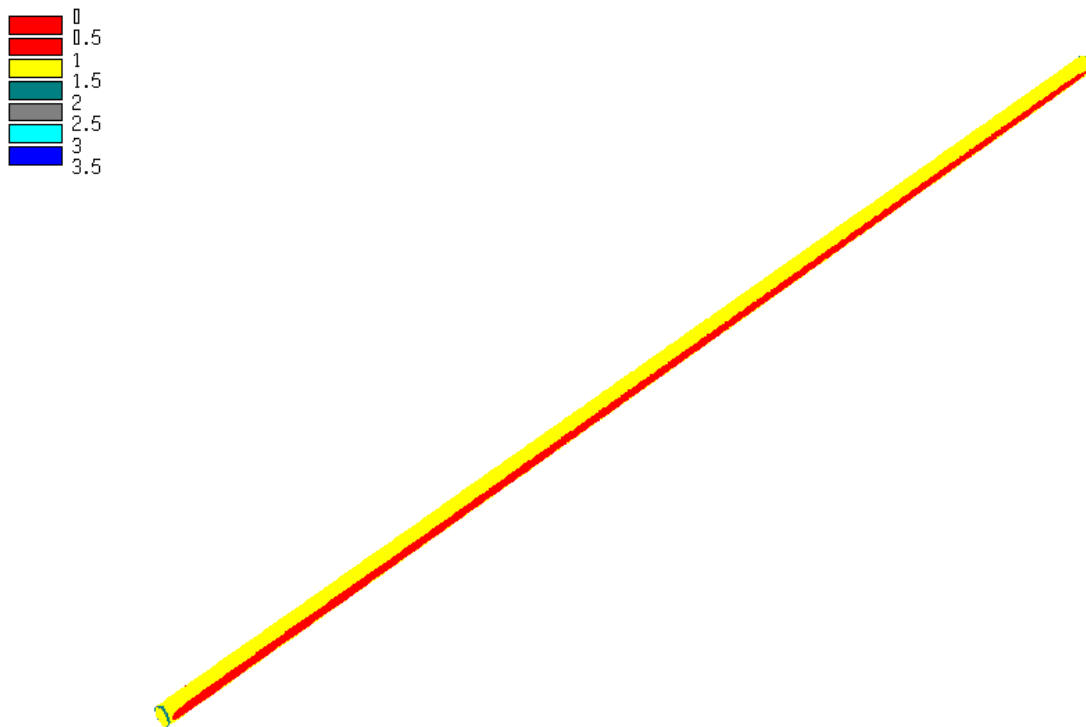


Figura A.82. Fator de segurança nas paredes do túnel.

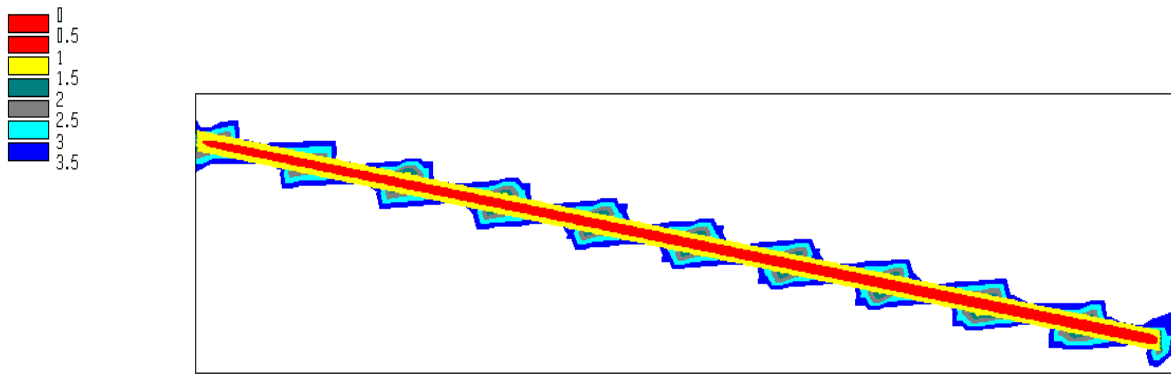


Figura A.83. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

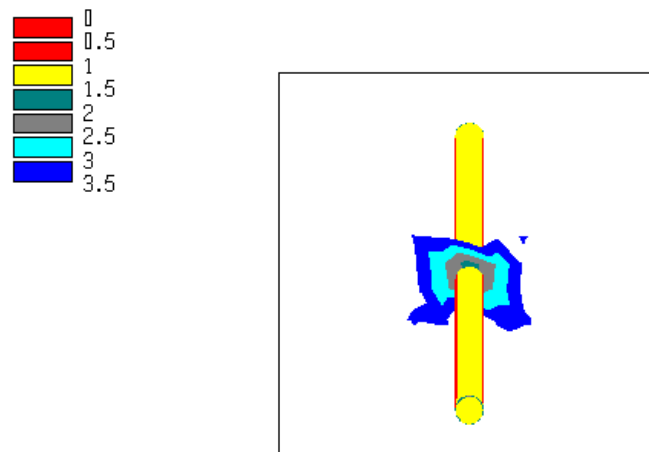


Figura A.84. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.8 Trecho 9

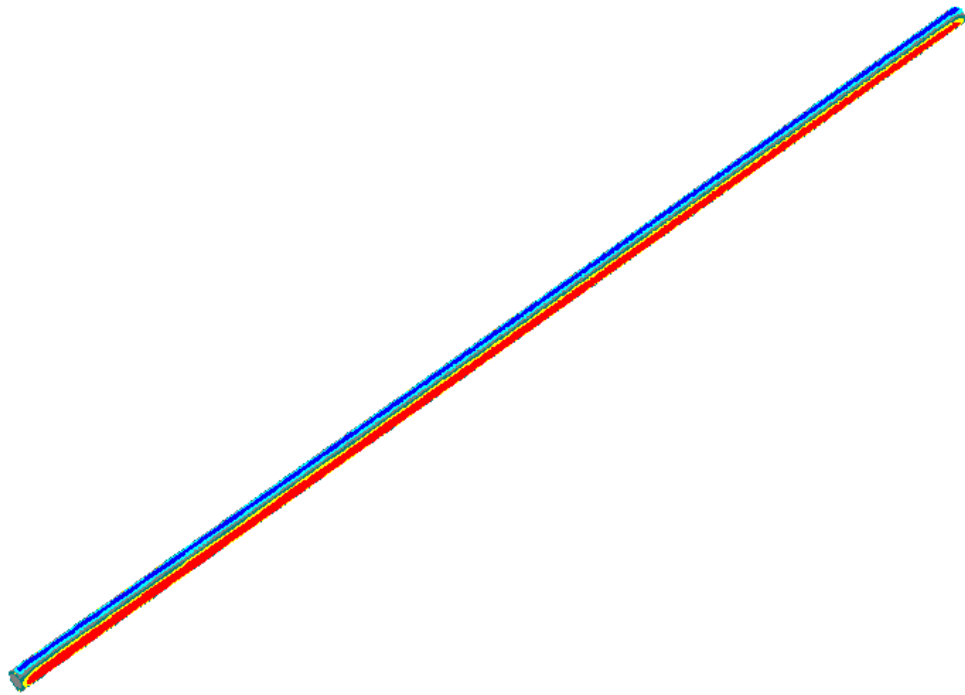


Figura A.85. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

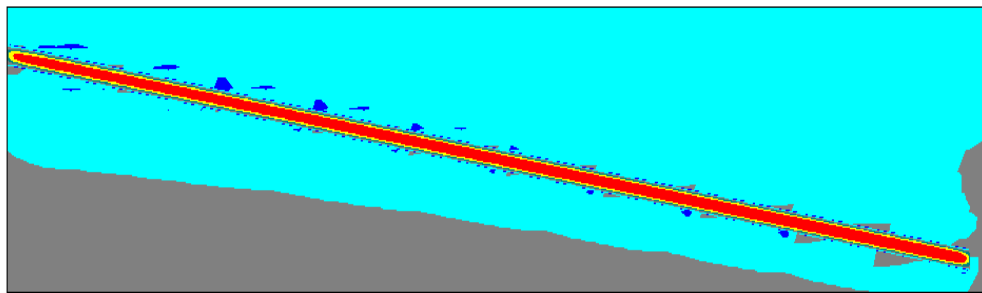


Figura A.86. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

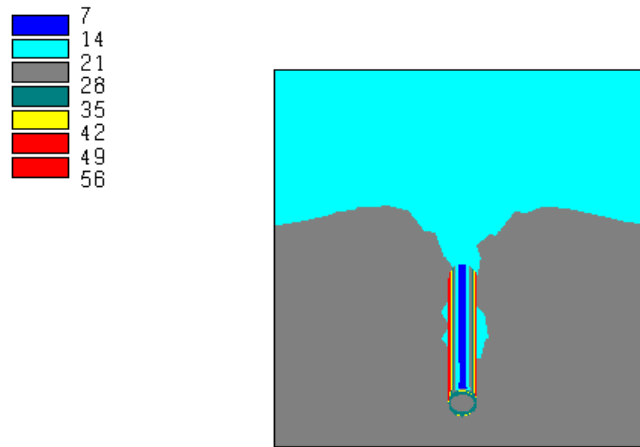


Figura A.87. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

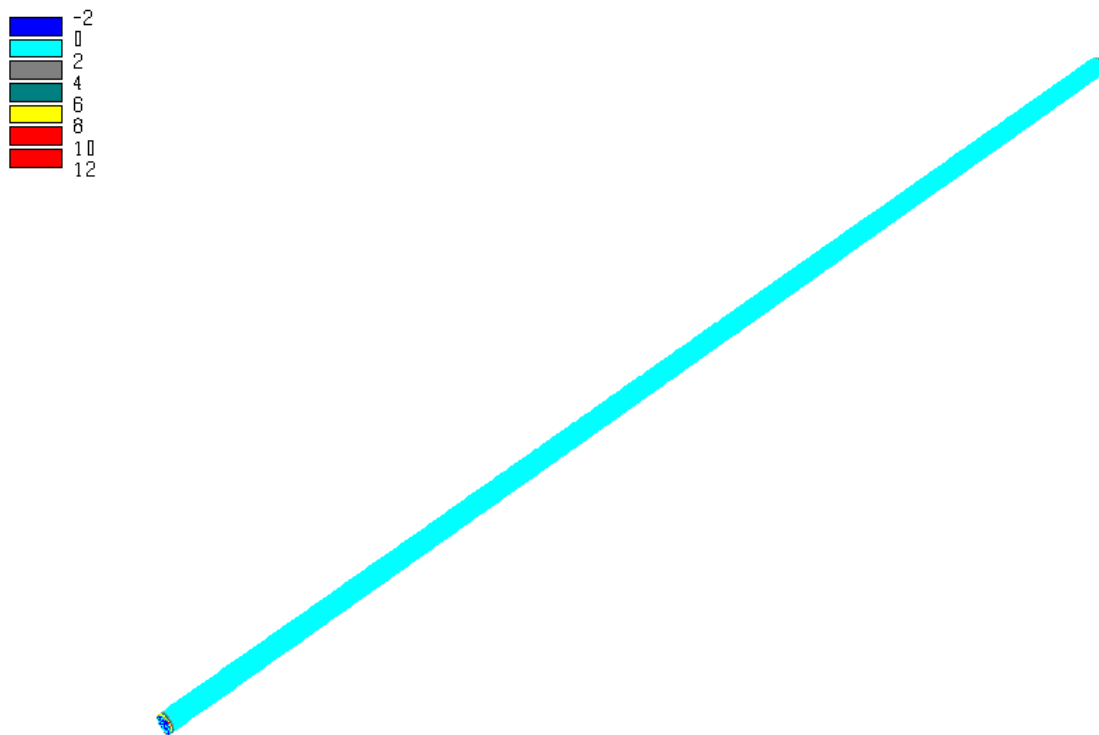


Figura A.88. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

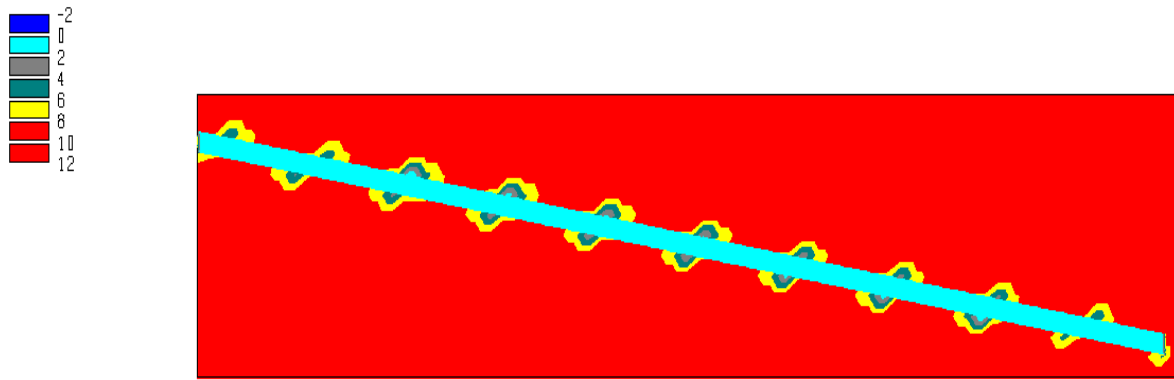


Figura A.89. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

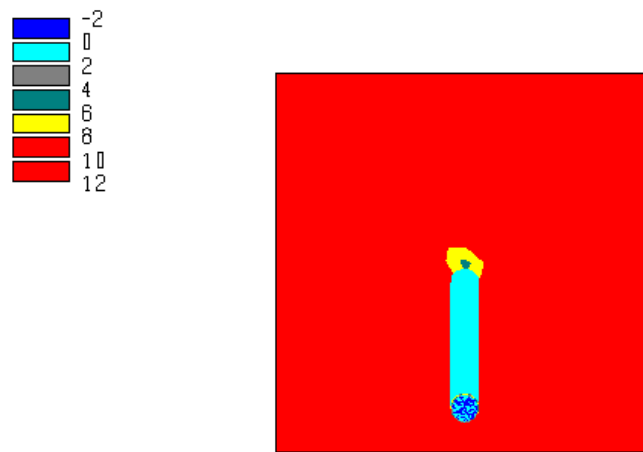


Figura A.90. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

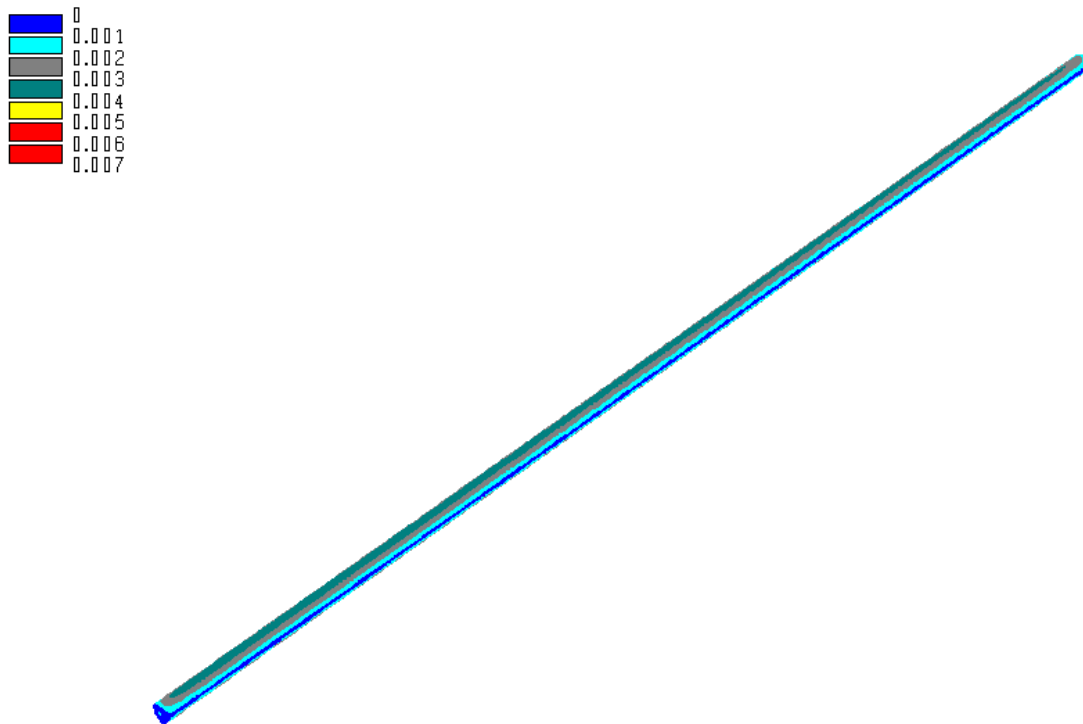


Figura A.91. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

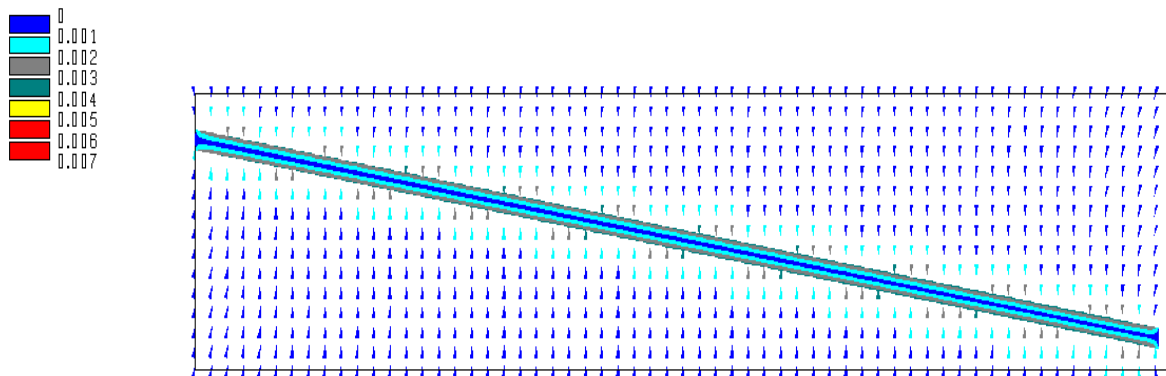


Figura A.92. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

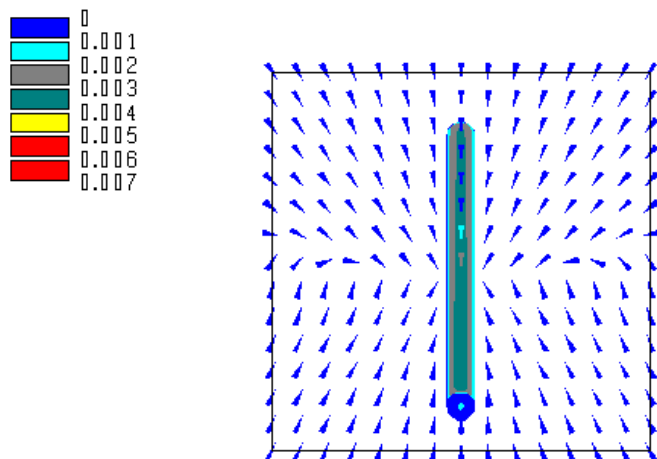


Figura A.93. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

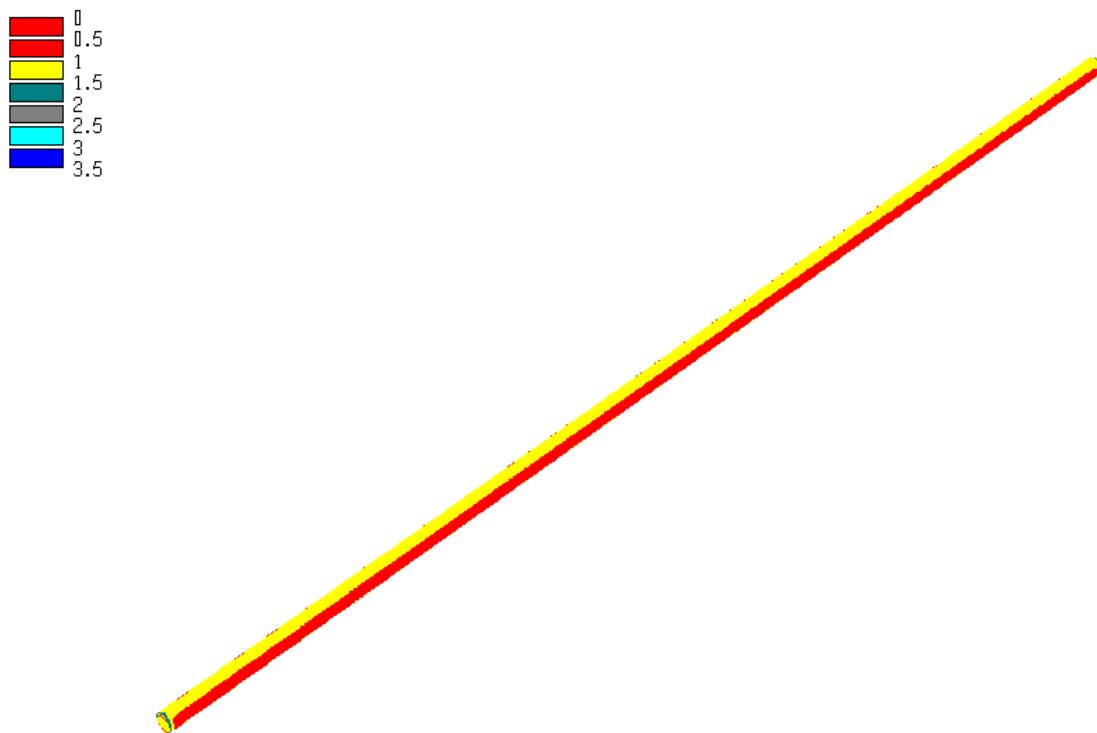


Figura A.94. Fator de segurança nas paredes do túnel.

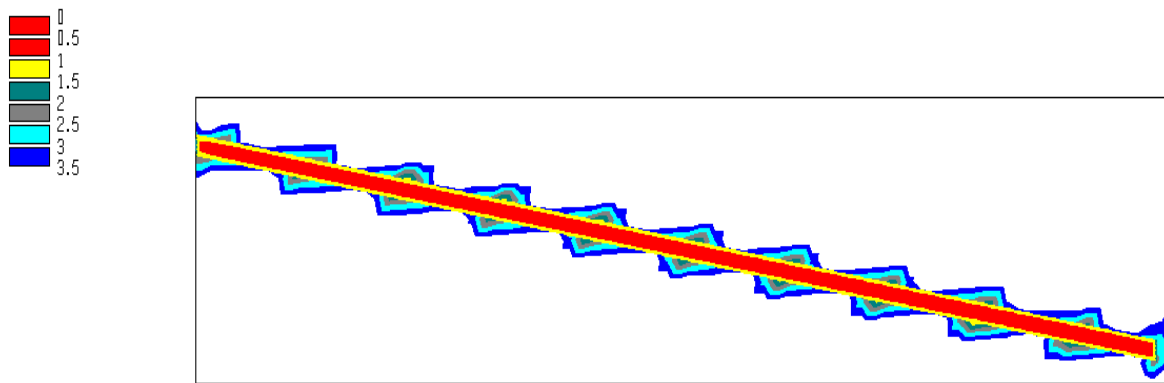


Figura A.95. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

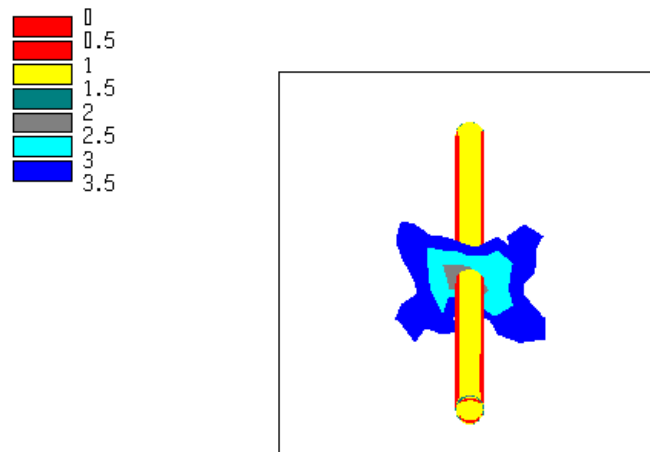


Figura A.96. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

A.9 Trecho 10

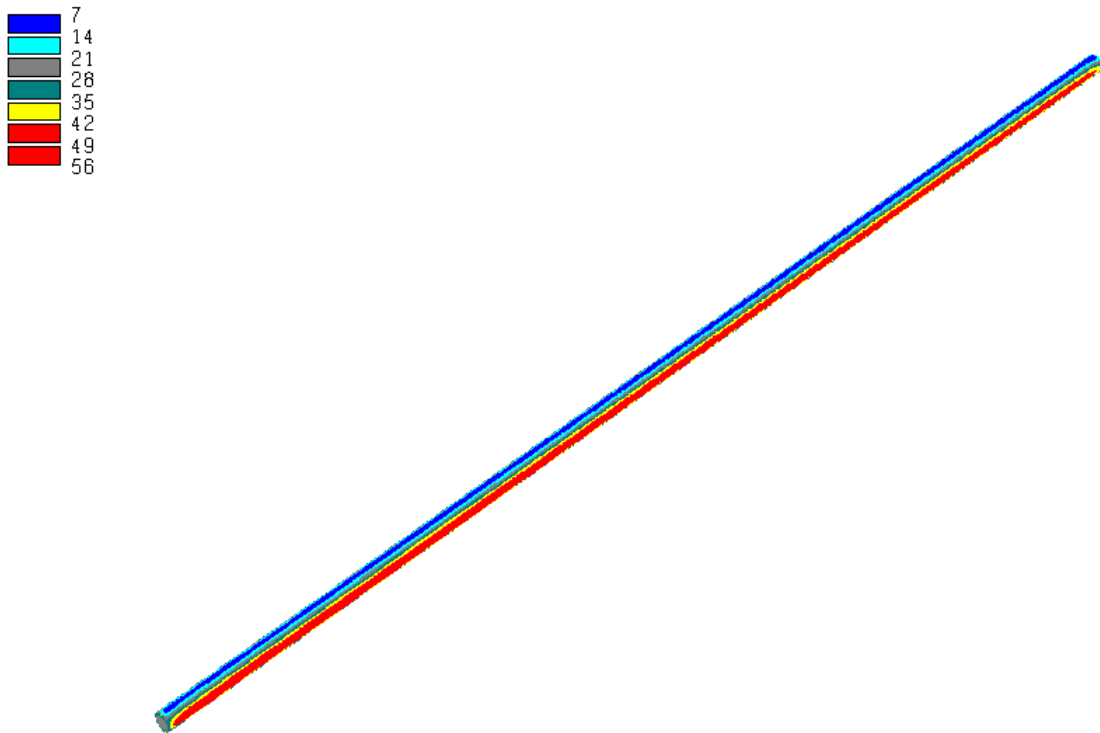


Figura A.97. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

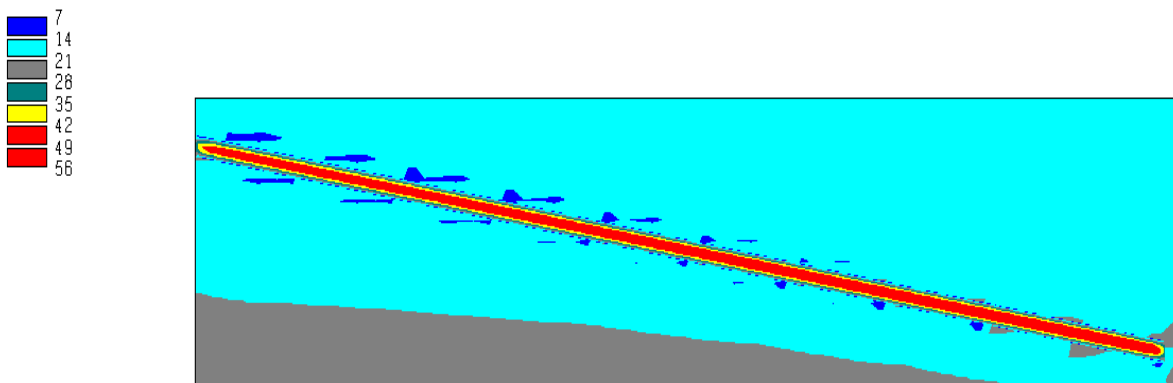


Figura A.98. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

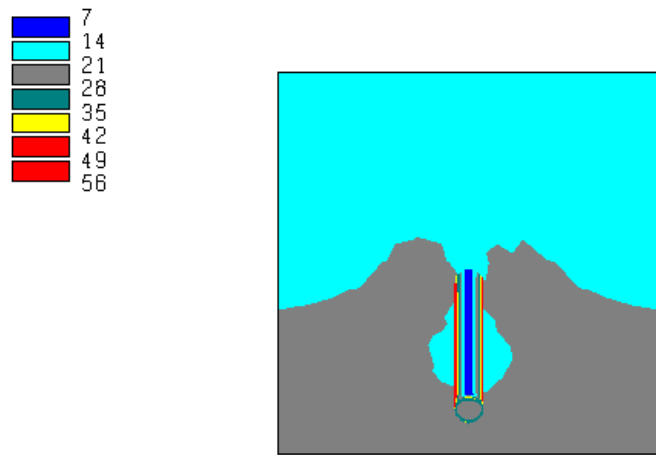


Figura A.99. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

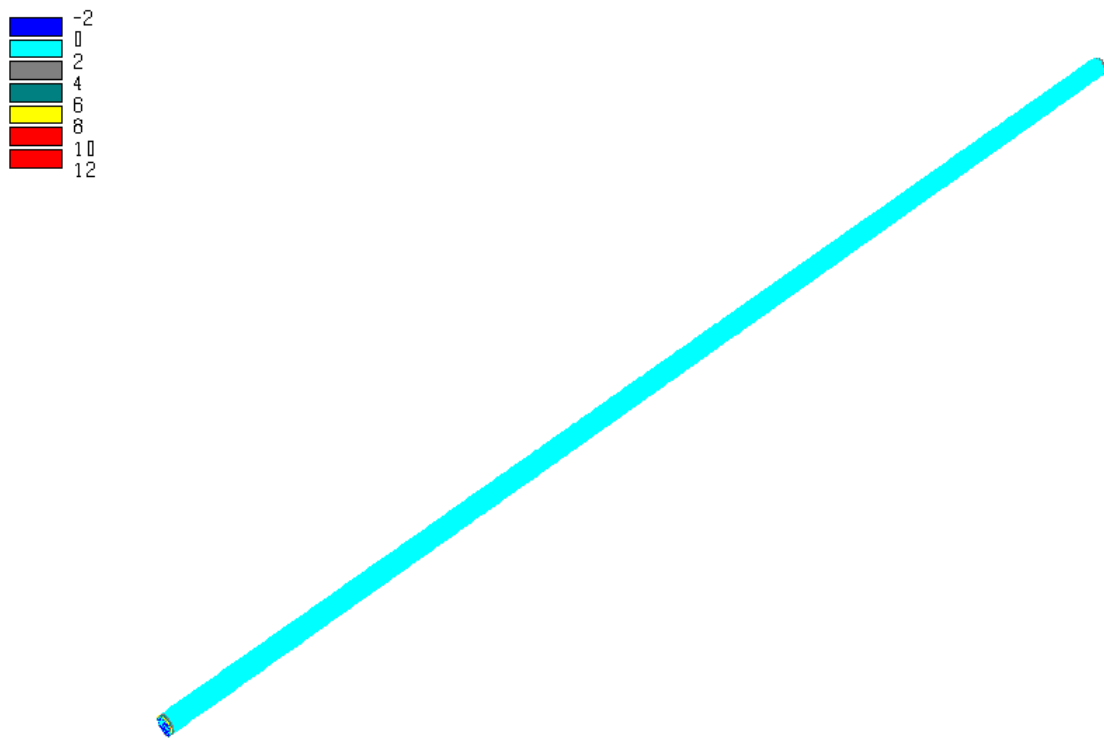


Figura A.100. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

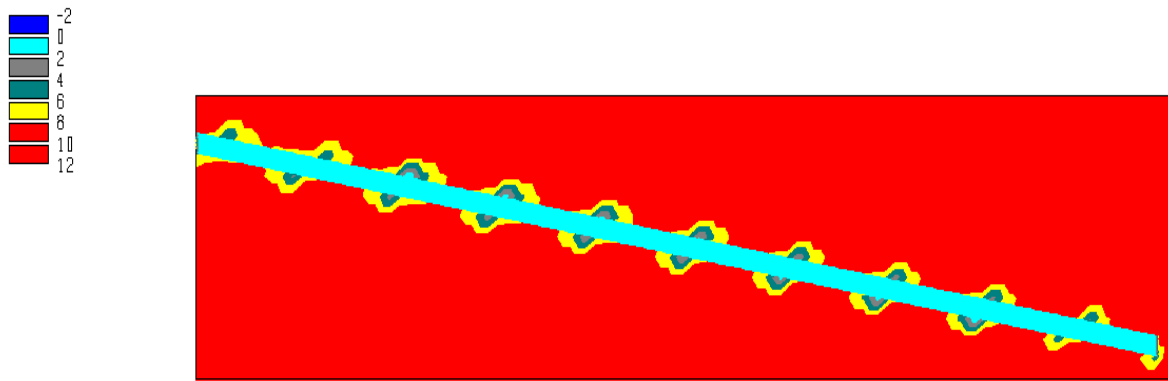


Figura A.101. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

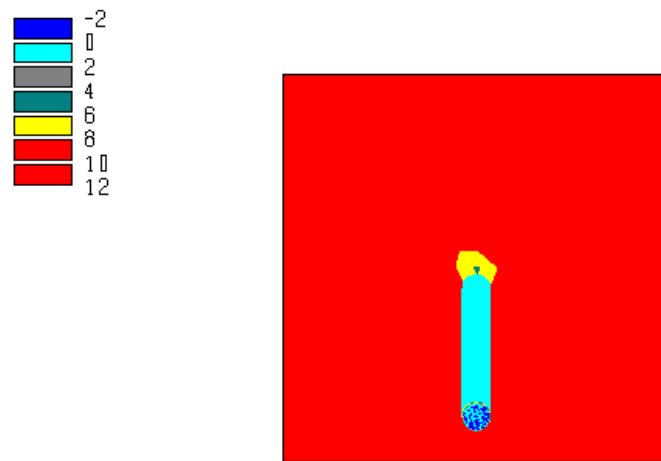


Figura A.102. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

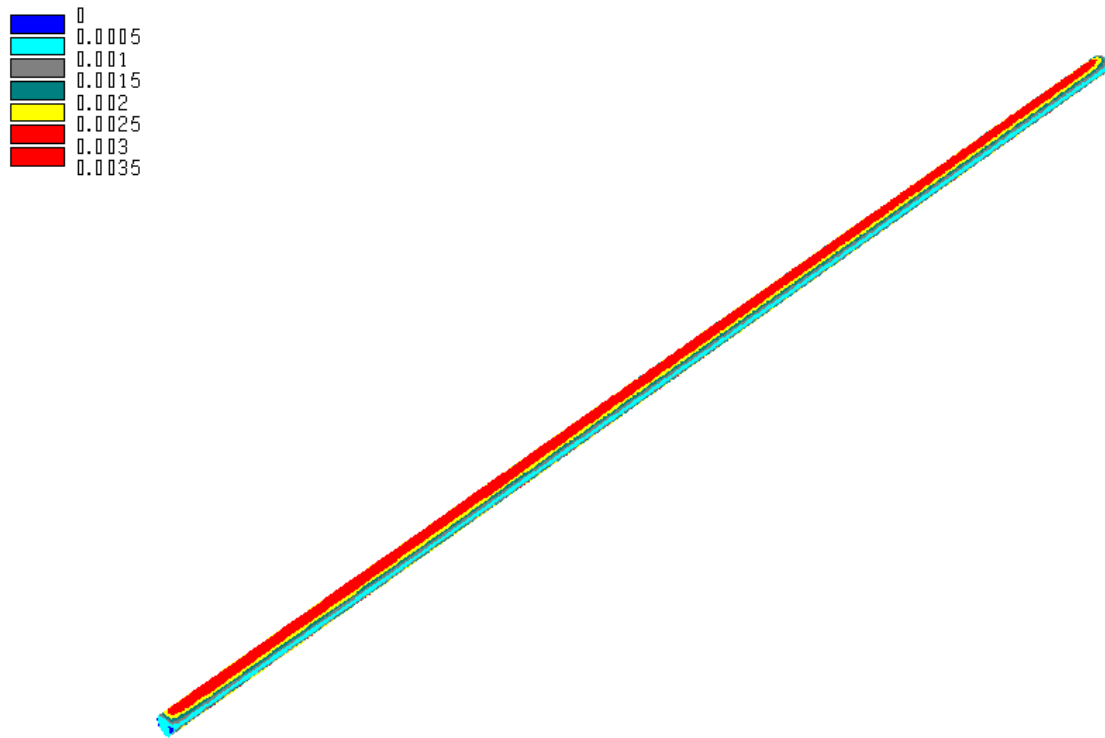


Figura A.103. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

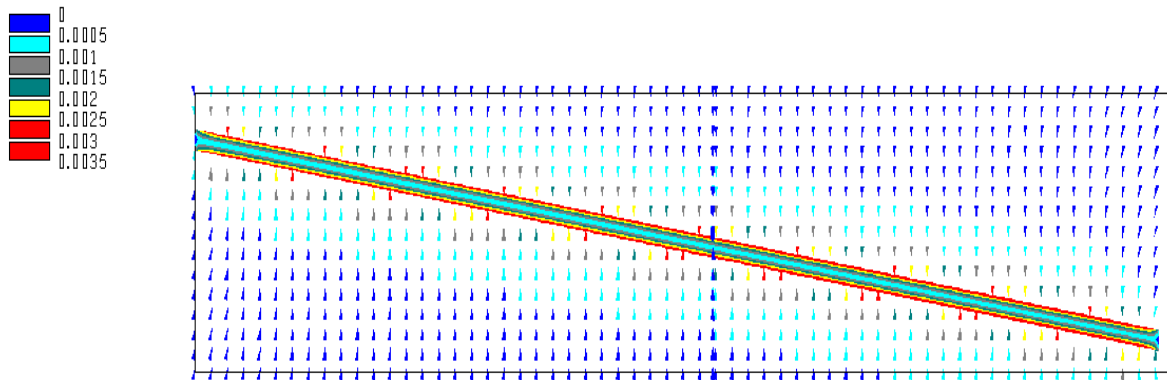


Figura A.104. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

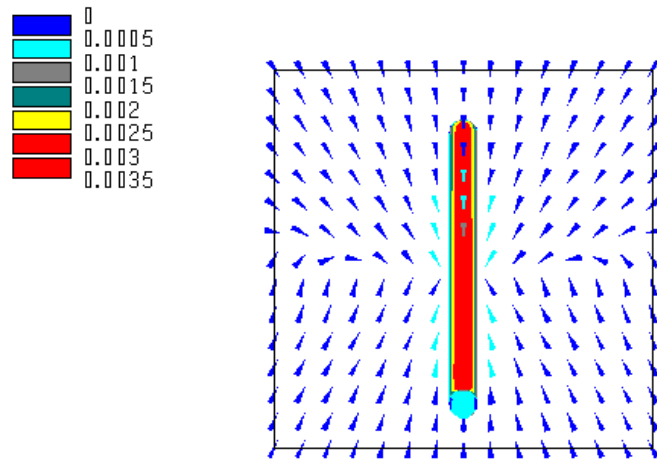


Figura A.105. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

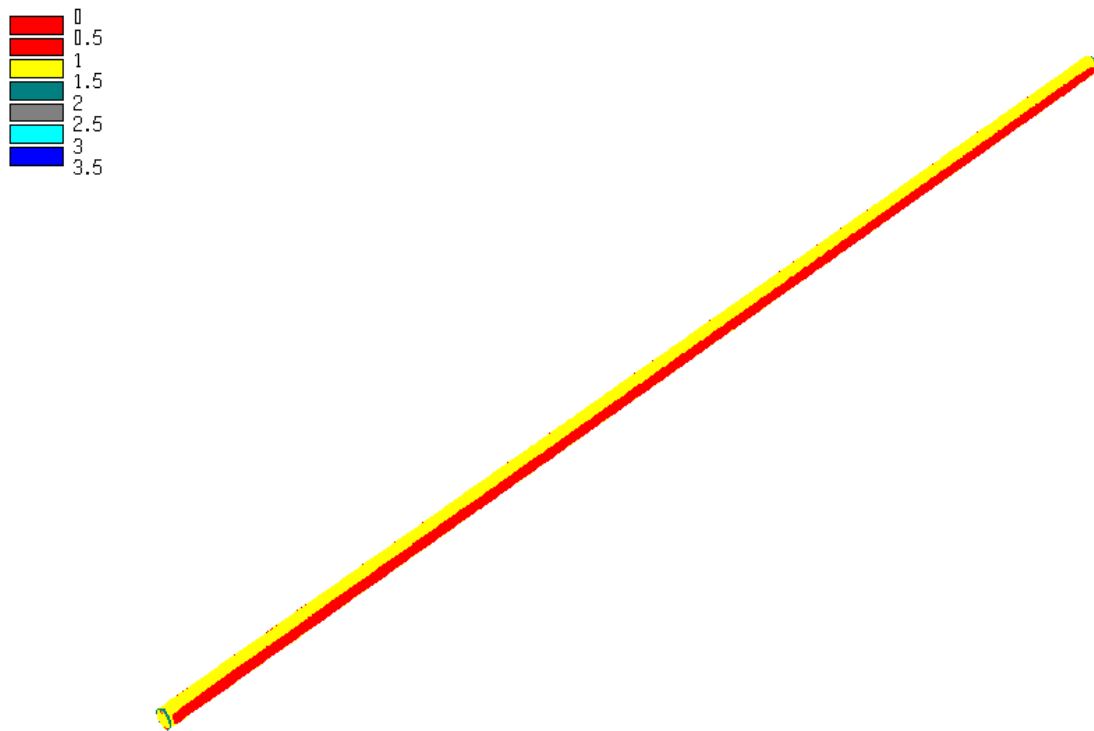


Figura A.106. Fator de segurança nas paredes do túnel.

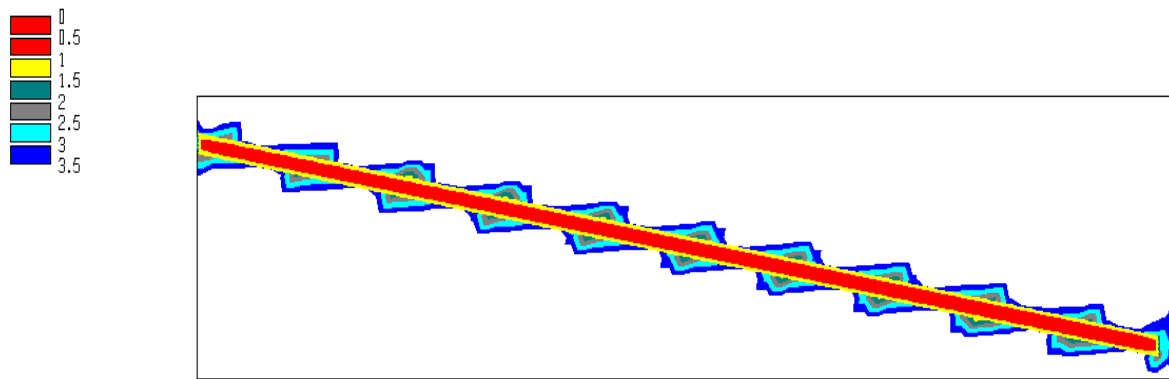


Figura A.107. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

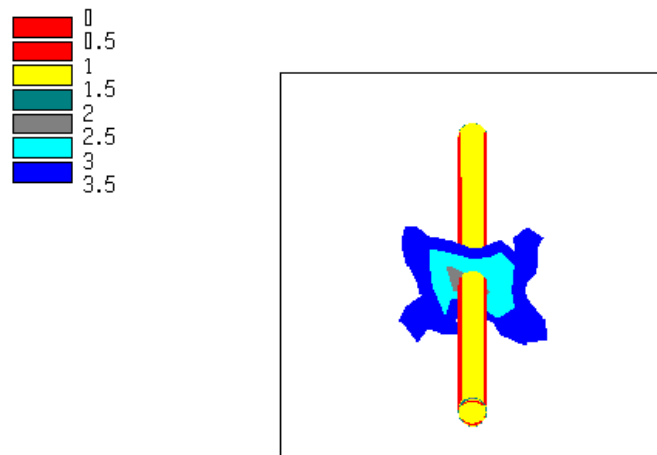


Figura A.108. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

***B. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL INCLINADO EM OPERAÇÃO
(SOB PRESSÃO)***

B.1 Trecho 1

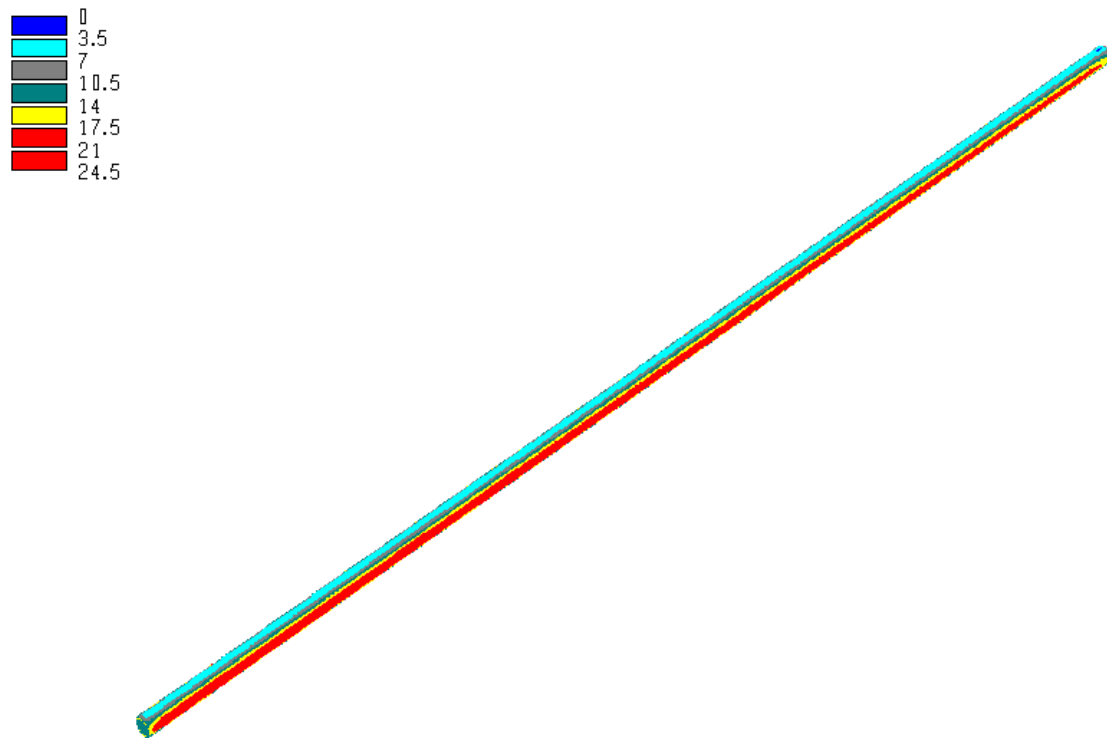


Figura B.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

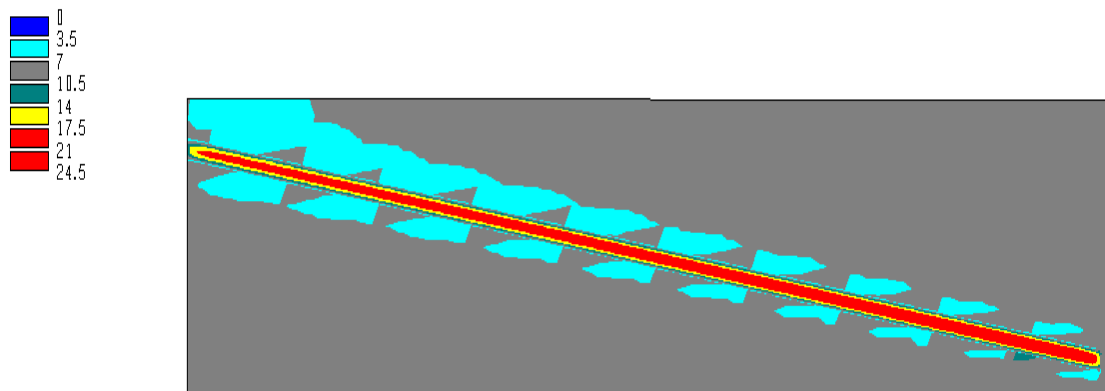


Figura B.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

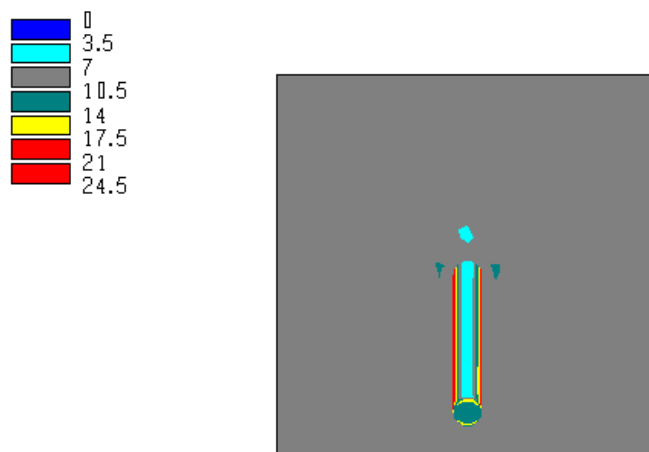


Figura B.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

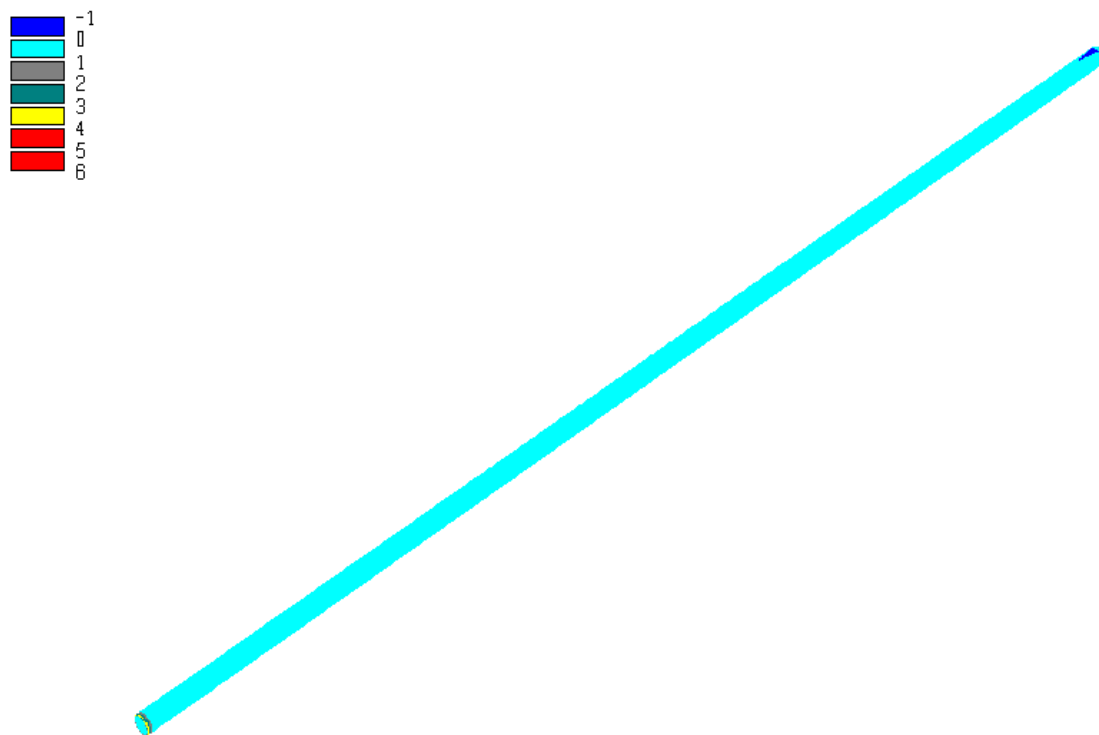


Figura B.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

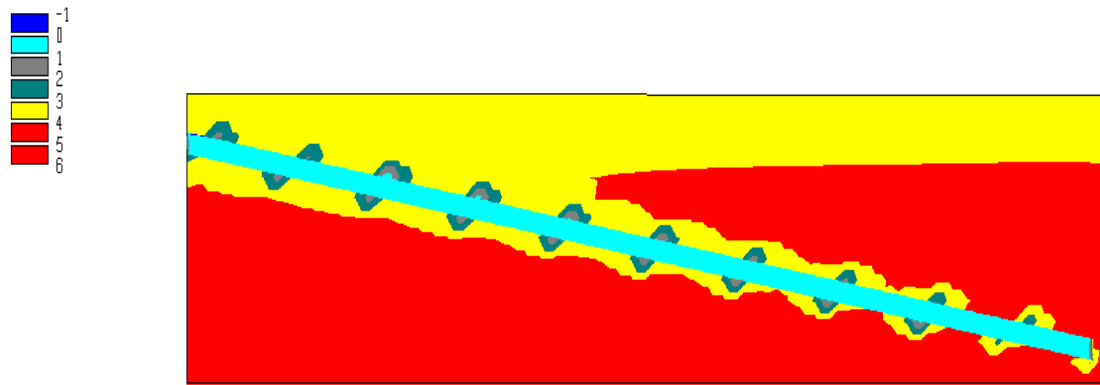


Figura B.5. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

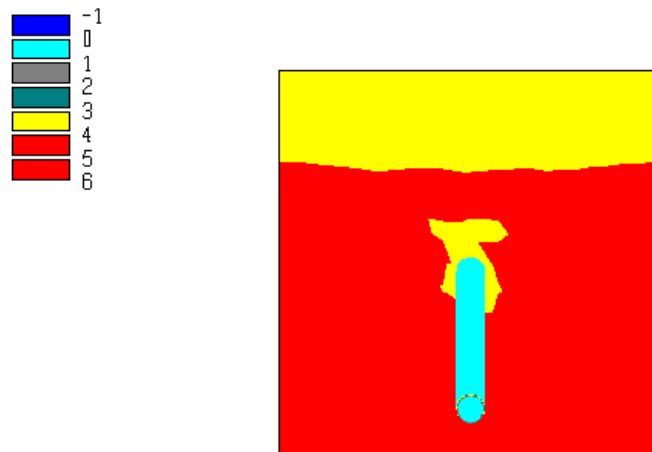


Figura B.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

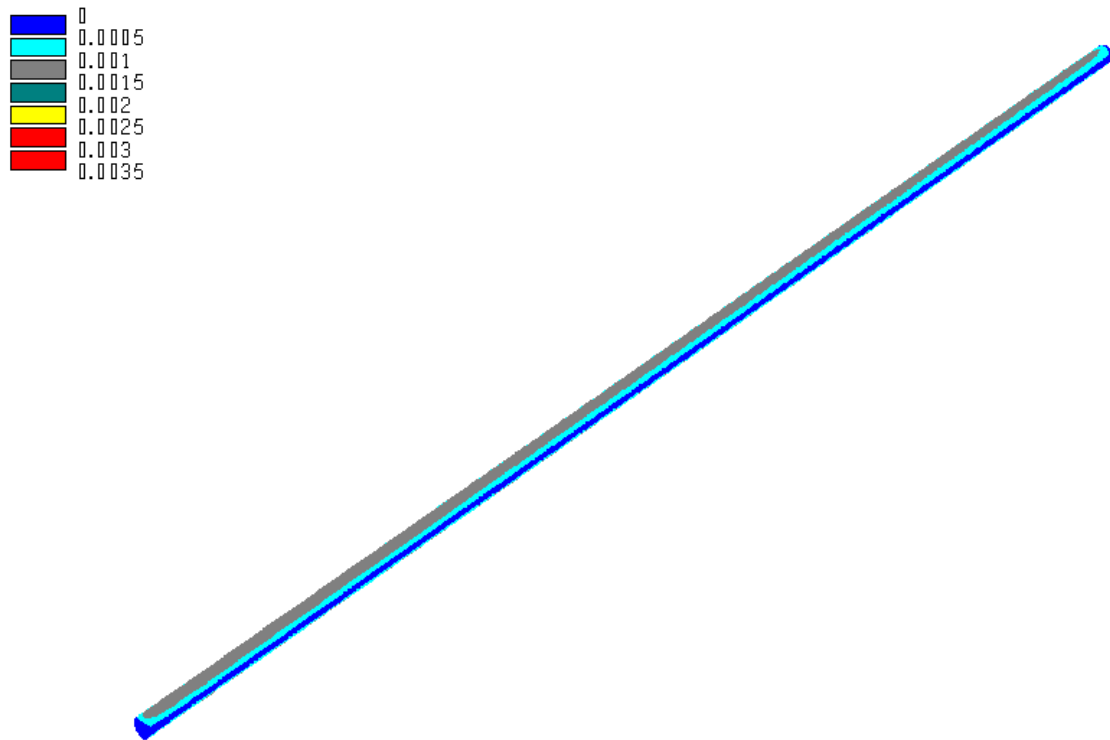


Figura B.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

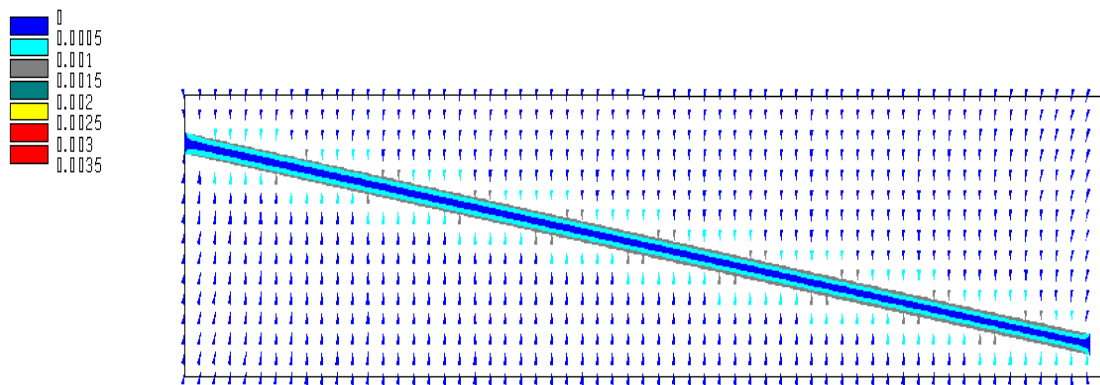


Figura B.8. Deslocamento em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

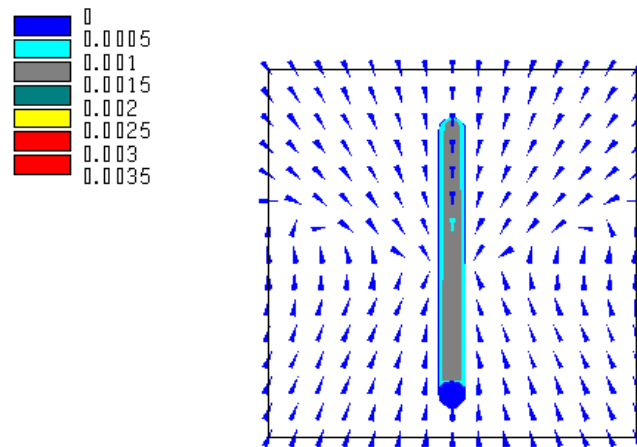


Figura B.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

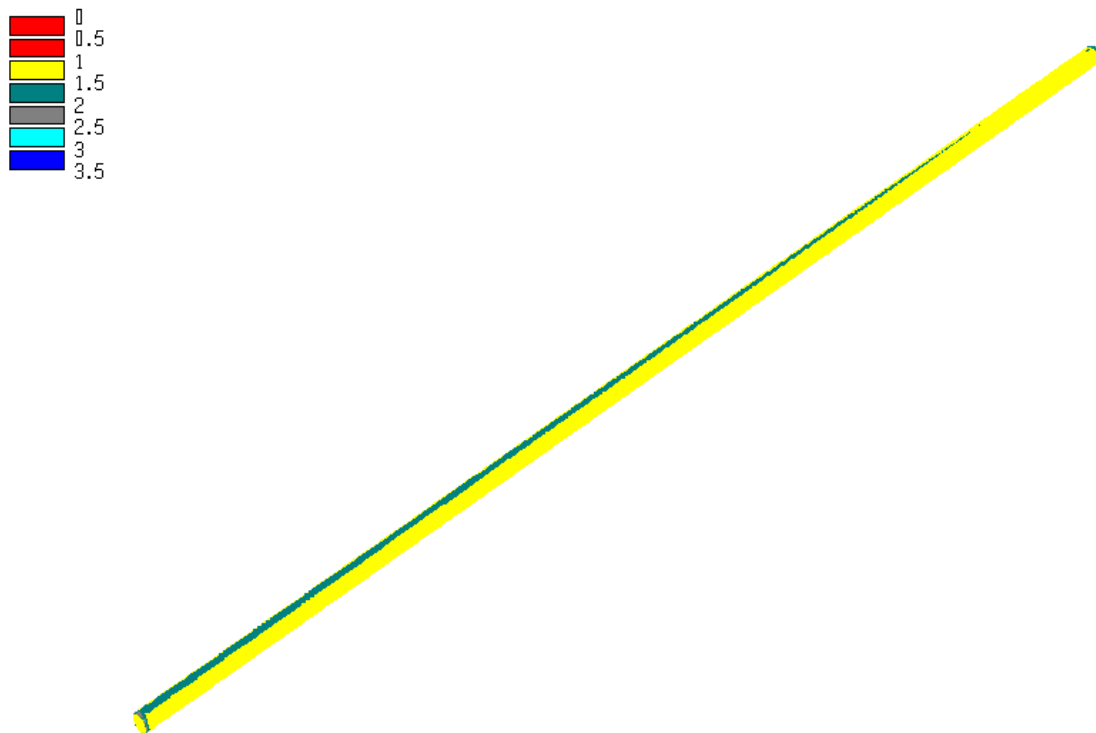


Figura B.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.

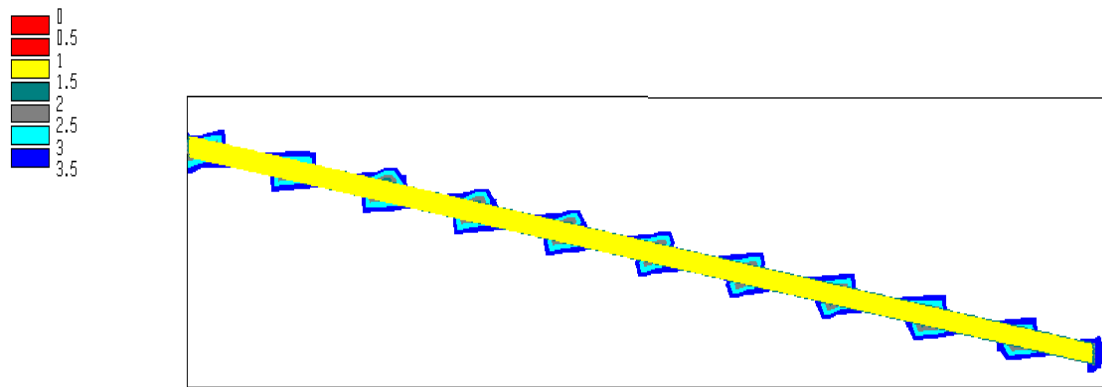


Figura B.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

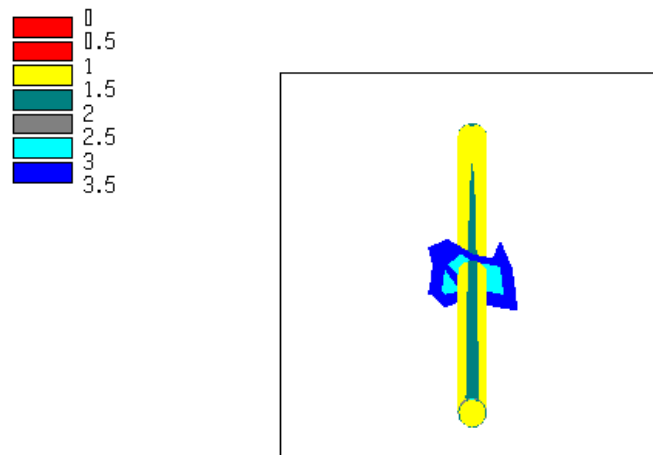


Figura B.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.2 Trecho 2

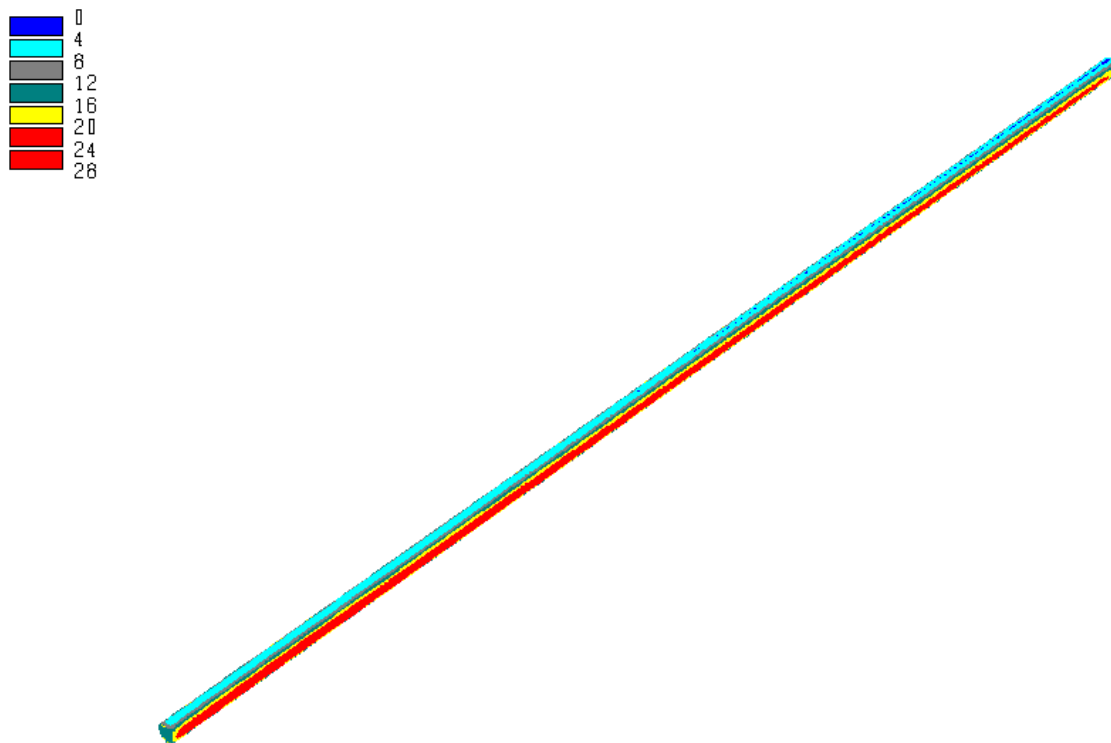


Figura B.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

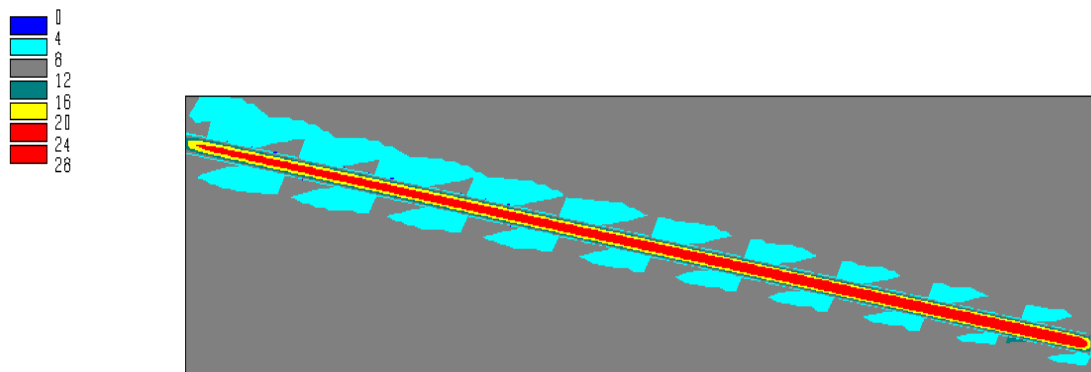


Figura B.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

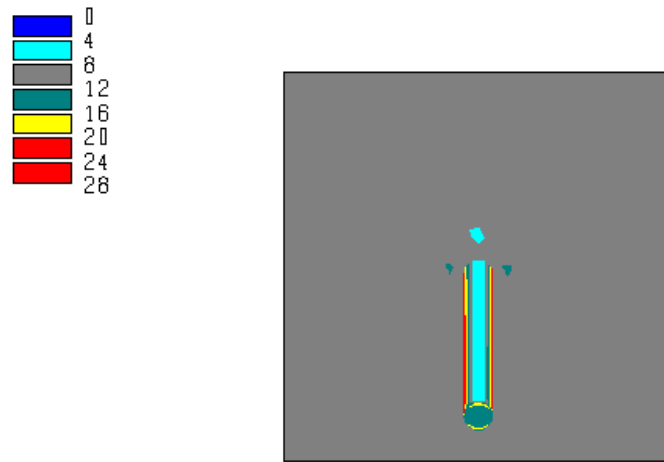


Figura B.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

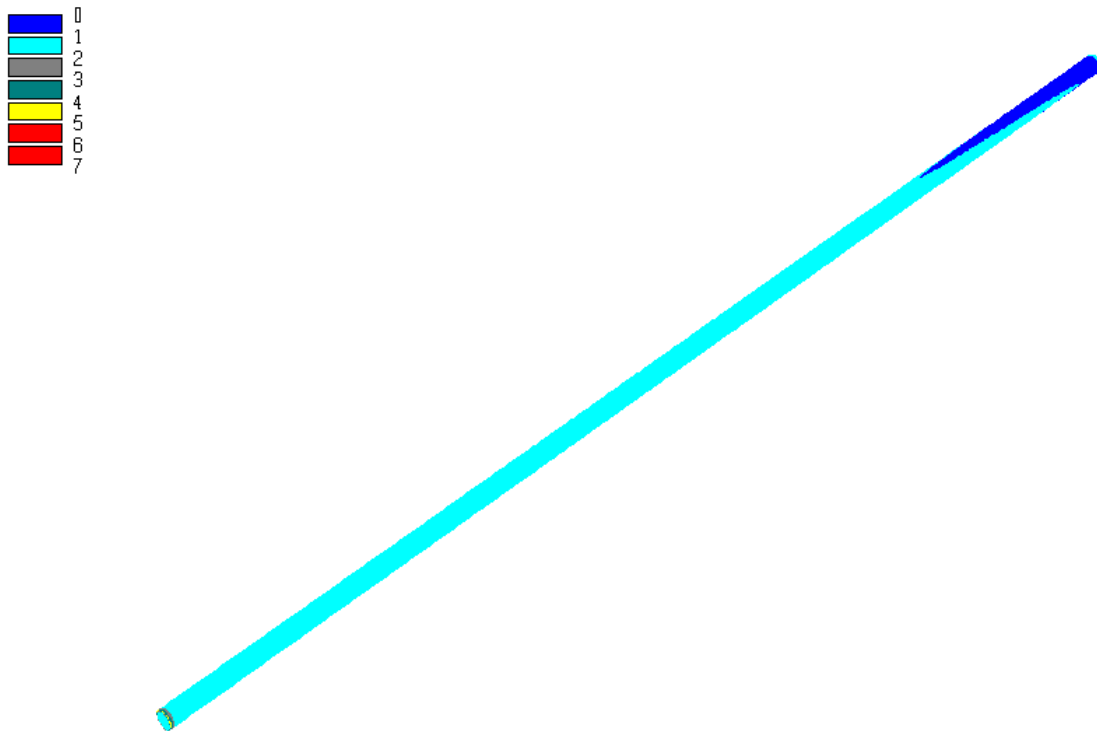


Figura B.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

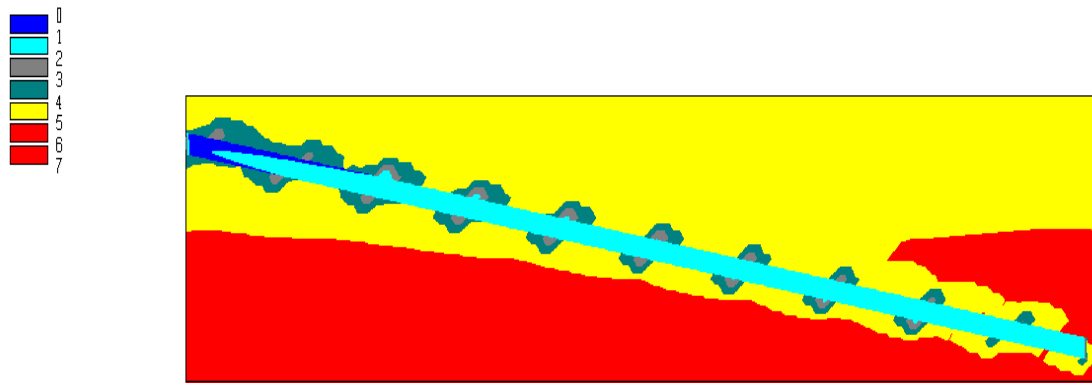


Figura B.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

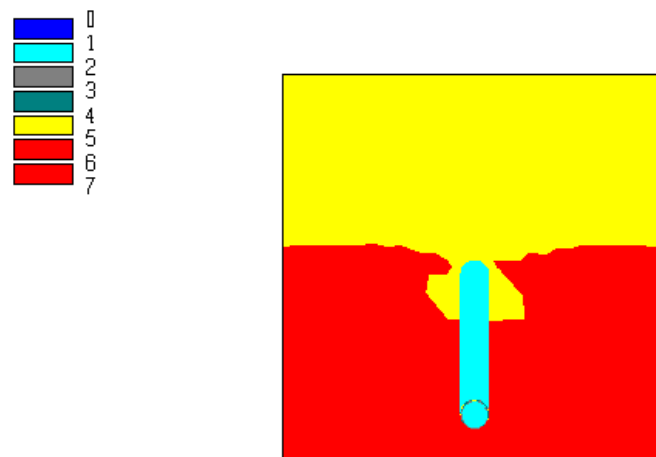


Figura B.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

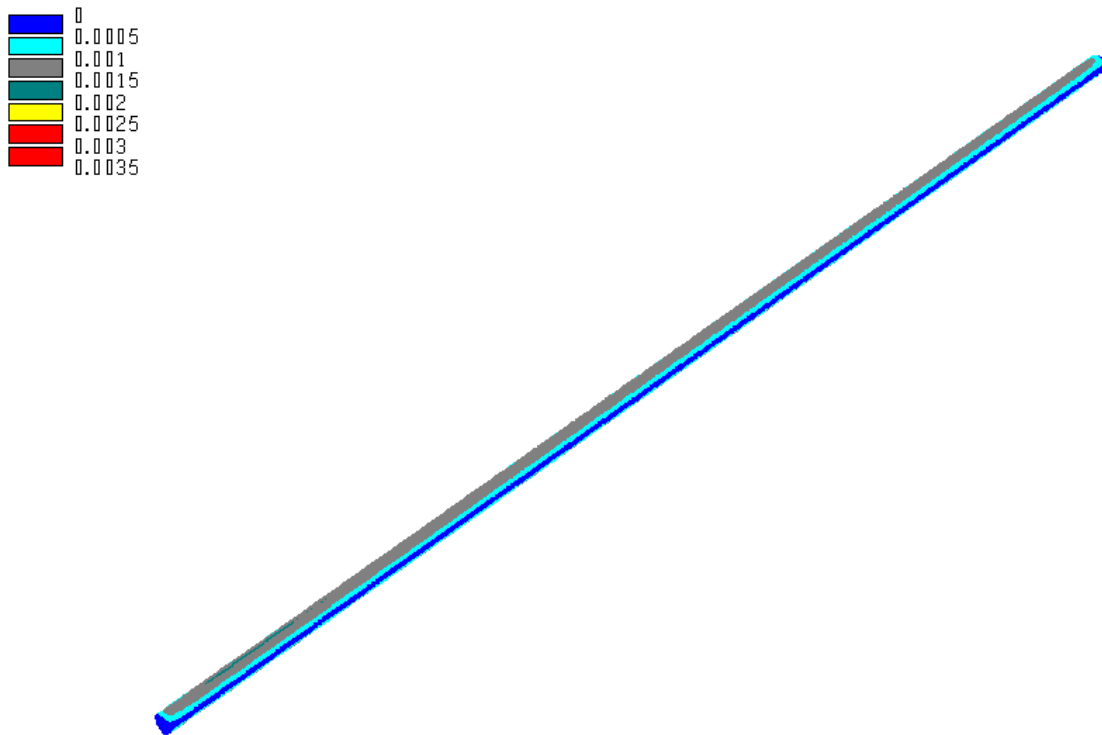


Figura B.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

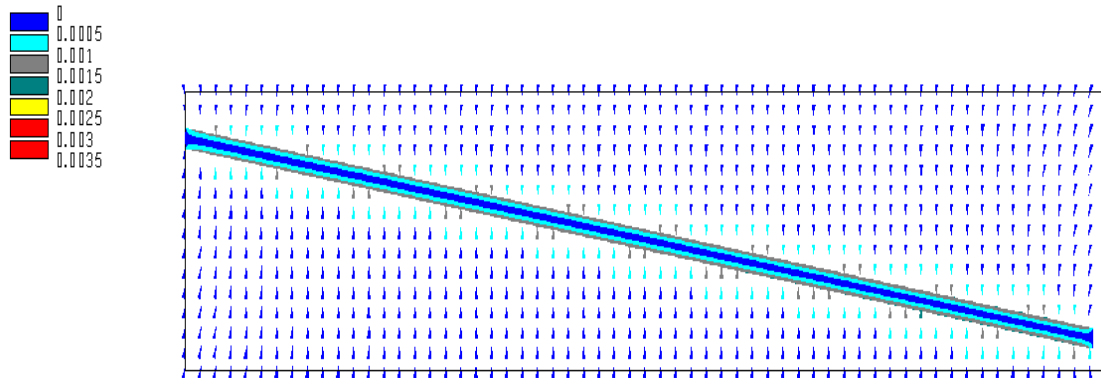


Figura B.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

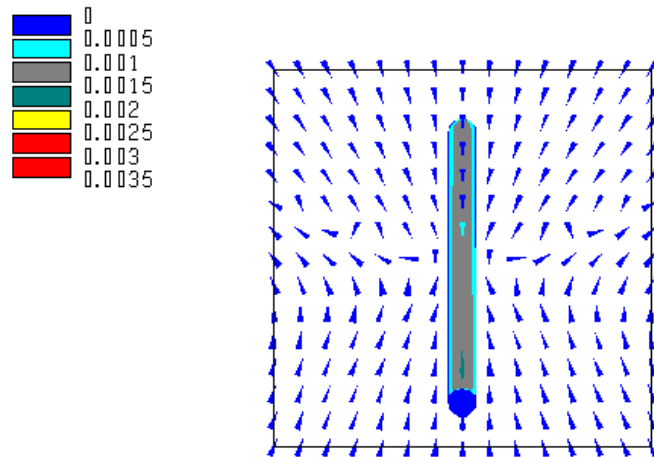


Figura B.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

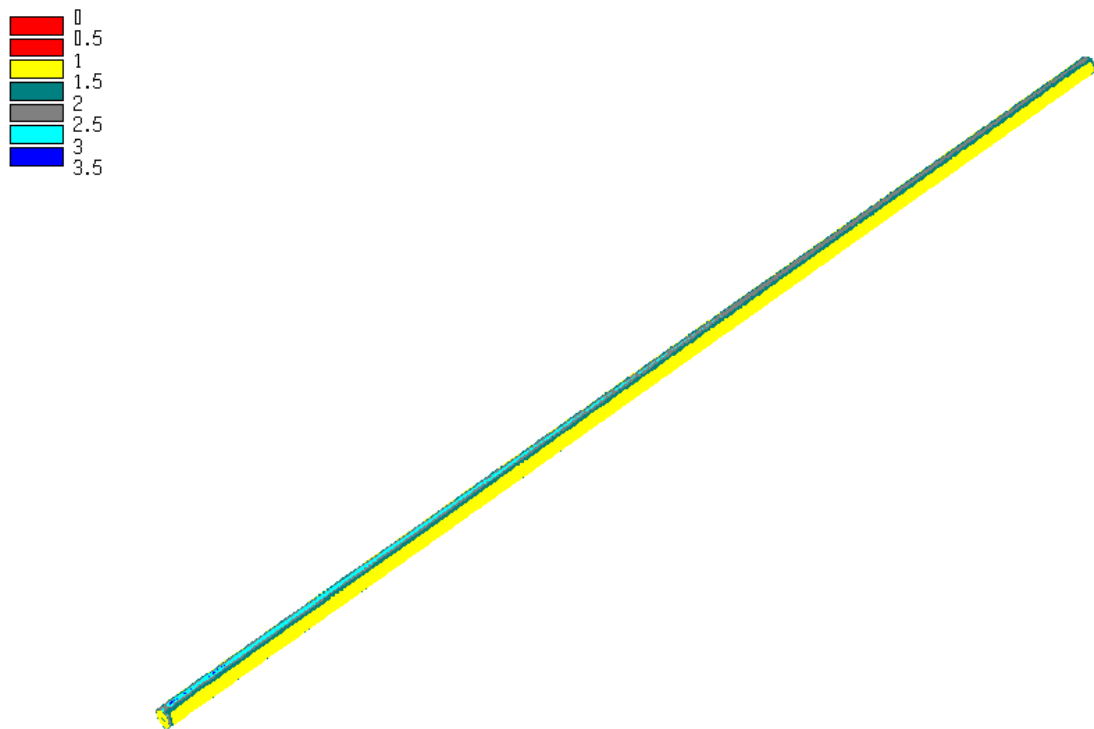


Figura B.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.

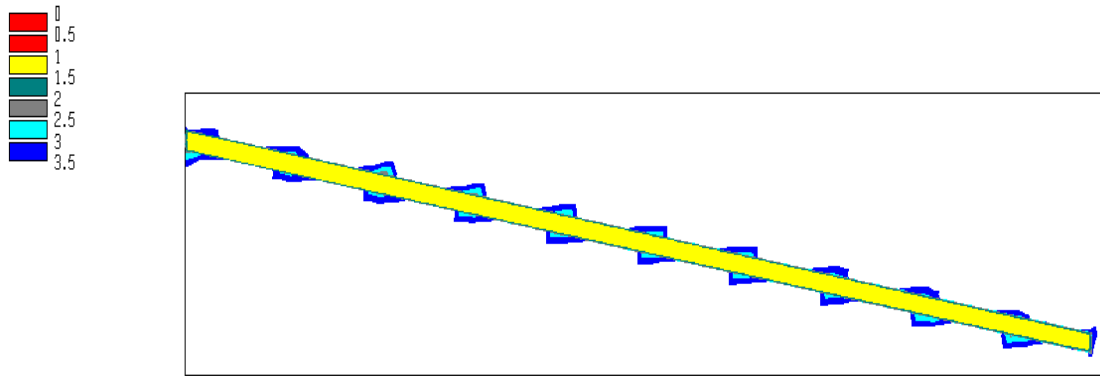


Figura B.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

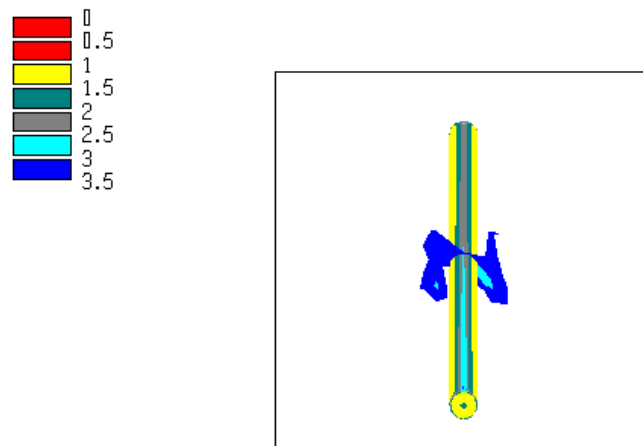


Figura B.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.3 Trecho 3

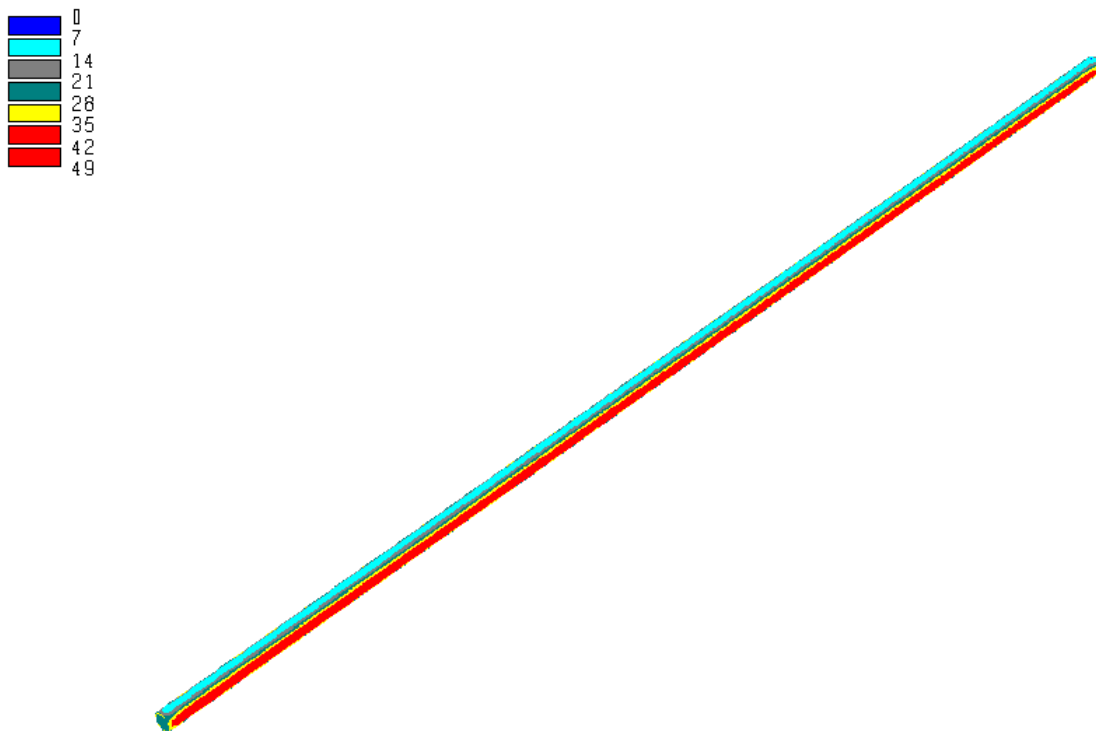


Figura B.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

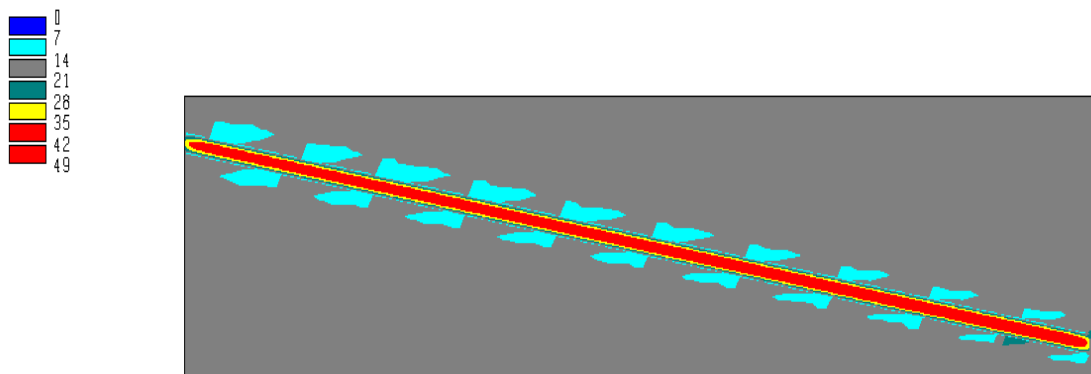


Figura B.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

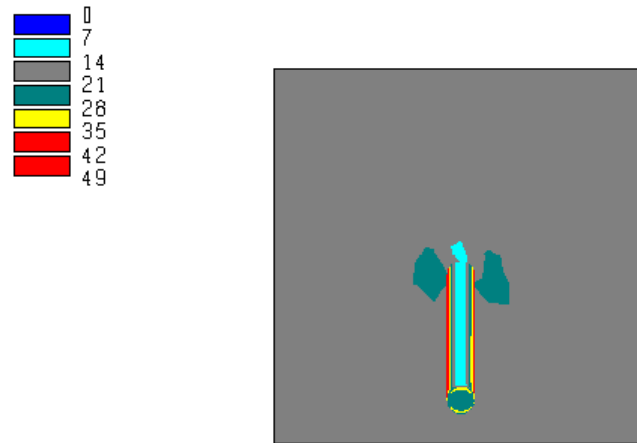


Figura B.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

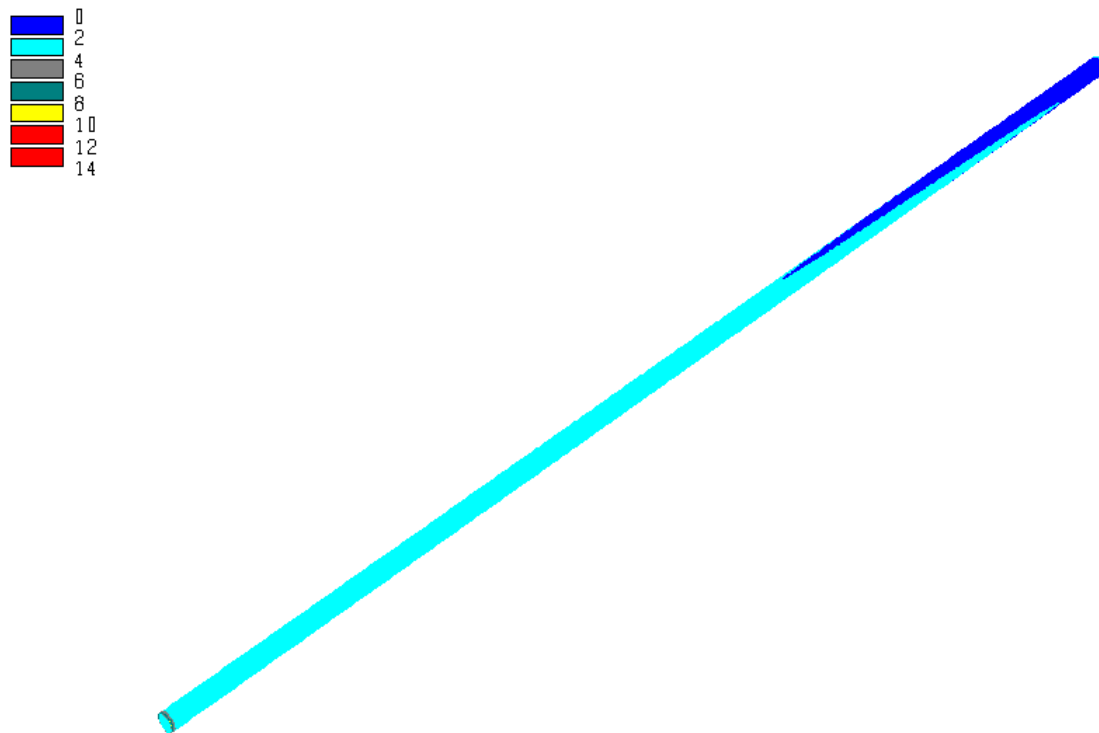


Figura B.28. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

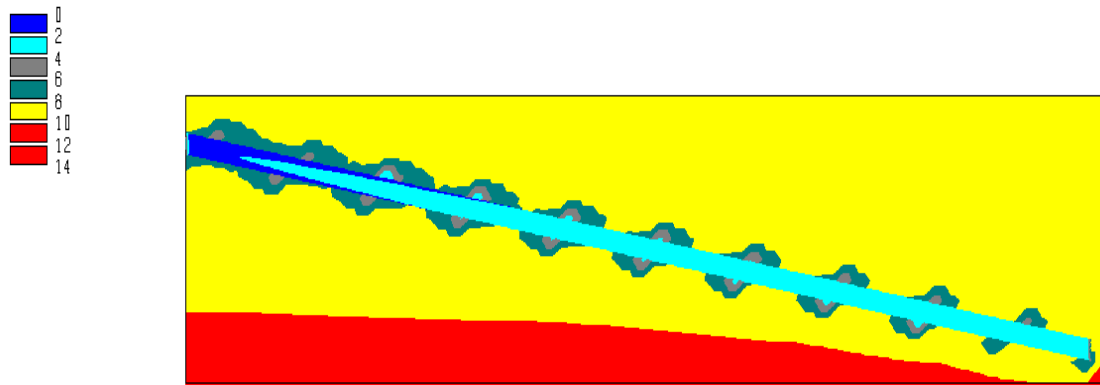


Figura B.29. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

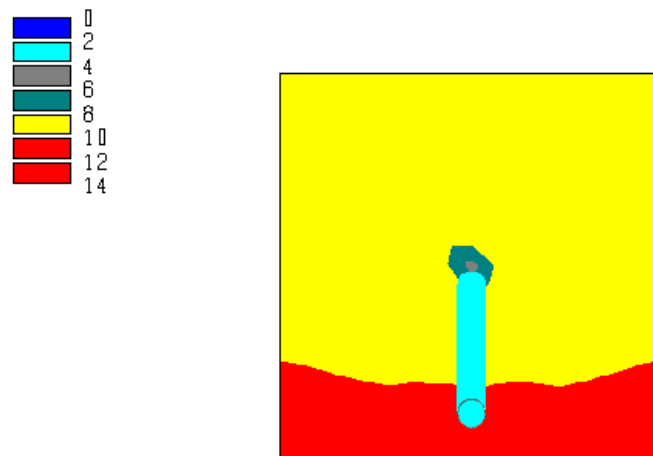


Figura B.30. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

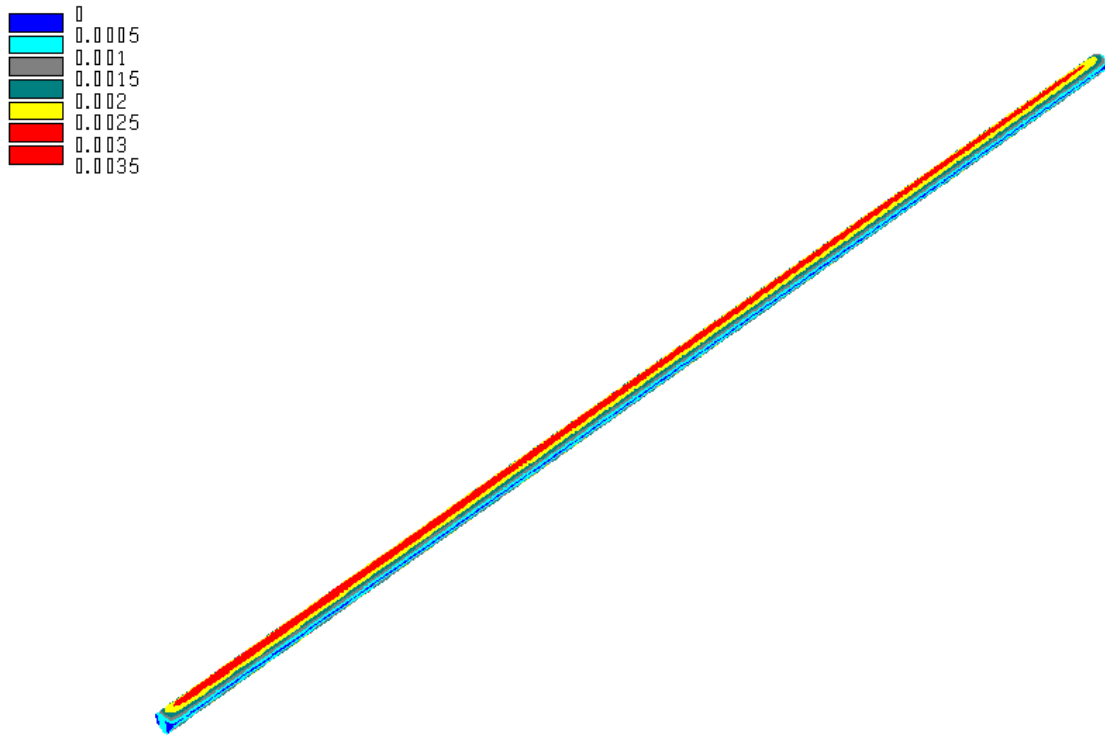


Figura B.31. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

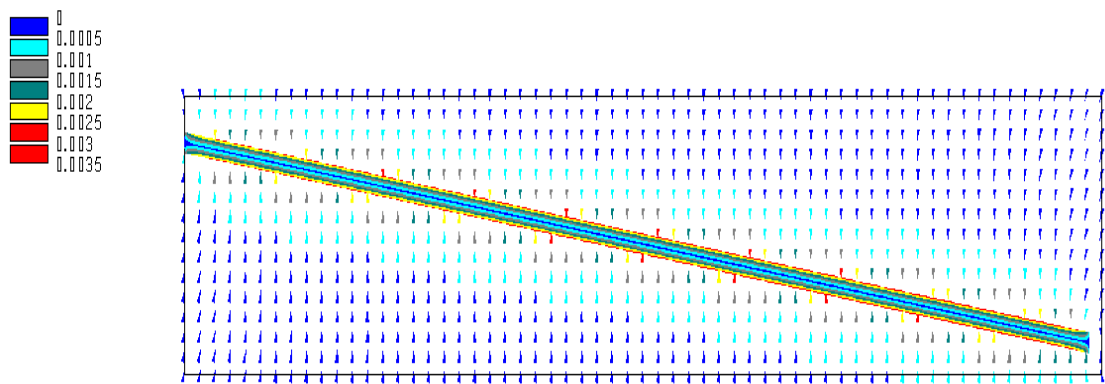


Figura B.32. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

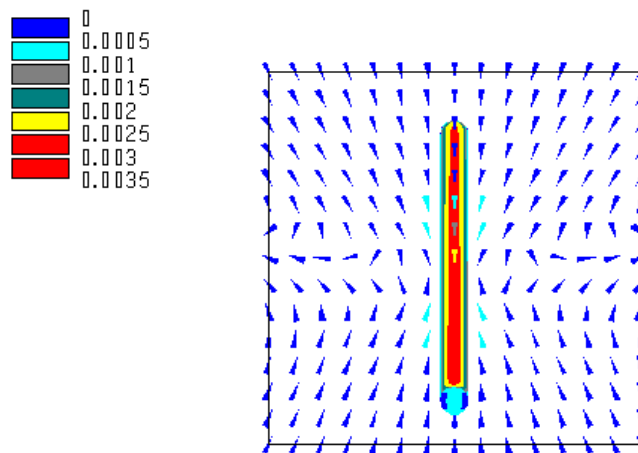


Figura B.33. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

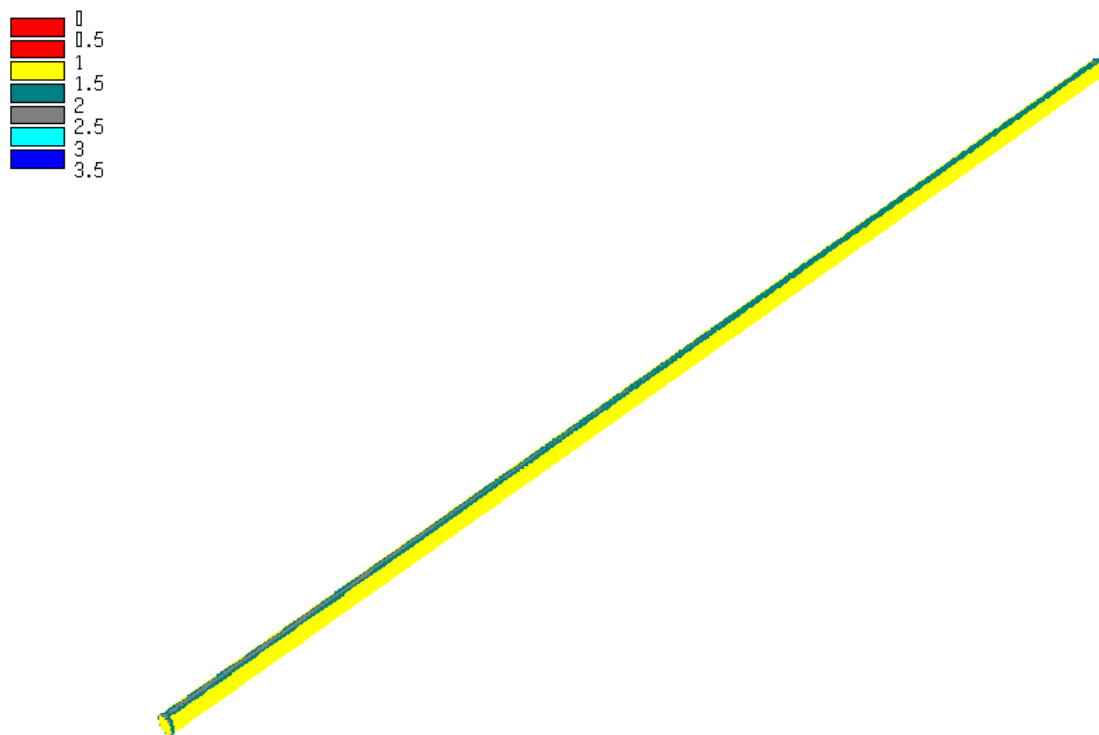


Figura B.34. Fator de segurança nas paredes do túnel.

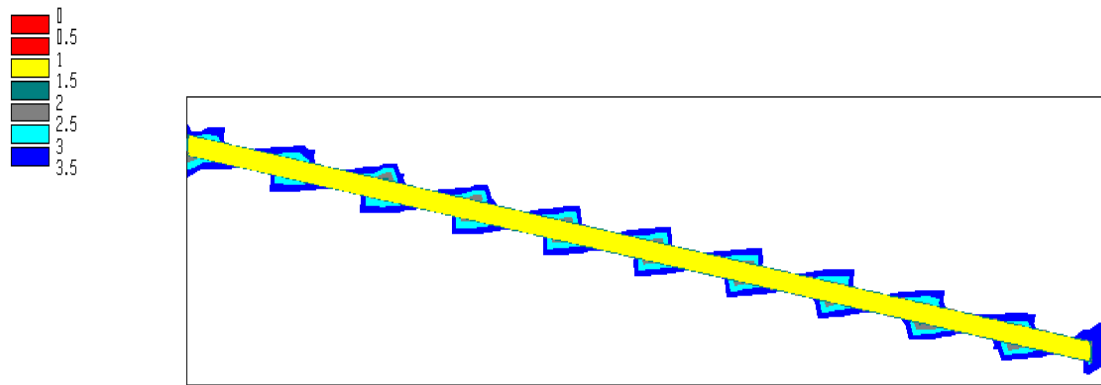


Figura B.35. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

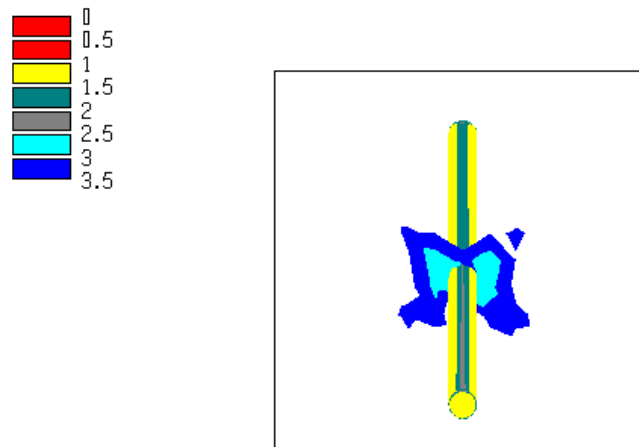


Figura B.36. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.4 Trecho 4

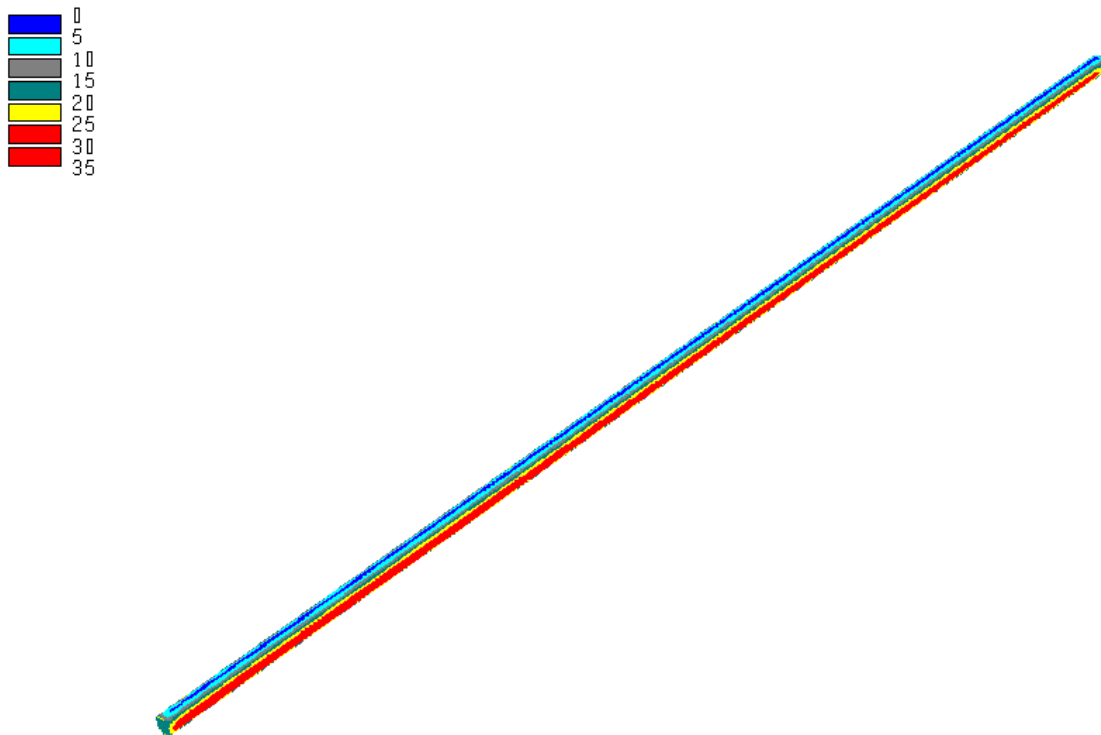


Figura B.37. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

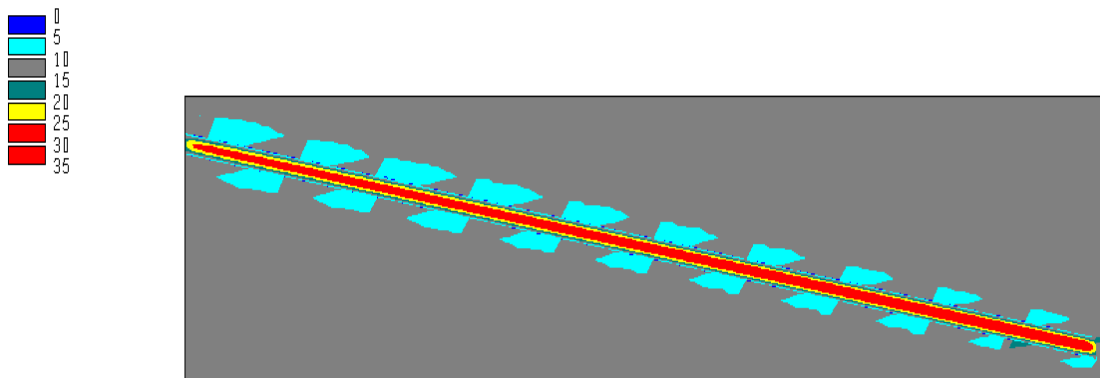


Figura B.38. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

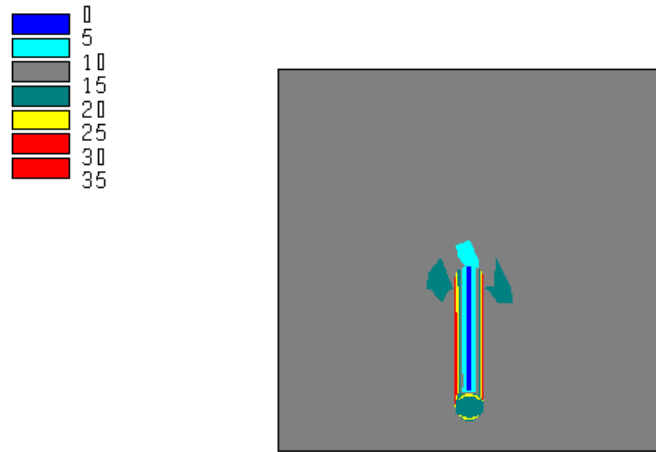


Figura B.39. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

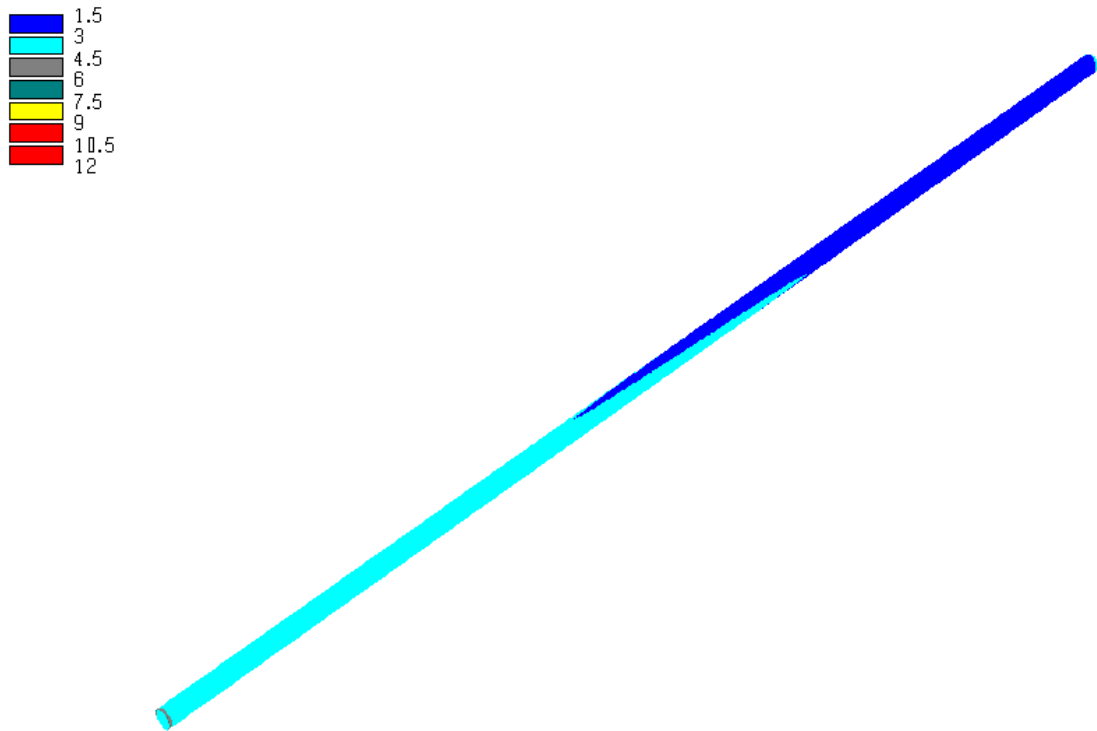


Figura B.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

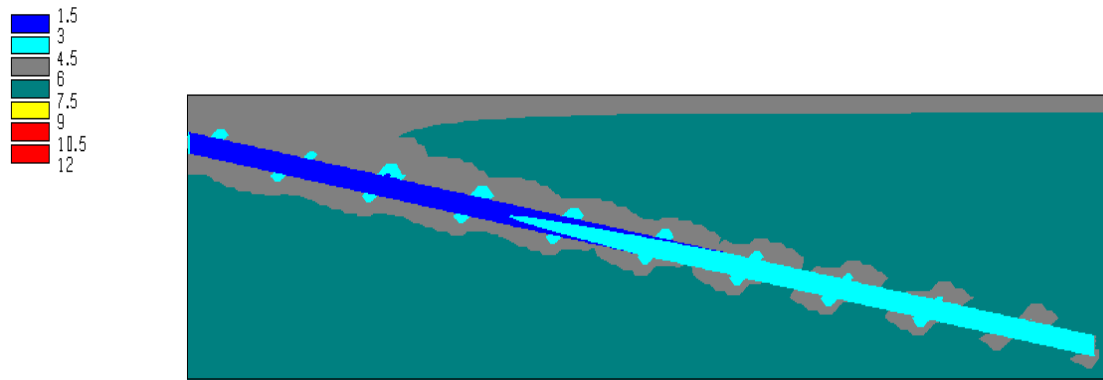


Figura B.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

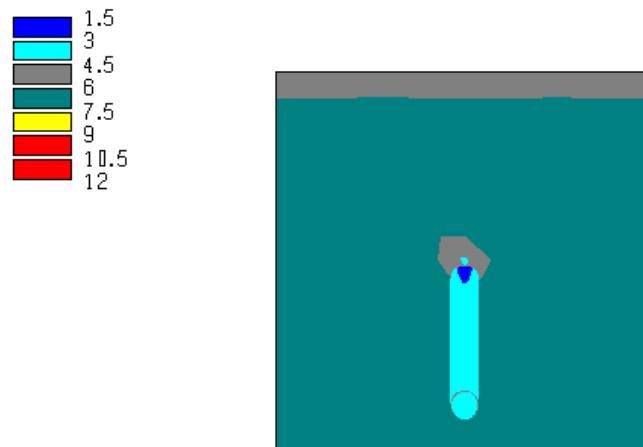


Figura B.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

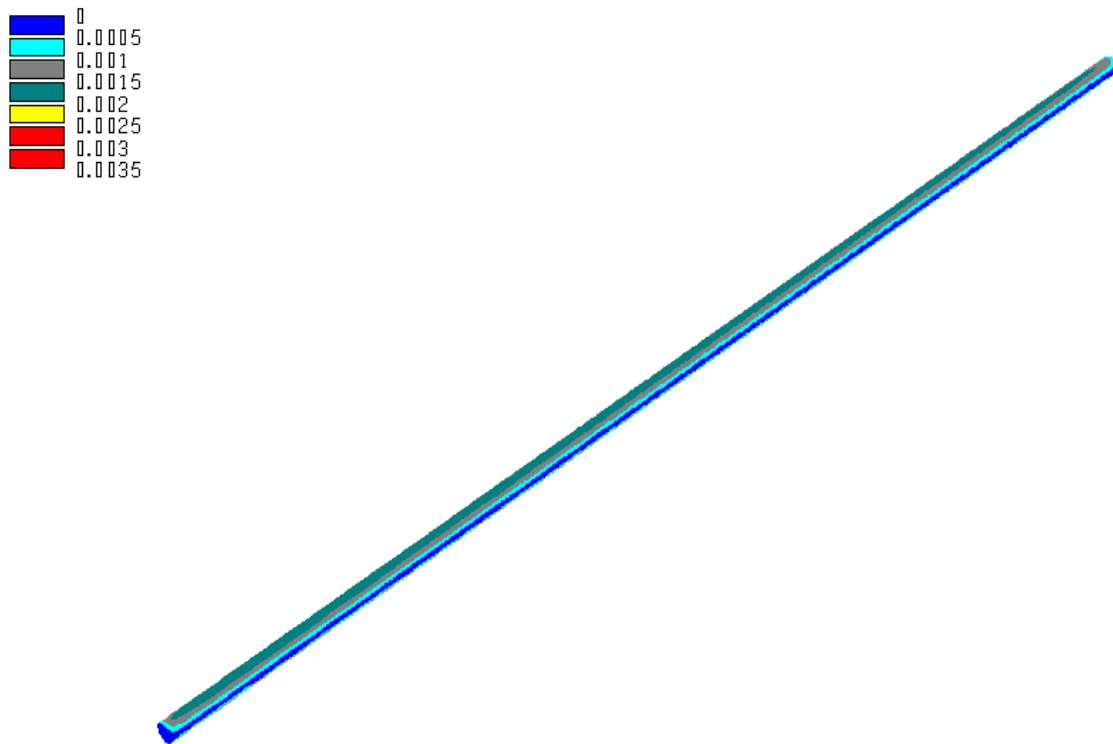


Figura B.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

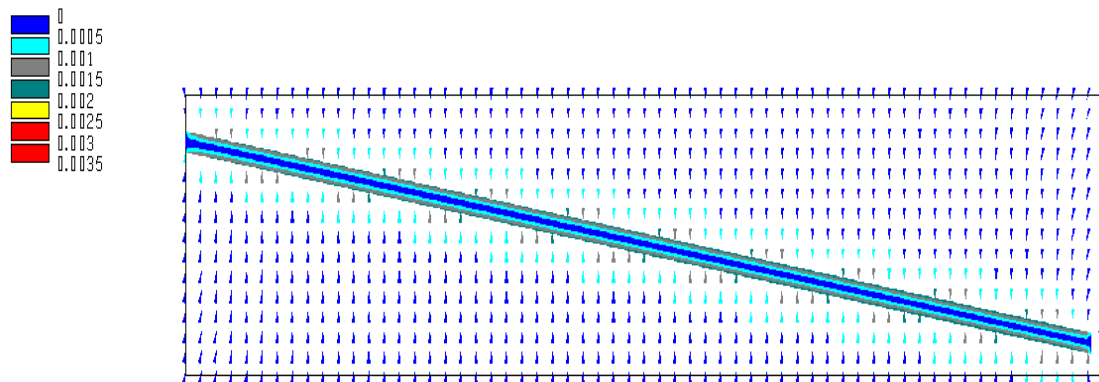


Figura B.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

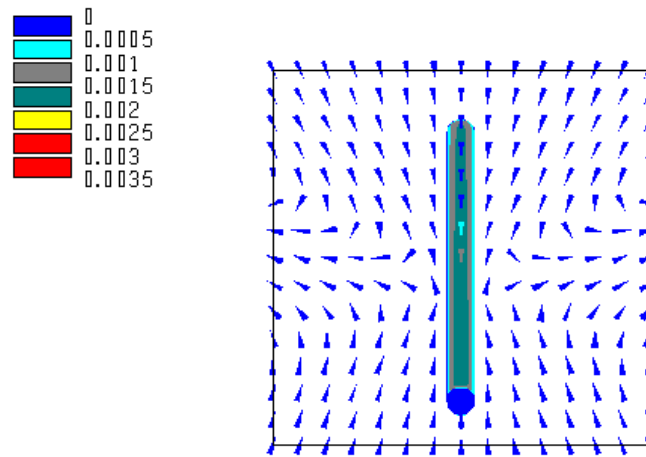


Figura B.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

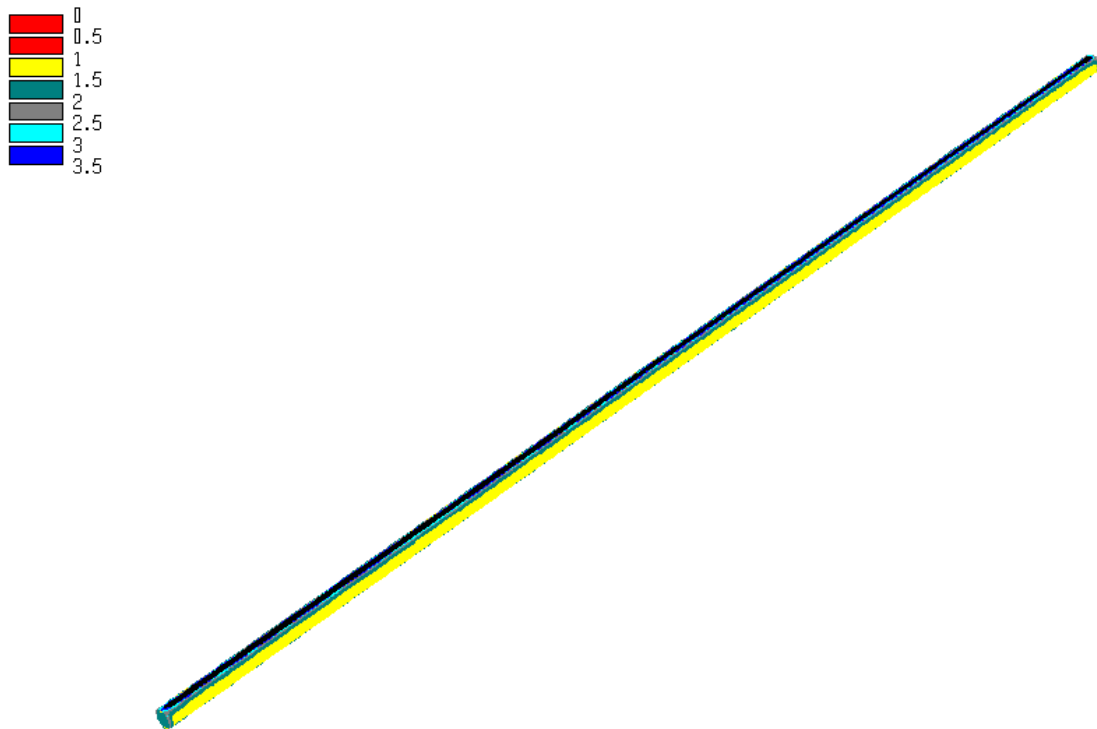


Figura B.46. Fator de segurança nas paredes do túnel.

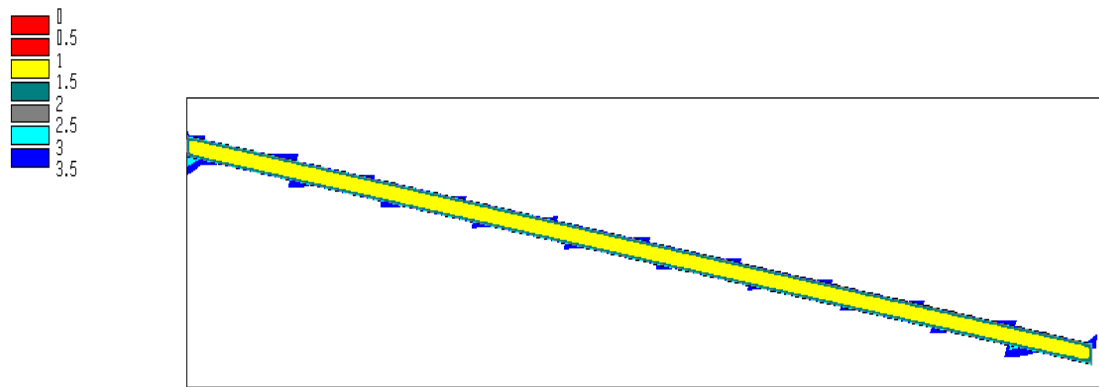


Figura B.47. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

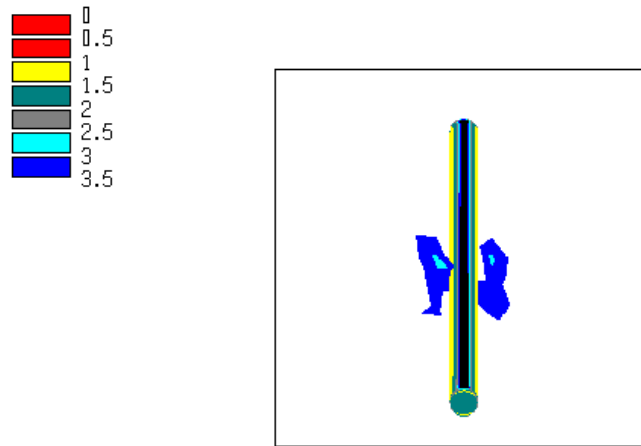


Figura B.48. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.5 Trecho 6

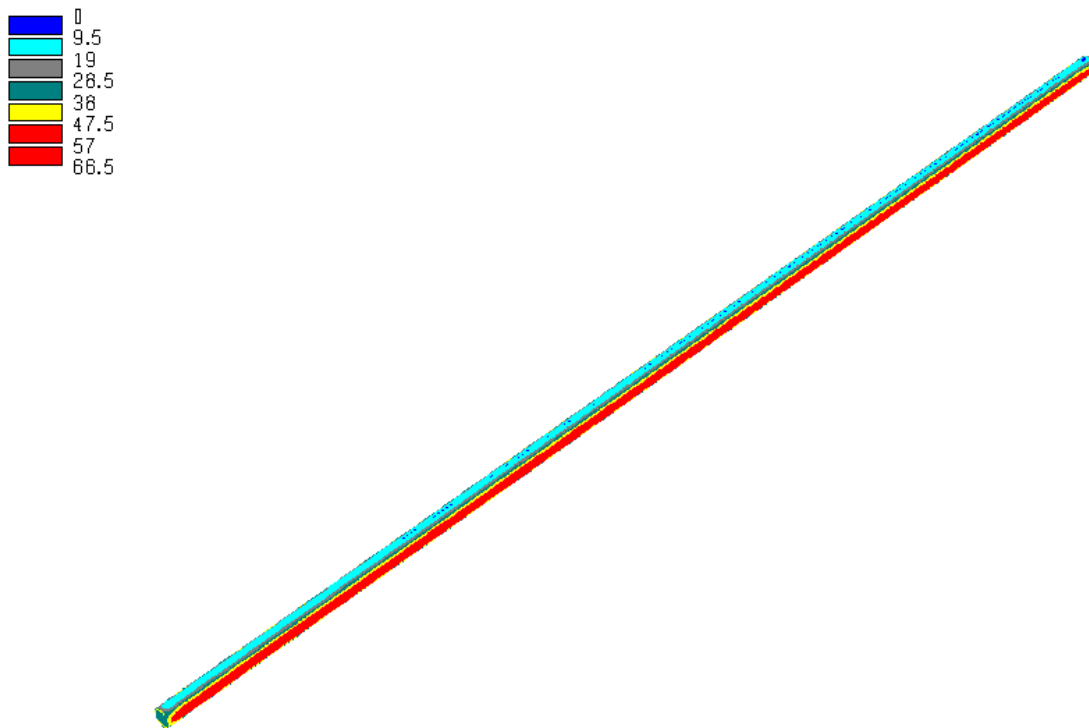


Figura B.49. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

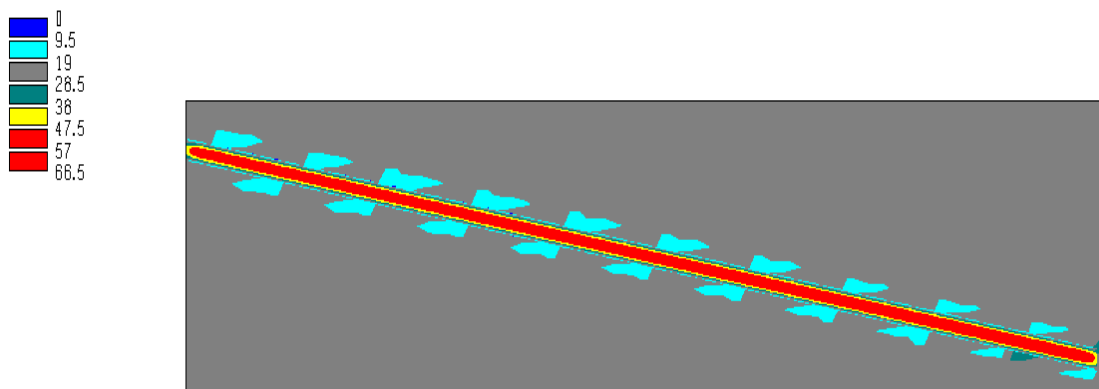


Figura B.50. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

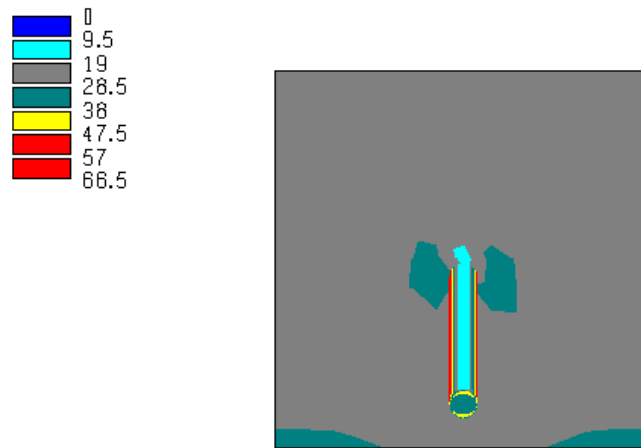


Figura B.51. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

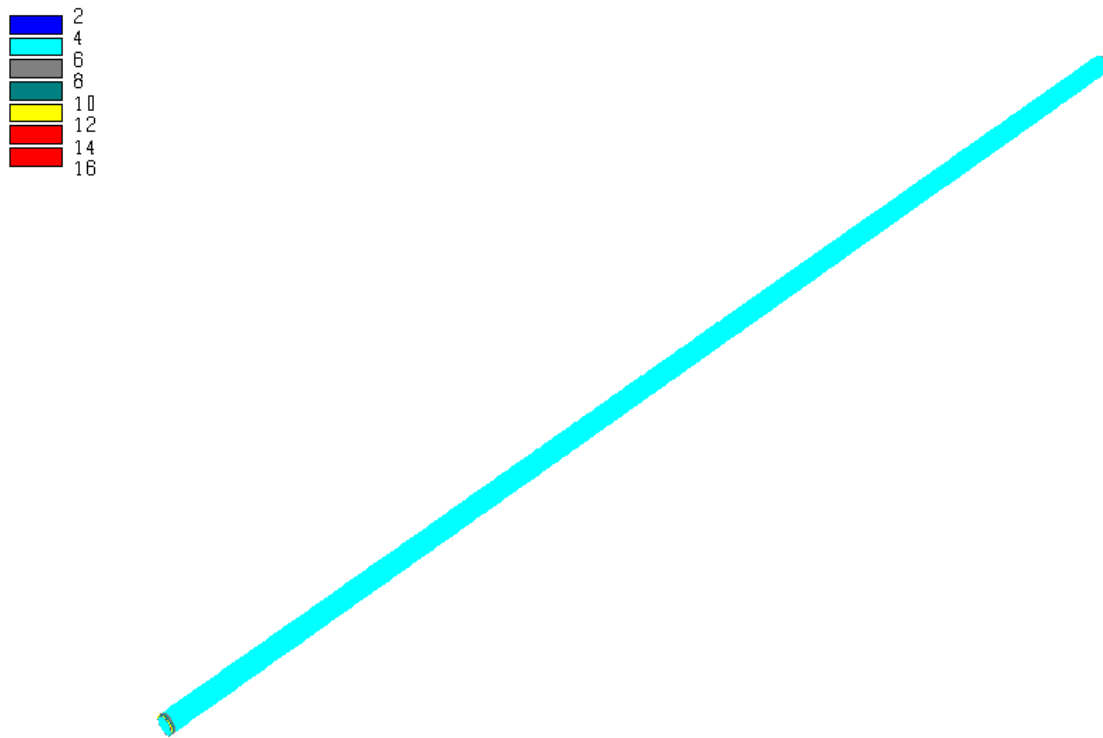


Figura B.52. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

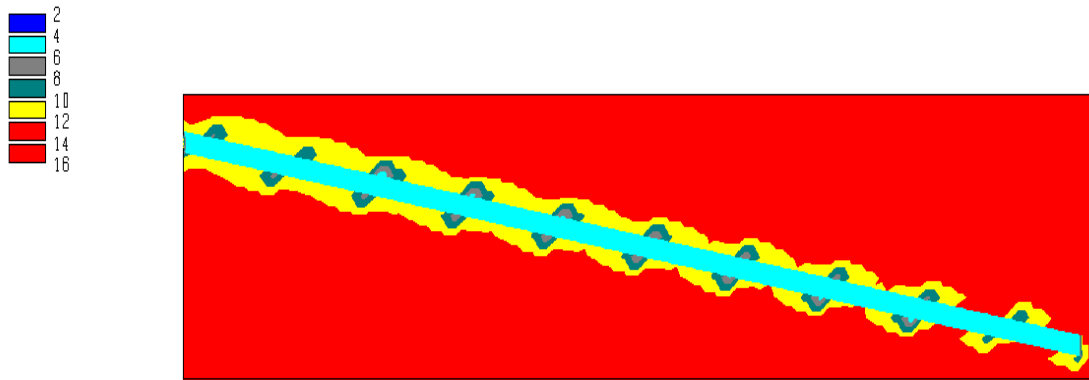


Figura B.53. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

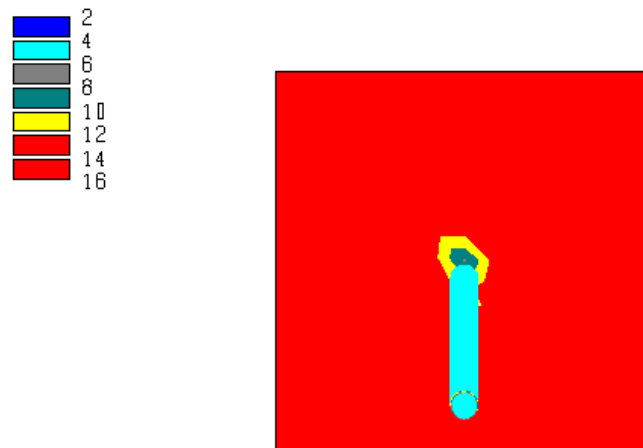


Figura B.54. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

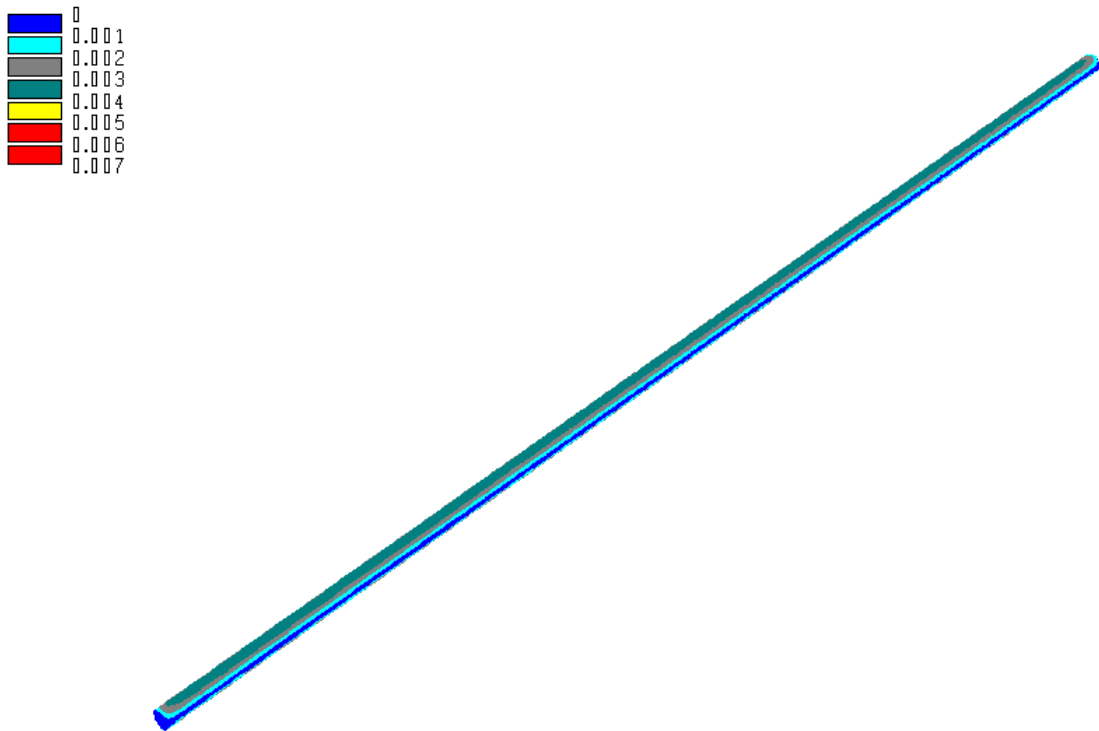


Figura B.55. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

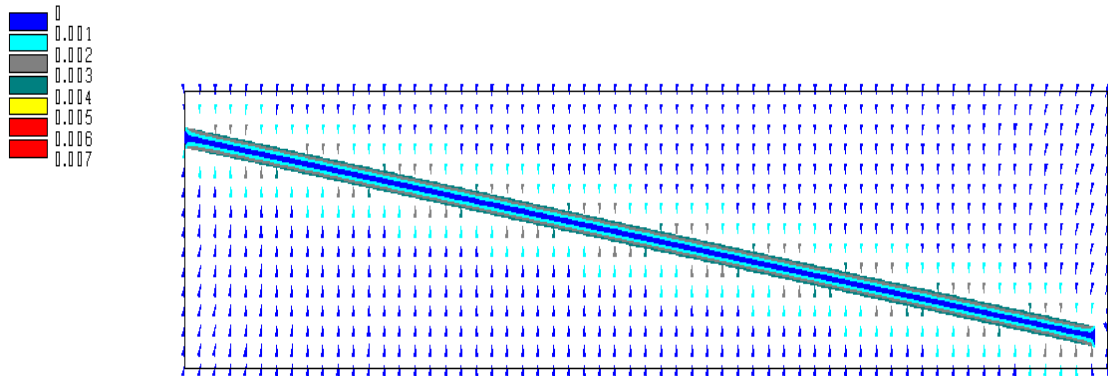


Figura B.56. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m)

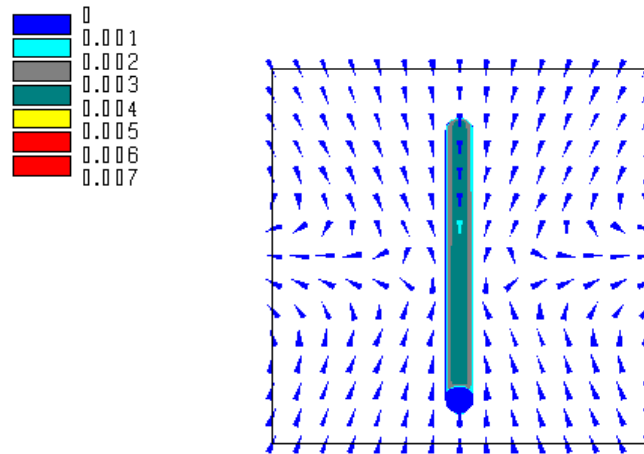


Figura B.57. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

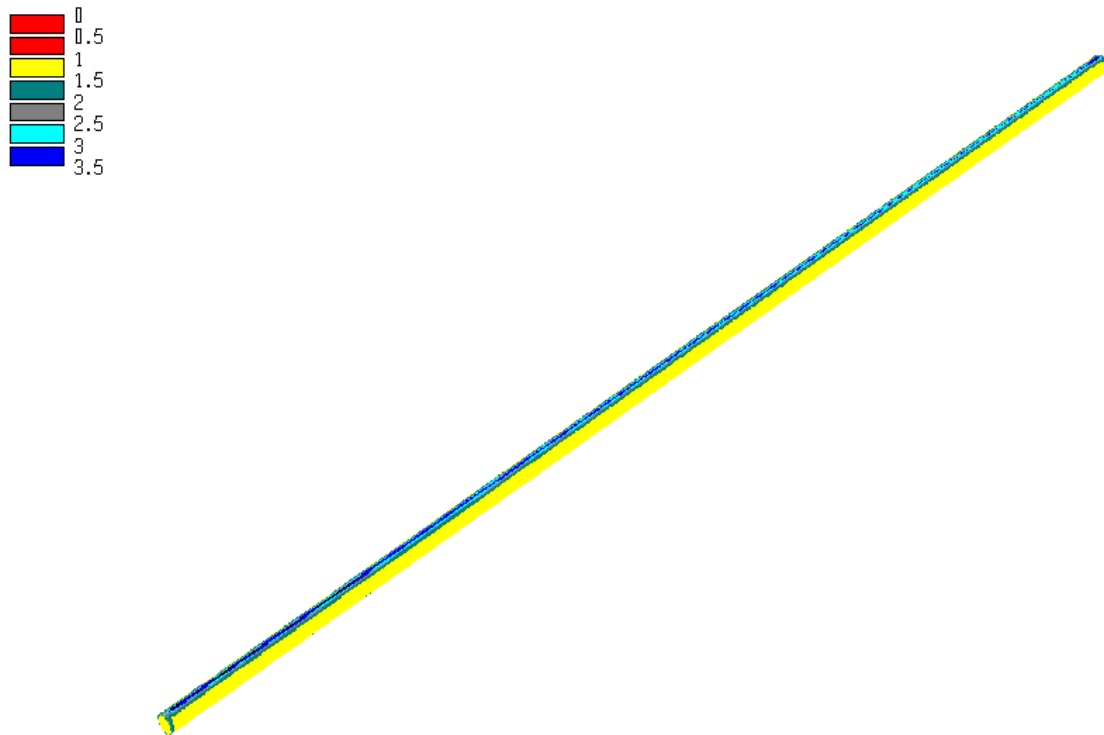


Figura B.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.

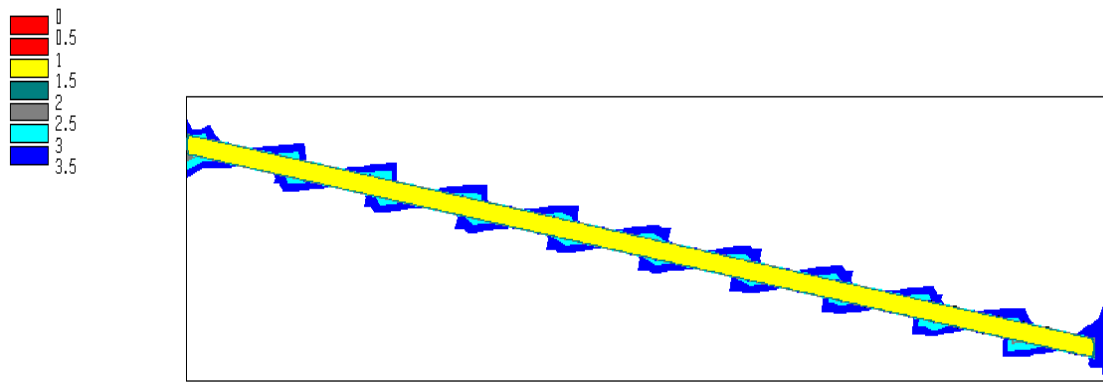


Figura B.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

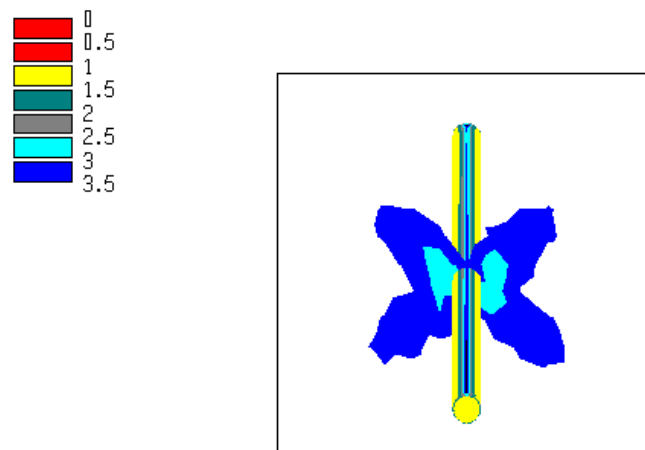


Figura B.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.6 Trecho 7

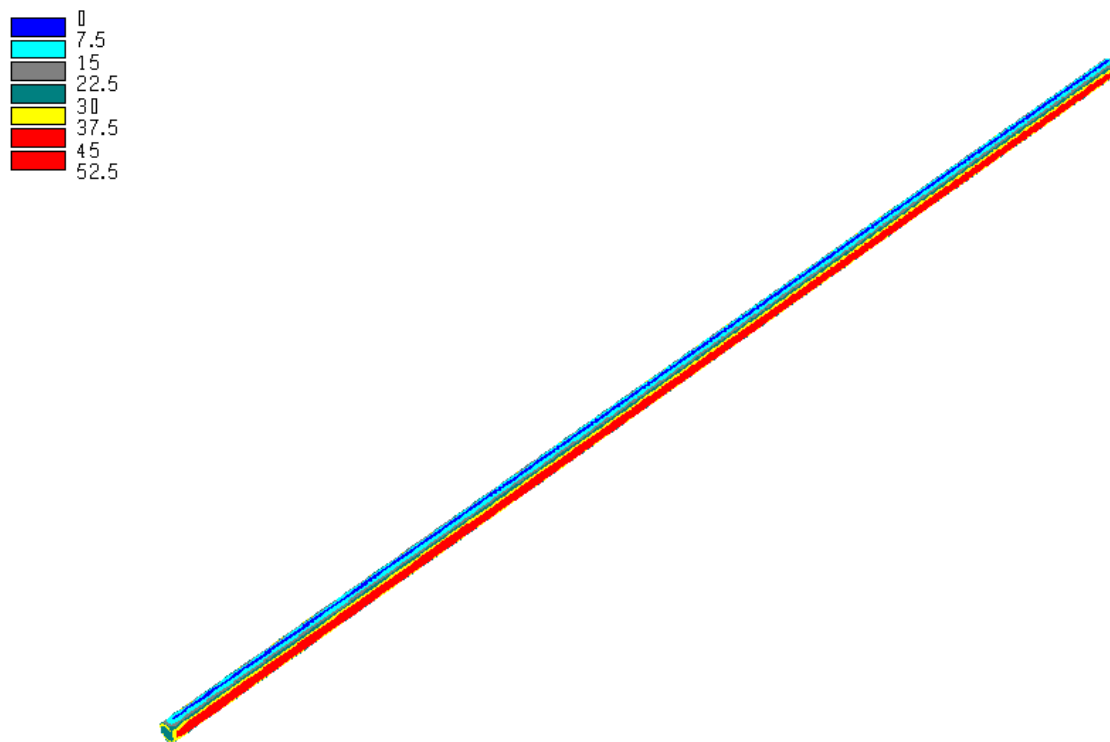


Figura B.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

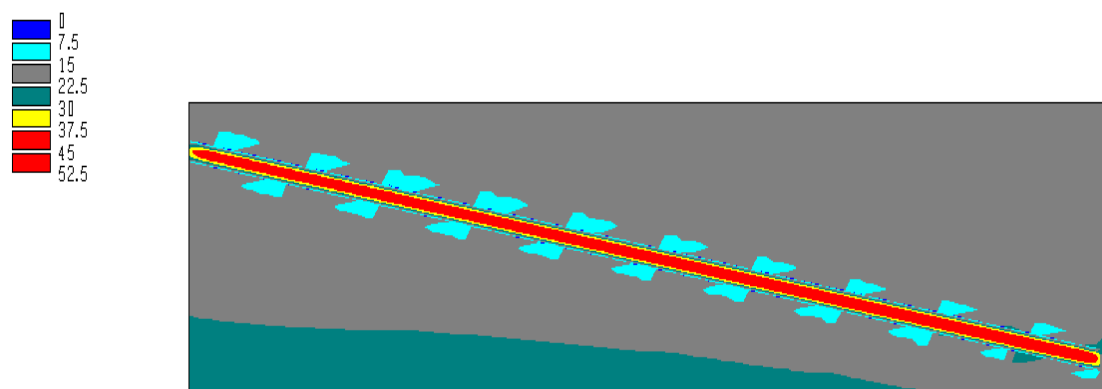


Figura B.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

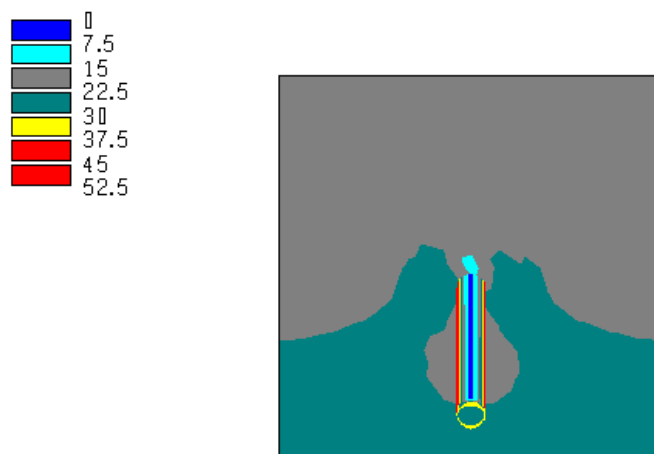


Figura B.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

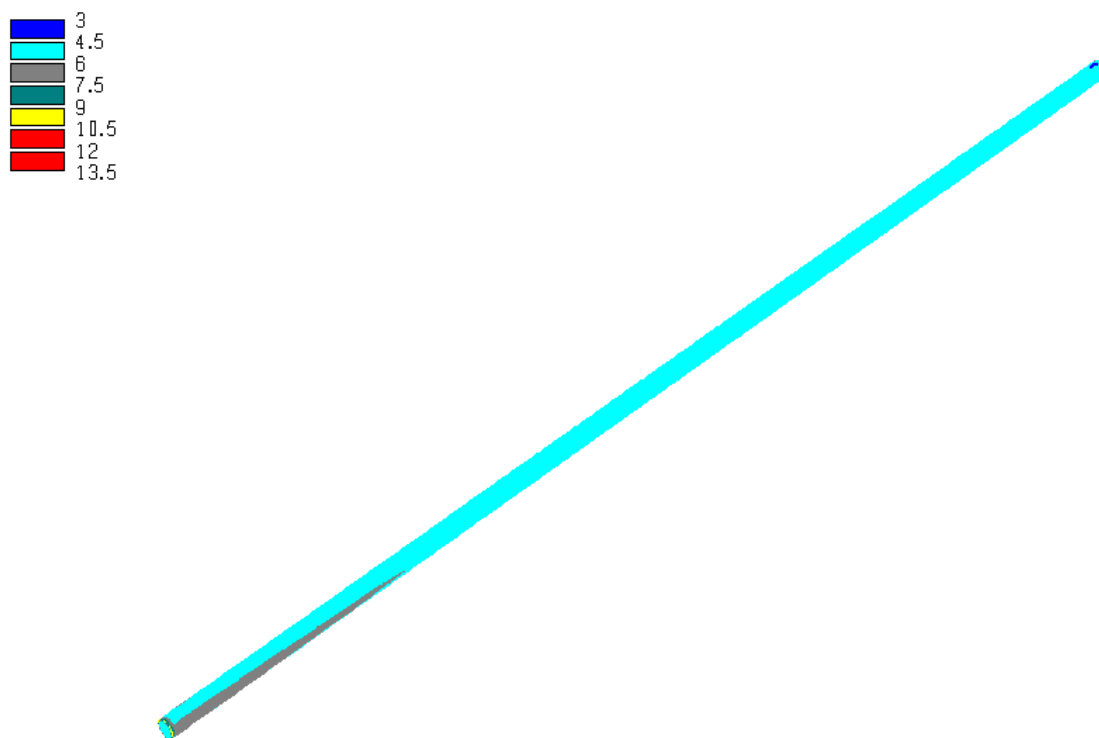


Figura B.64. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

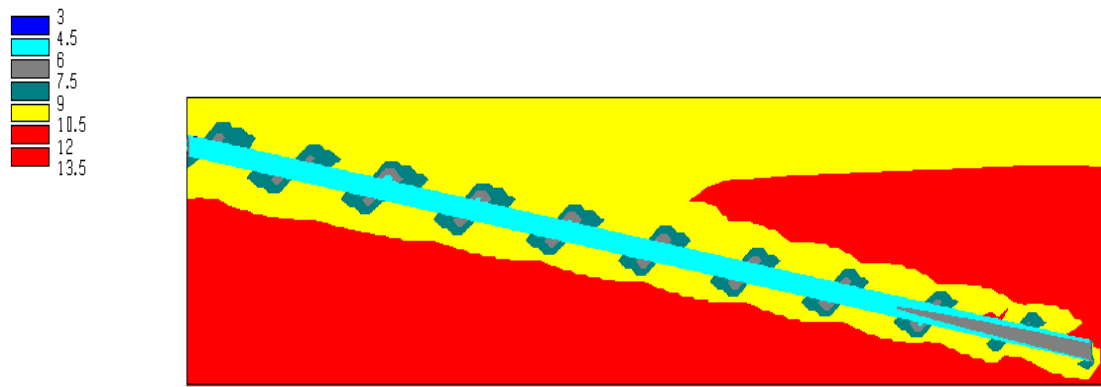


Figura B.65. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

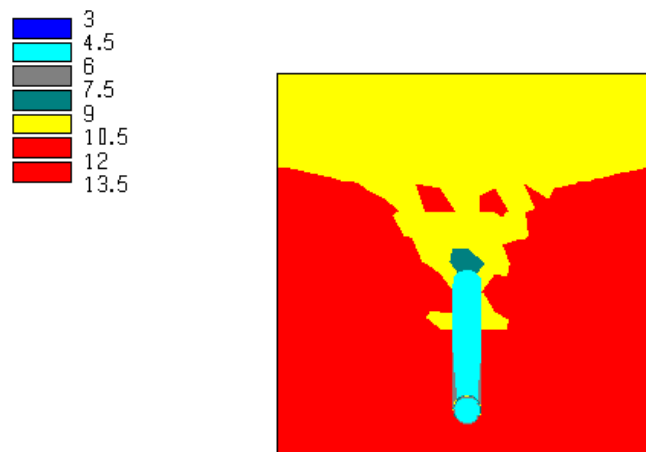


Figura B.66. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

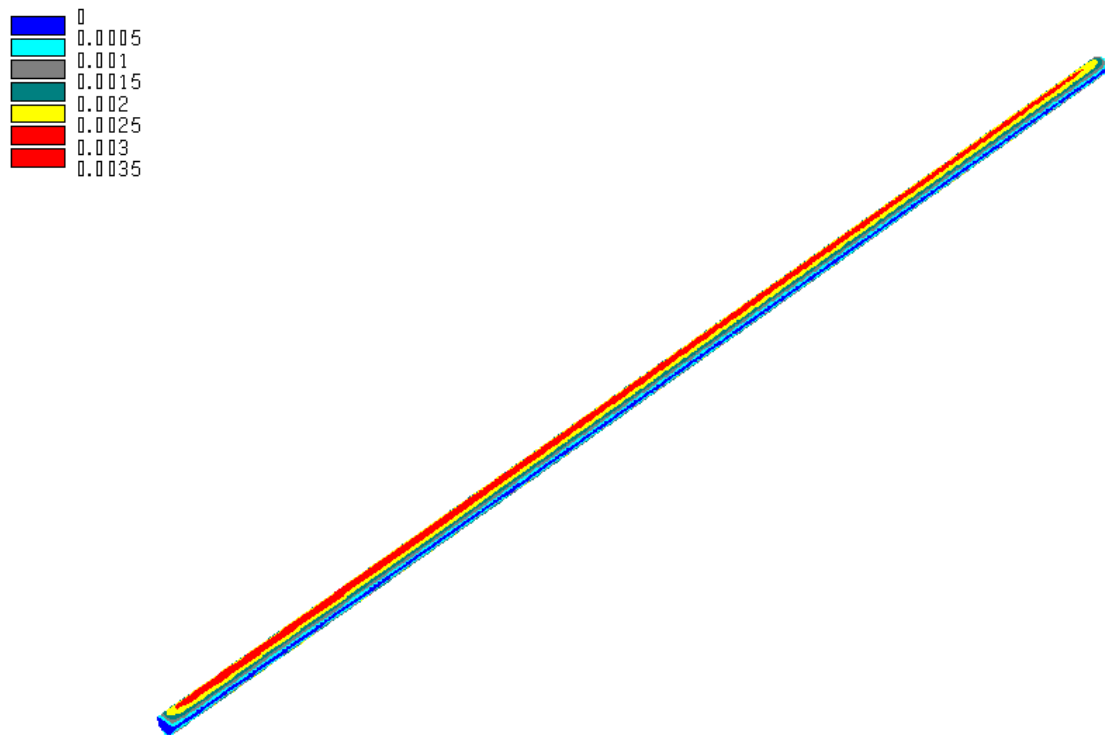


Figura B.67. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

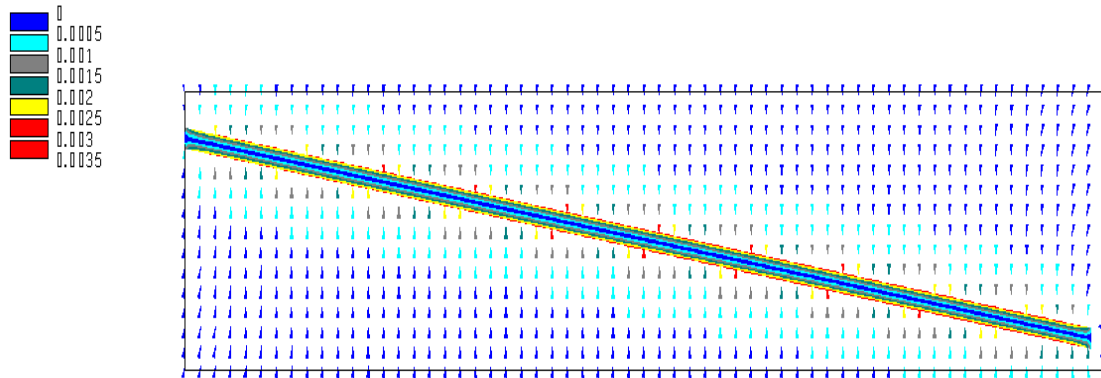


Figura B.68. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

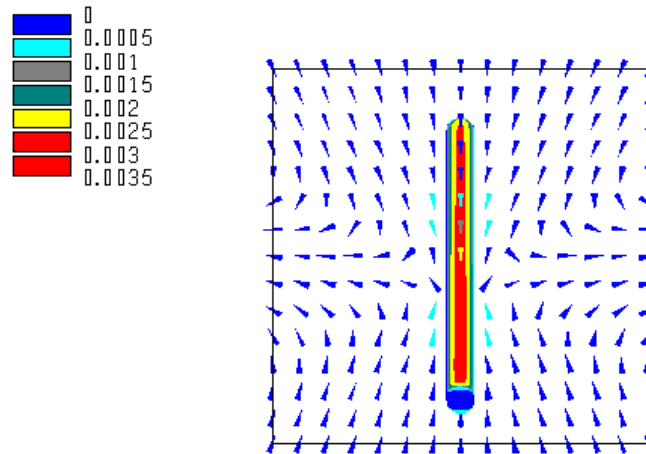


Figura B.69. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

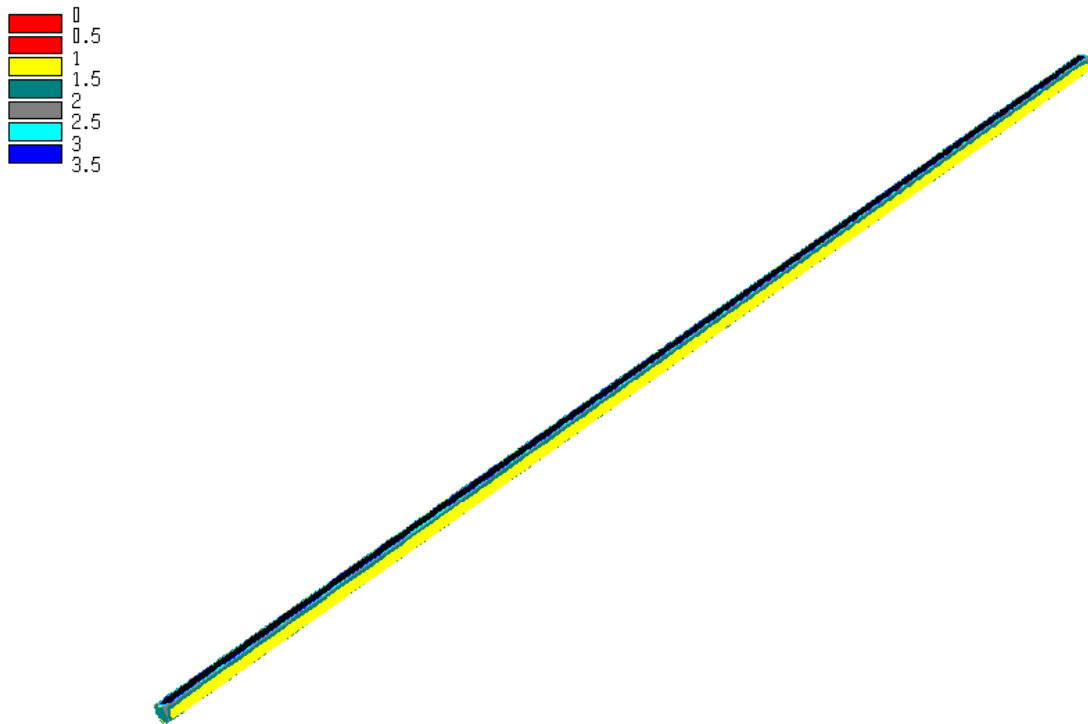


Figura B.70. Fator de segurança nas paredes do túnel.

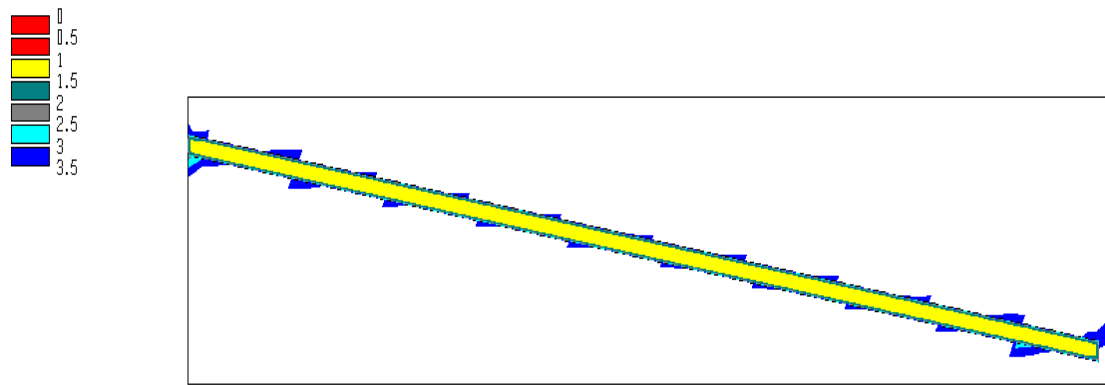


Figura B.71. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

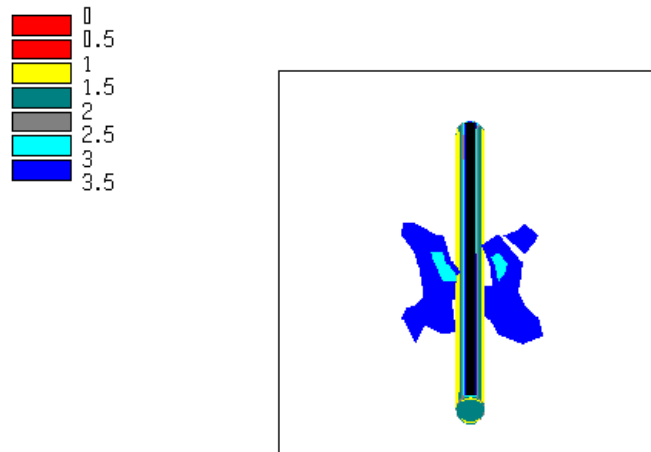


Figura B.72. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.7 Trecho 8

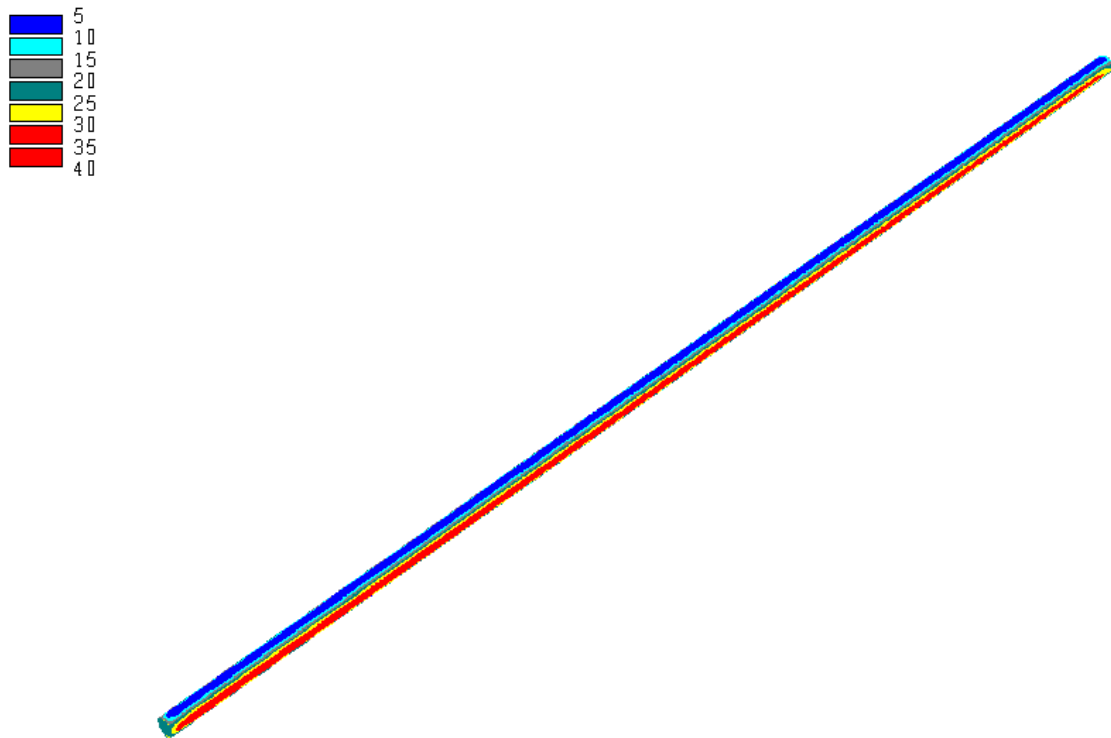


Figura B.73. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

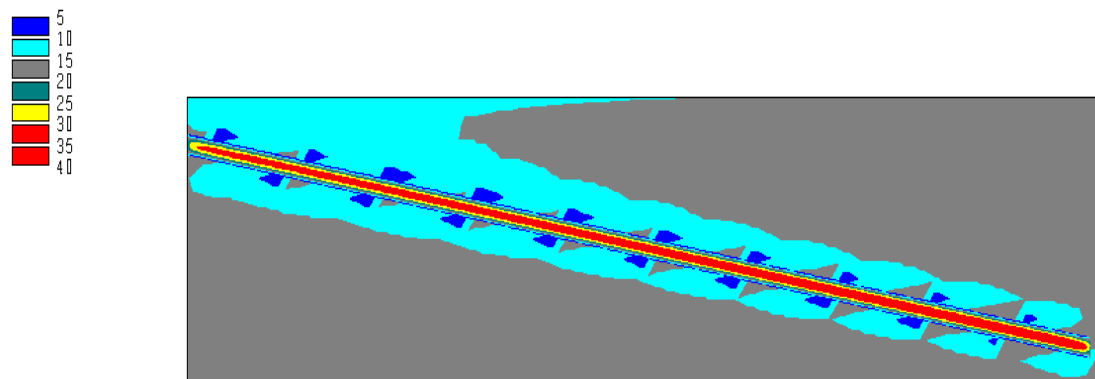


Figura B.74. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

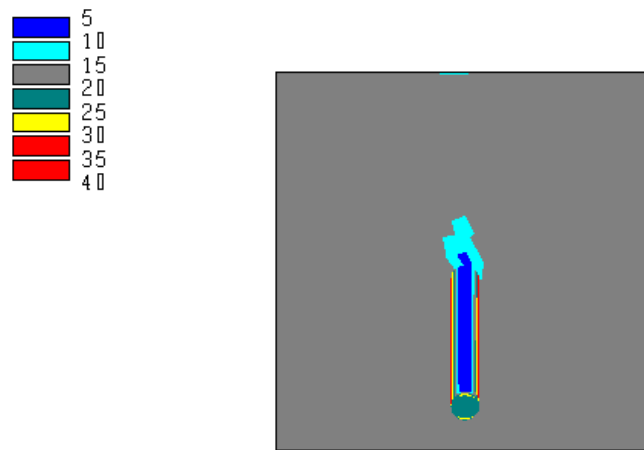


Figura B.75. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

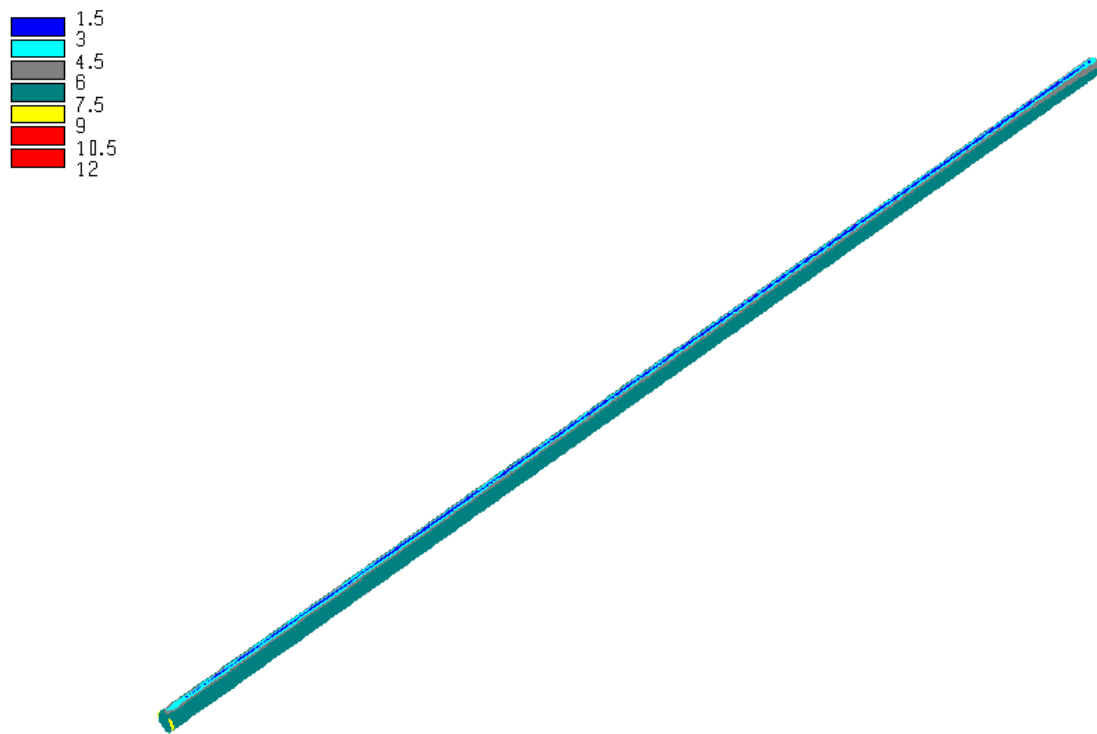


Figura B.76. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

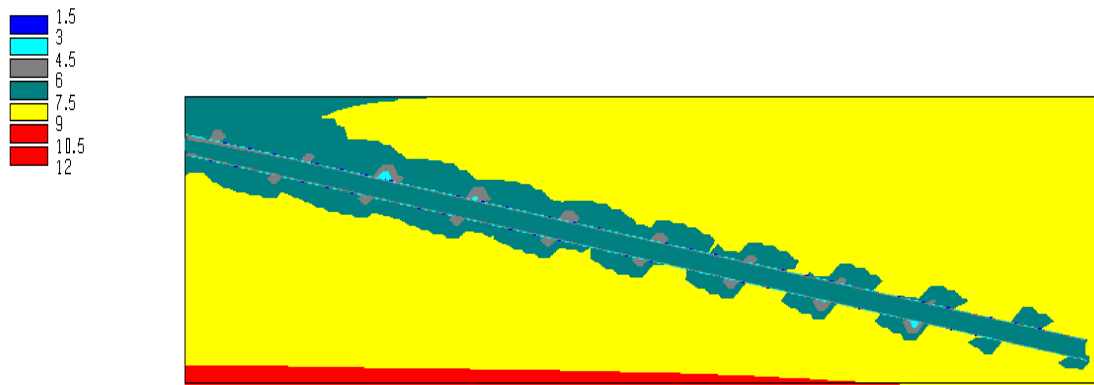


Figura B.77. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

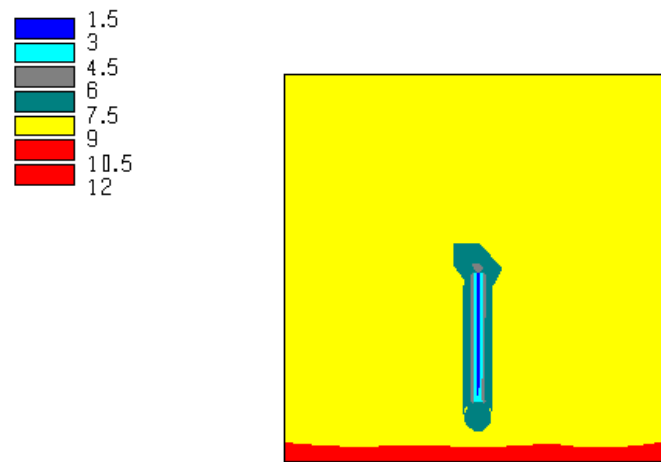


Figura B.78. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

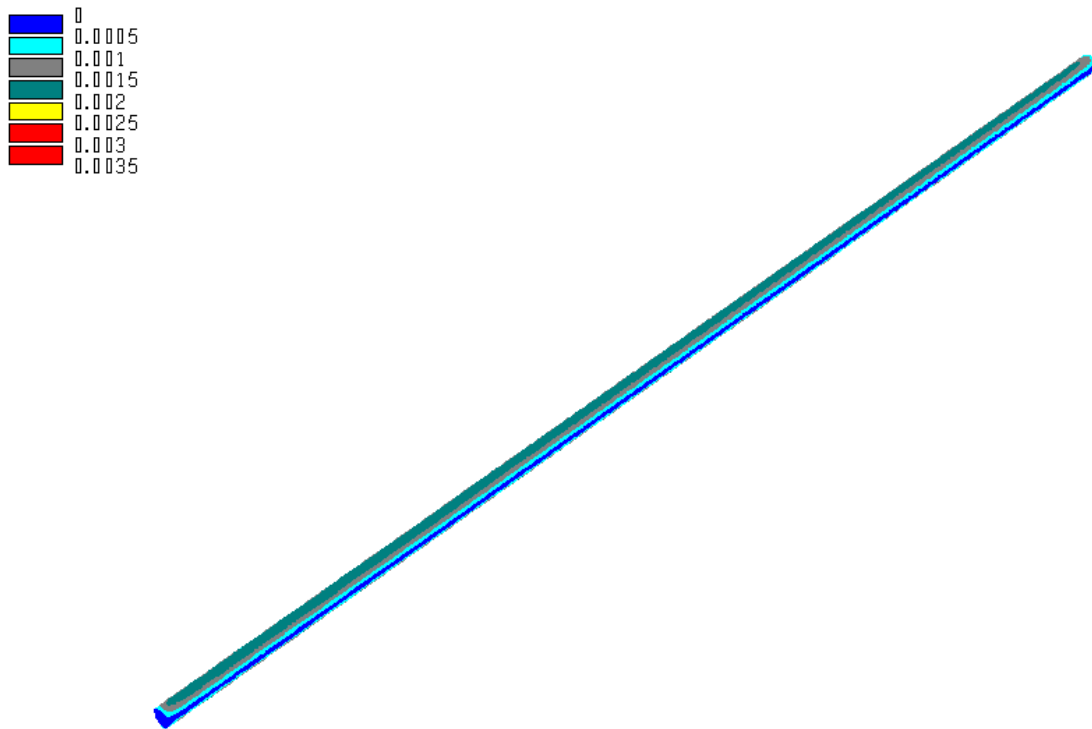


Figura B.79. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

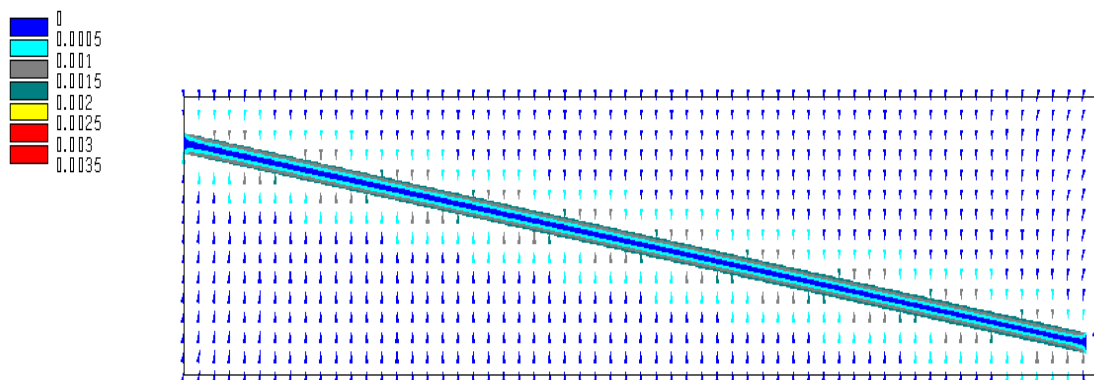


Figura B.80. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

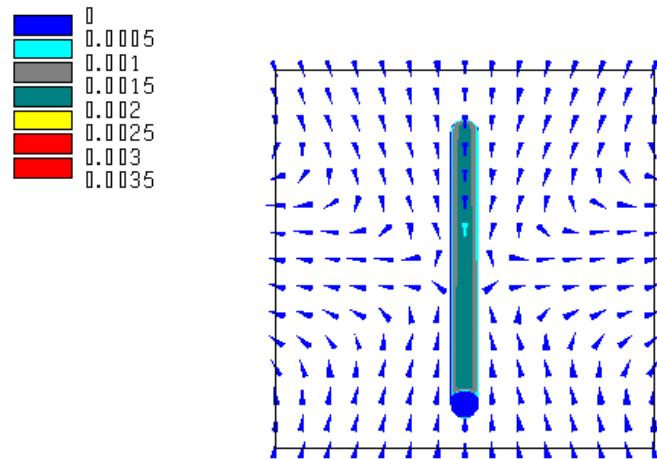


Figura B.81. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

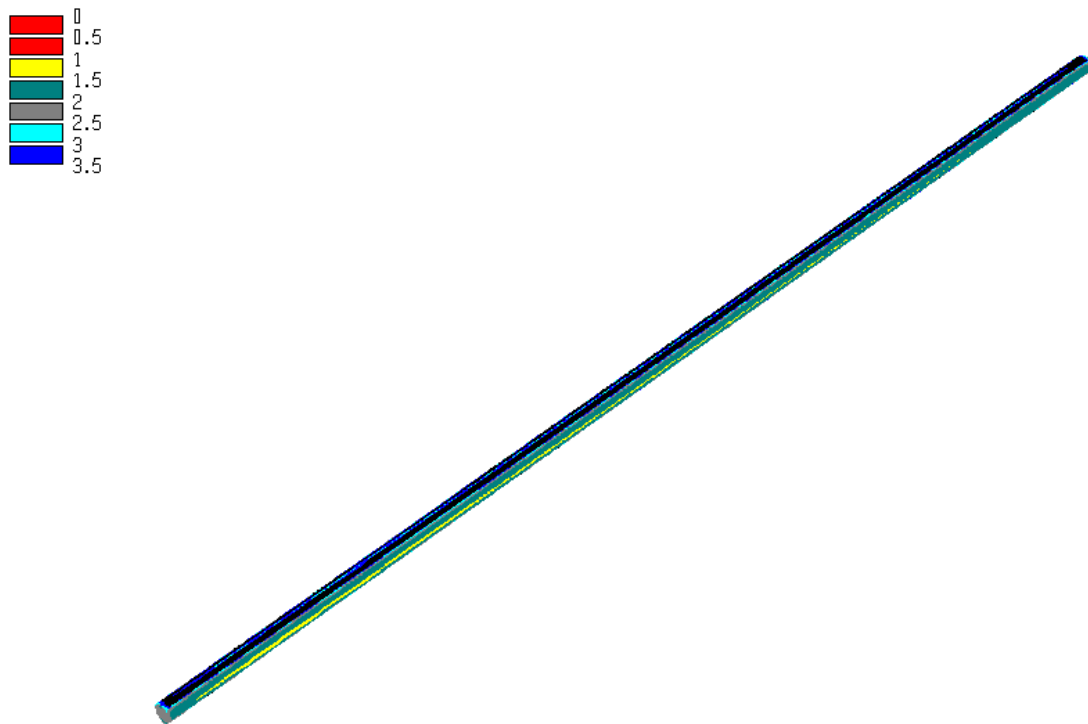


Figura B.82. Fator de segurança nas paredes do túnel.

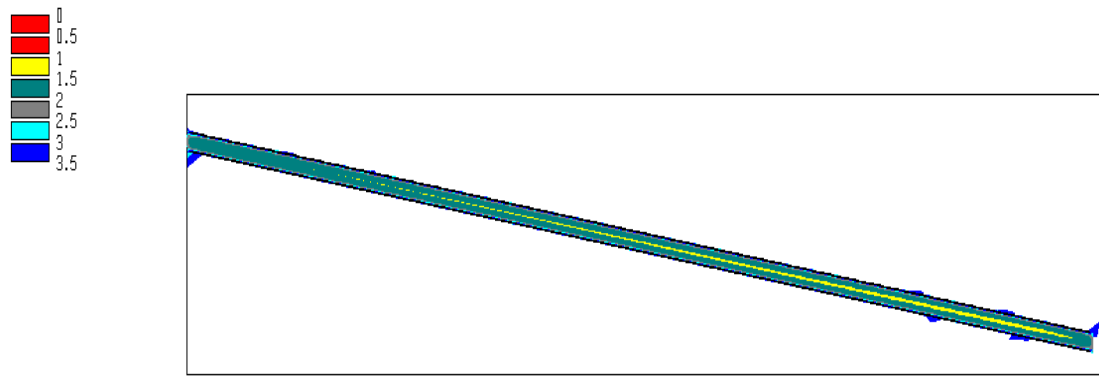


Figura B.83. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

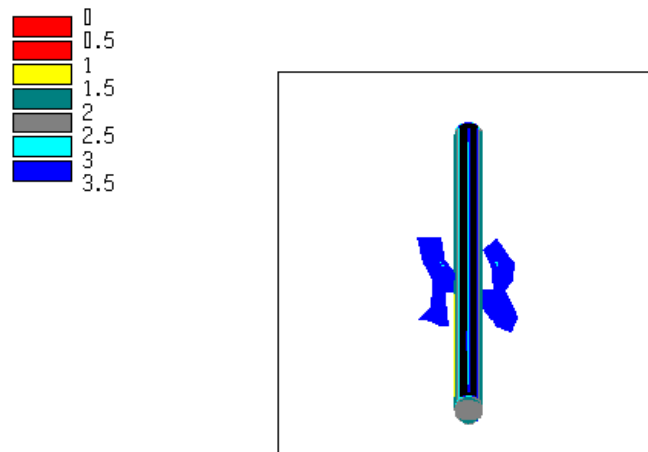


Figura B.84. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.8 Trecho 9

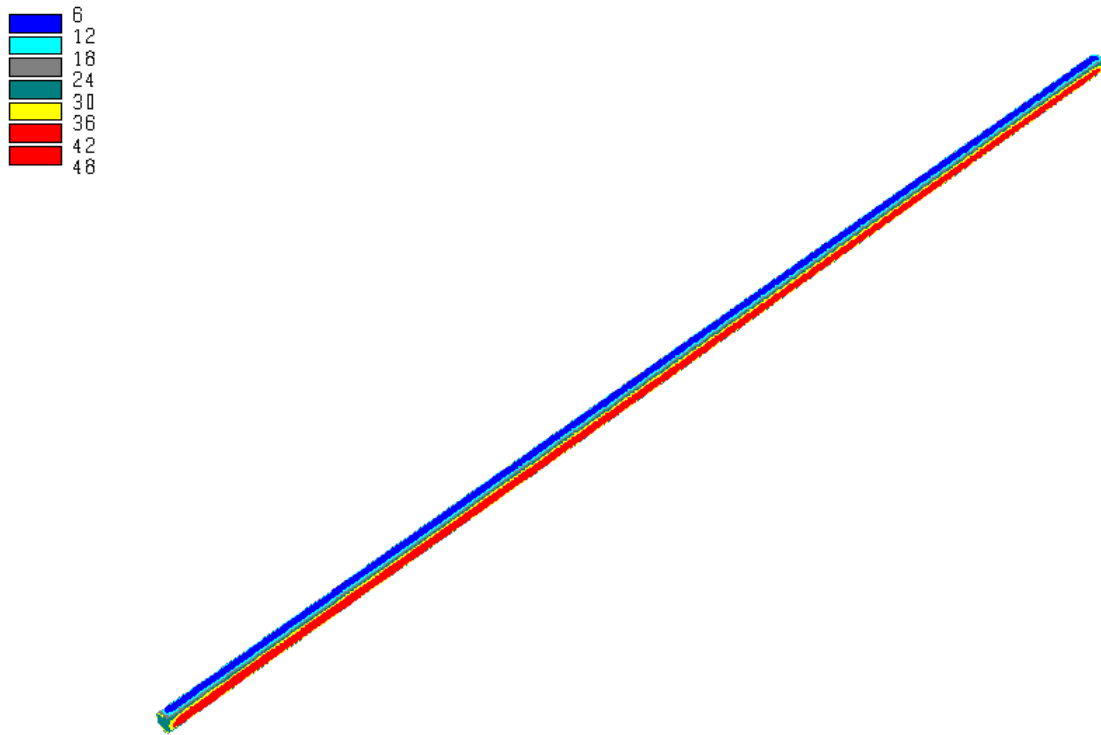


Figura B.85. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

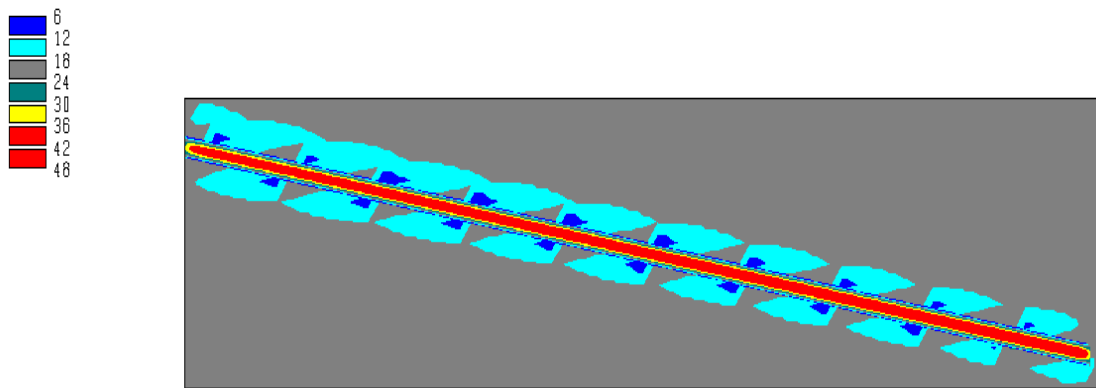


Figura B.86. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

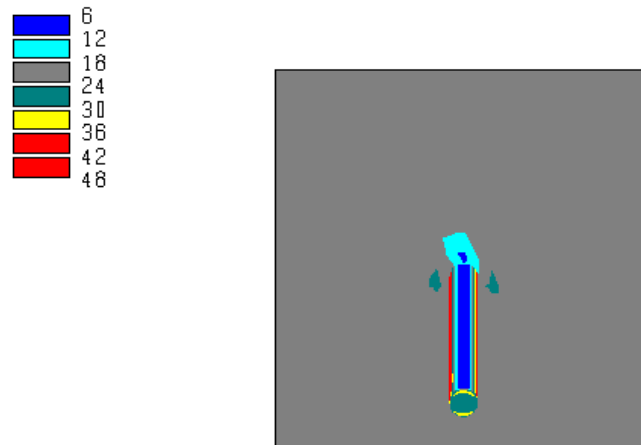


Figura B.87. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

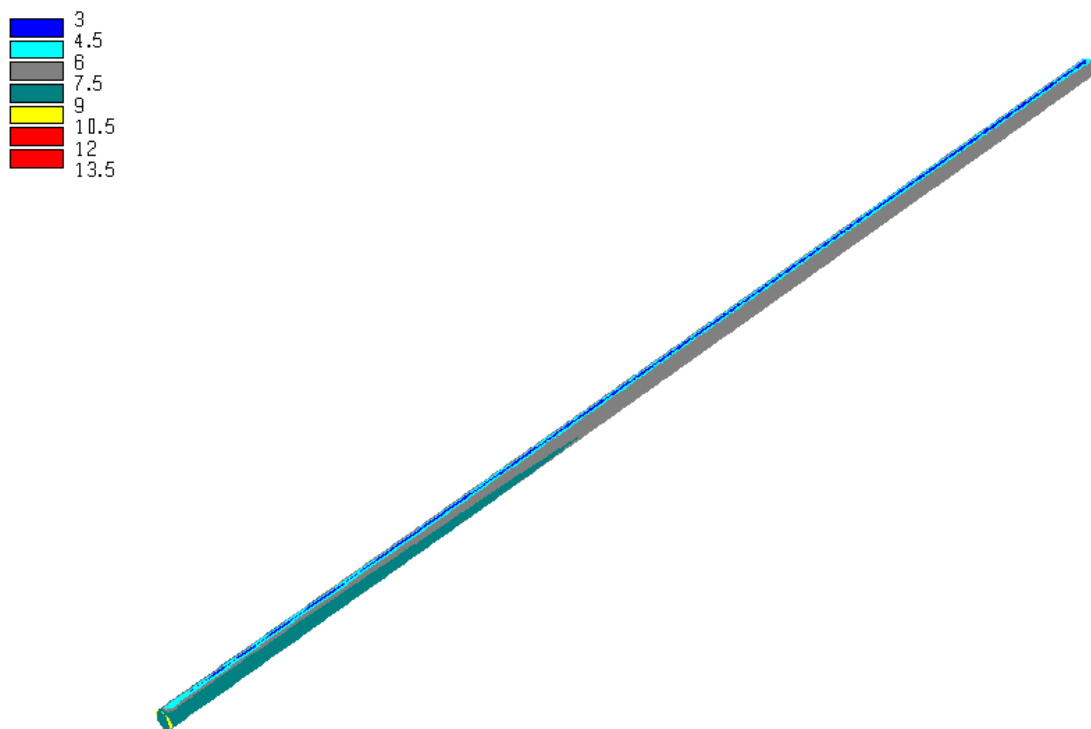


Figura B.88. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

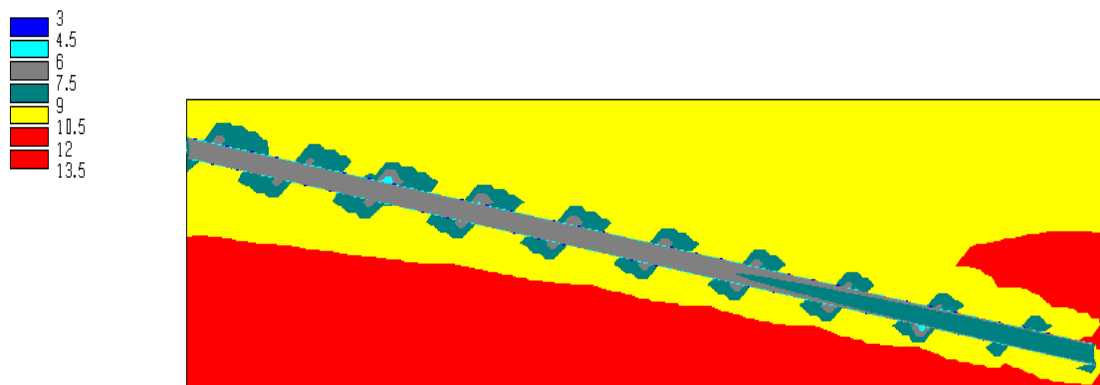


Figura B.89. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

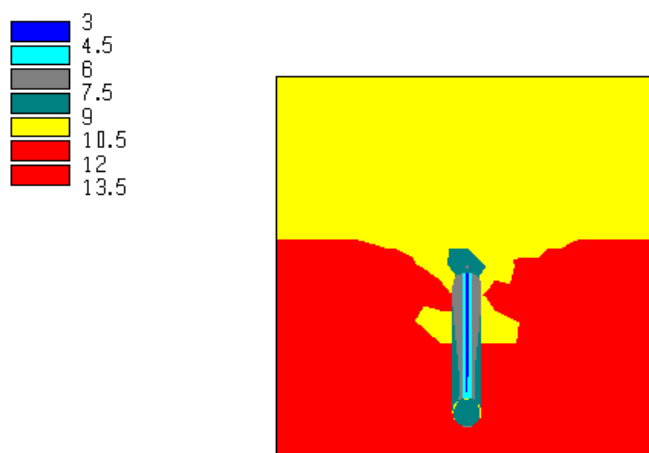


Figura B.90. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

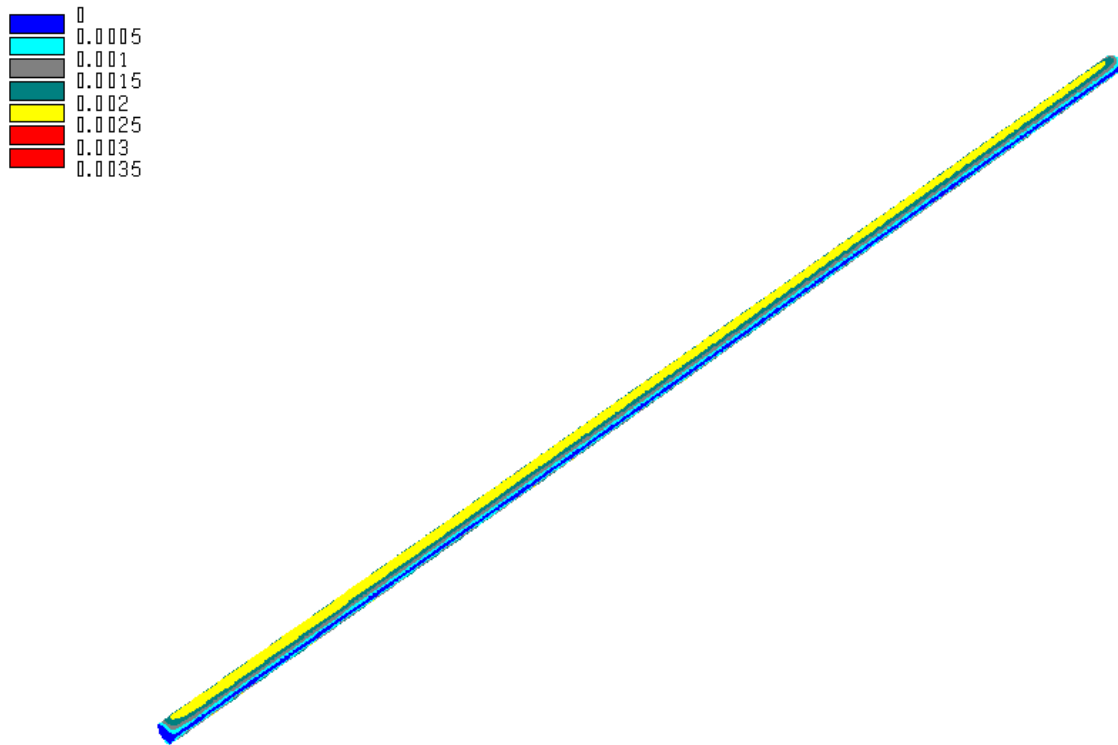


Figura B.91. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

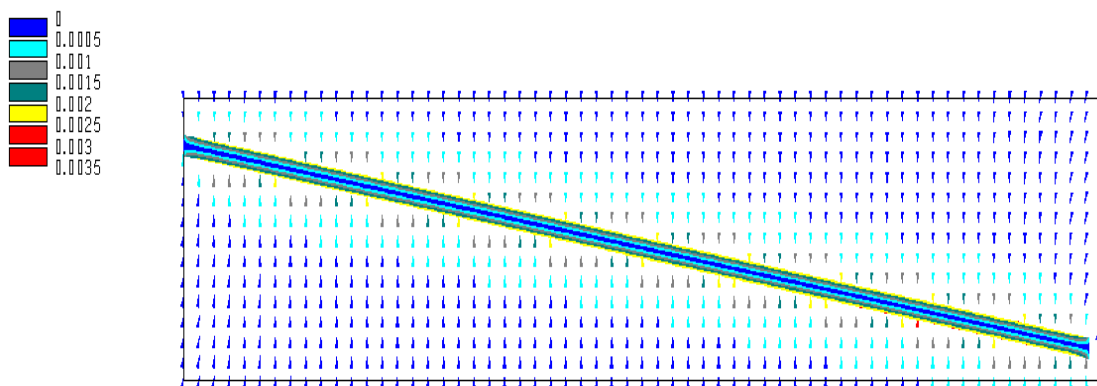


Figura B.92. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

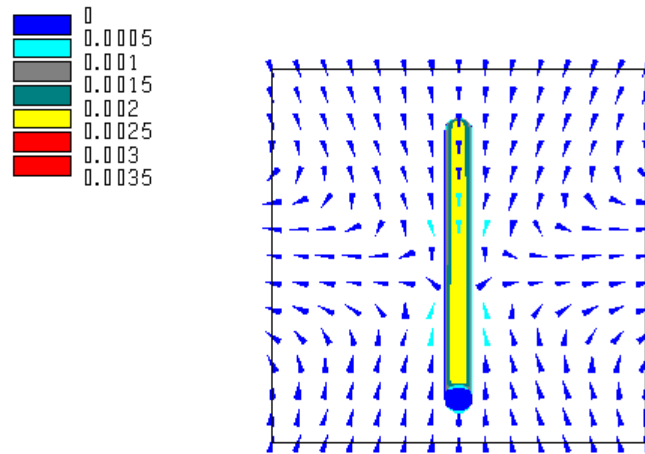


Figura B.93. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

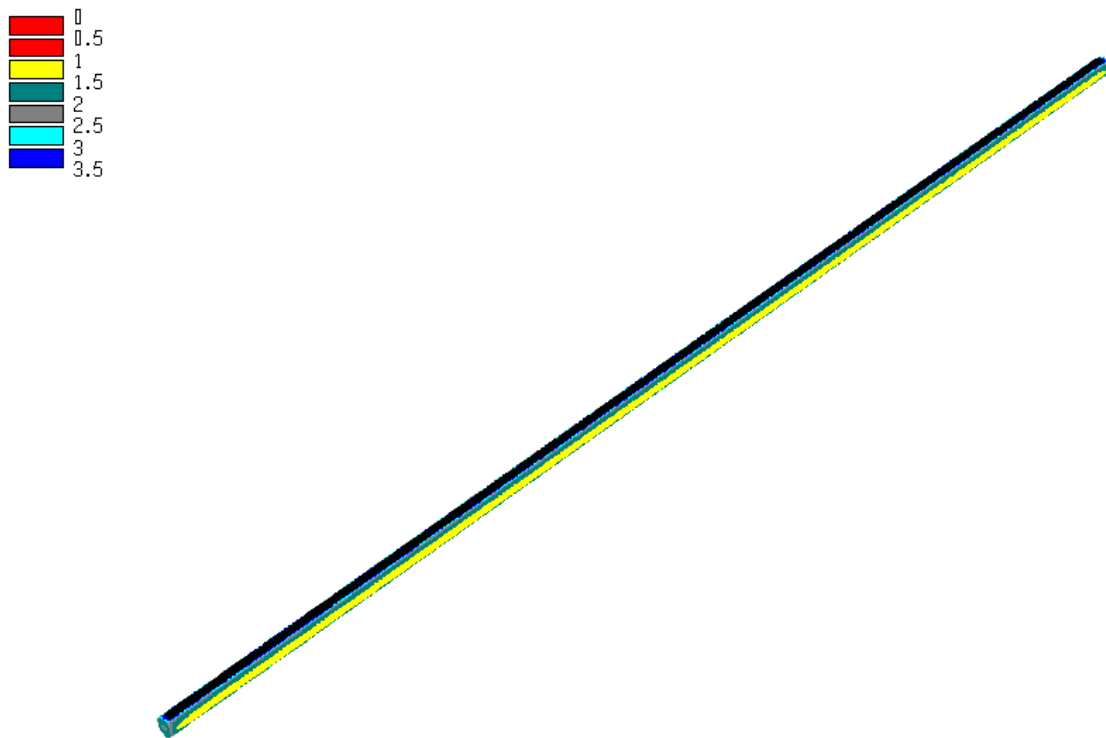


Figura B.94. Fator de segurança nas paredes do túnel.

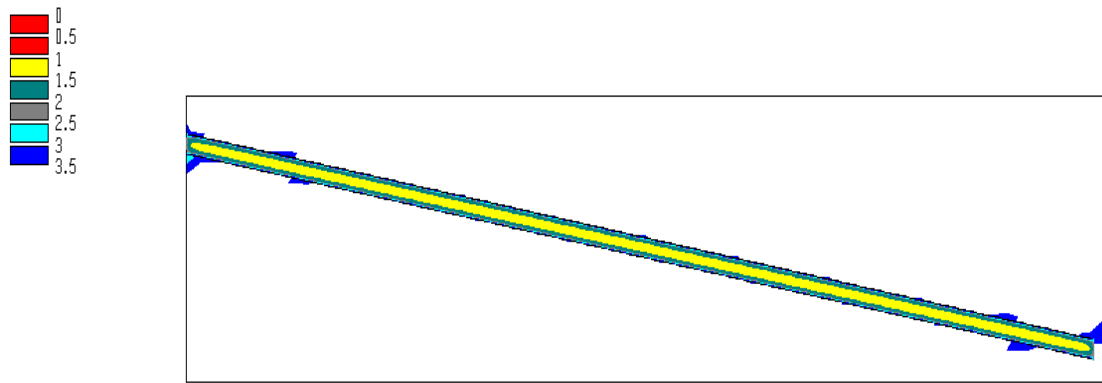


Figura B.95. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

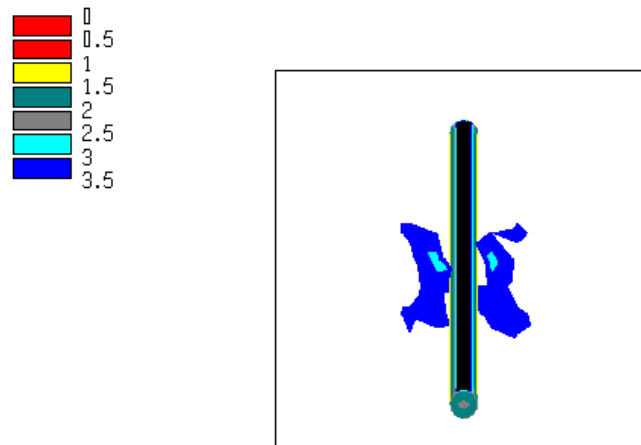


Figura B.96. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

B.9 Trecho 10

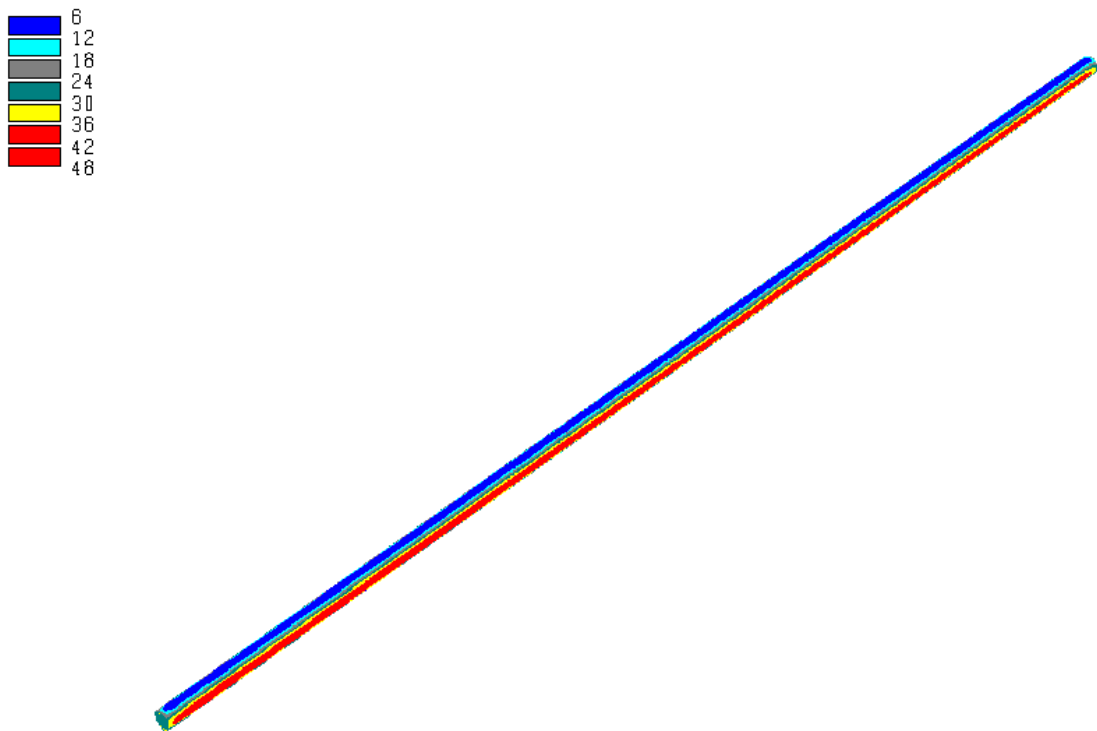


Figura B.97. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

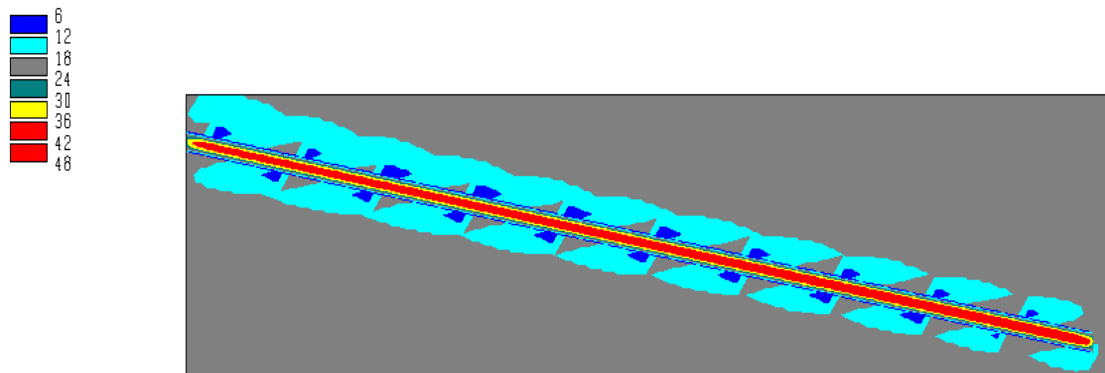


Figura B.98. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

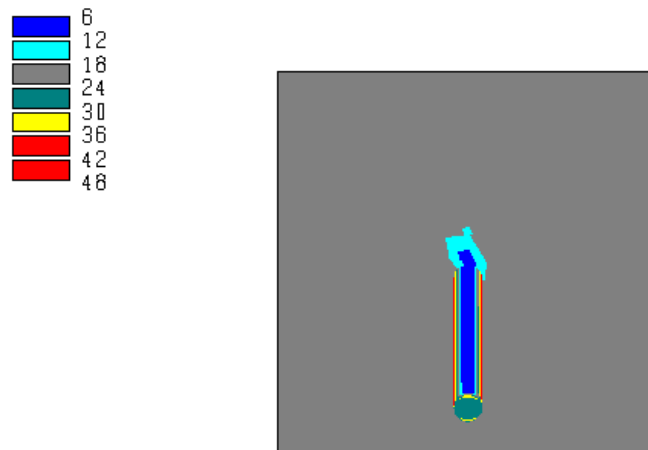


Figura B.99. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

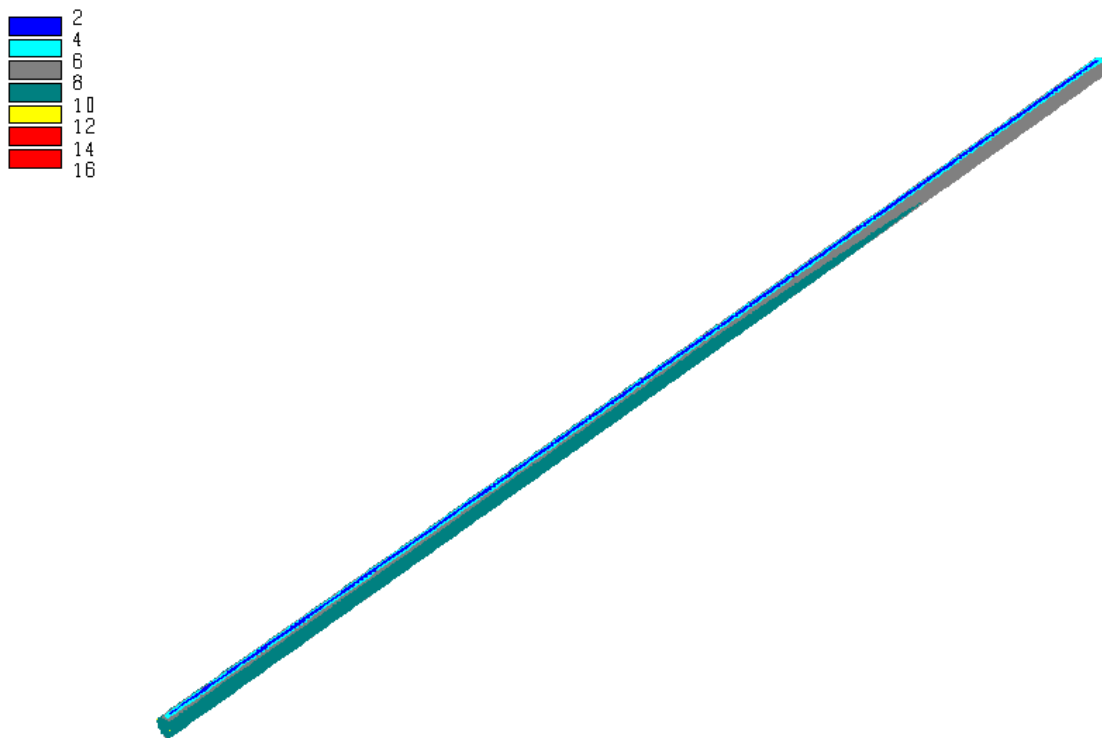


Figura B.100. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

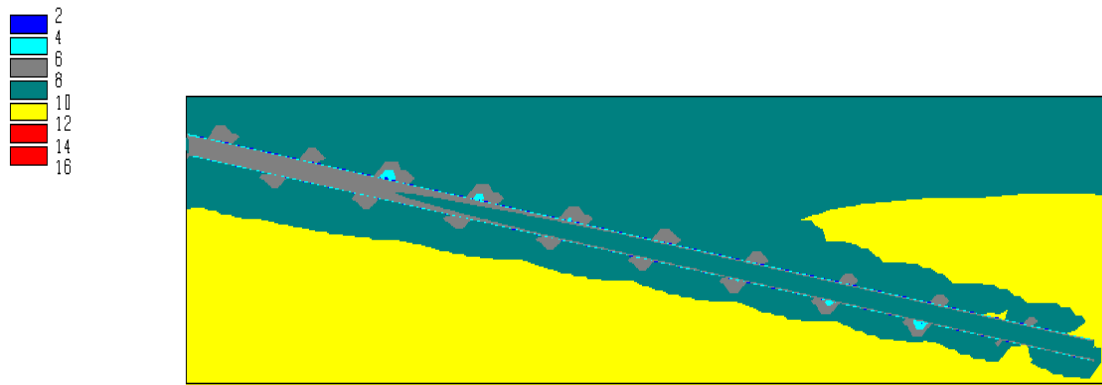


Figura B.101. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

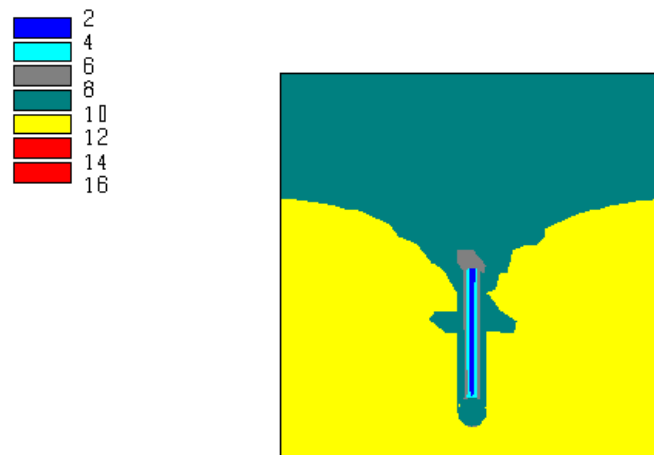


Figura B.102. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

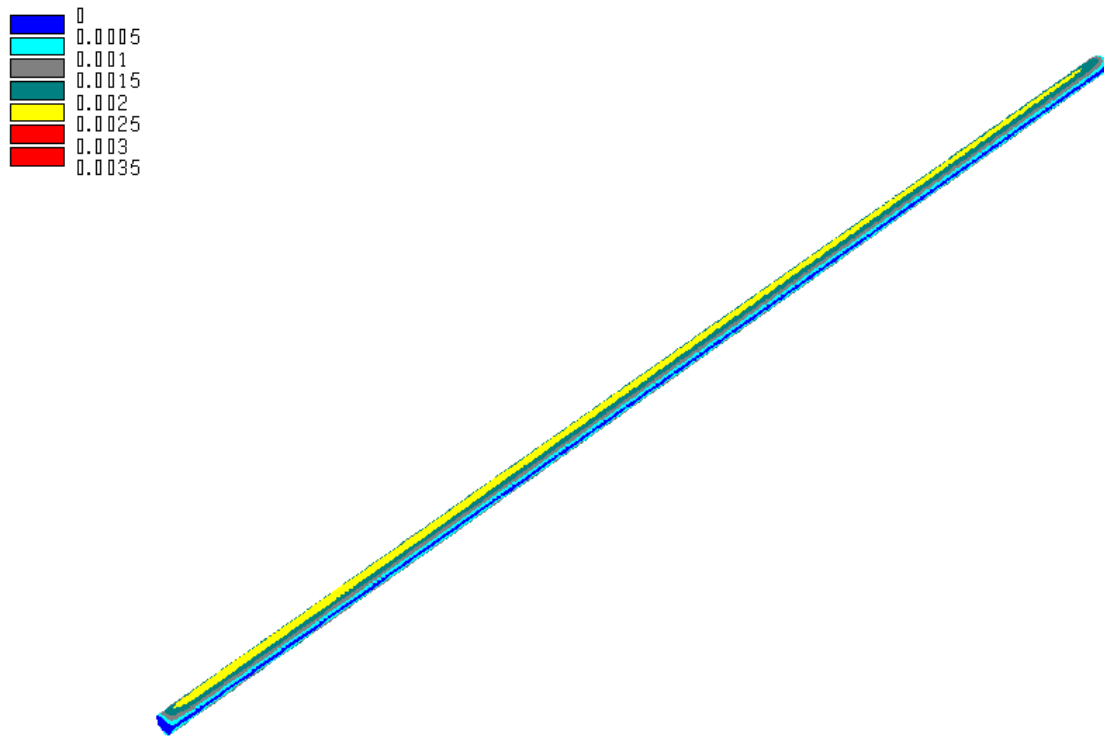


Figura B.103. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

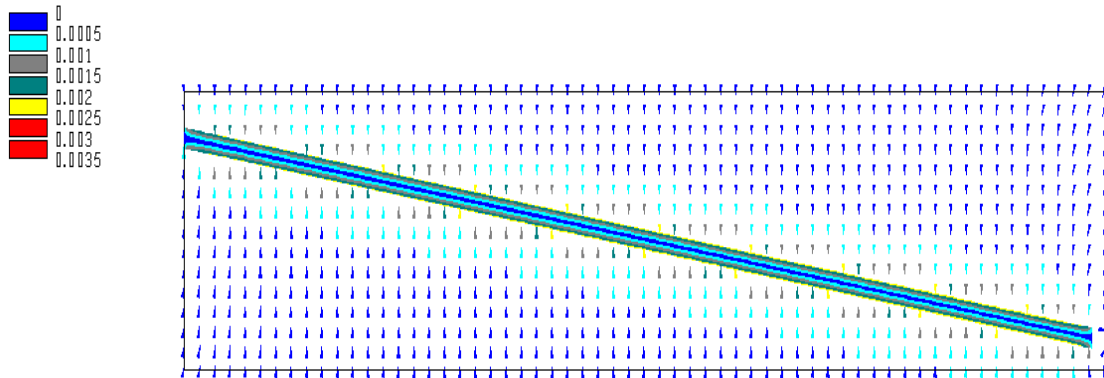


Figura B.104. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

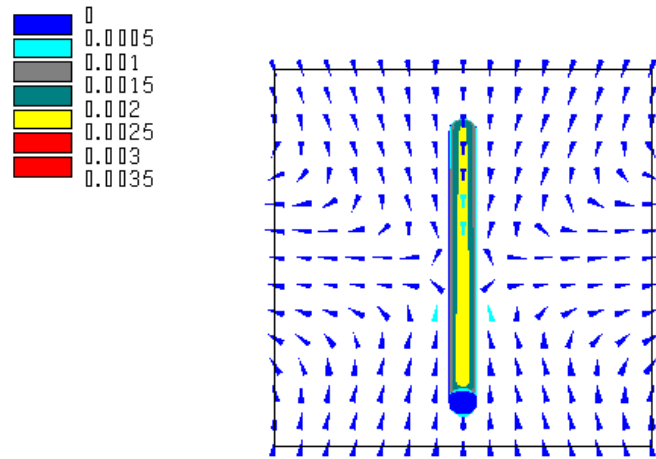


Figura B.105. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

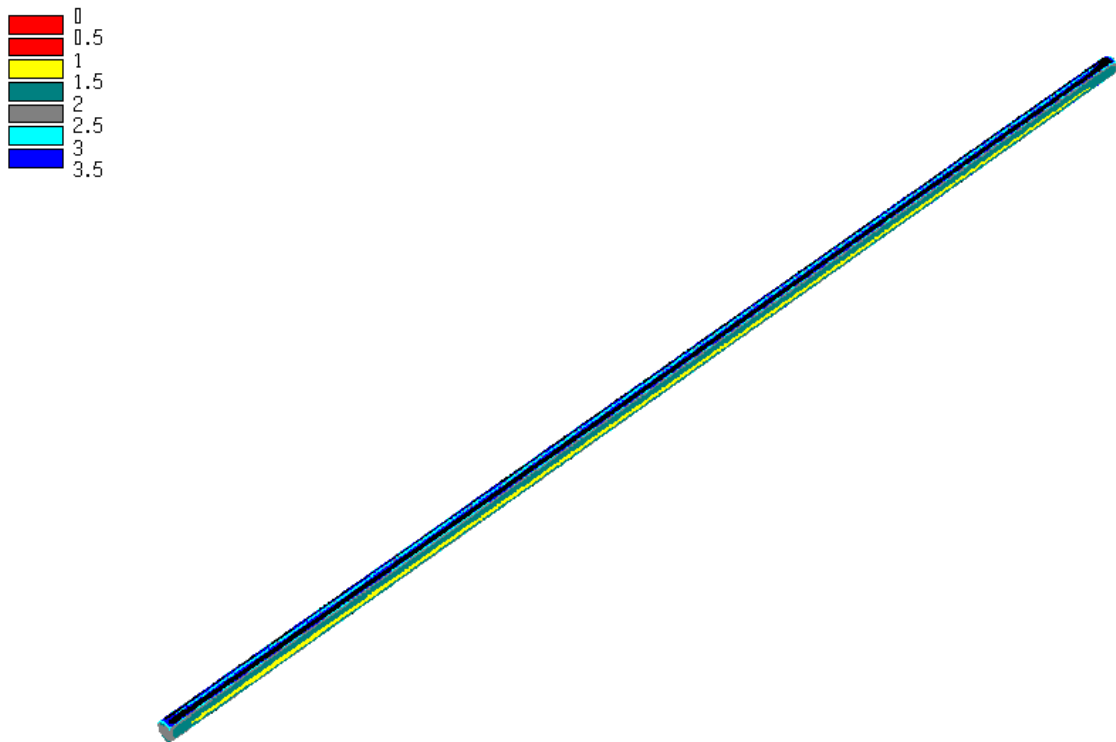


Figura B.106. Fator de segurança nas paredes do túnel.

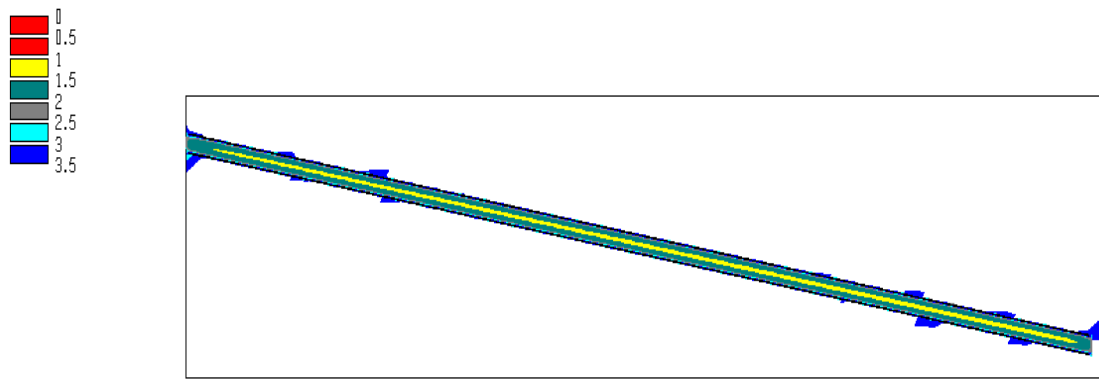


Figura B.107. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

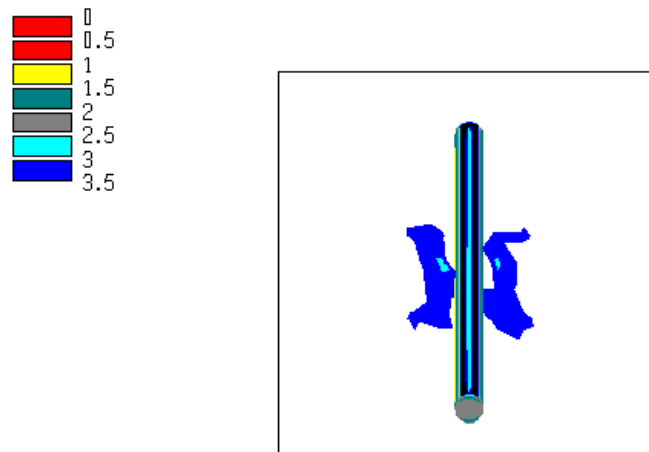


Figura B.108. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL MESCLADO PÓS-CONSTRUÇÃO

C.1 Trecho 1 (túnel sob baixa pressão)

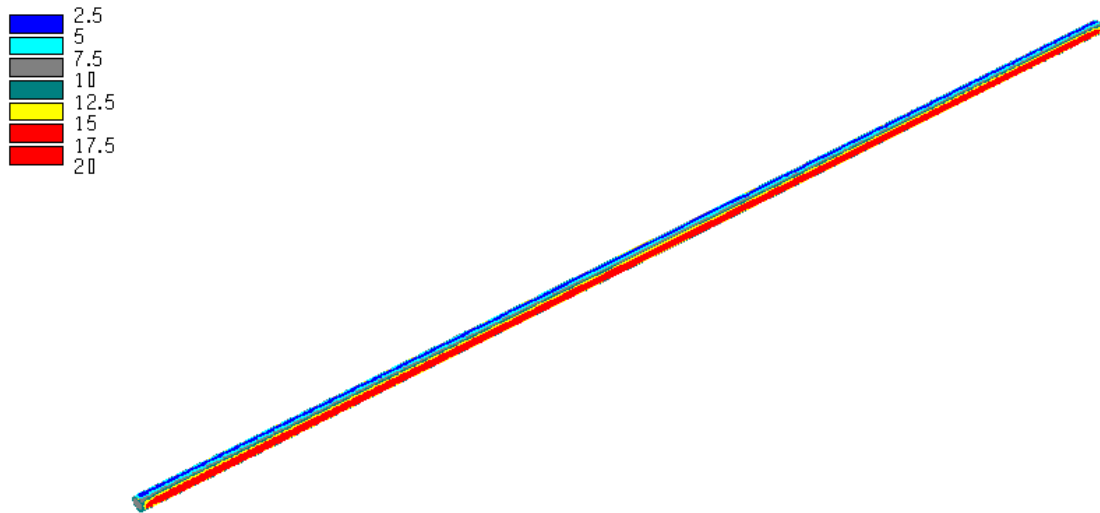


Figura C.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

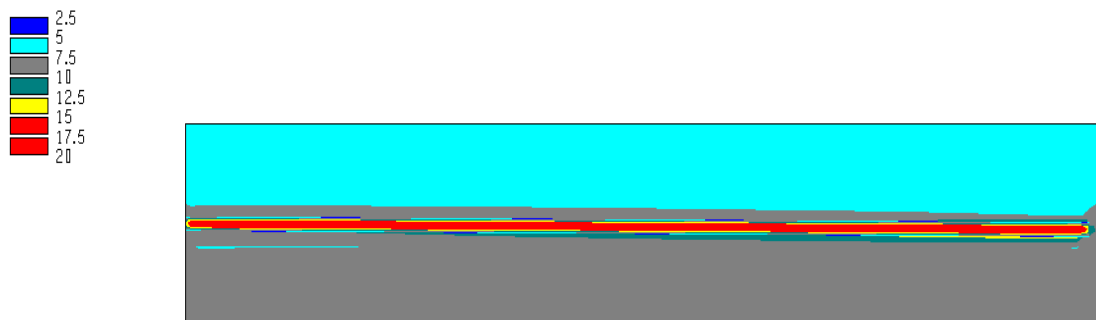


Figura C.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

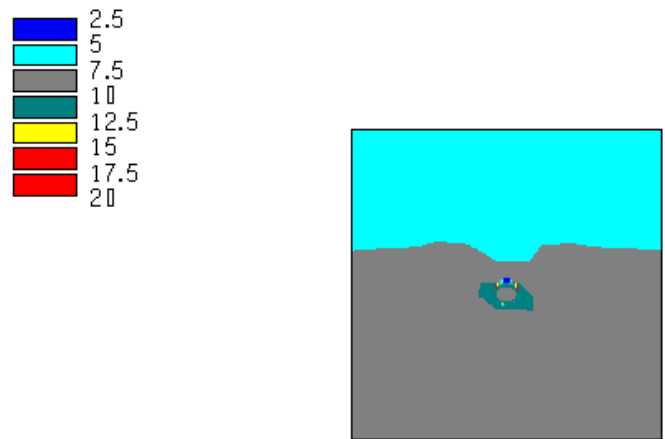


Figura C.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

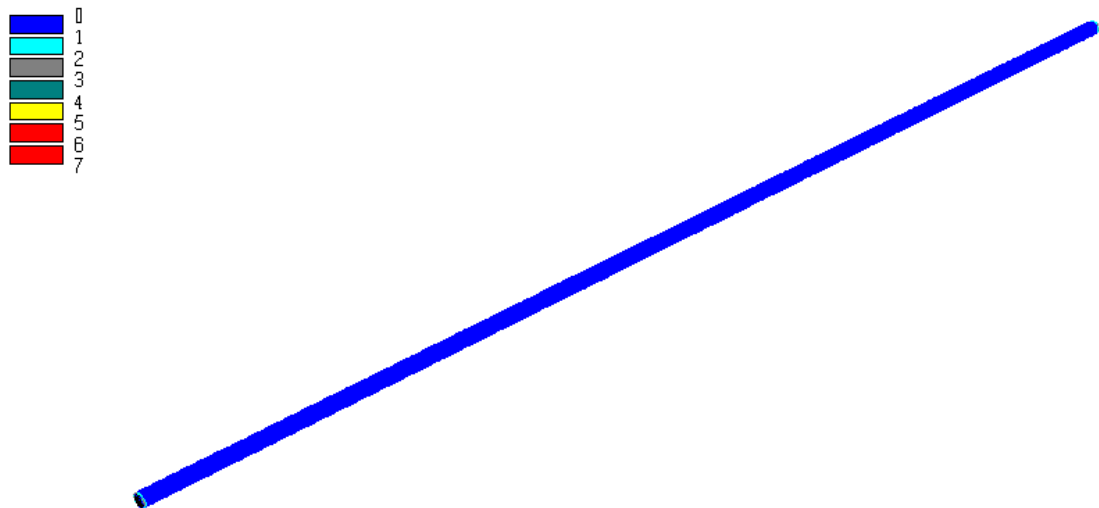


Figura C.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).



Figura C.5. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

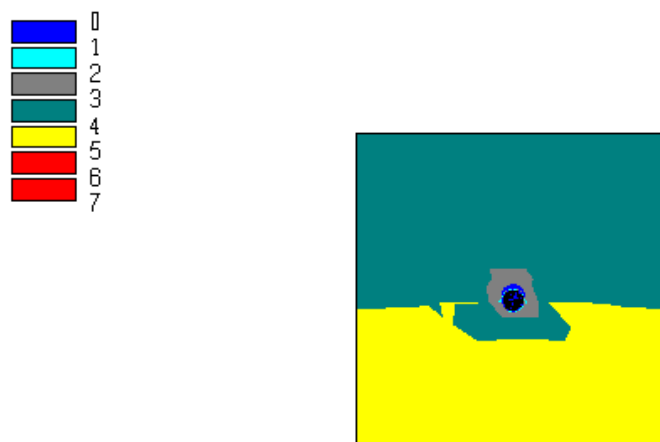


Figura C.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

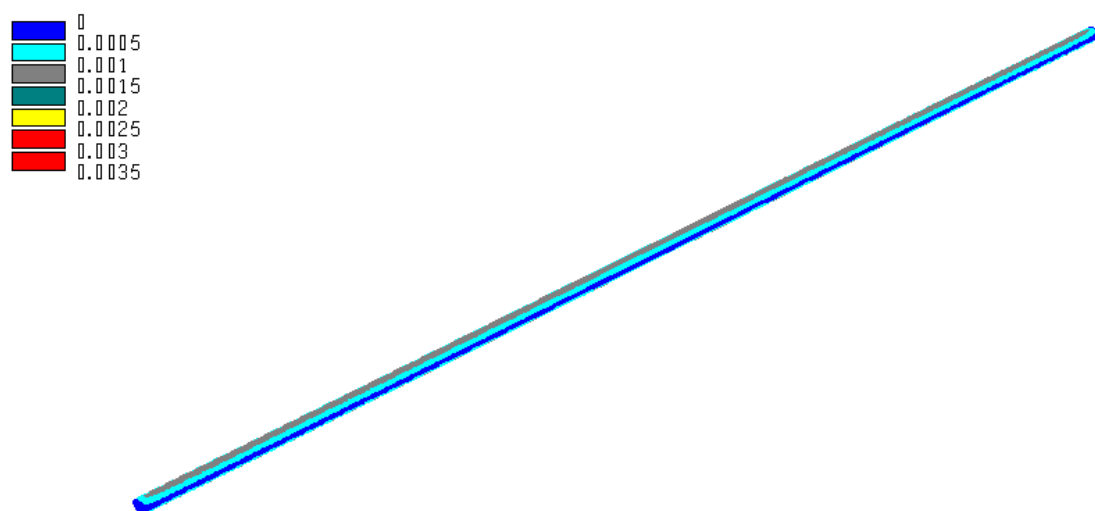


Figura C.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

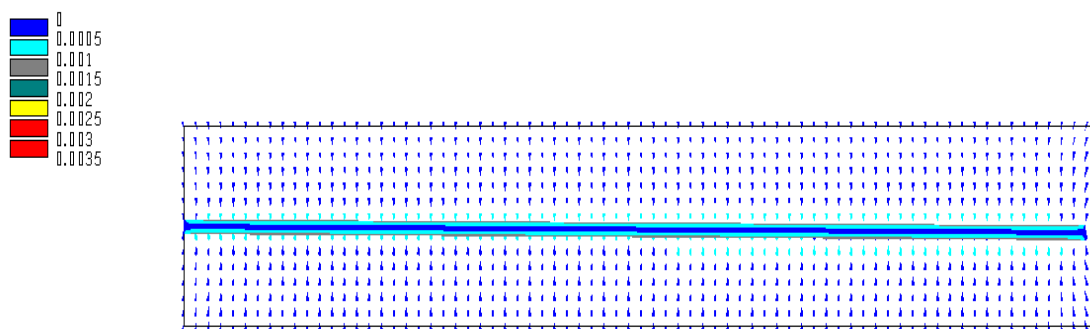


Figura C.8. Deslocamento em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

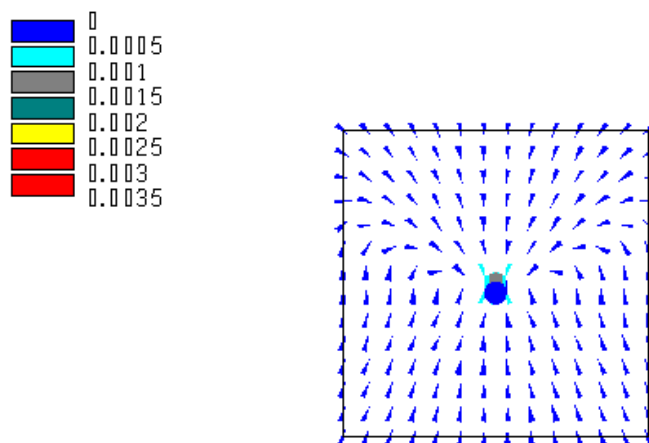


Figura C.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

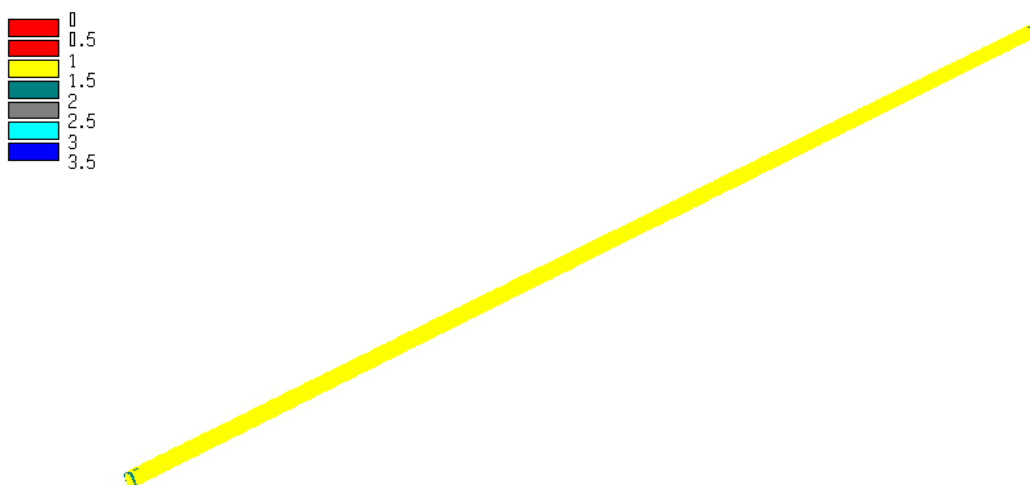


Figura C.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.

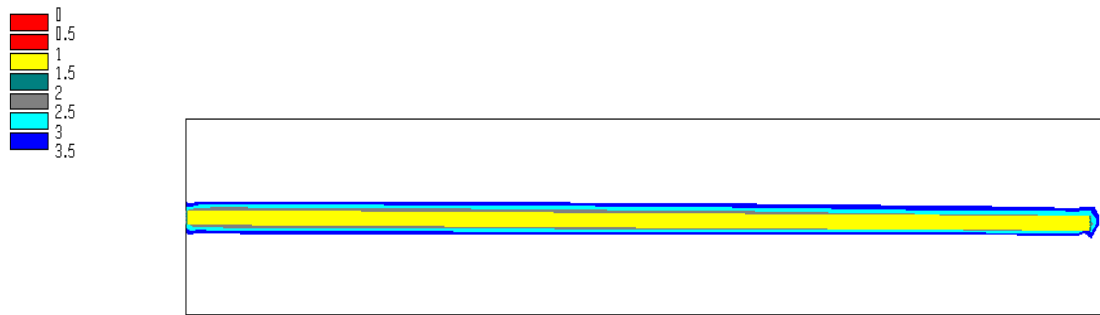


Figura C.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

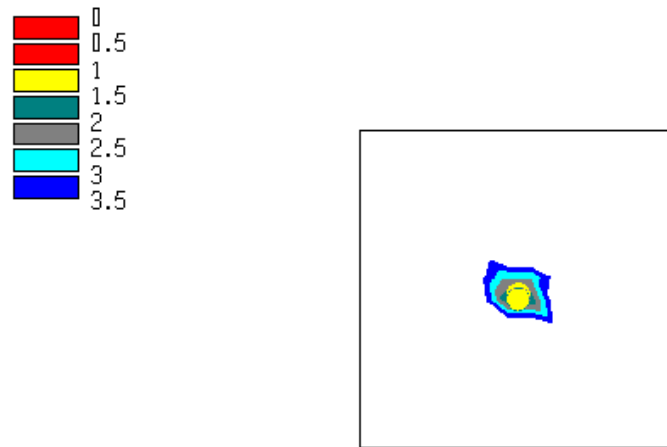


Figura C.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C.2 Trecho 2 (túnel sob baixa pressão)

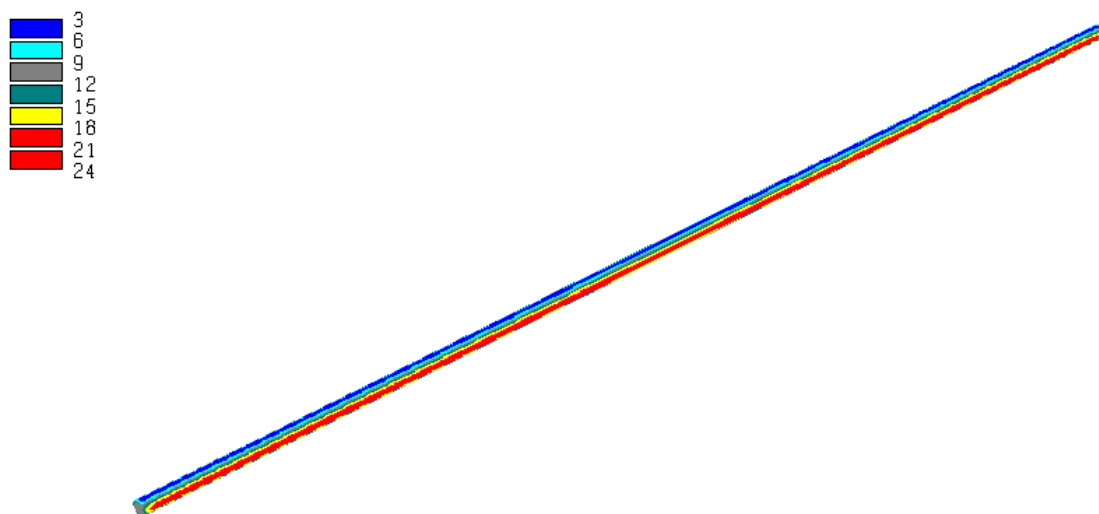


Figura C.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

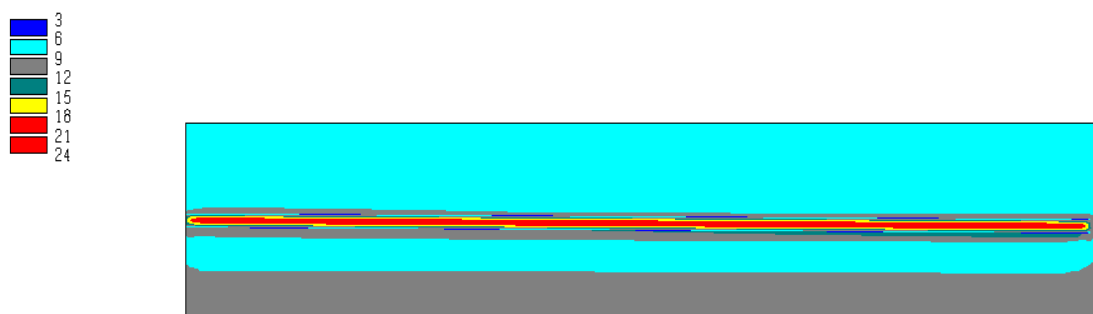


Figura C.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

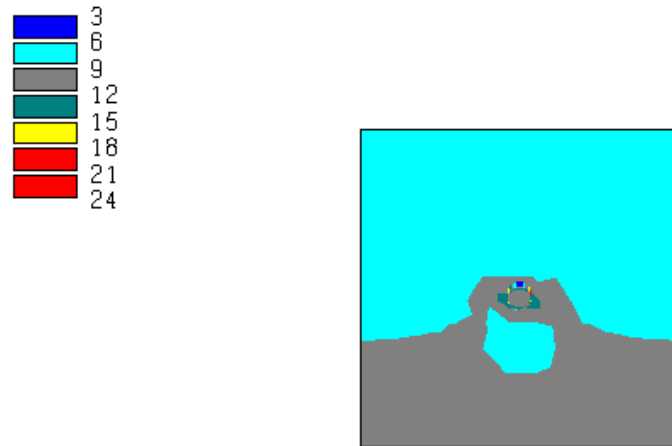


Figura C.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

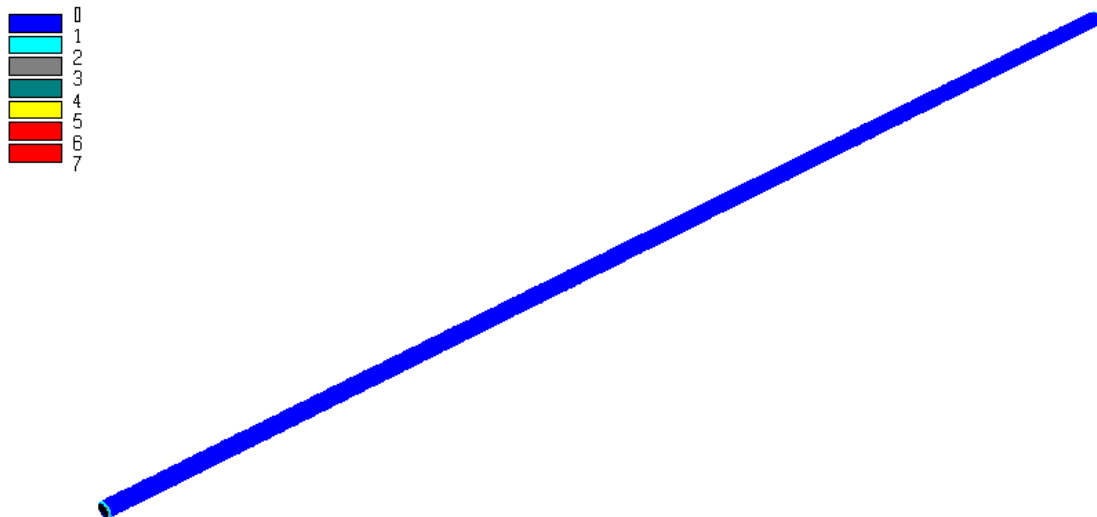


Figura C.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).



Figura C.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

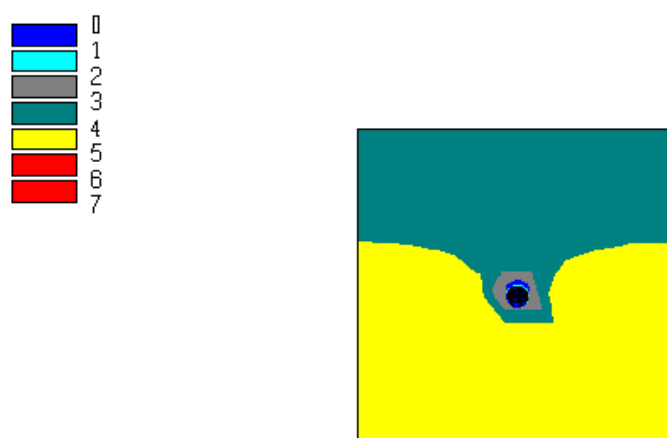


Figura C.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

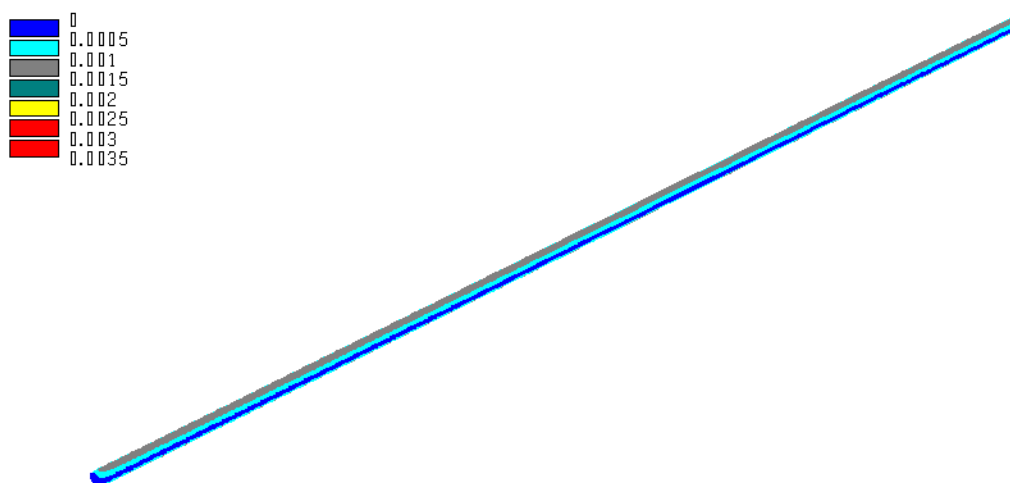


Figura C.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

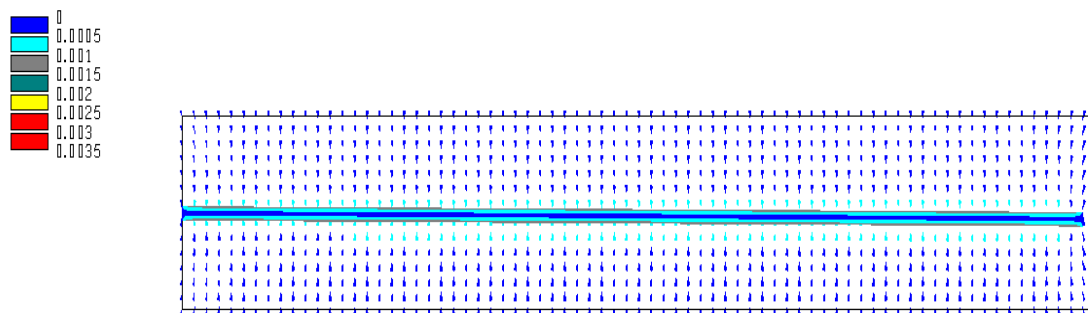


Figura C.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

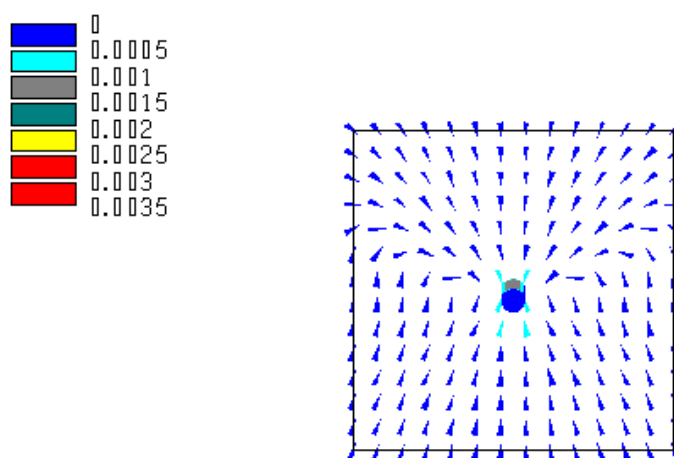


Figura C.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

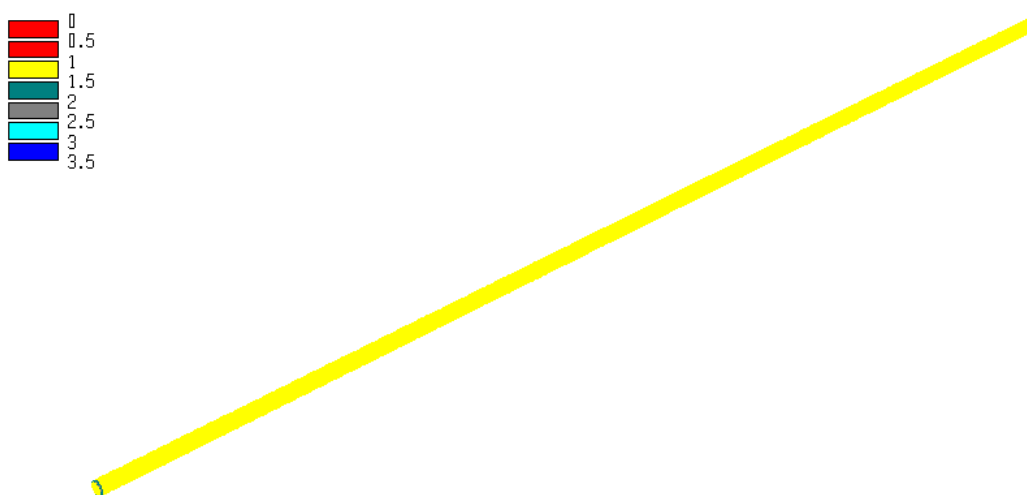


Figura C.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.

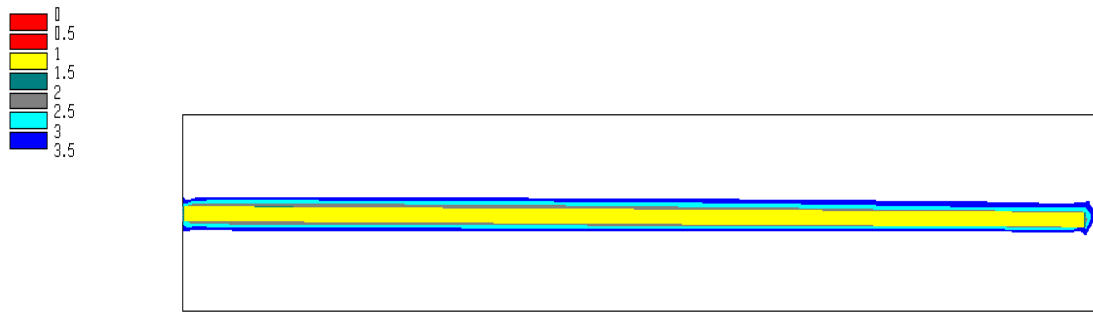


Figura C.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

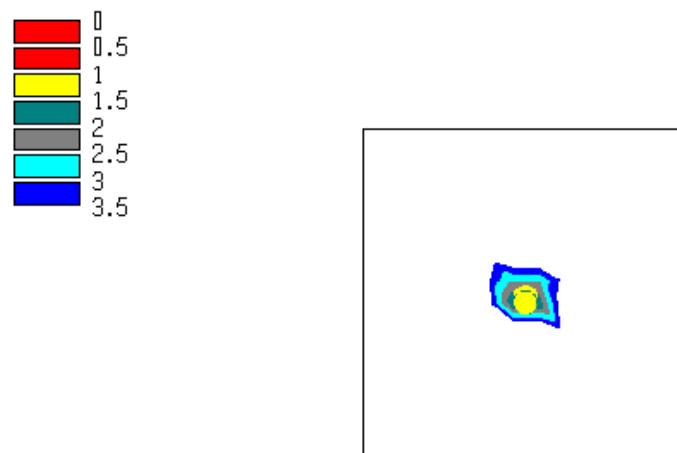


Figura C.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C.3 Trecho 4 (túnel sob baixa pressão)

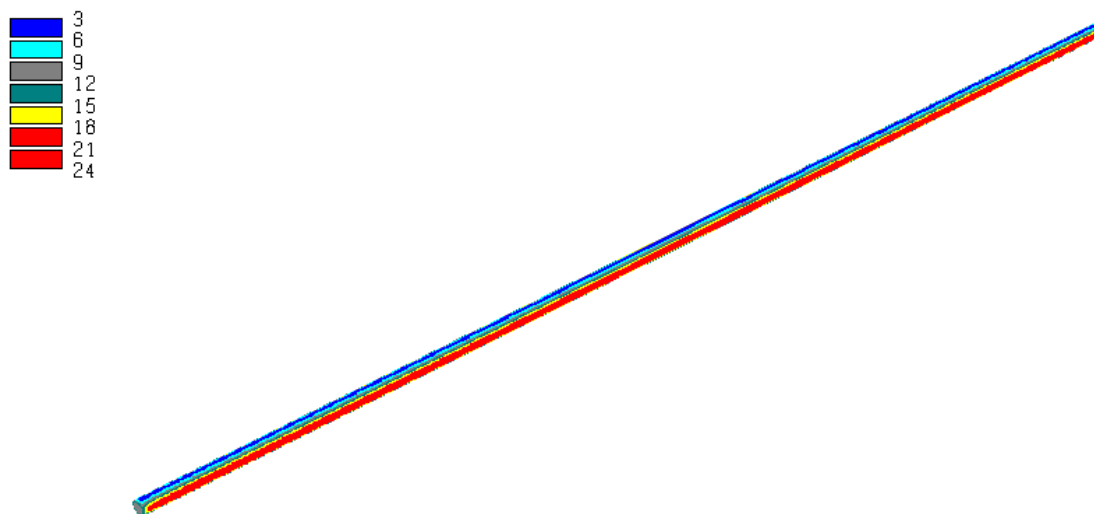


Figura C.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

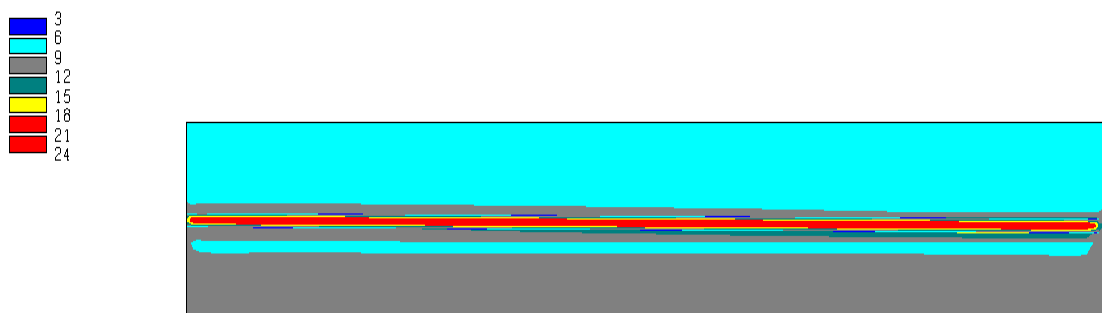


Figura C.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

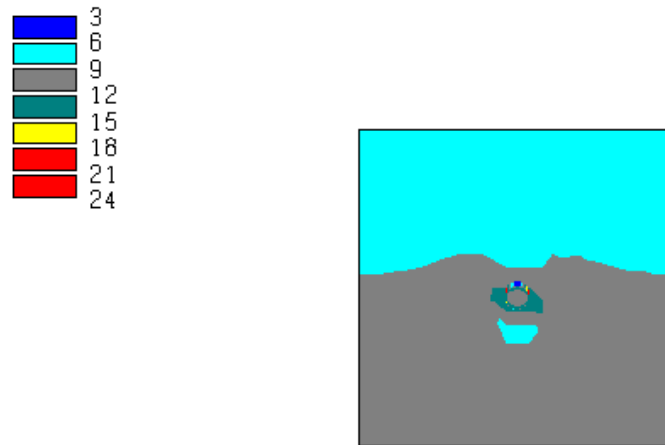


Figura C.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

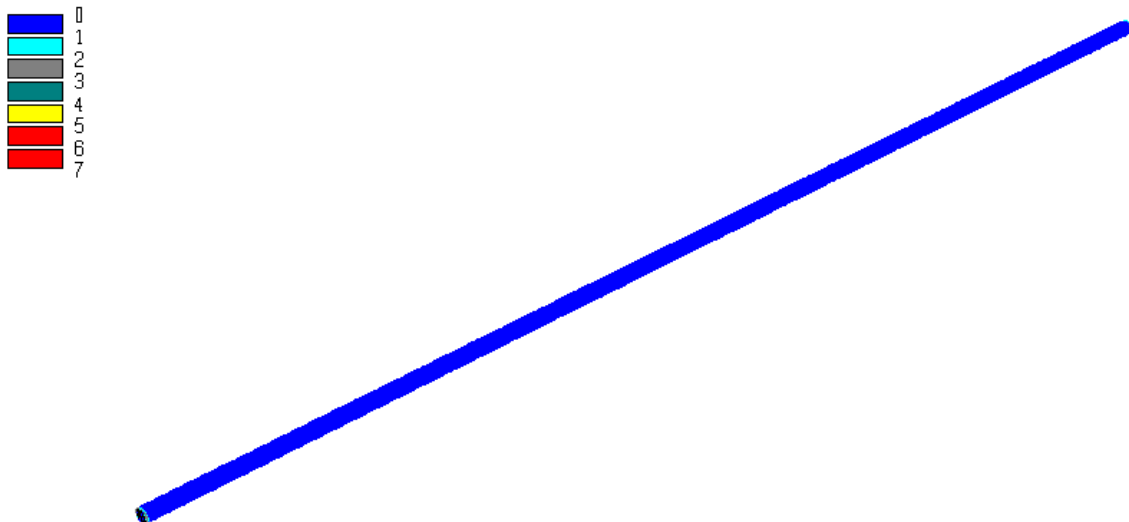


Figura C.28. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).



Figura C.29. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

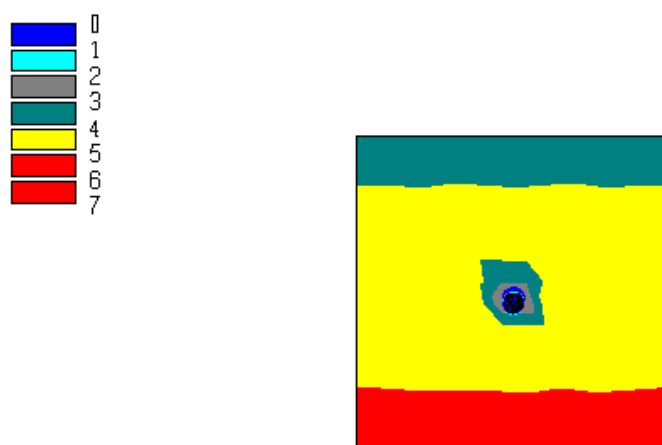


Figura C.30. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

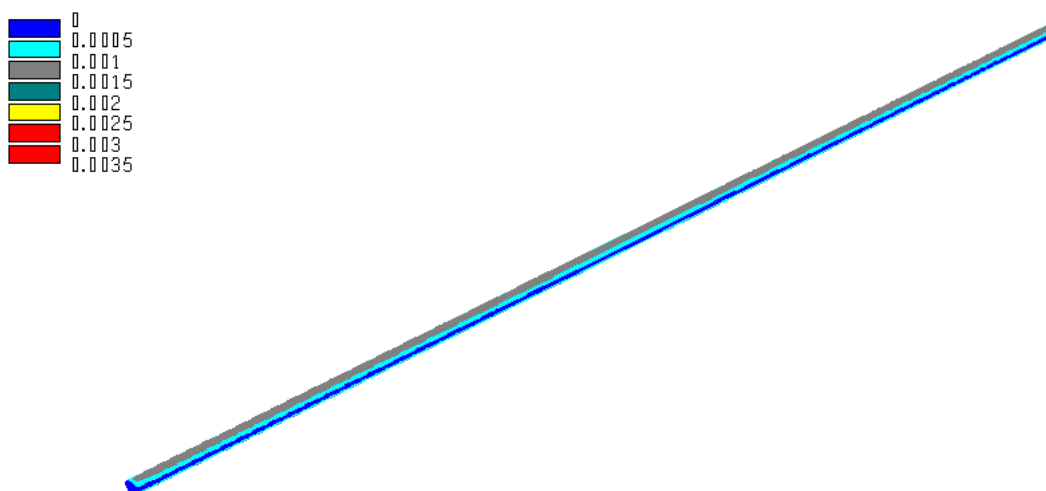


Figura C.31. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

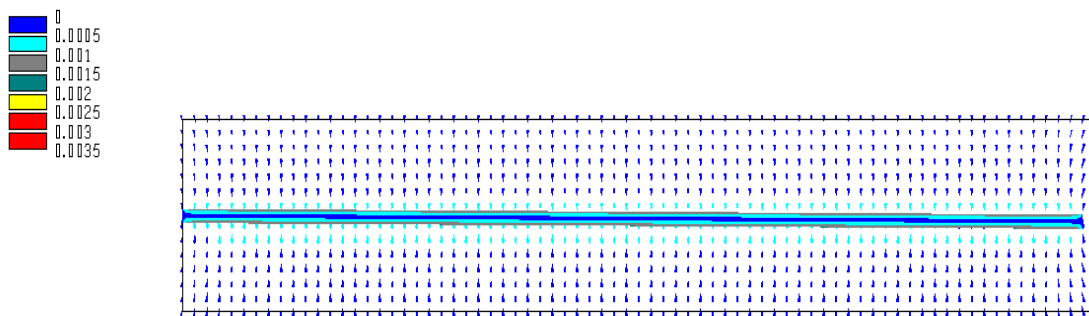


Figura C.32. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

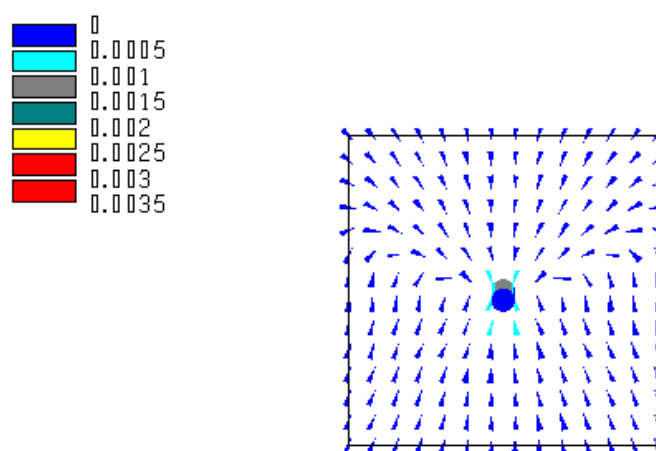


Figura C.33. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

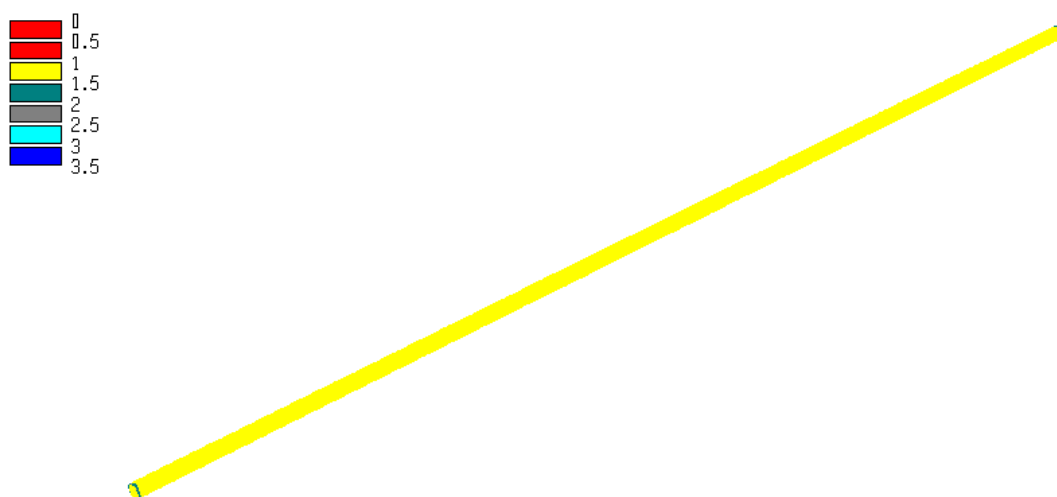


Figura C.34. Fator de segurança nas paredes do túnel.

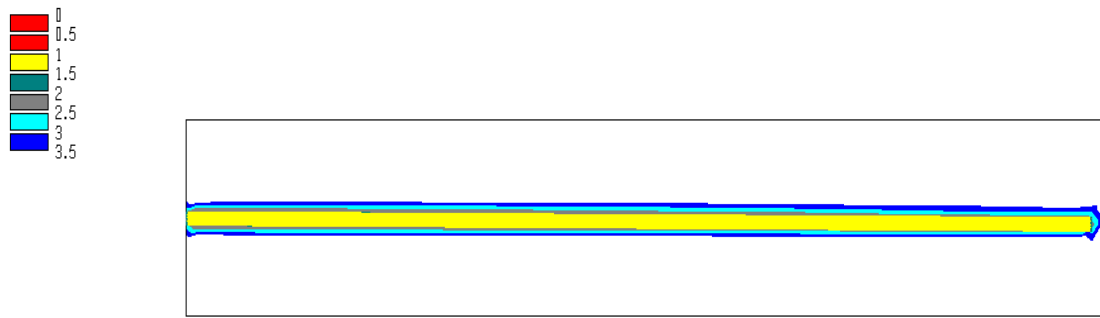


Figura C.35. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

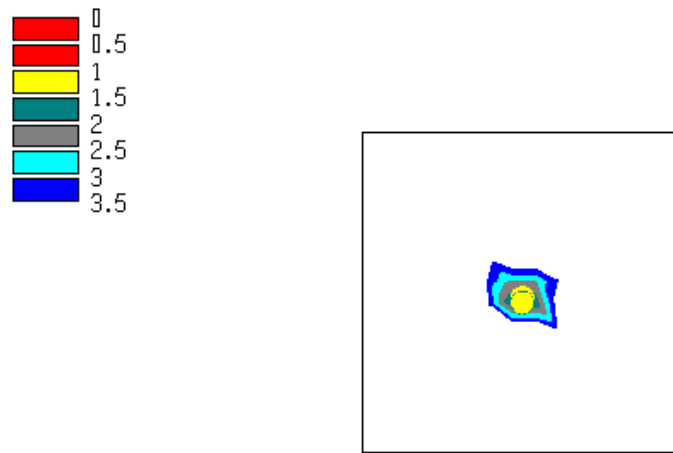


Figura C.36. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C.4 Trecho 5 (túnel sob baixa pressão)

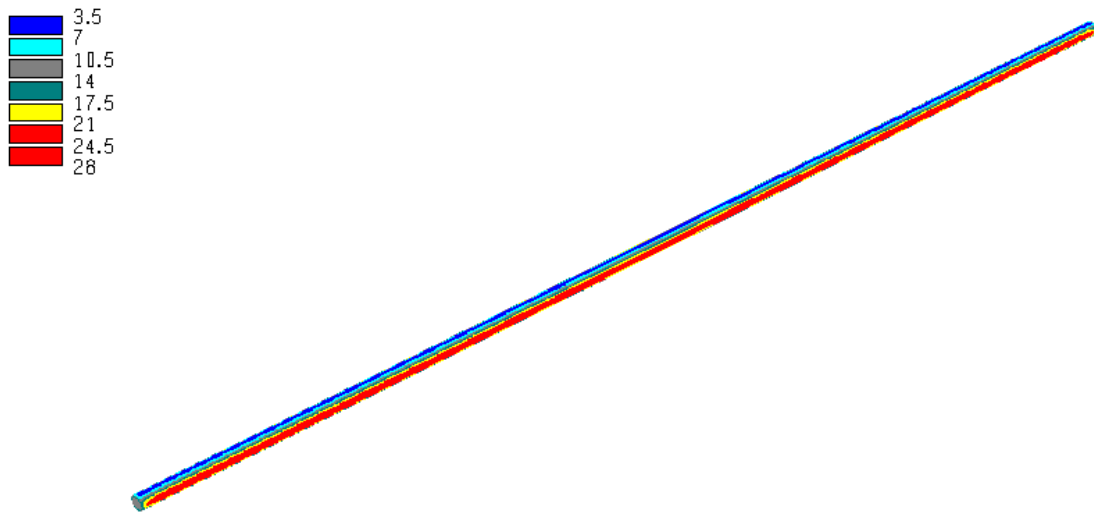


Figura C.37. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

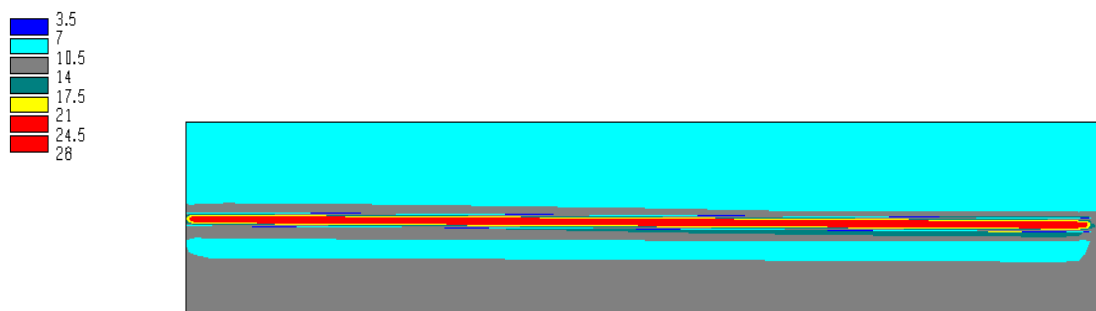


Figura C.38. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

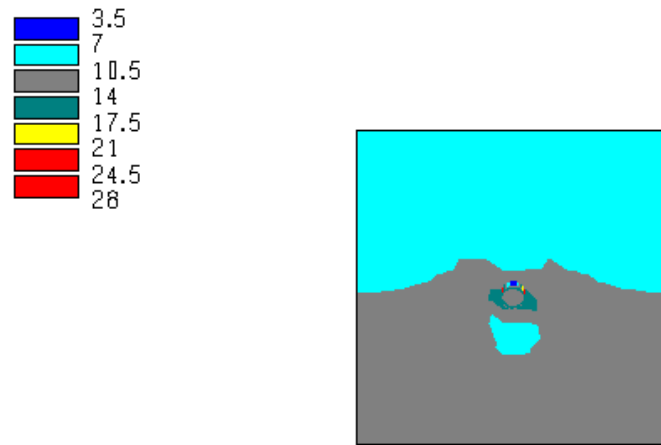


Figura C.39. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

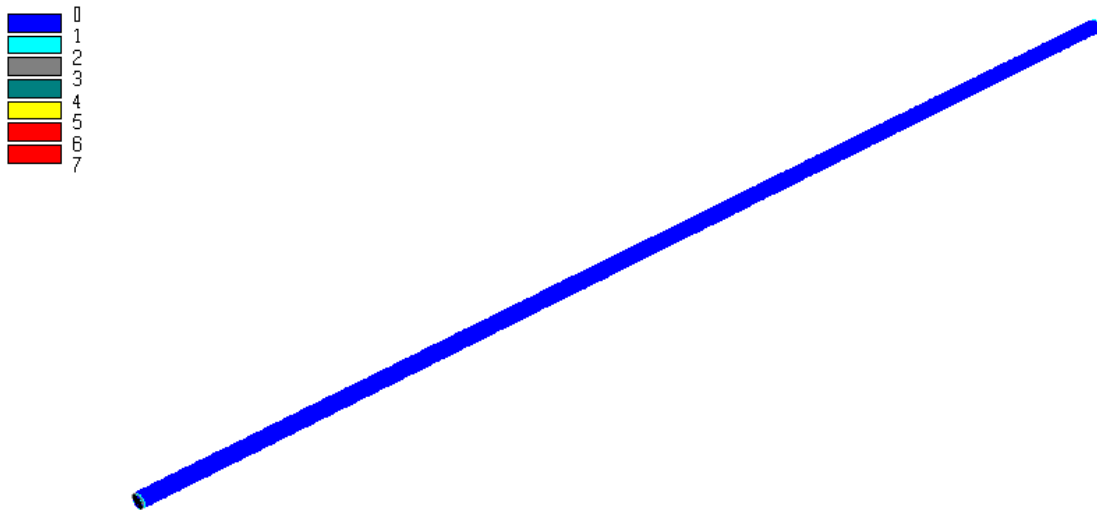


Figura C.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

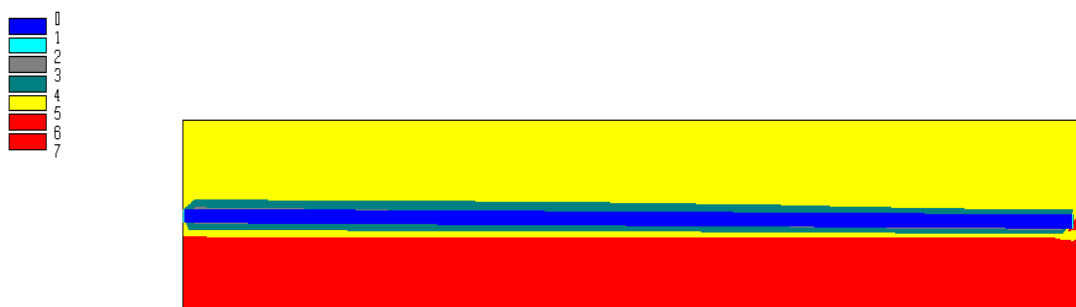


Figura C.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

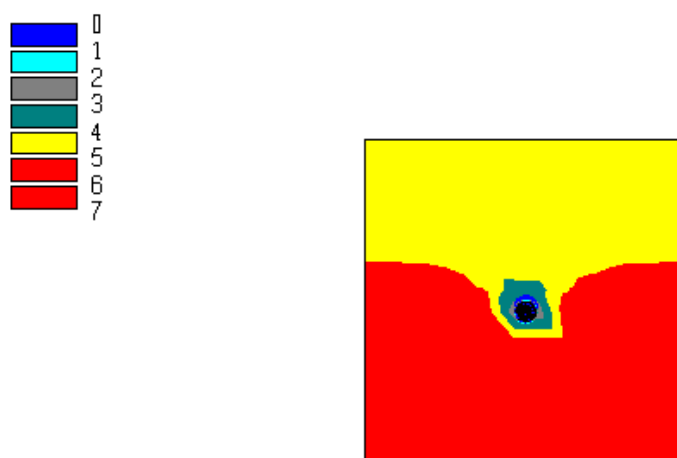


Figura C.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

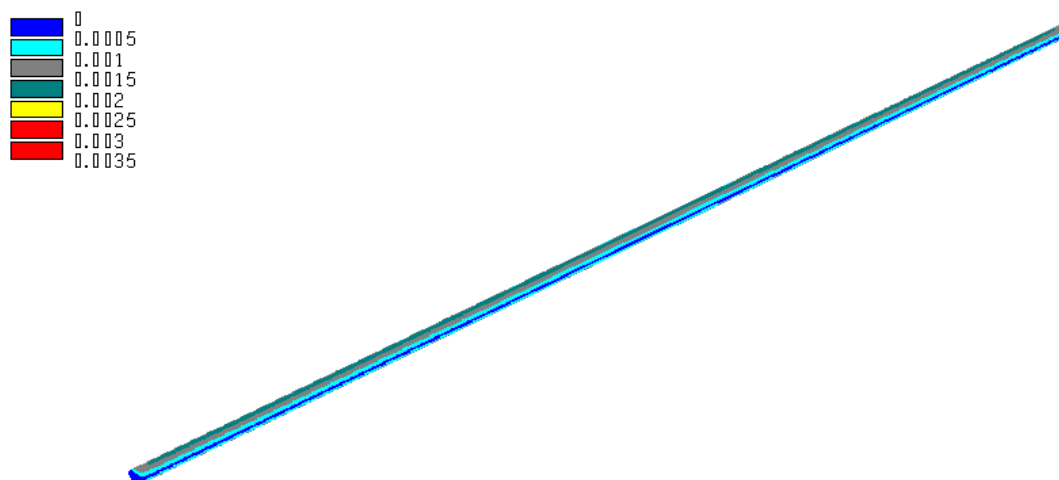


Figura C.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

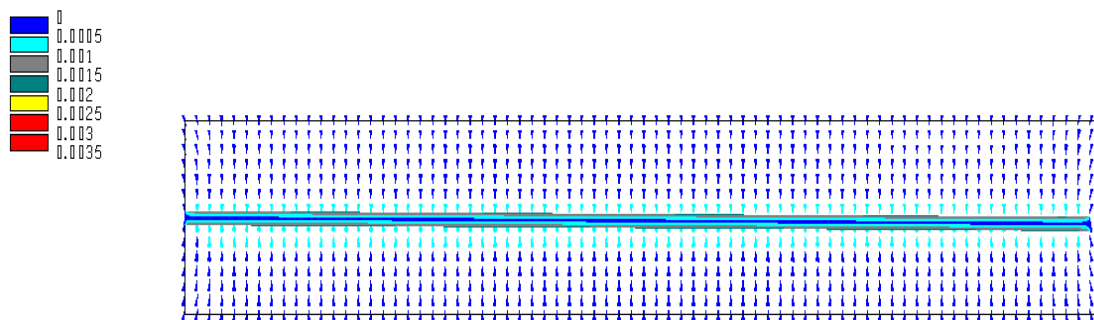


Figura C.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

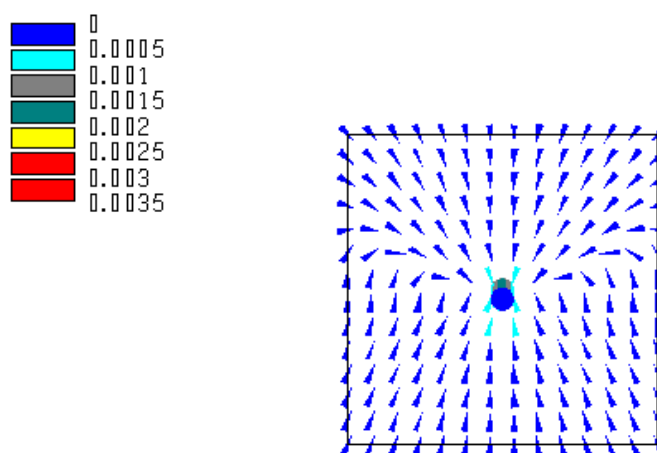


Figura C.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

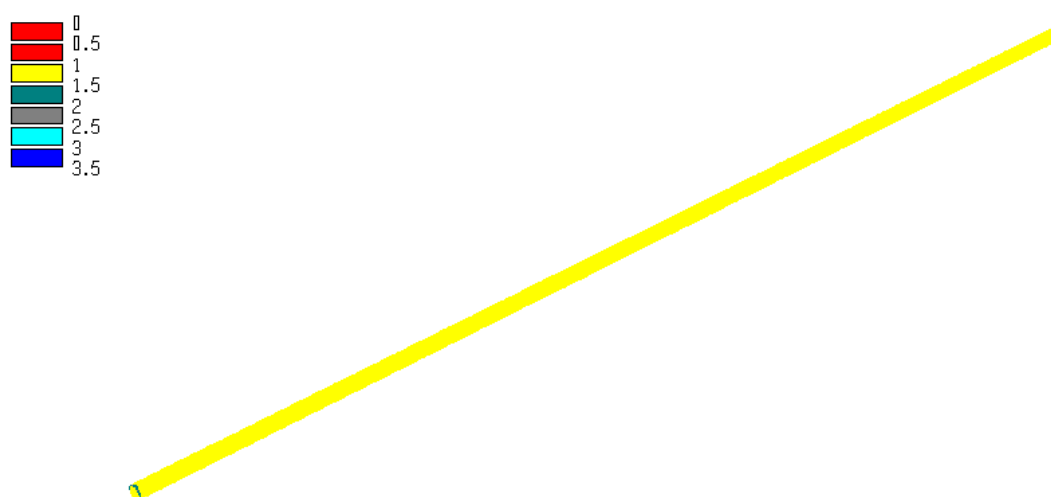


Figura C.46. Fator de segurança nas paredes do túnel.

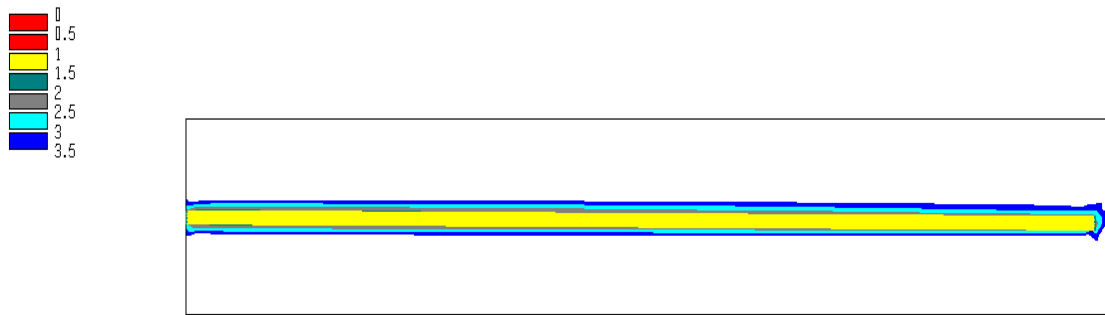


Figura C.47. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

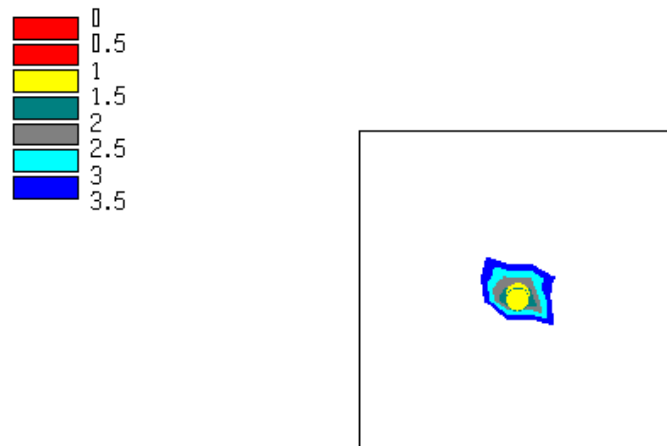


Figura C.48. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C.5 Trecho 1 (túnel sob alta pressão)

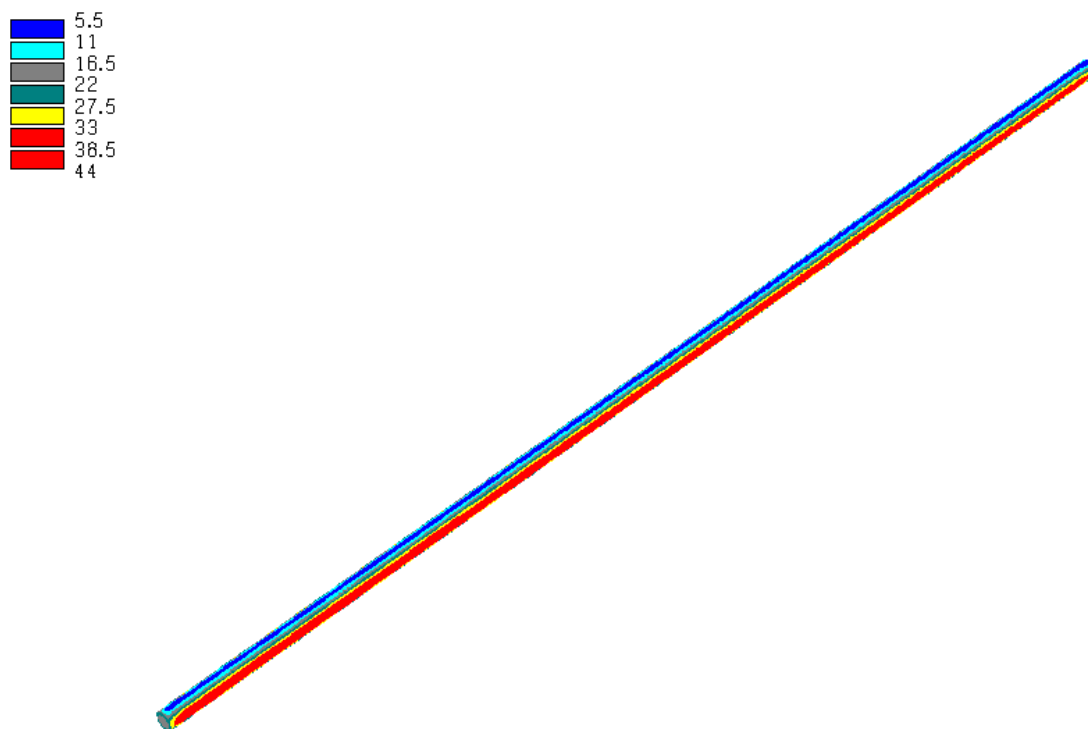


Figura C.49. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

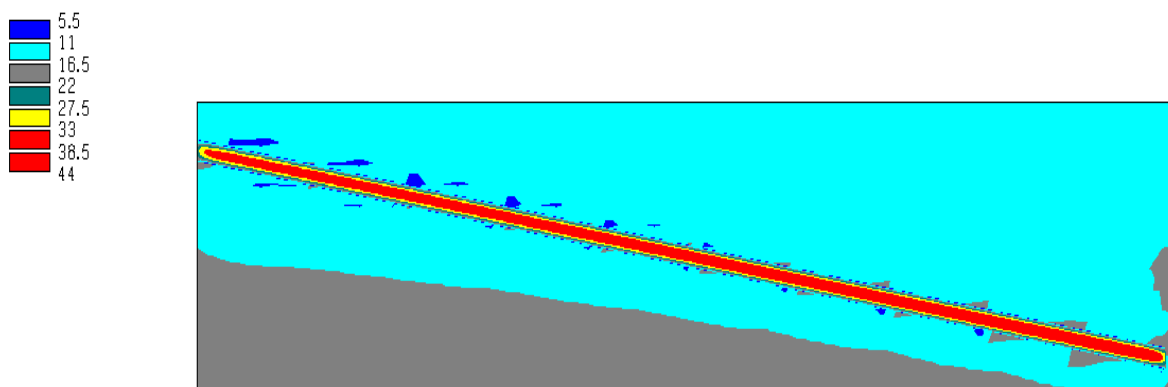


Figura C.50. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

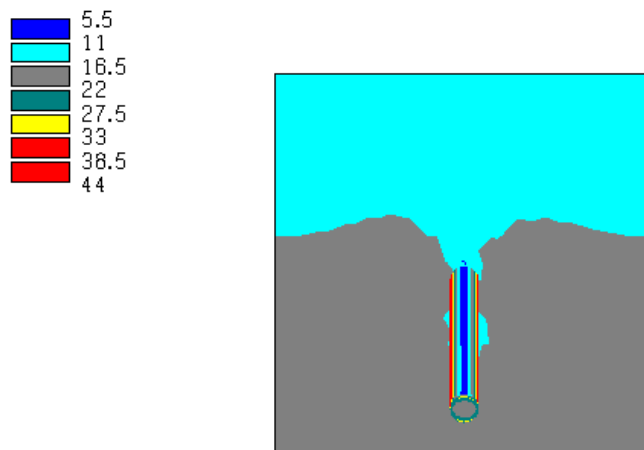


Figura C.51. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

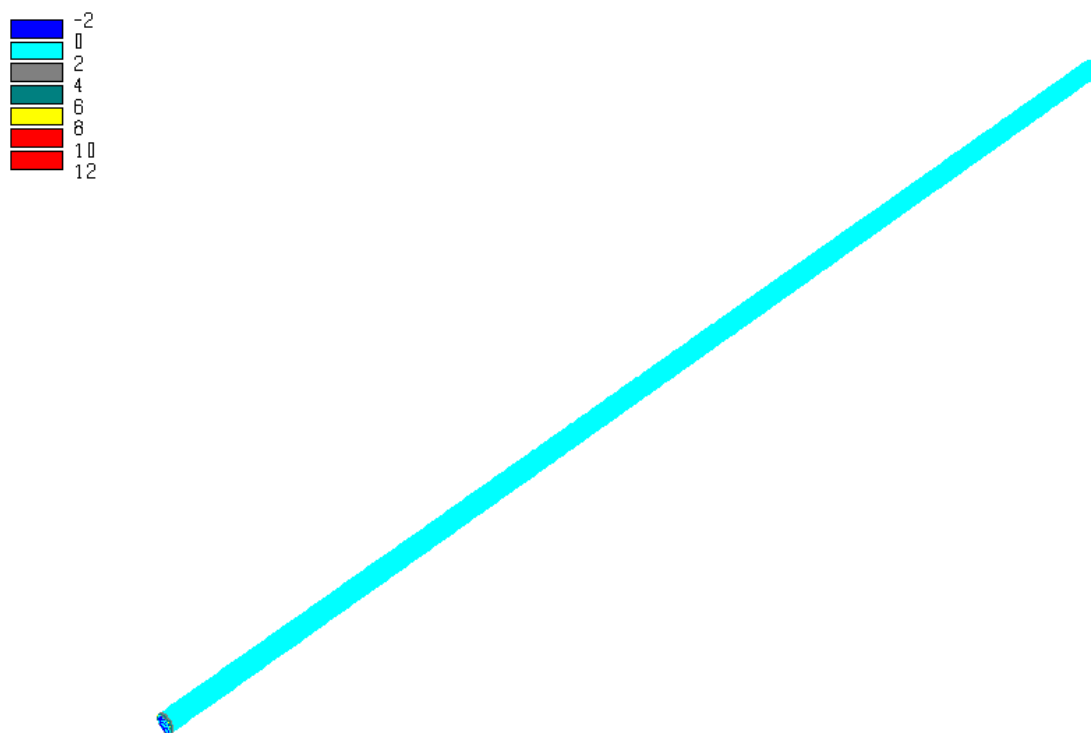


Figura C.52. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

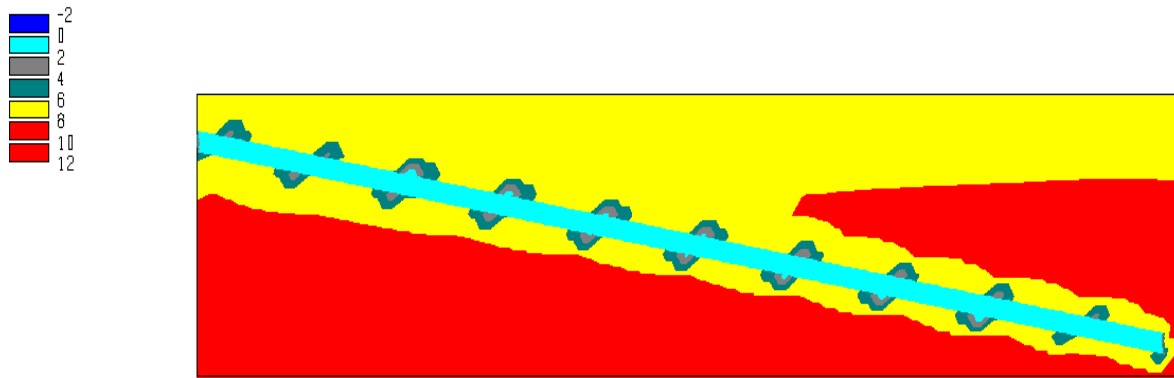


Figura C.53. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

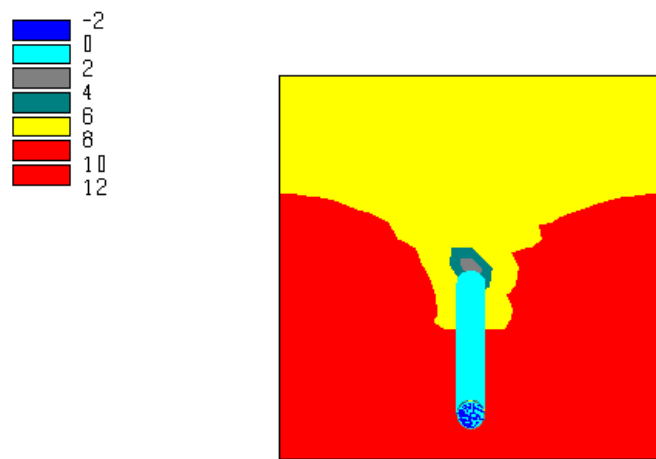


Figura C.54. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

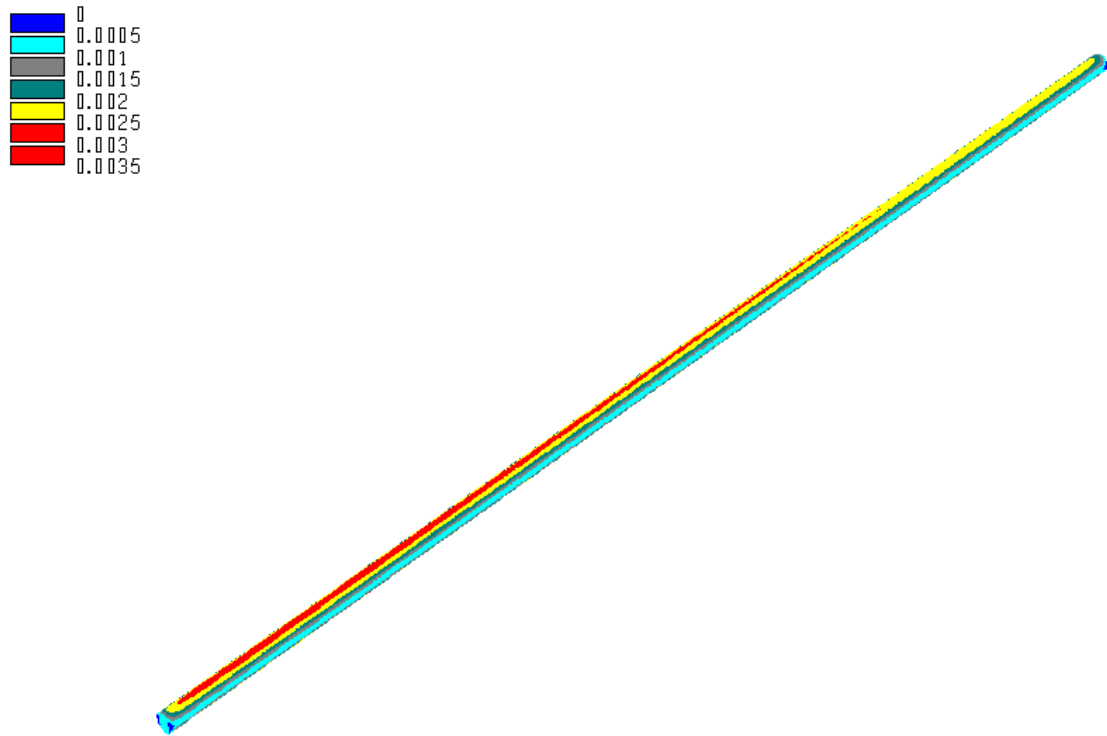


Figura C.55. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

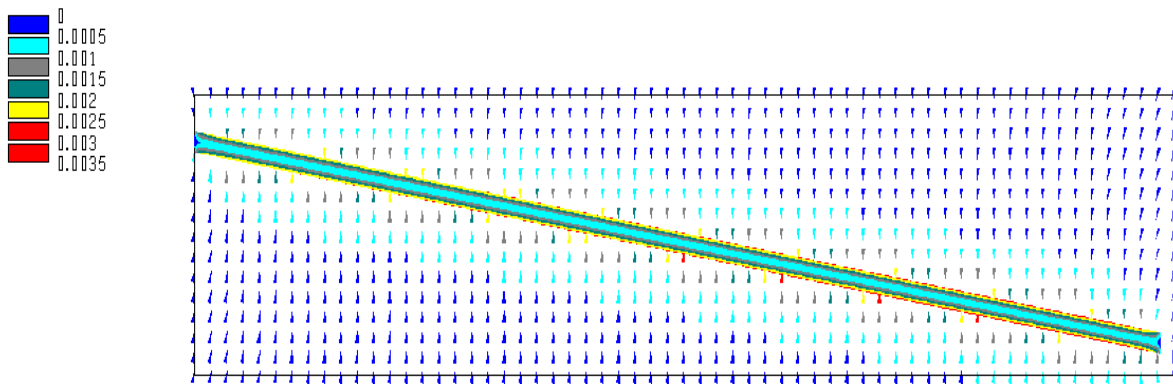


Figura C.56. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

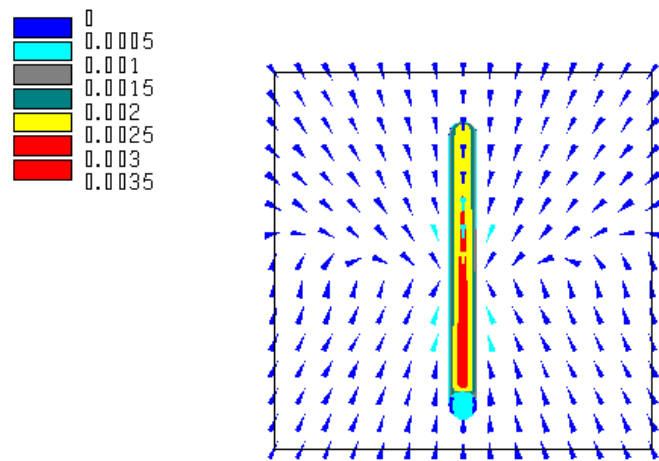


Figura C.57. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

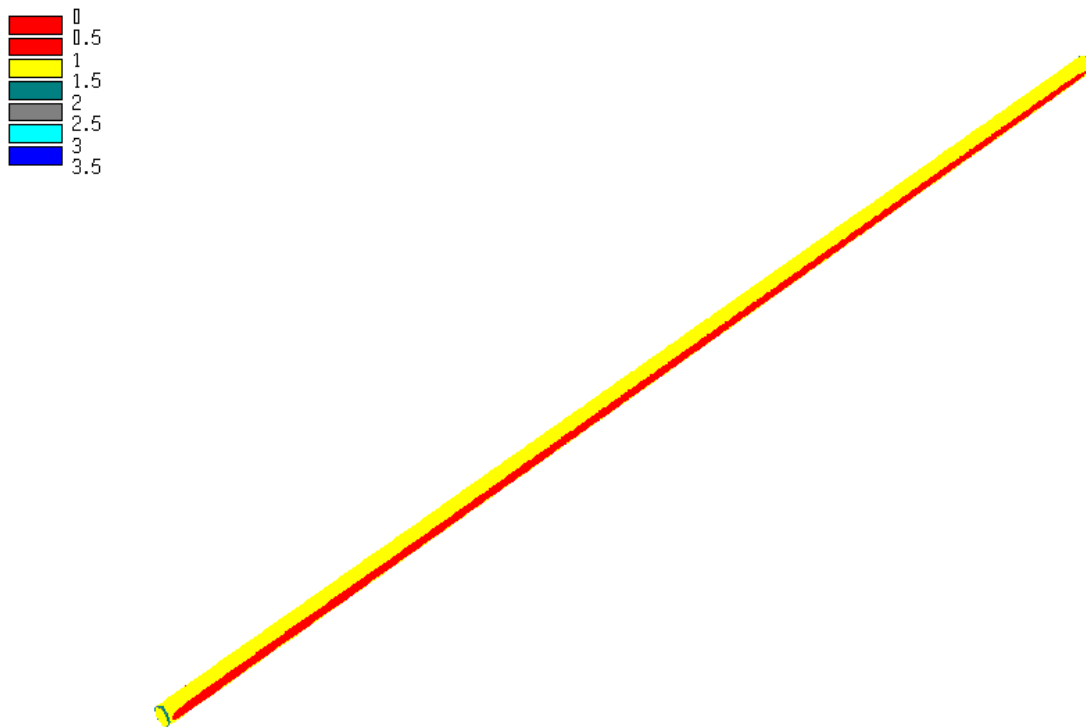


Figura C.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.

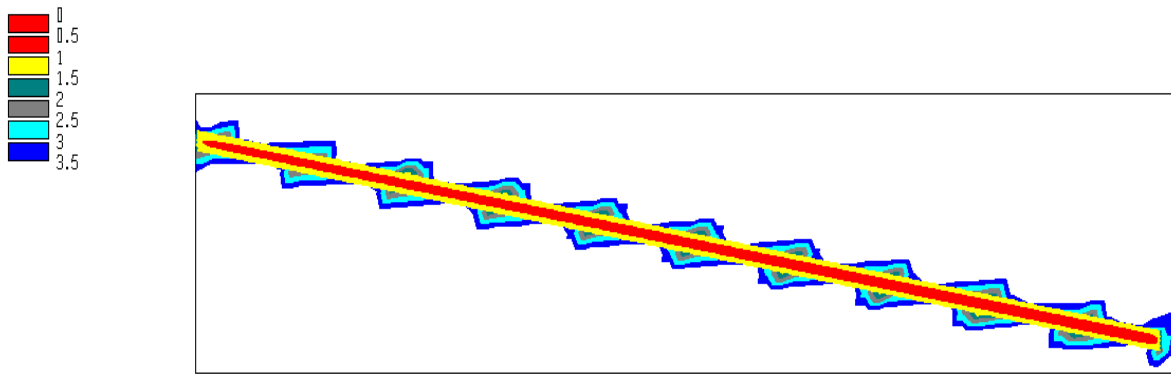


Figura C.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

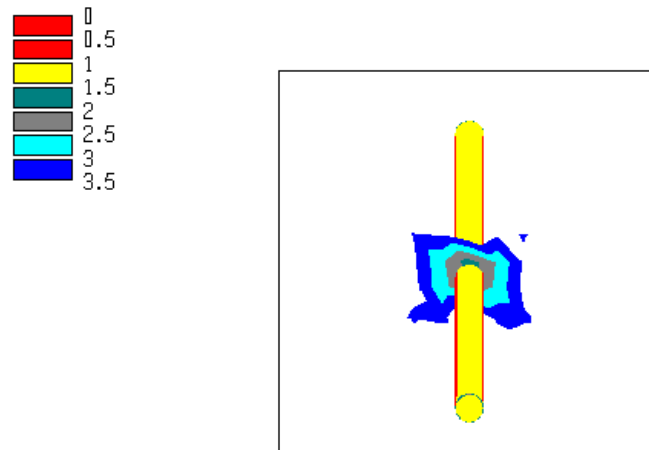


Figura C.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

C.6 Trecho 2 (túnel sob alta pressão)

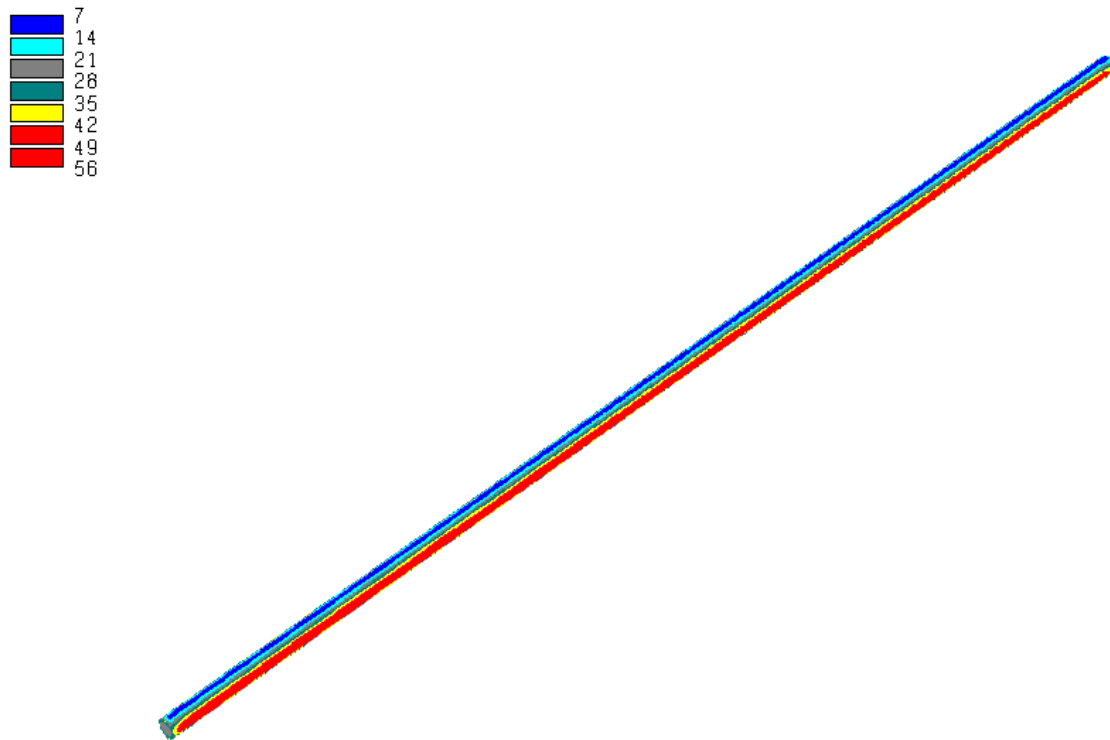


Figura C.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

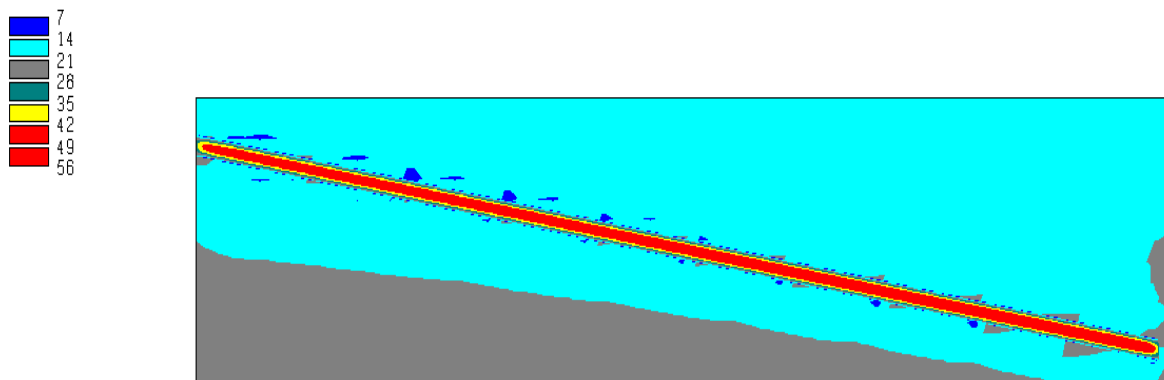


Figura C.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

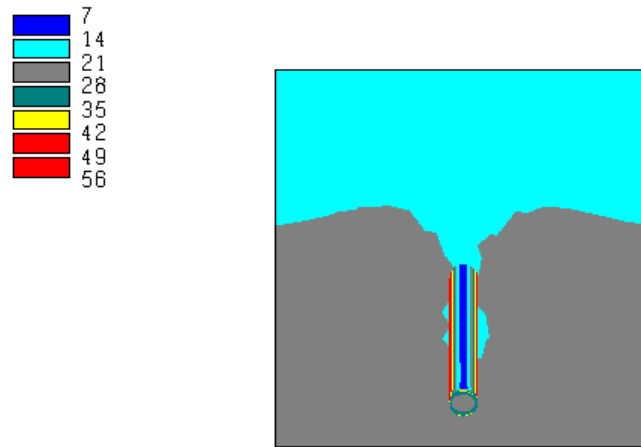


Figura C.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

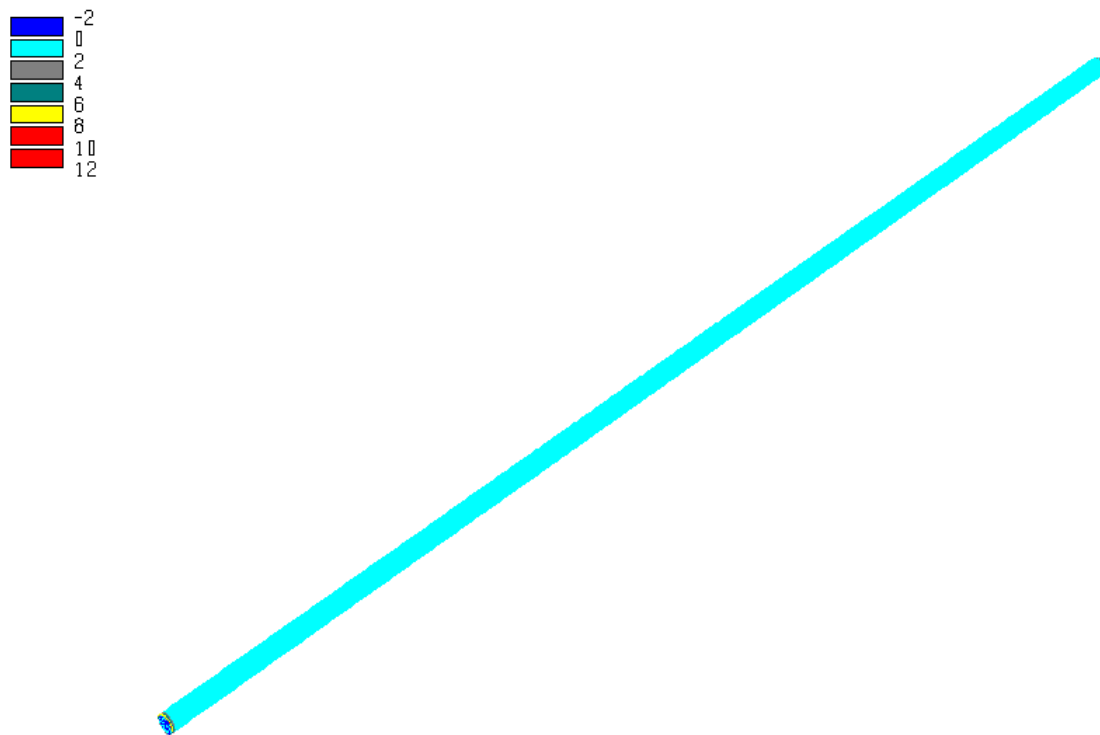


Figura C.64. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

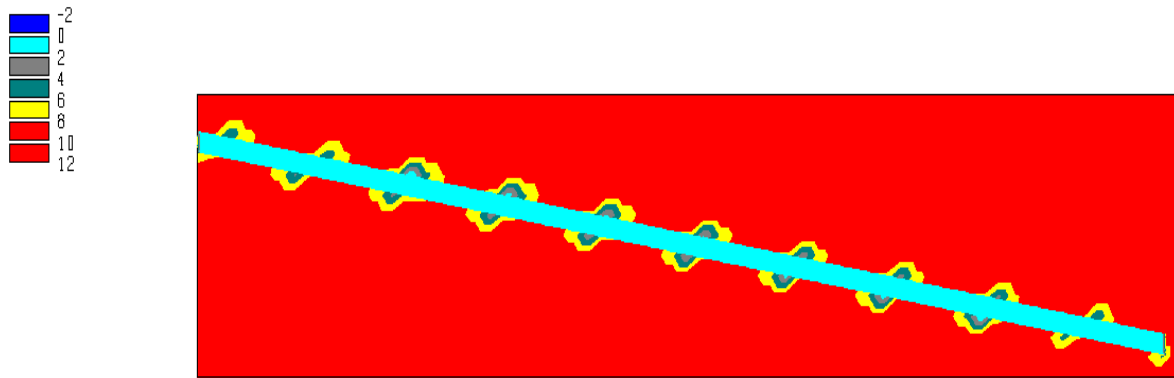


Figura C.65. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

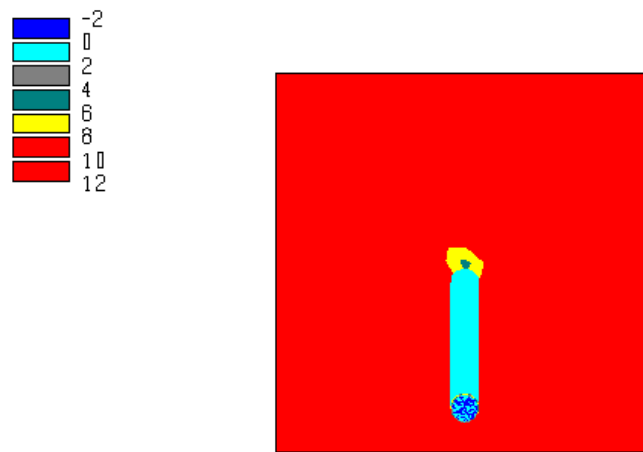


Figura C.66. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

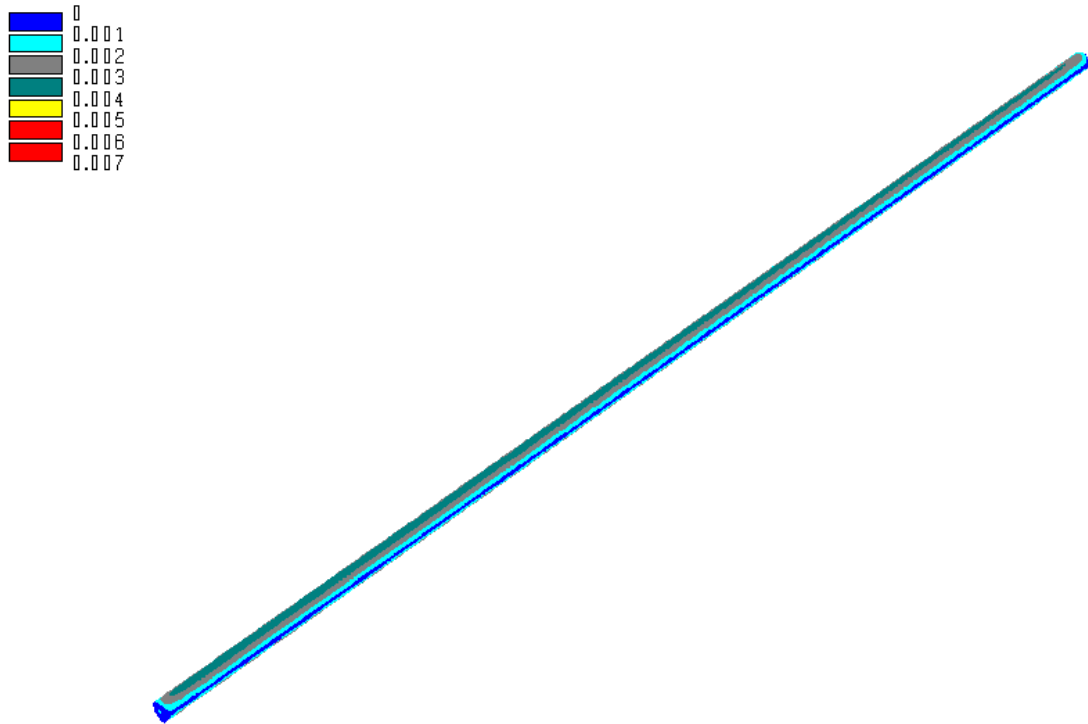


Figura C.67. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

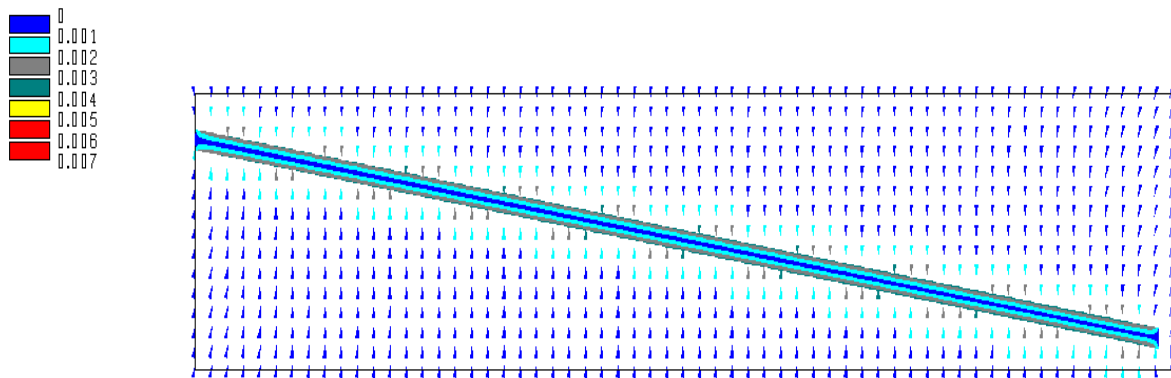


Figura C.68. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

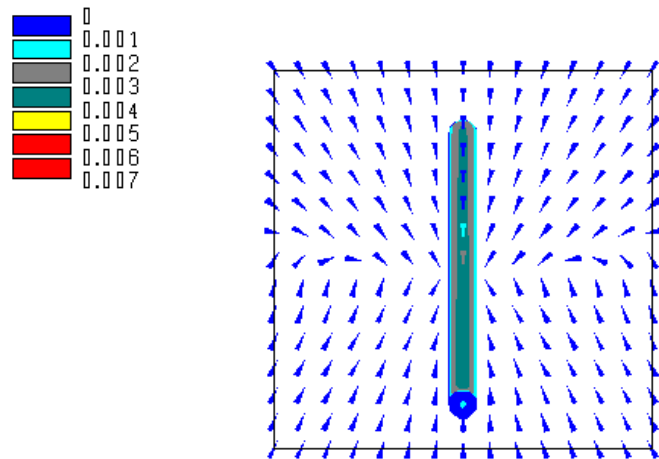


Figura C.69. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

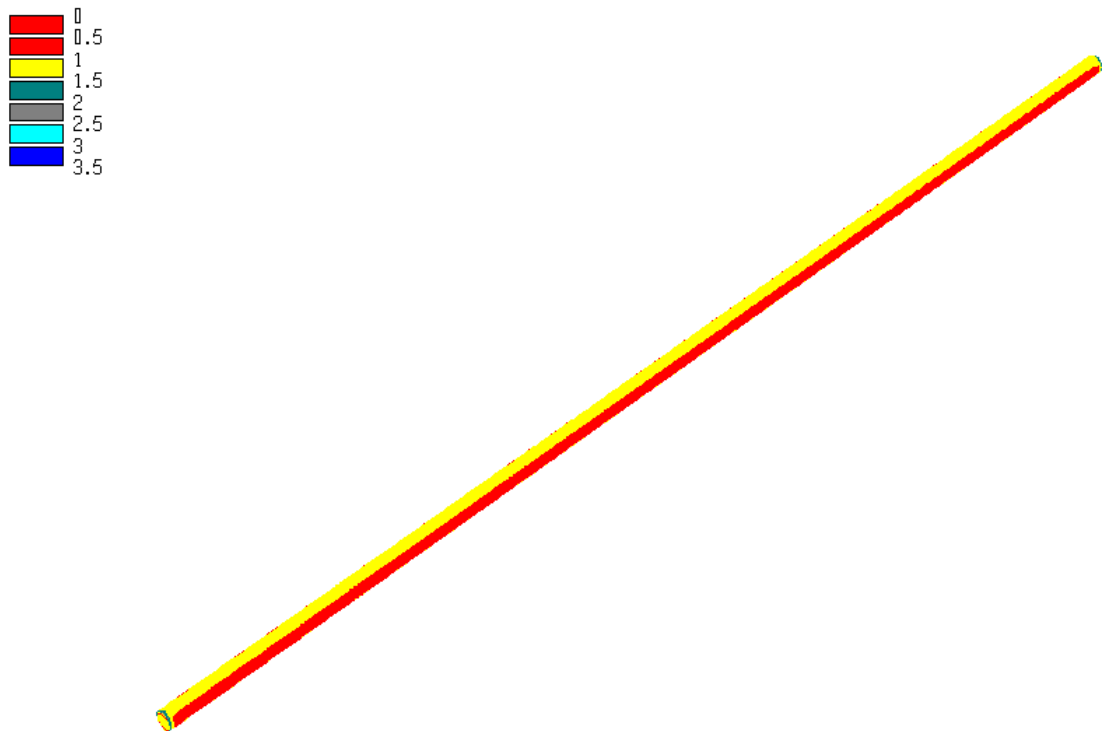


Figura C.70. Fator de segurança nas paredes do túnel.

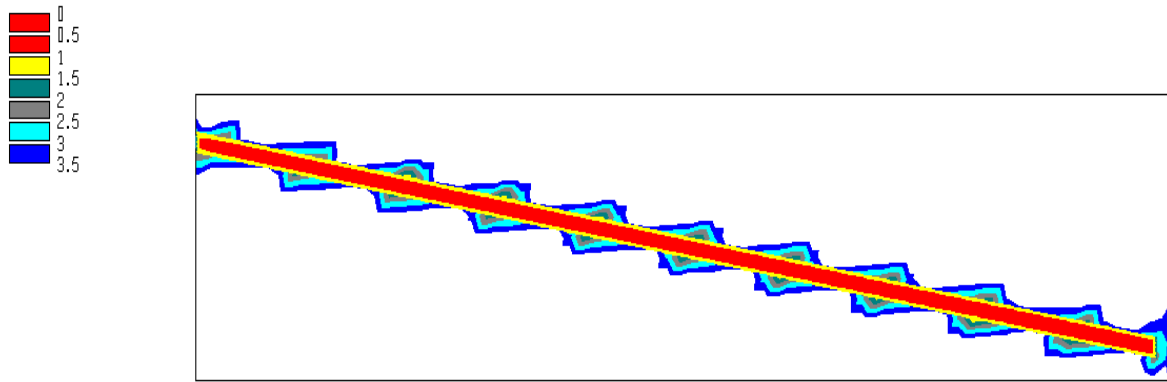


Figura C.71. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

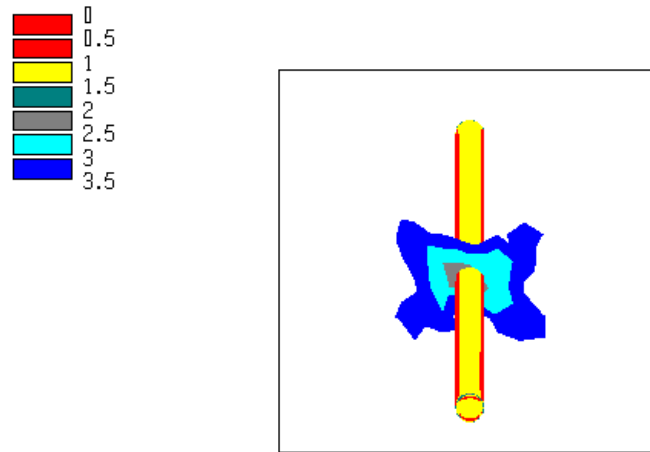


Figura C.72. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D. RESULTADOS DAS ANÁLISES DO TÚNEL MESCLADO EM OPERAÇÃO (SOB PRESSÃO)

D.1 Trecho 1 (túnel sob baixa pressão)

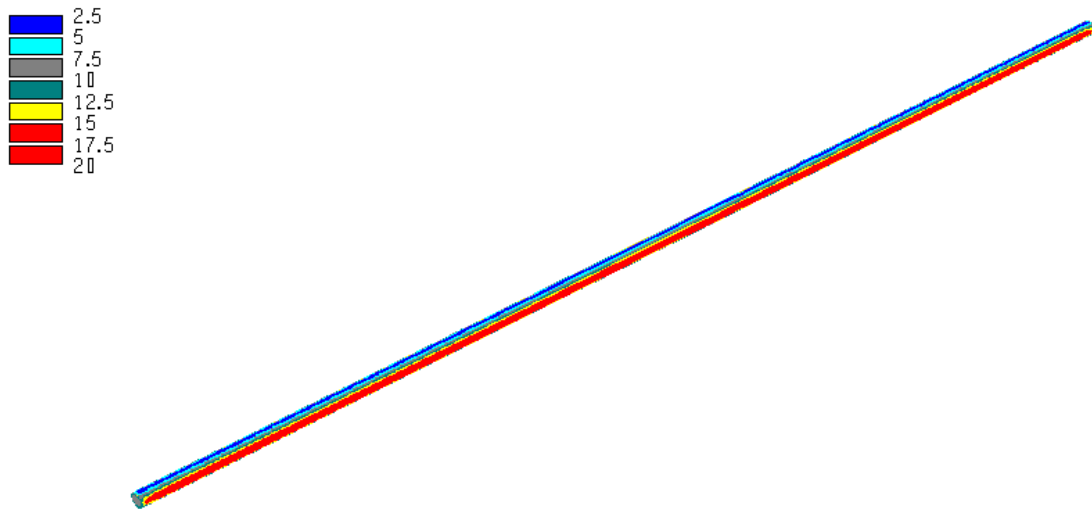


Figura D.1. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

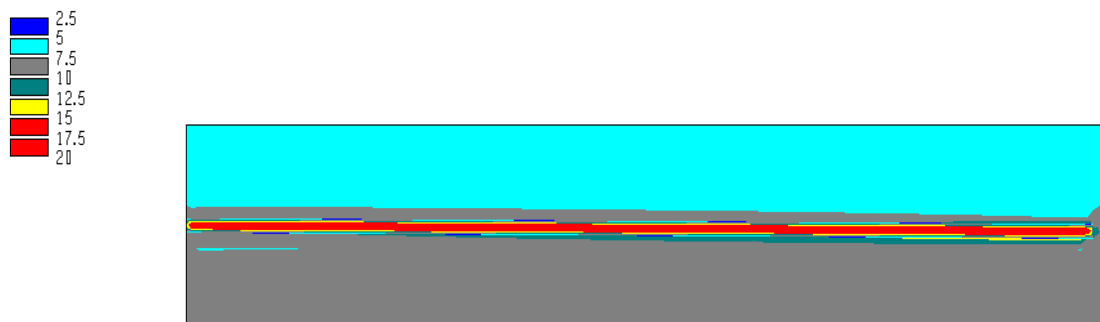


Figura D.2. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

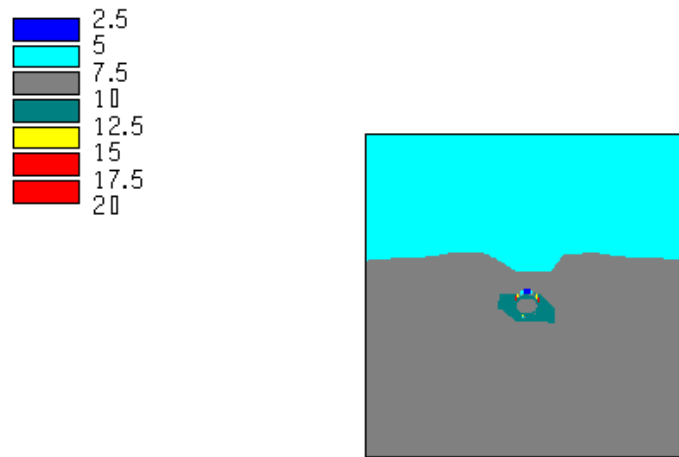


Figura D.3. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

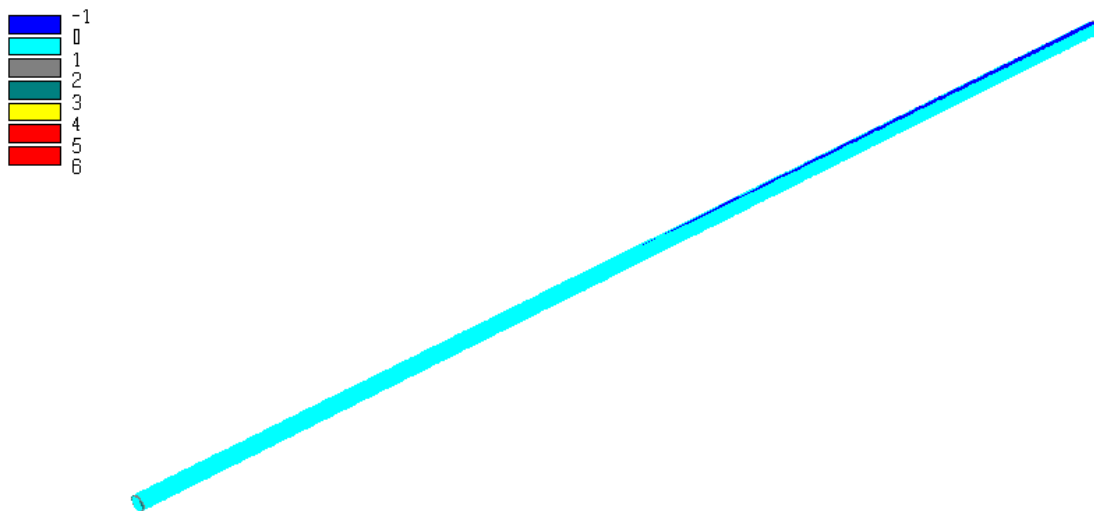


Figura D.4. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

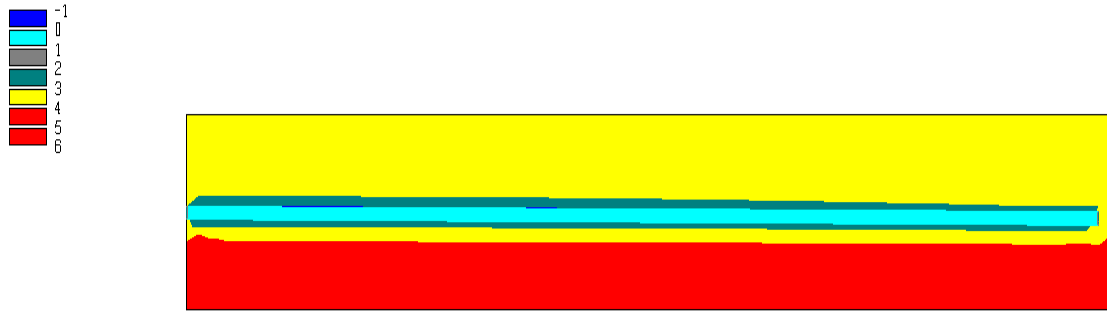


Figura D.5. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

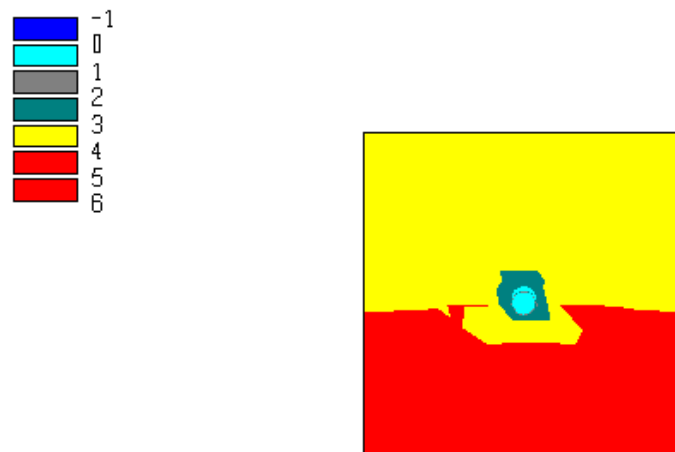


Figura D.6. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

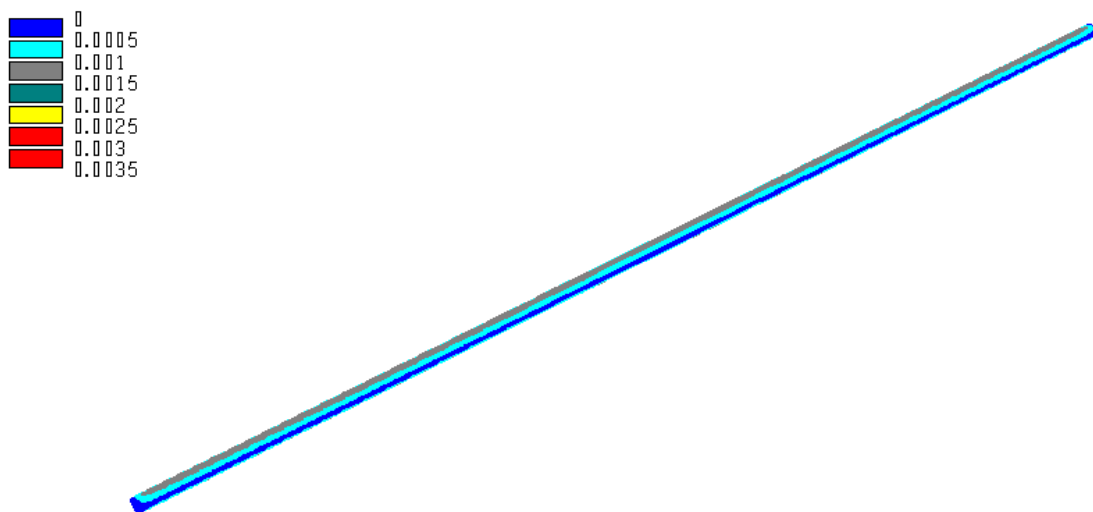


Figura D.7. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

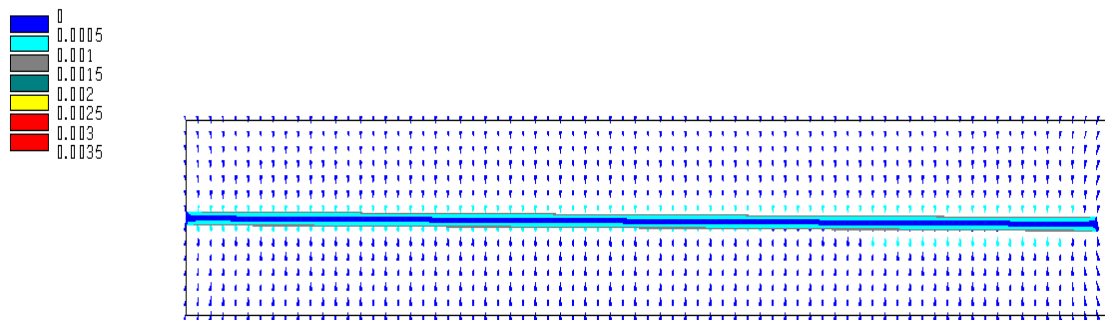


Figura D.8. Deslocamento em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

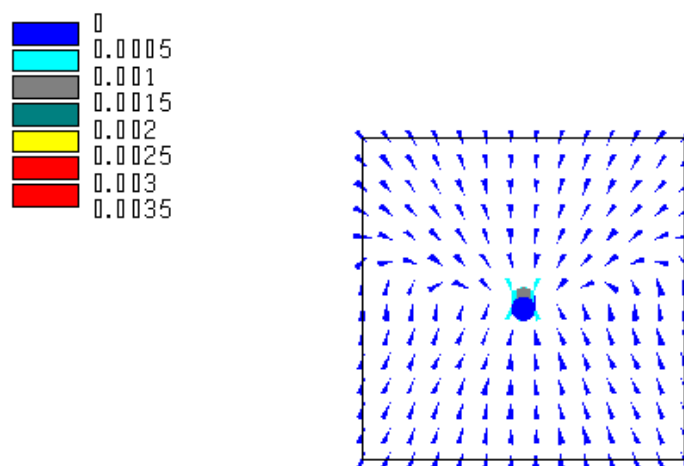


Figura D.9. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

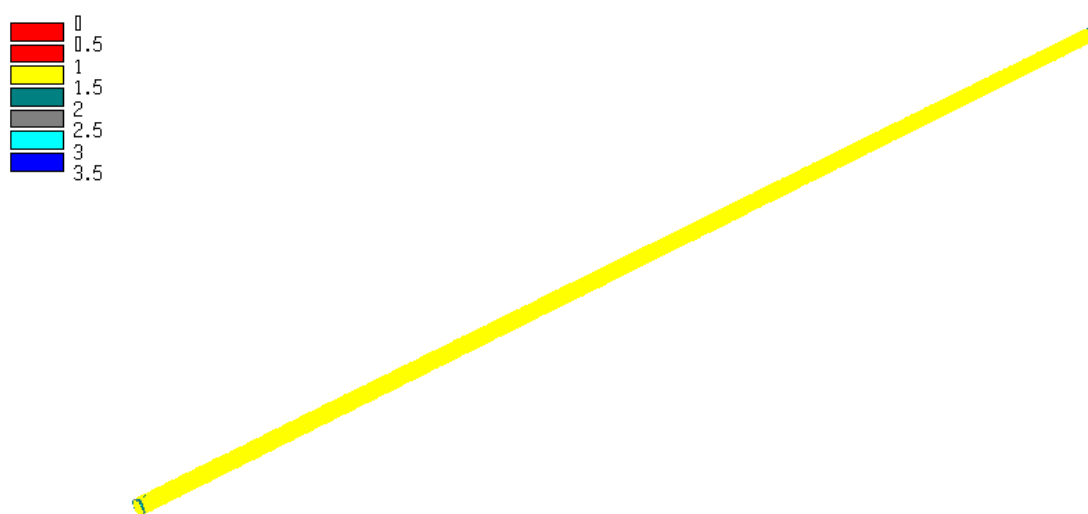


Figura D.10. Fator de segurança nas paredes do túnel.

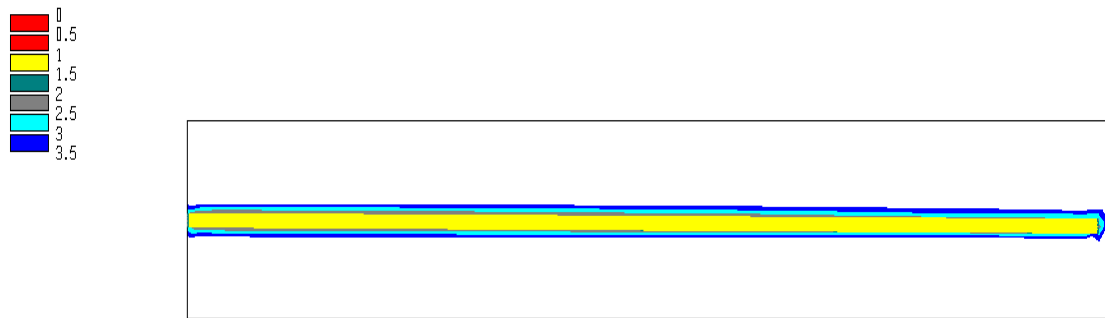


Figura D.11. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

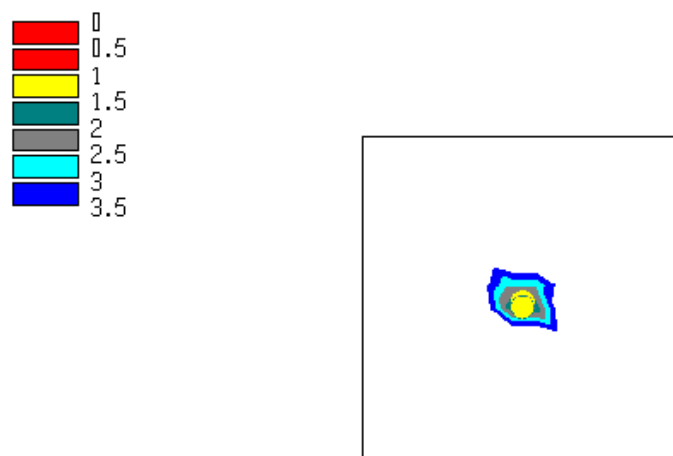


Figura D.12. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D.2 Trecho 2 (túnel sob baixa pressão)

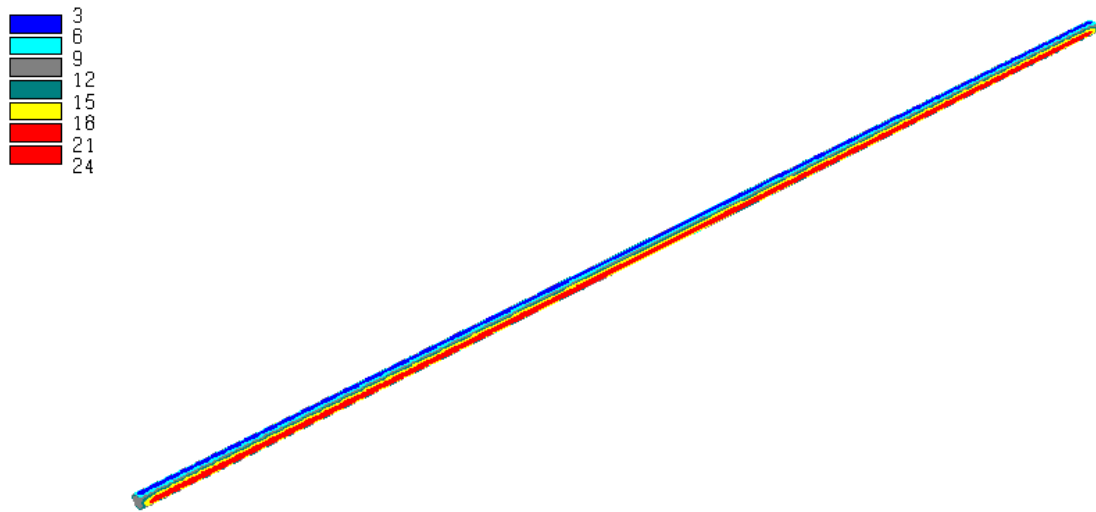


Figura D.13. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

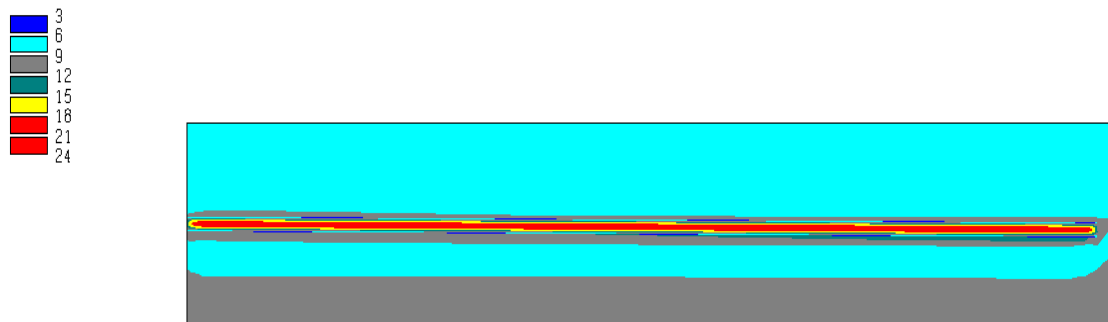


Figura D.14. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

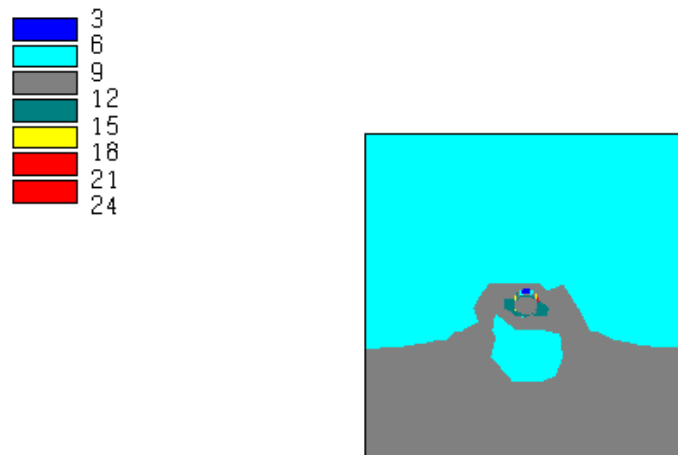


Figura D.15. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

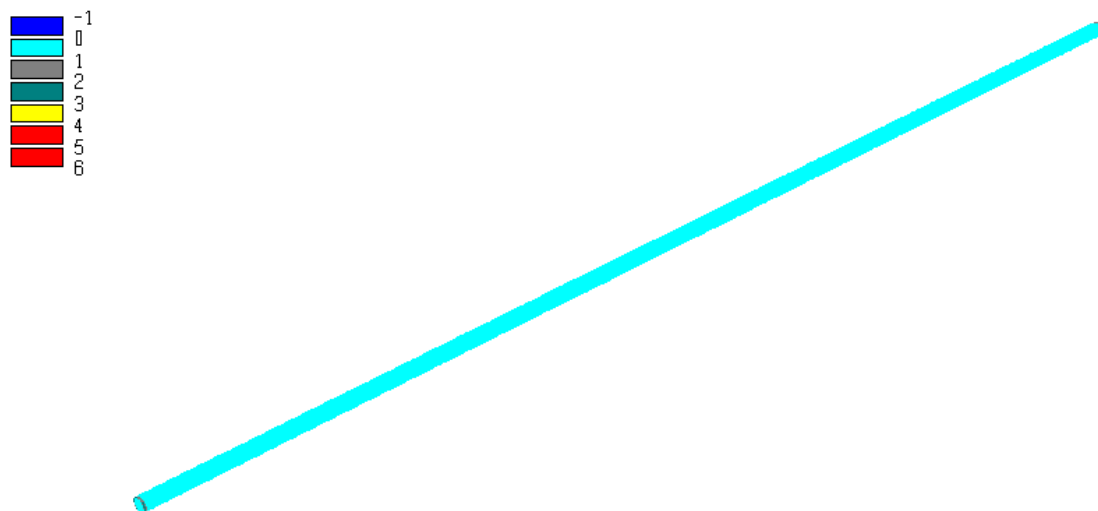


Figura D.16. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

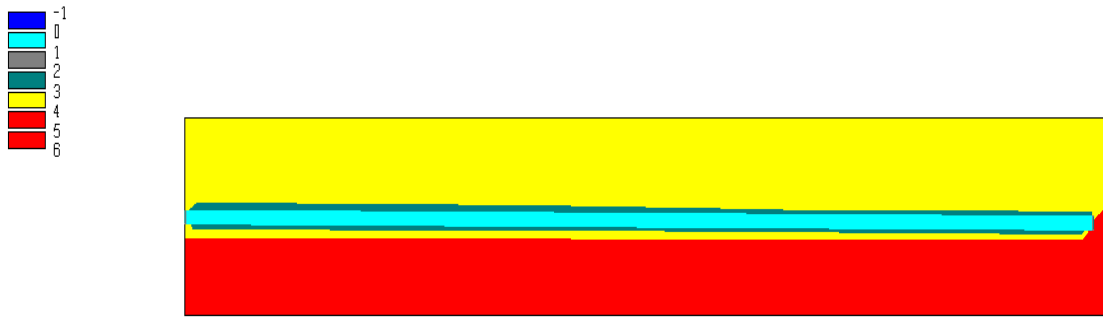


Figura D.17. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

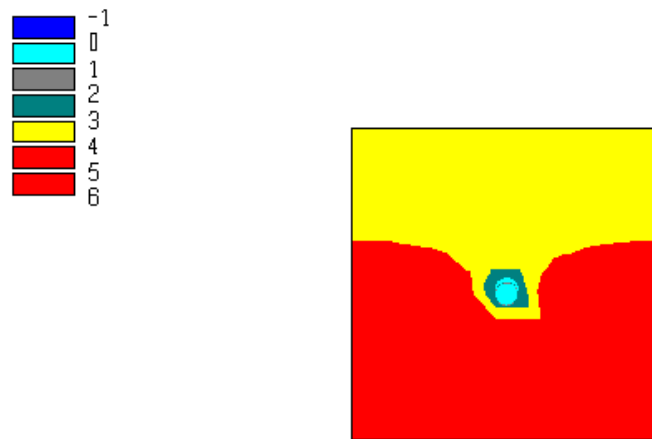


Figura D.18. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

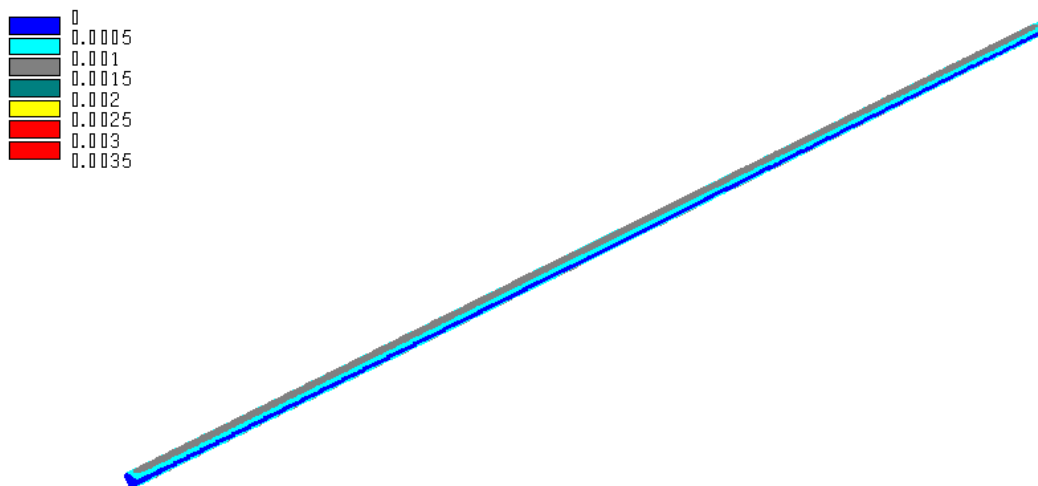


Figura D.19. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

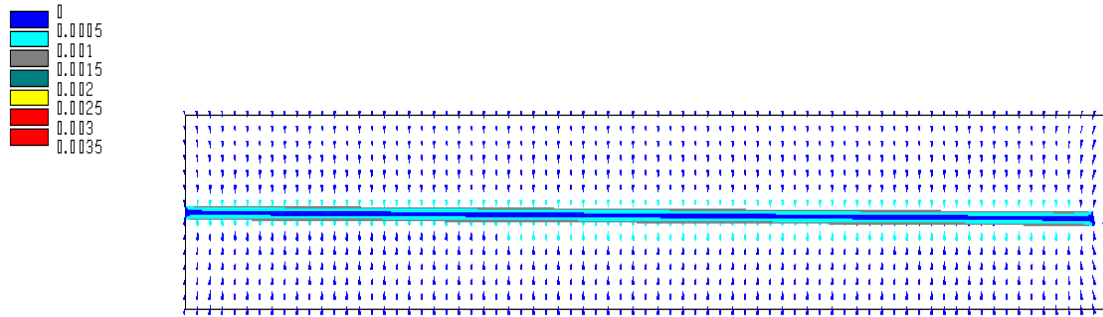


Figura D.20. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

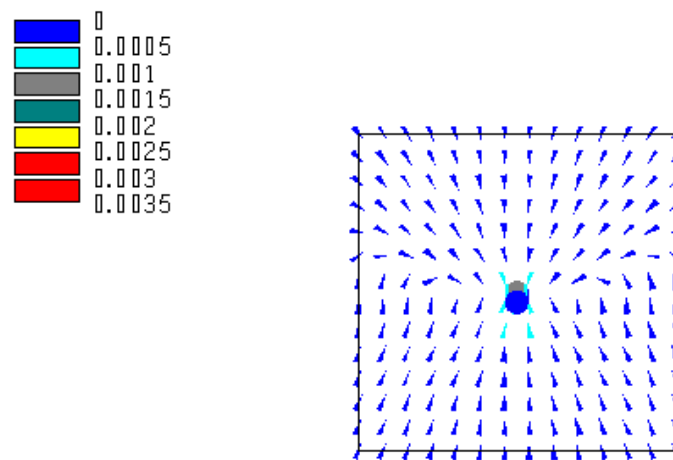


Figura D.21. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

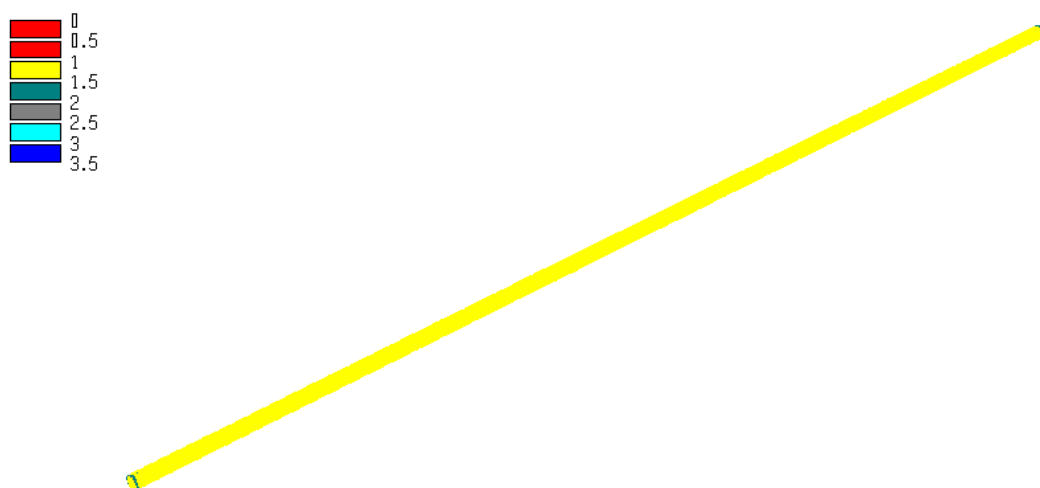


Figura D.22. Fator de segurança nas paredes do túnel.

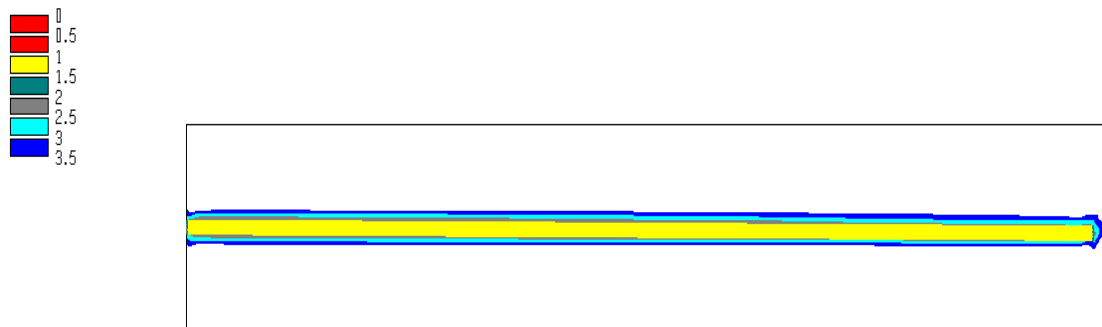


Figura D.23. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

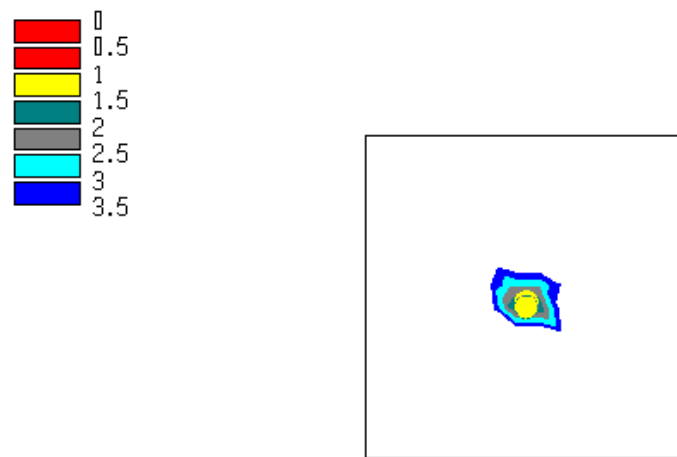


Figura D.24. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D.3 Trecho 4 (túnel sob baixa pressão)

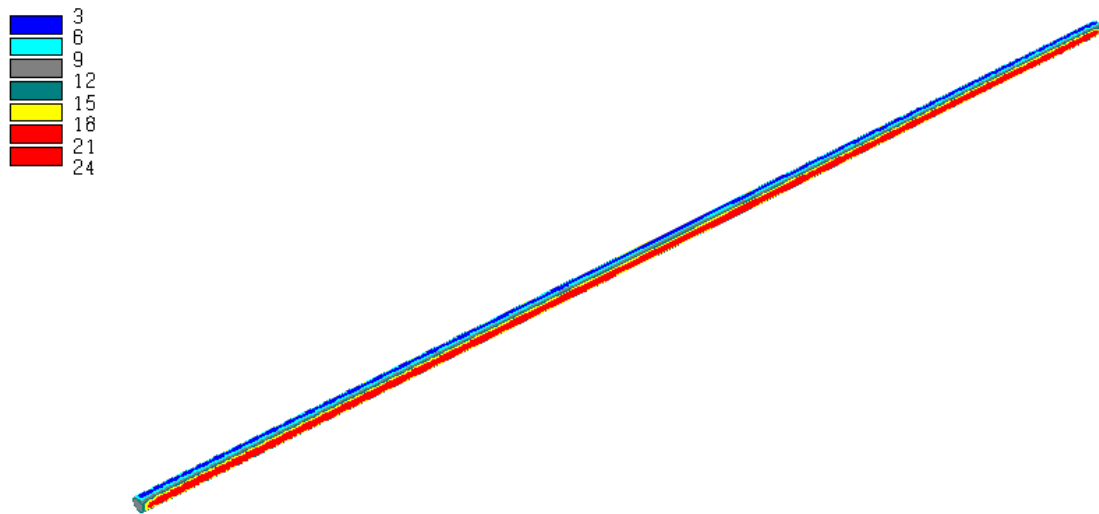


Figura D.25. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

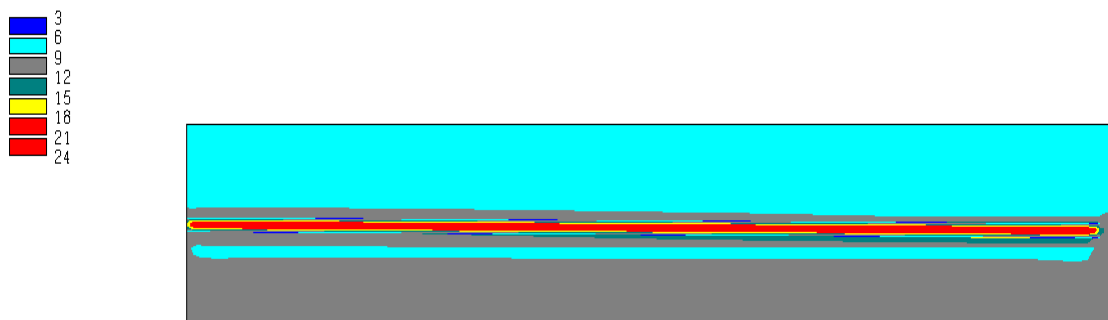


Figura D.26. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

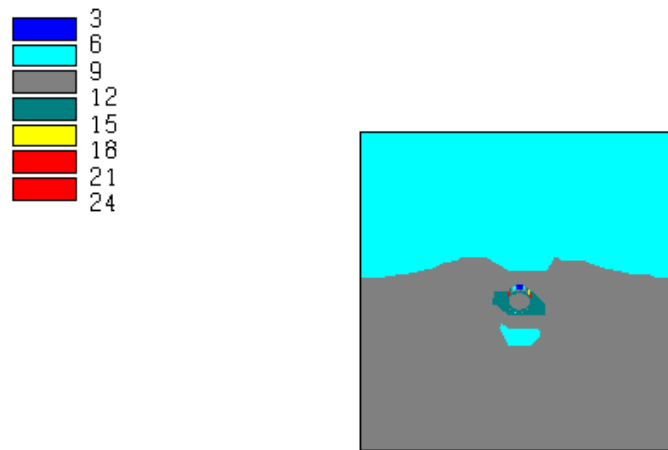


Figura D.27. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

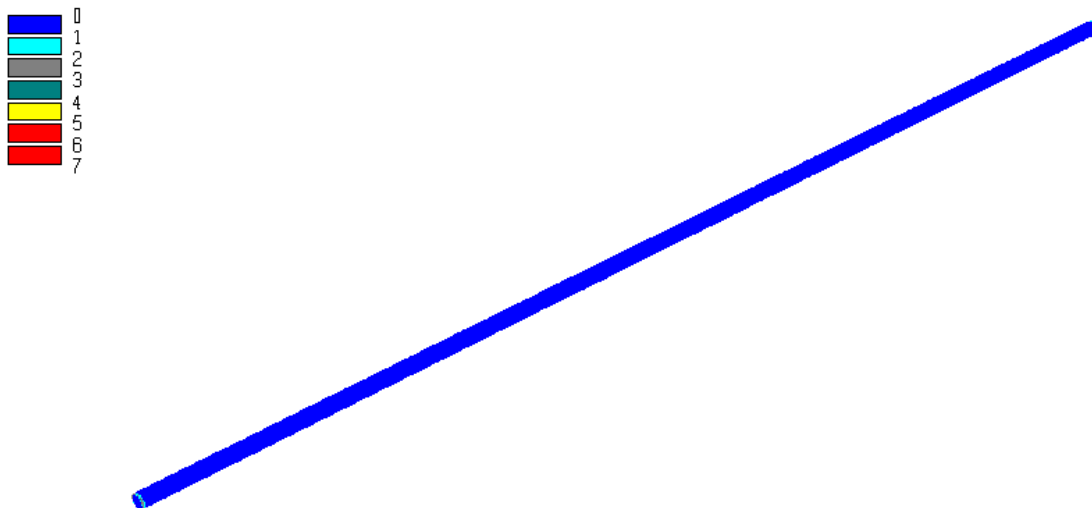


Figura D.28. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

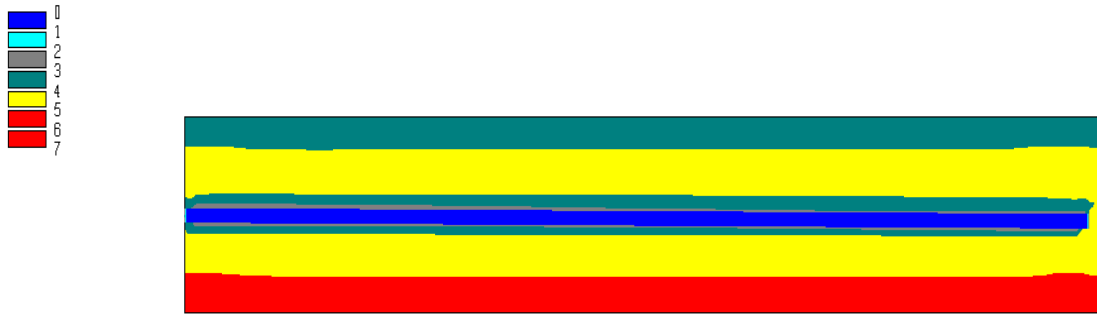


Figura D.29. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

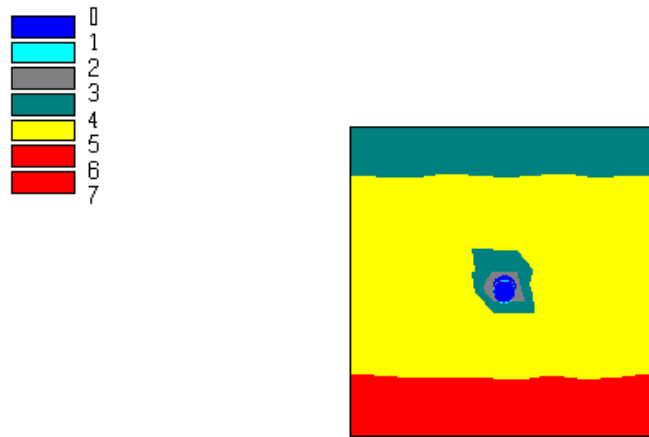


Figura D.30. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

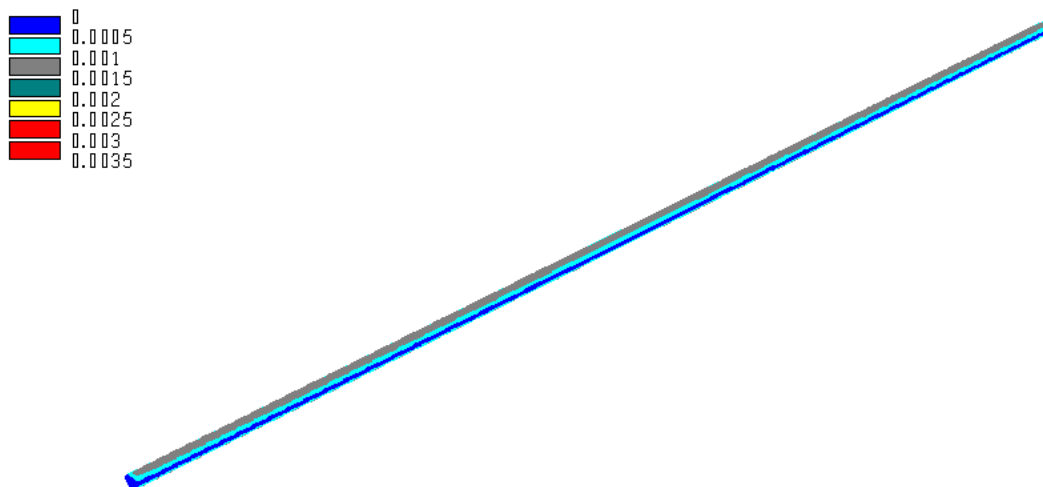


Figura D.31. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

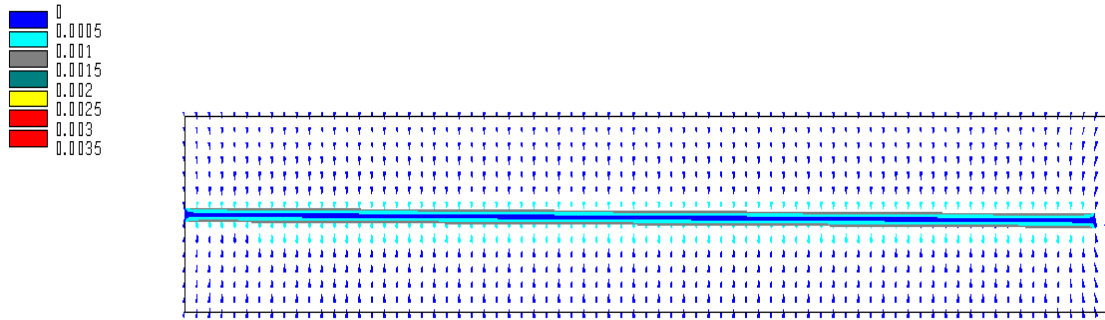


Figura D.32. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

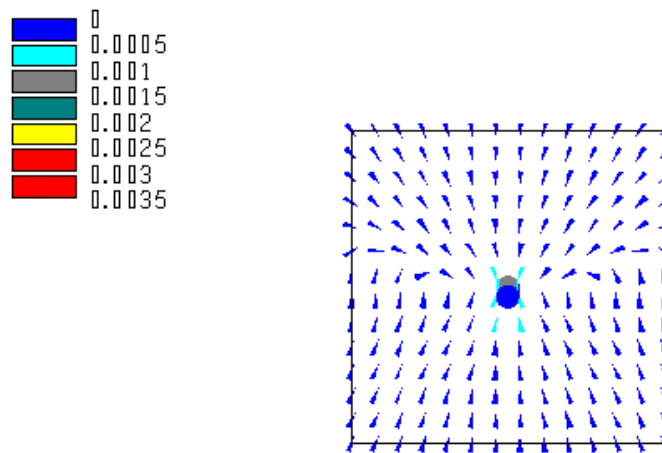


Figura D.33. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

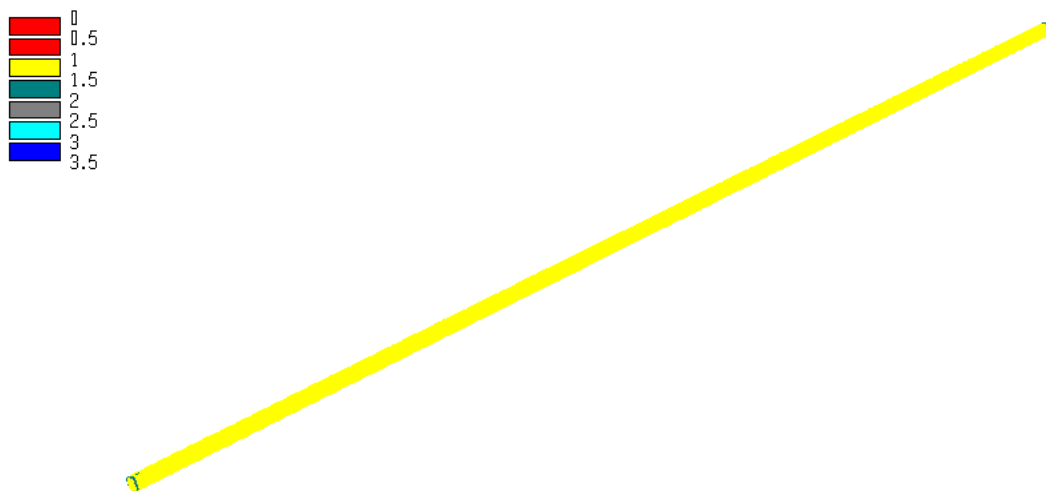


Figura D.34. Fator de segurança nas paredes do túnel.

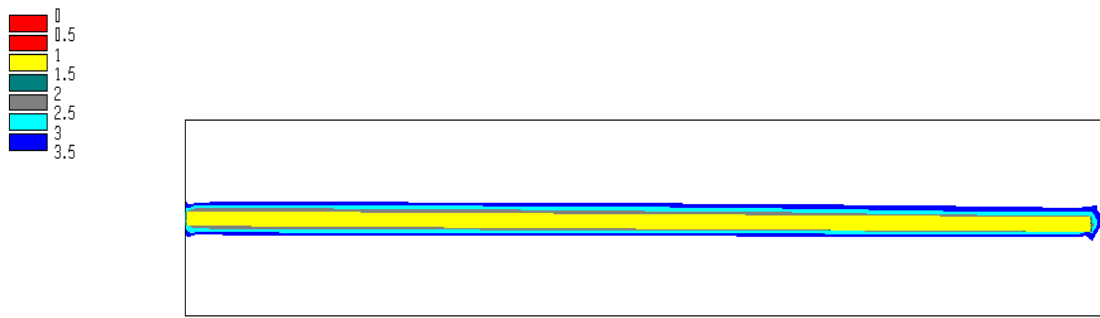


Figura D.35. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

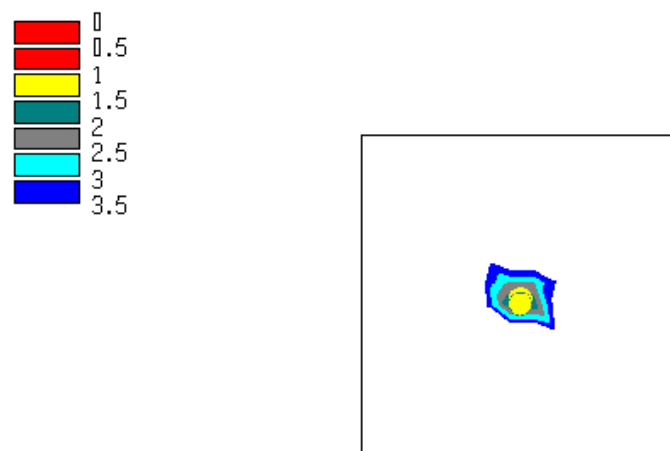


Figura D.36. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D.4 Trecho 5 (túnel sob baixa pressão)

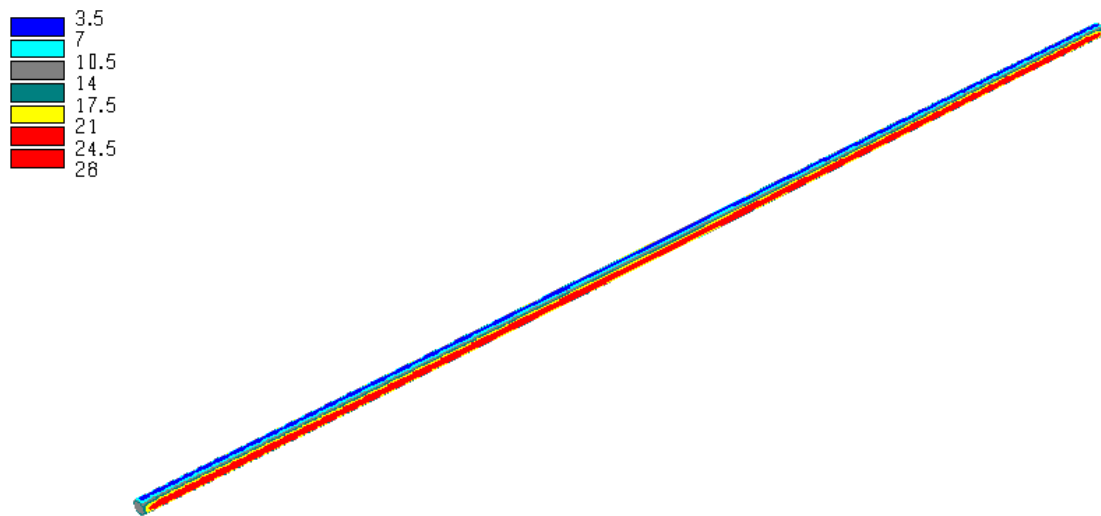


Figura D.37. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

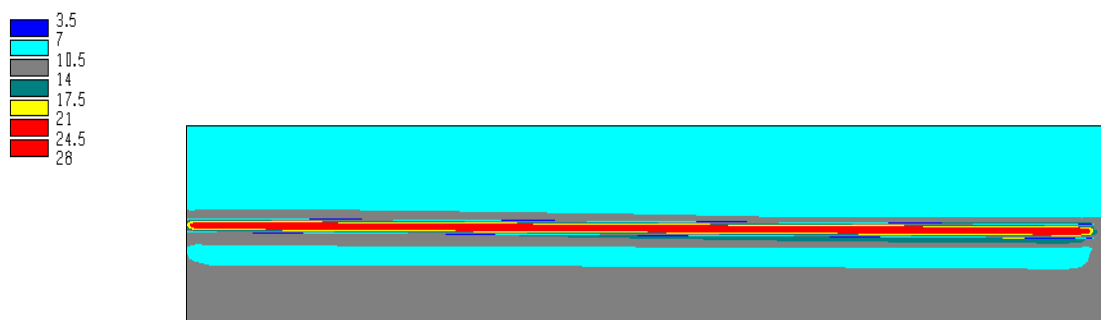


Figura D.38. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).



Figura D.39. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

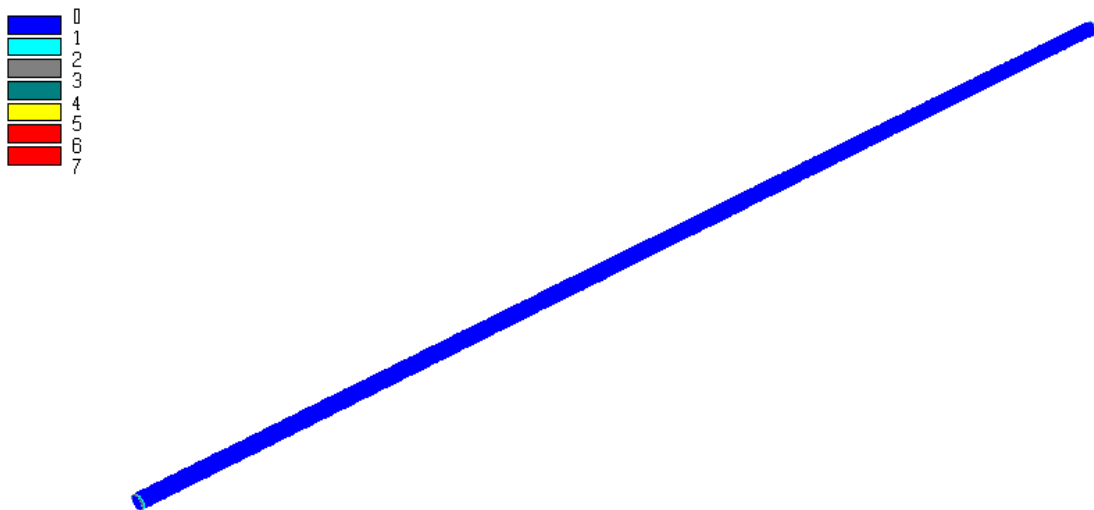


Figura D.40. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

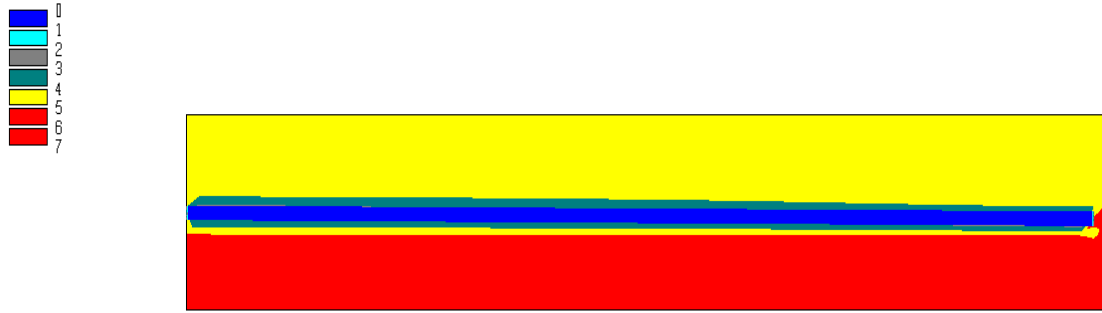


Figura D.41. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

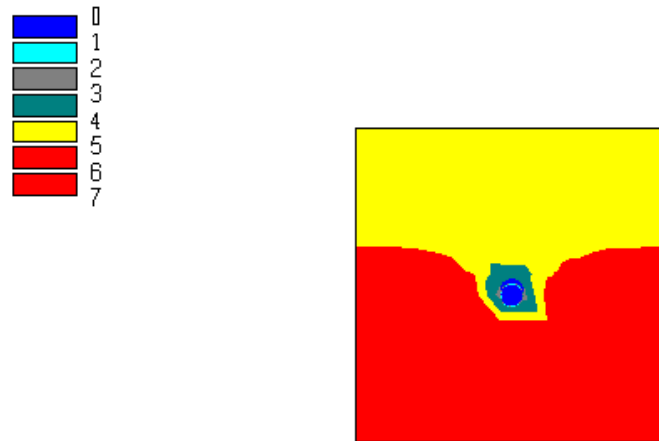


Figura D.42. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

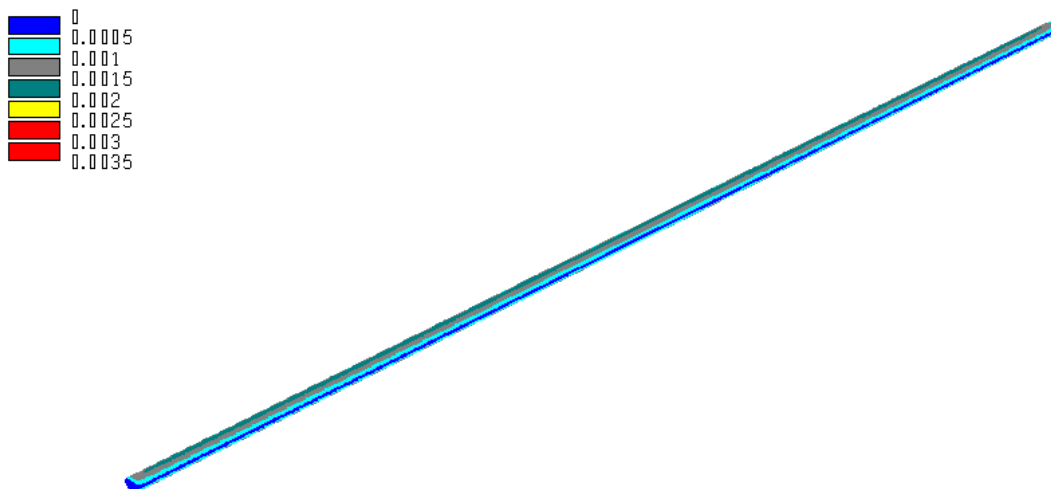


Figura D.43. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

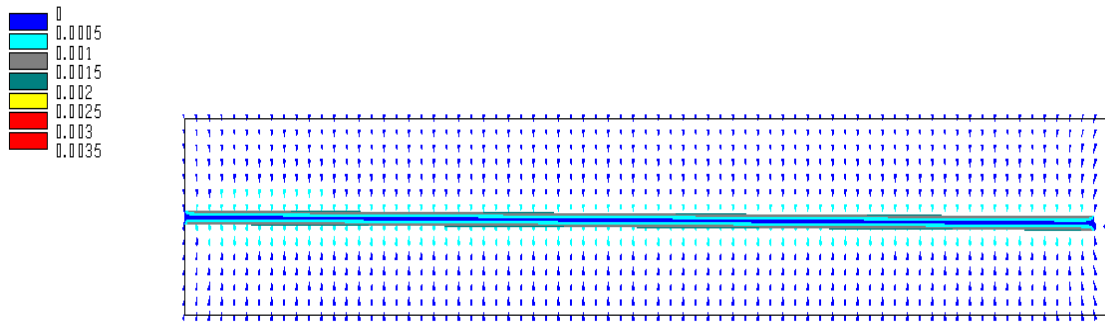


Figura D.44. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

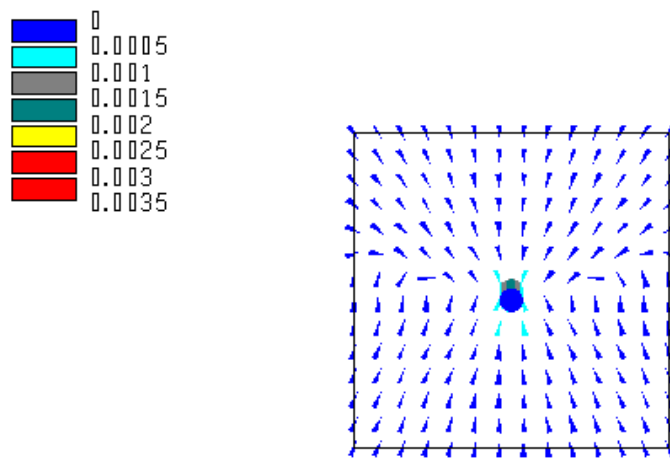


Figura D.45. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

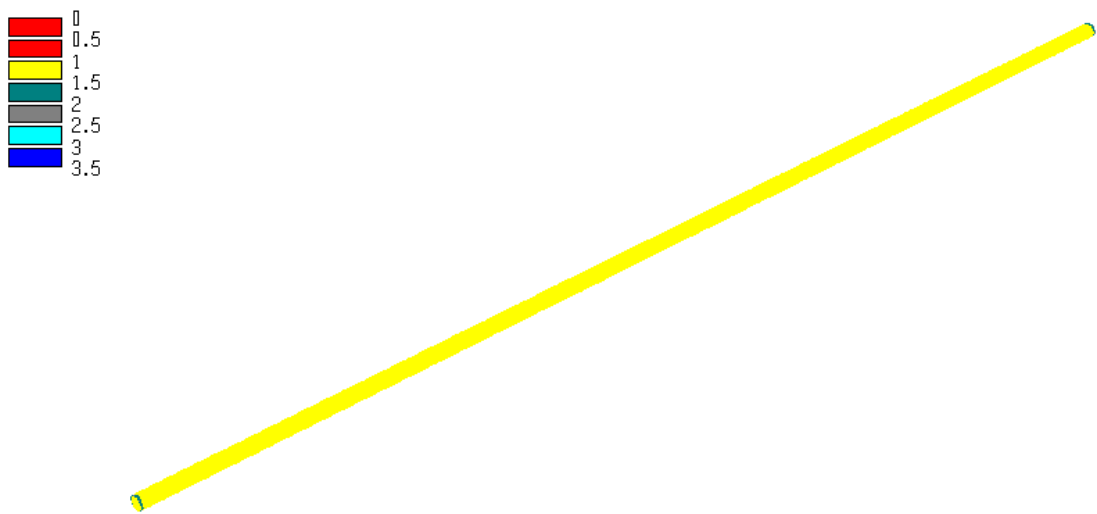


Figura D.46. Fator de segurança nas paredes do túnel.

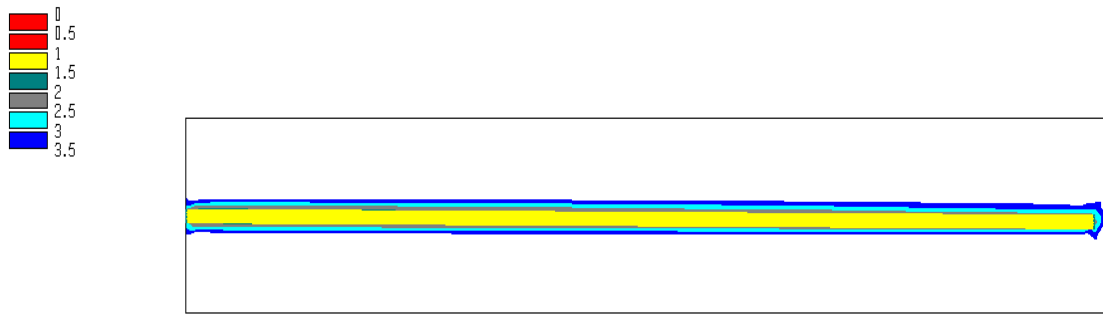


Figura D.47. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

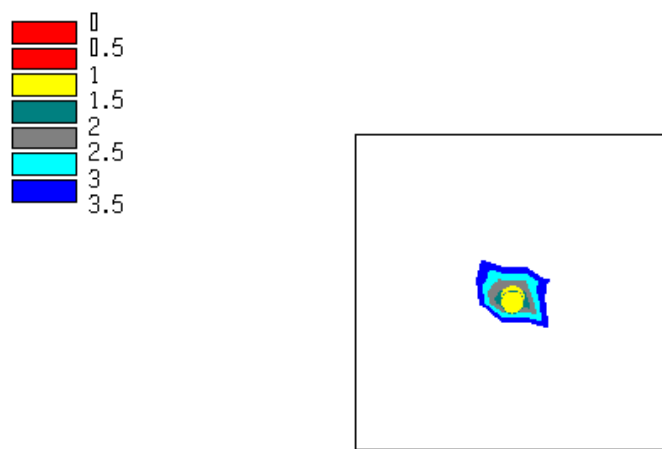


Figura D.48. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D.5 Trecho 1 (túnel sob alta pressão)

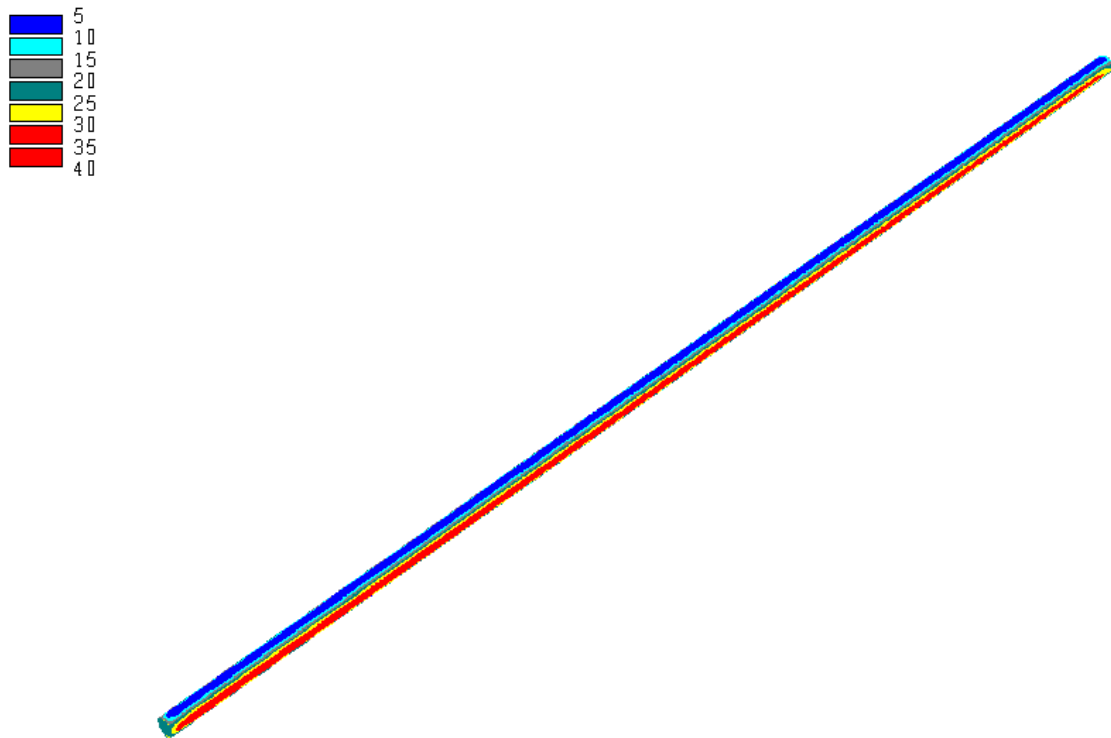


Figura D.49. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

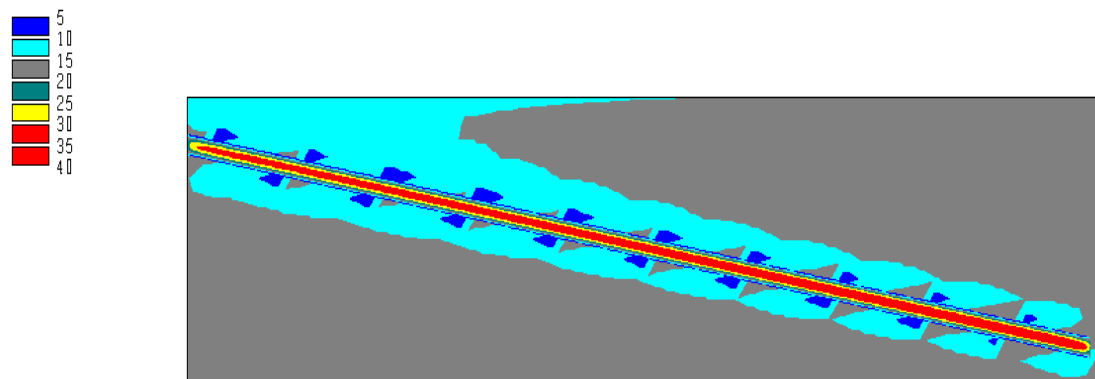


Figura D.50. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

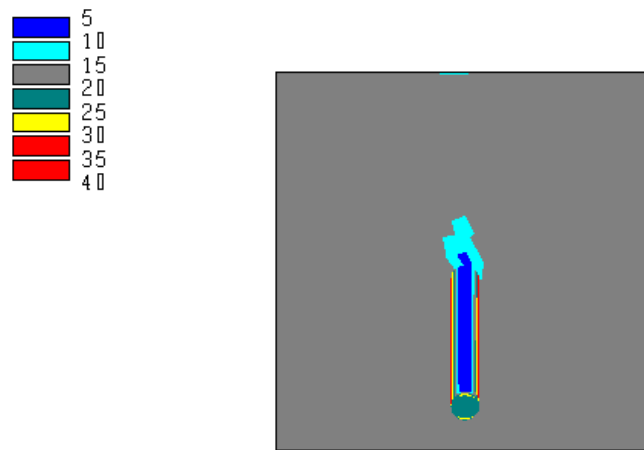


Figura D.51. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

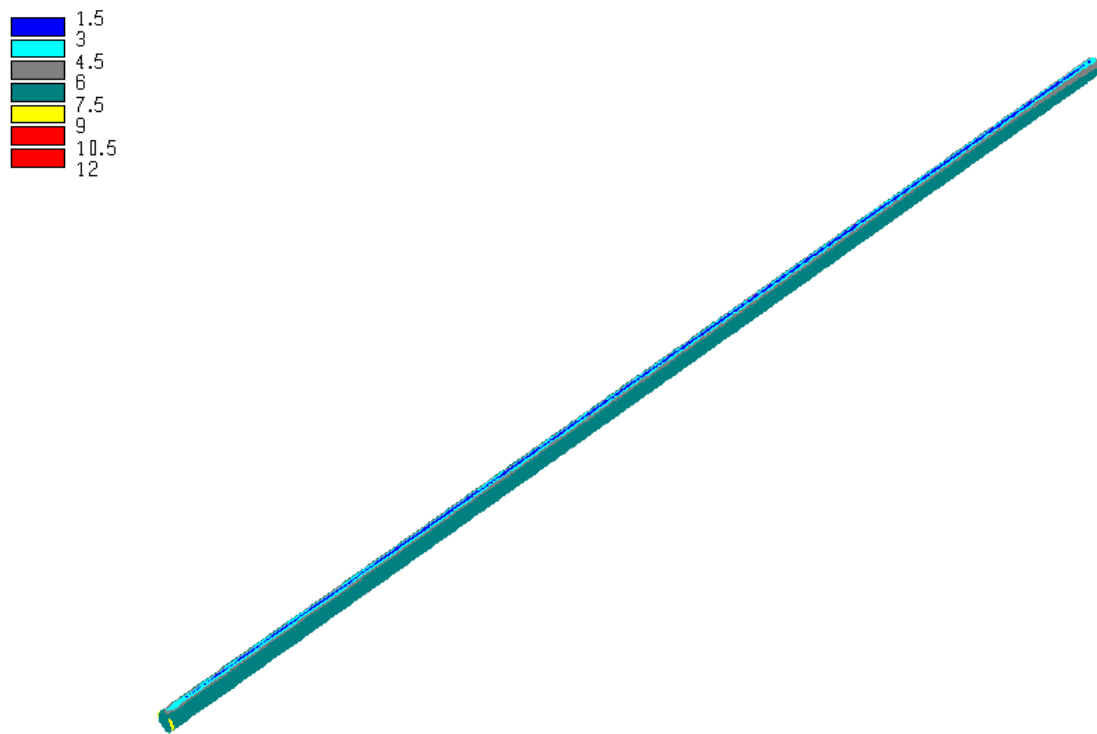


Figura D.52. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

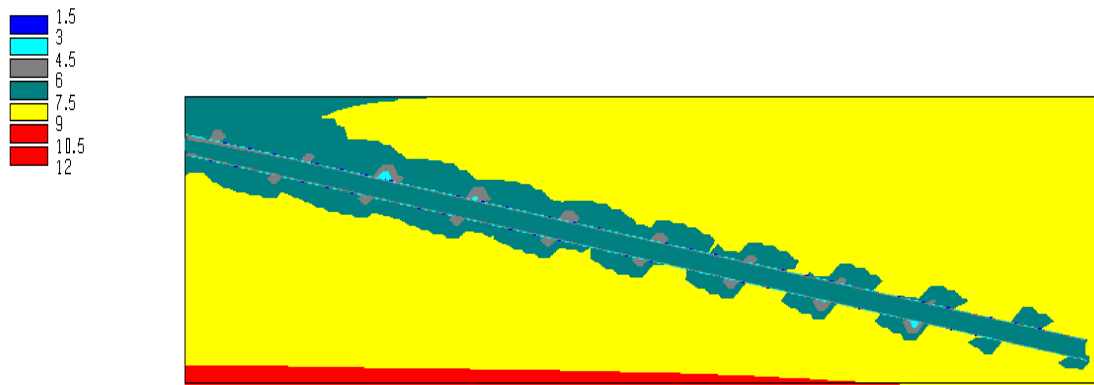


Figura D.53. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

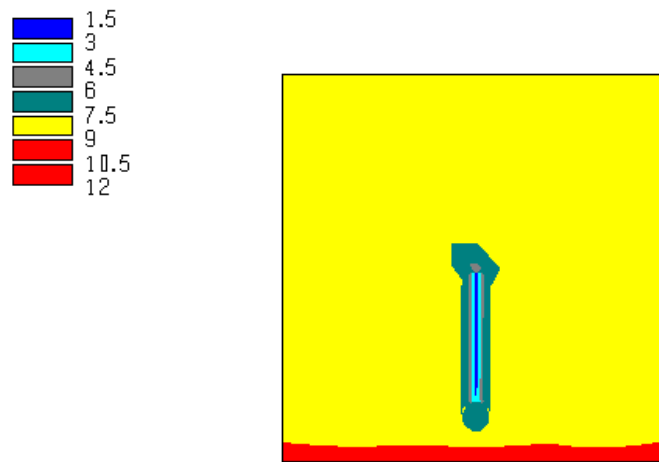


Figura D.54. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

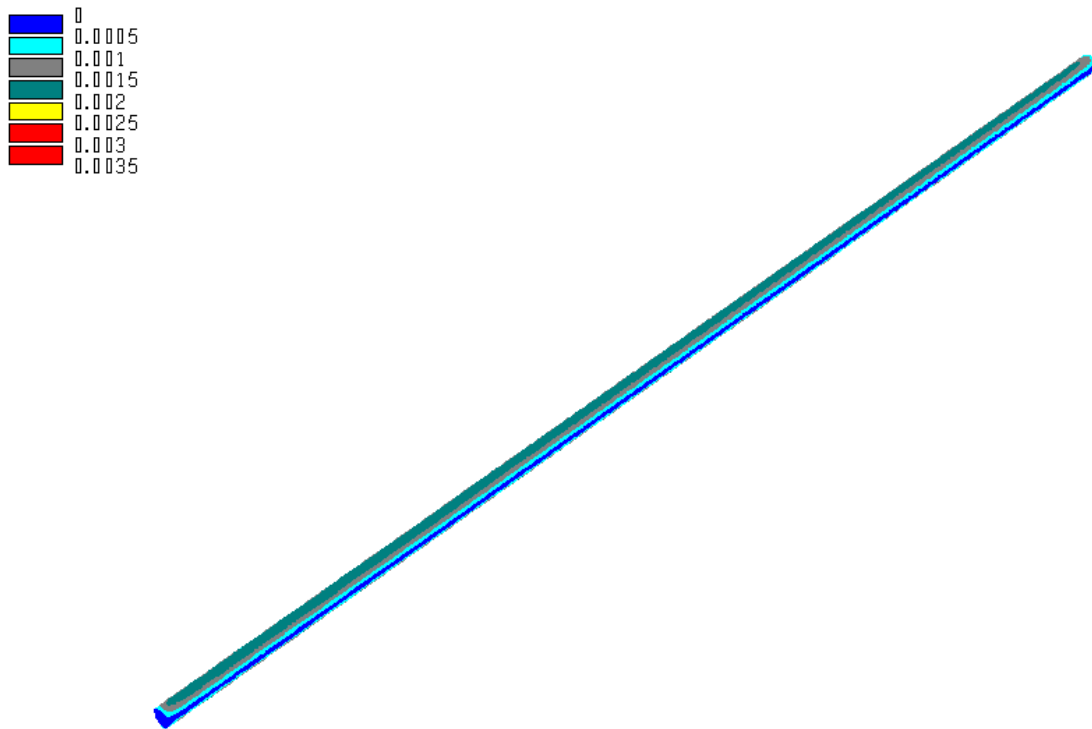


Figura D.55. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

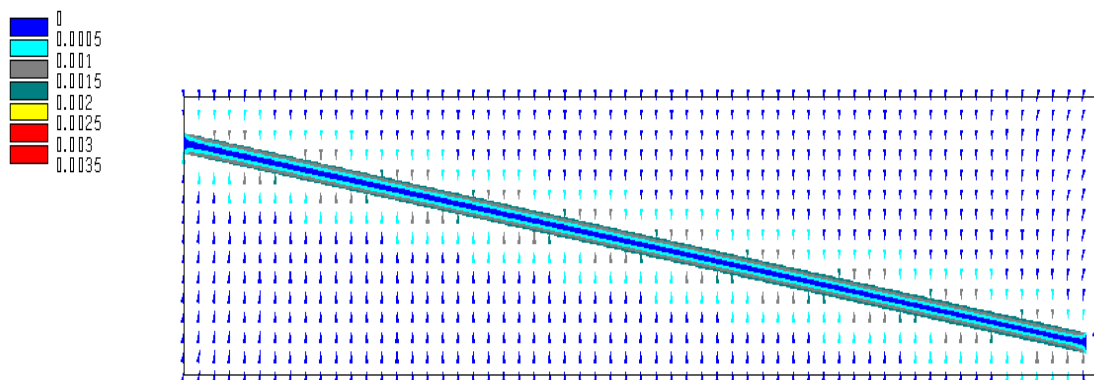


Figura D.56. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

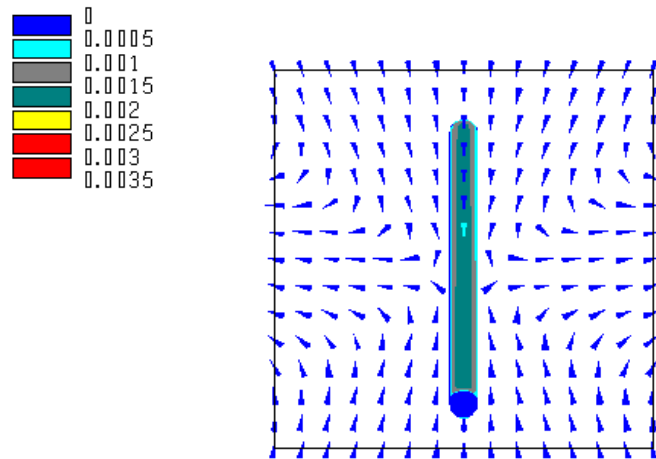


Figura D.57. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

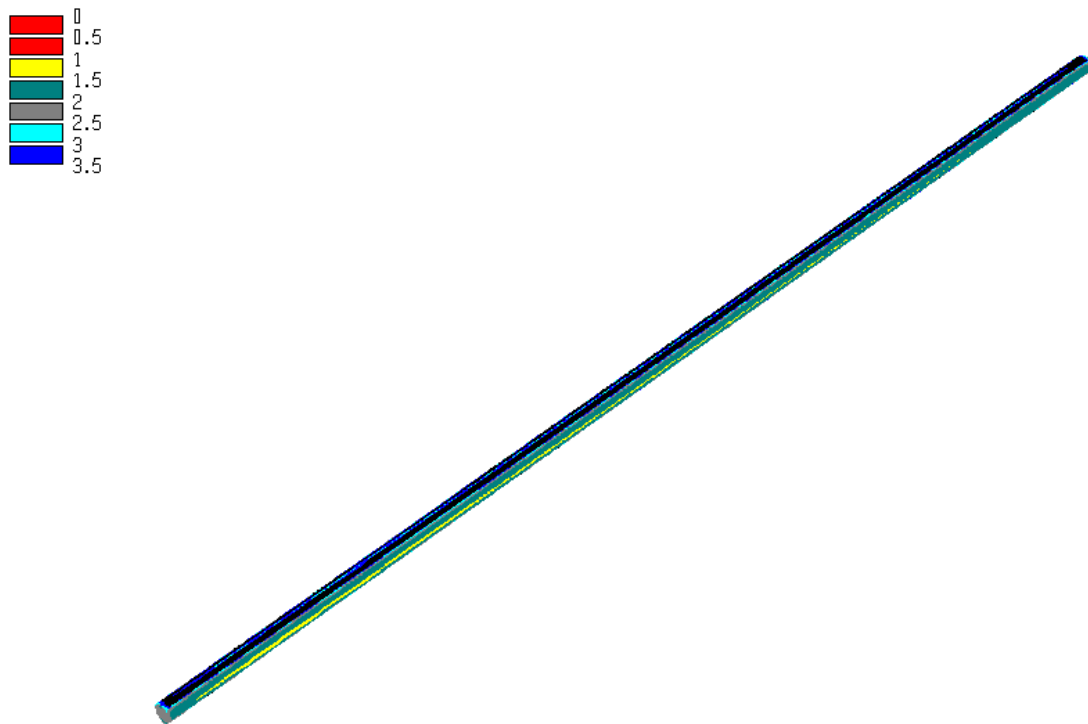


Figura D.58. Fator de segurança nas paredes do túnel.

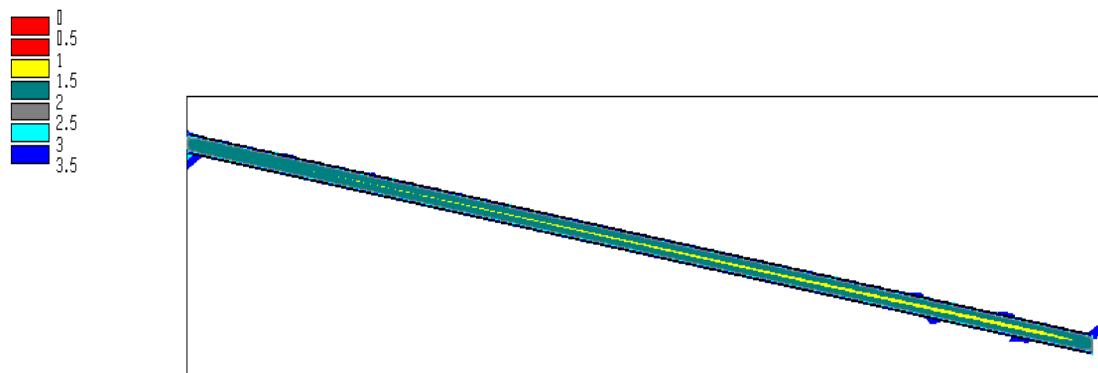


Figura D.59. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

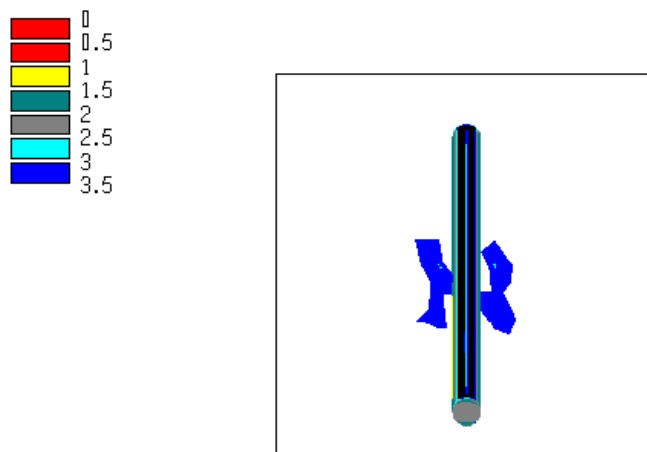


Figura D.60. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.

D.6 Trecho 2 (túnel sob alta pressão)

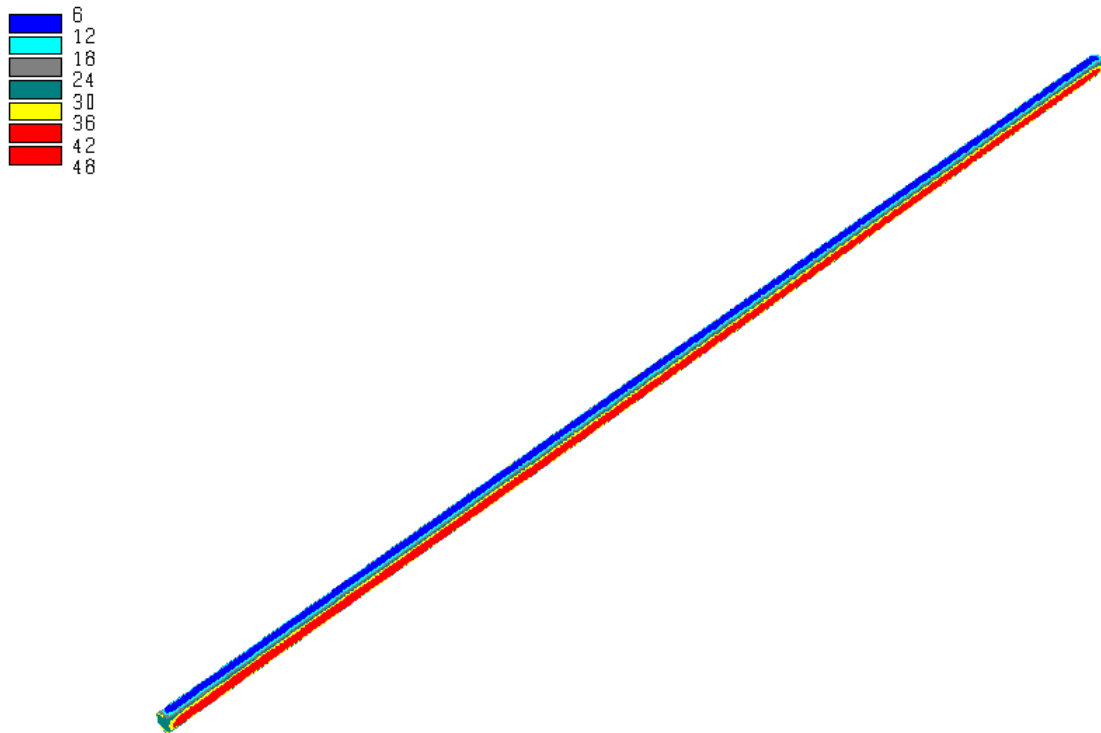


Figura D.61. Tensão principal maior nas paredes do túnel (MPa).

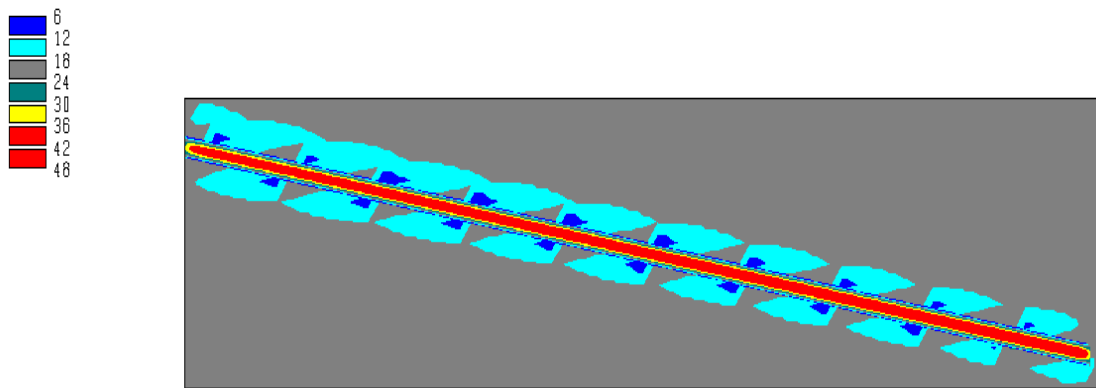


Figura D.62. Tensão principal maior em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

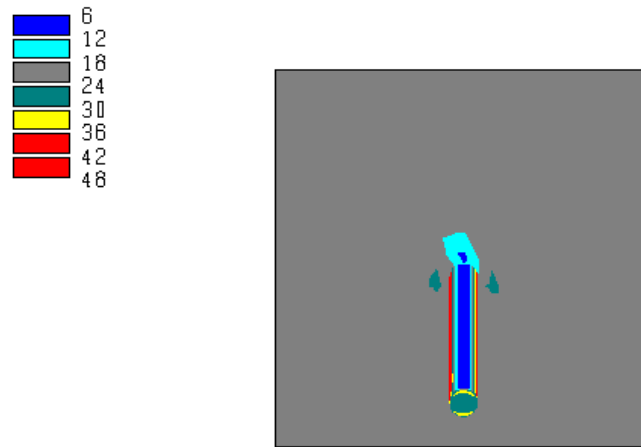


Figura D.63. Tensão principal maior em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

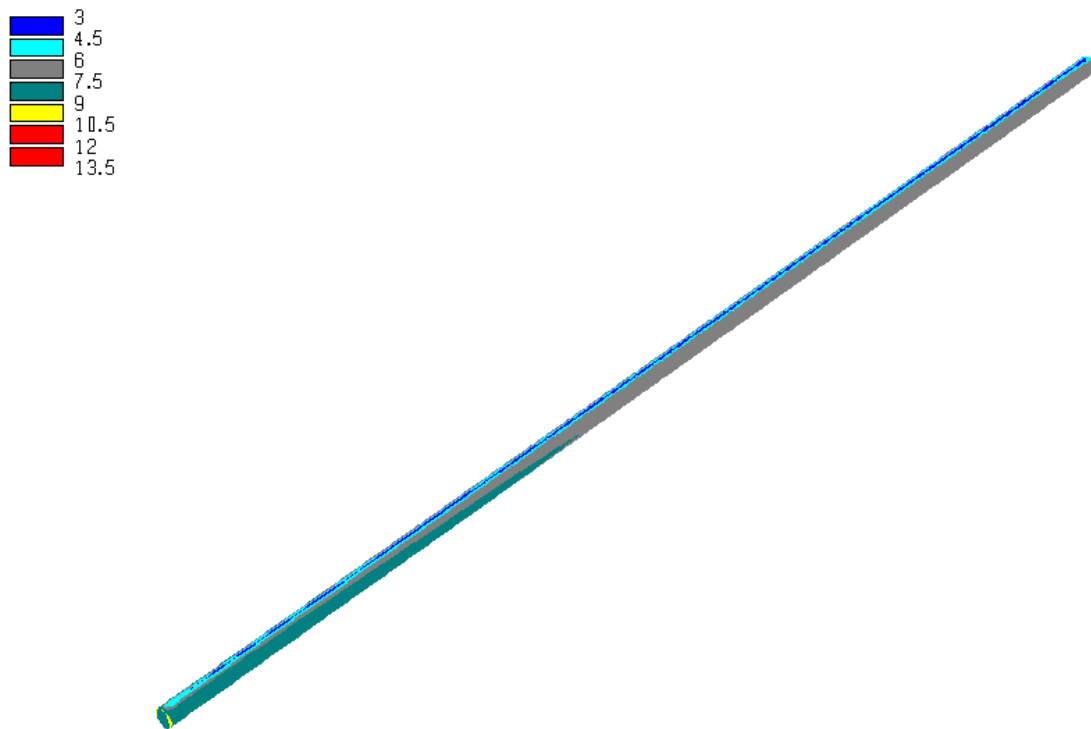


Figura D.64. Tensão principal menor nas paredes do túnel (MPa).

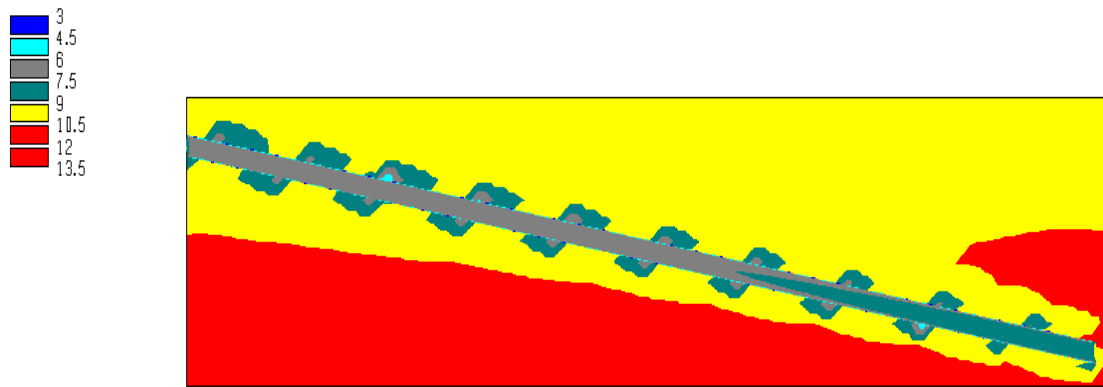


Figura D.65. Tensão principal menor em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (MPa).

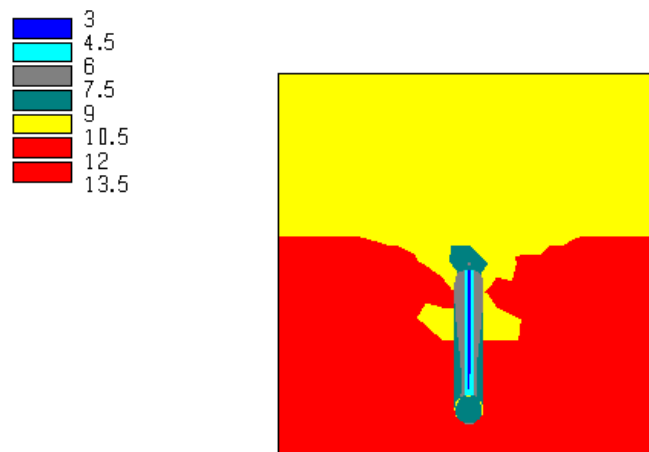


Figura D.66. Tensão principal menor em um plano transversal nas adjacências do túnel (MPa).

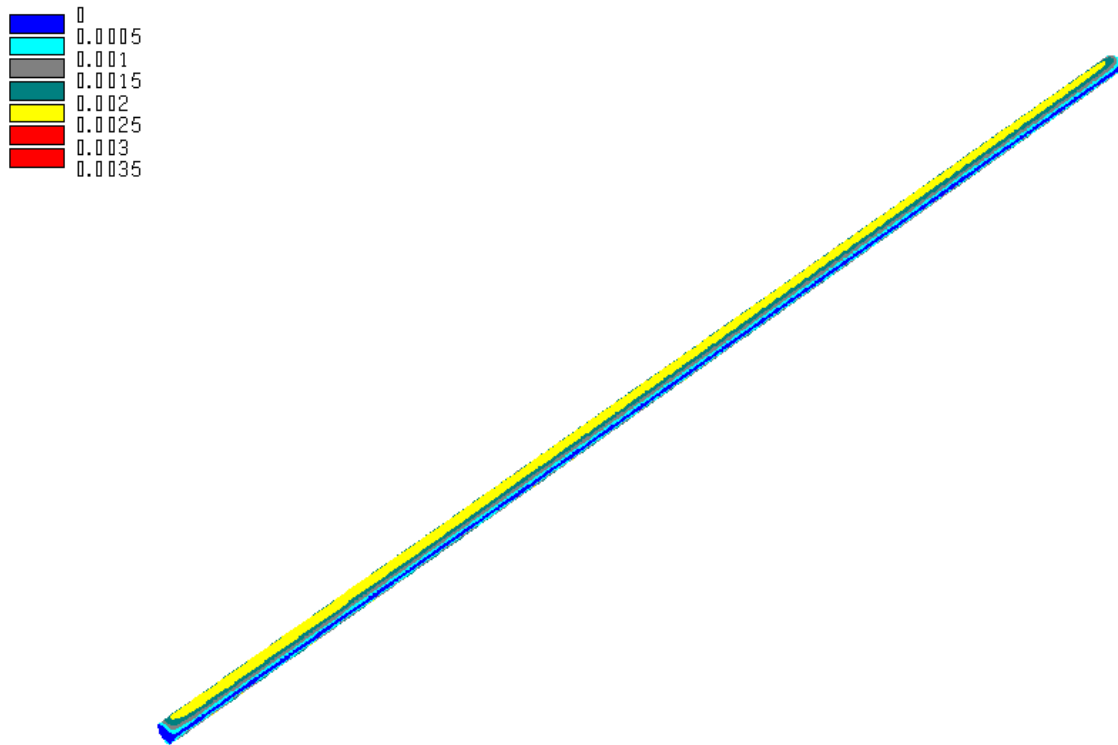


Figura D.67. Deslocamentos nas paredes do túnel (m).

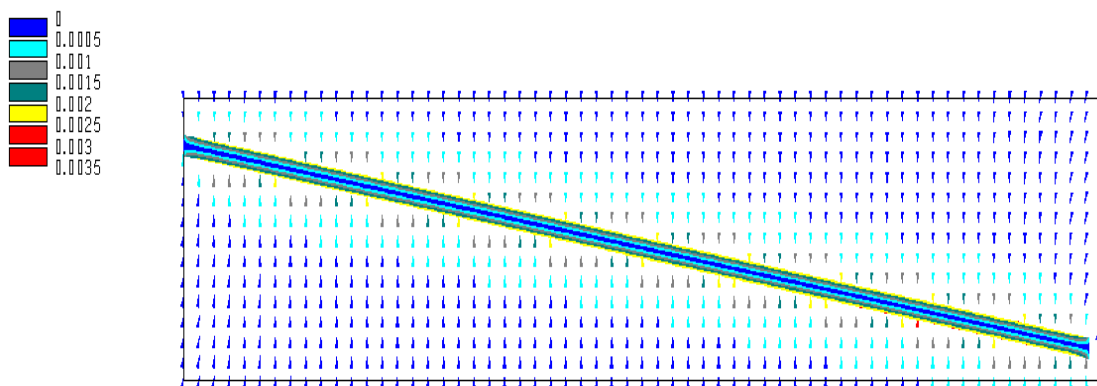


Figura D.68. Deslocamentos em um plano longitudinal nas adjacências do túnel (m).

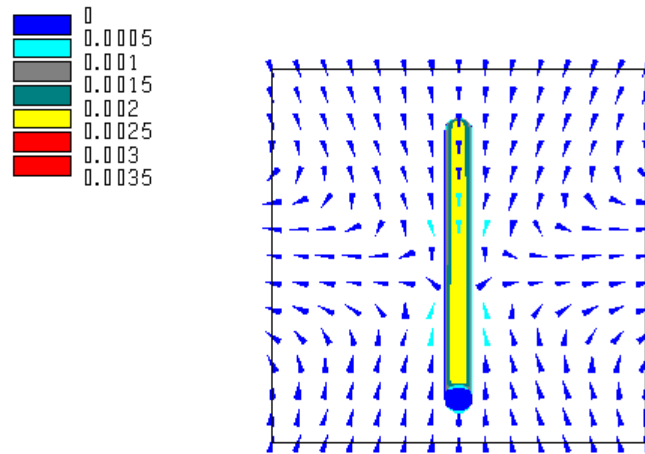


Figura D.69. Deslocamentos em um plano transversal nas adjacências do túnel (m).

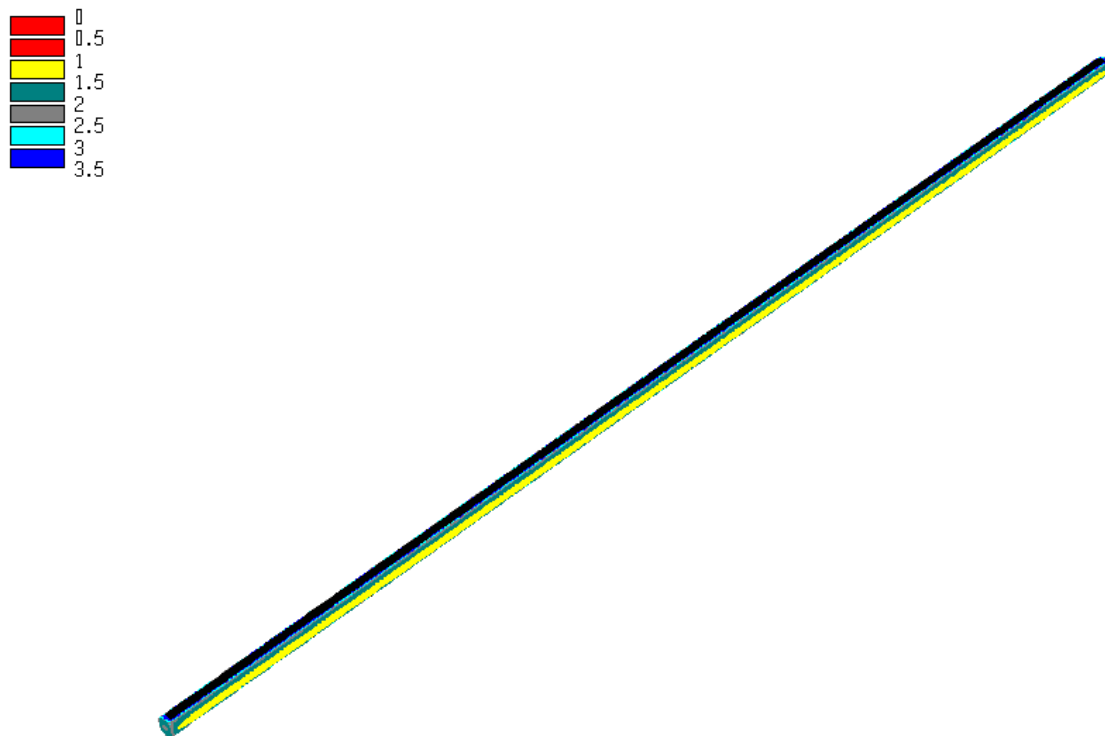


Figura D.70. Fator de segurança nas paredes do túnel.

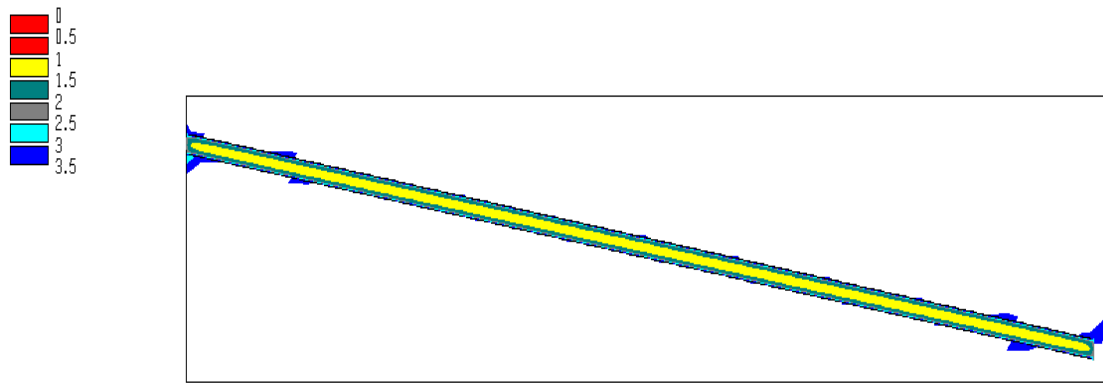


Figura D.71. Fator de segurança em um plano longitudinal nas adjacências do túnel.

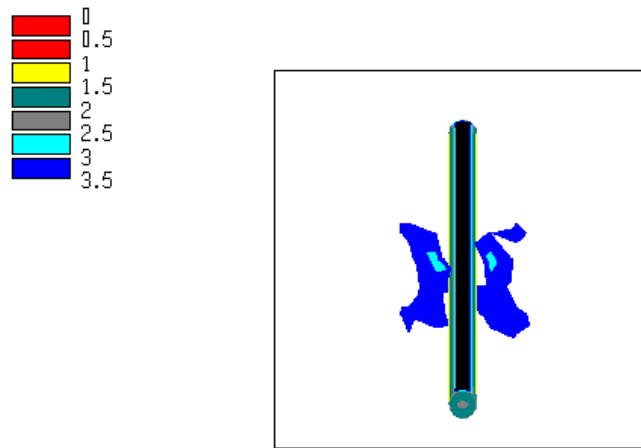


Figura D.72. Fator de segurança em um plano transversal nas adjacências do túnel.