

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

**INTERPRETAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO DE TÚNEIS
VISANDO A DEFLAGRAÇÃO DE PLANOS DE AÇÕES
EMERGENCIAIS**

ANA LUISA CEZAR RISSOLI

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D.

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-308/18**

BRASÍLIA / DF: JUNHO/2018

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

INTERPRETAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO DE TÚNEIS
VISANDO A DEFLAGRAÇÃO DE PLANOS DE AÇÕES
EMERGENCIAIS

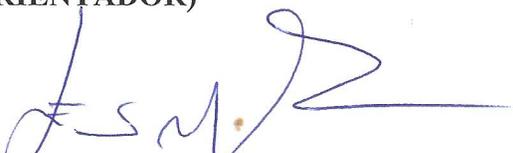
ANA LUISA CEZAR RISSOLI

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:



ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)



ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



TIAGO GERHEIM SOUZA DIAS, Ph.D. (Universiteit Gent)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 de JUNHO de 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

RISSOLI, ANA LUISA CEZAR

Interpretação de Instrumentação de Túneis Visando a Deflagração de Planos de Ações Emergenciais, Distrito Federal, 2018

xxi, 137 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2018)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Palavras chave:

- | | | |
|-------------|----------------------|---------------------------|
| 1. Túneis | 2. Instrumentação | 3. Estabilidade de Túneis |
| 4. Previsão | 5. Tomada de decisão | 6. Escavações |

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RISSOLI, A. L. C. (2018). Interpretação de Instrumentação de Túneis Visando a Deflagração de Planos de Ações Emergenciais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-308/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 129 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ana Luisa Cezar Rissoli

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Interpretação de Instrumentação de Túneis Visando a Deflagração de Planos de Ações Emergenciais.

GRAU / ANO: Mestre / 2018

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.

Ana Luisa Cezar Rissoli
SQN 115, BLOCO I, APTO 205
70772090 - Brasília/DF – Brasil
ana_rissoli@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador professor André Assis por sempre me fazer acreditar no tema mesmo nos momentos de maiores dúvidas, o seu entusiasmo é cativante.

À minha mãe Maria do Carmo por ser a maior incentivadora dos meus estudos, incentivo que ela viveu dos meus avós e hoje passa a nós, e por ser uma grande amiga e conselheira na minha vida acadêmica e profissional. Ao meu pai Cesar por sempre me incentivar a querer ser uma engenheira preocupada não só com cálculos e plantas. Aos meus irmãos Cesar e Felipe por serem minhas companhias e risadas do dia-a-dia. Ao meu namorado Leandro por sempre me apoiar e tornar as coisas mais leves. Aos amigos que a Geotecnia me proporcionou: Thais, Humberto, Marcone, Rogério e Andrea, com vocês a caminhada se tornou mais colorida, especialmente nos famosos dias que não aconteceram. Aos amigos de longa data que sempre me acompanharam em tudo, em especial à Marília por sempre me ouvir e até me ajudar quando possível.

Ao Metrô – Companhia do Metropolitano de São Paulo, na pessoa do Engenheiro Argimiro Alvarez Ferreira, por disponibilizar os dados de instrumentação utilizados na dissertação. Agradeço ainda ao Engenheiro Clemerson Pereira da Silva pelo auxílio na compreensão dos dados e mapas e pelas informações adicionais passadas pelas longas conversas por telefone.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e à Universidade de Brasília por acreditarem na pesquisa como crescimento da sociedade.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro oferecido, sem o qual não seria possível a realização desta dissertação.

INTERPRETAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO DE TÚNEIS VISANDO A DEFLAGRAÇÃO DE PLANOS DE AÇÕES EMERGENCIAIS

RESUMO

A instrumentação de túneis é a principal ferramenta para deflagração de Planos de Ações Emergenciais, aqui definidos como diretrizes para atuação em situações emergenciais que tenham potencial para causar repercussões tanto internas quanto externas ao empreendimento. Desta forma, a avaliação e interpretação dos dados de monitoramento são essenciais durante a obra, pois os dados se tornam informação para entendimento do processo mecânico, identificação do comportamento normal, detecção de desvios no comportamento esperado e previsão de comportamento futuro (OGG, 2014), sendo ferramenta para avaliação de estabilidade e otimização da obra. Neste sentido, o objetivo deste trabalho foi estudar diversos gráficos de deslocamentos, diagramas tempo-deslocamento, diagramas distância-deslocamento, curvas de deslocamento, linhas de tendência e vetores deslocamento, e indicadores de desempenho, como deformações críticas, Índice de Distorção Longitudinal (LDI) e volumes normalizados da bacia de recalque, visando prever a ocorrência ou não de rupturas. O estudo abrangeu a avaliação de deslocamentos resultantes de simulações numéricas em diversas geologias e de estudo de caso da Linha 5 – Lilás do Metrô-SP. Trinta e oito simulações numéricas foram realizadas no *software* de elementos finitos Plaxis 3D *Tunnel*. As simulações apresentam casos de túneis rasos e profundos com geologia homogênea e não homogêneas com material diferente dentro do maciço. A orientação do vetor deslocamento se mostrou o melhor indicador para prever o comportamento do material a frente da face, sendo o aumento após a transição entre materiais possível indicador de colapso. A razão entre o recalque no teto do túnel e seu diâmetro previu razoavelmente os casos de colapso quando associado à avaliação da normalização do vetor deslocamento nos túneis profundos, enquanto o indicador Índice de Distorção Longitudinal considerado a um diâmetro atrás da face de escavação previu razoavelmente bem o colapso nos túneis rasos. O caso de estudo do Metrô-SP avaliou deslocamentos verticais superficiais e profundos, em trechos estáveis e com a ocorrência de capelas, desestabilizações do material da face. Com os dados disponíveis, somente a parcela vertical dos deslocamentos, não foi possível prever as ocorrências com antecedência necessária. Desta forma, o estudo de deslocamentos 3D é promissor para a avaliação da estabilidade.

TUNNEL INSTRUMENTATION INTERPRETATION FOR EMERGENCY ACTION PLAN DEFLAGRATION

ABSTRACT

Tunnel instrumentation is the main tool for the development of Emergency Action Plans, defined as guidelines for action in emergency situations that have the potential to cause repercussions both internal and external to the construction site. Thus, the evaluation and interpretation of the monitoring data are essential during the construction, since the data becomes information for understanding the mechanical process, identification of normal behavior, detection of deviations in expected behavior and prediction of future behavior (OGG, 2014), being a tool for stability evaluation and optimization of the work. Thereby, the objective of this work was to study several graphs of displacements, time-displacement diagrams, distance-displacement diagrams, displacement curves, trend lines and displacement vectors, and performance indicators such as critical deformations, Longitudinal Distortion Index and normalized volumes of the surface settlements, in order to predict the occurrence of ruptures. The study included the evaluation of displacements resulting from numerical simulations in several geologies and from a case study of Line 5 - Lilás of Metrô-SP. Thirty-eight numerical simulations were performed in finite element software Plaxis 3D Tunnel. The simulations present cases of shallow and deep tunnels with homogeneous and nonhomogeneous geology with material different within the mass. The displacement vector orientation was shown to be the best indicator to predict the behavior of the material ahead of the face, and the increase after the transition between materials an indicator of collapse. The ratio between the tunnel ceiling and its diameter fairly predicted cases of collapse when associated with the evaluation of the normalization of the displacement vector in the deep tunnels, while the LDI indicator considered at a diameter behind the excavation face fairly predicted the collapse in shallow tunnels. The case study of the Metrô-SP, evaluated superficial and deep vertical displacements, in stable zones and with the occurrence of chapels, destabilization of the face material. With the available data, only the vertical portion of the displacements, it was not possible to predict the occurrences in advance. Thereby, the study of 3D displacements is promising for the stability evaluation.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2	ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS E CRITÉRIOS DE RUPTURA	5
2.1	MODOS DE RUPTURA DE TÚNEIS	6
2.2	CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB	6
2.3	CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK & BROWN.....	7
2.3.1	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA.....	9
2.3.2	CONVERSÃO DOS PARÂMETROS DO CRITÉRIO DE HOEK & BROWN PARA MOHR-COULOMB.....	10
3	PLANOS DE AÇÕES EMERGENCIAIS E PRÁTICAS DE MONITORAMENTO	12
3.1	PLANOS DE AÇÕES EMERGENCIAIS (PAE)	12
3.2	PRÁTICAS ATUAIS DE MONITORAMENTO DE TÚNEIS.....	14
3.3	AVALIAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE DADOS DE MONITORAMENTO	15
3.3.1	CONVERGÊNCIA.....	16
3.3.2	DESLOCAMENTOS ABSOLUTOS 3D	18
3.3.2.1	DIAGRAMA TEMPO-DESLOCAMENTO	21
3.3.2.2	DIAGRAMA DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO	22
3.3.2.3	CURVA DE DESLOCAMENTO.....	23
3.3.2.4	LINHA DE TENDÊNCIA	24
3.3.2.5	DIFERENÇAS OU RAZÕES ENTRE DESLOCAMENTOS	24
3.3.2.6	VETOR DESLOCAMENTO.....	25
3.3.3	EXTRUSÃO DA FACE	29
3.3.4	DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS	30
3.3.5	OUTROS INDICADORES DO DESEMPENHO DA ESCAVAÇÃO	32
3.3.5.1	ÍNDICES RESUMIDOS POR NEGRO <i>ET AL.</i> (2009)	32
3.3.5.2	DEFORMAÇÃO CRÍTICA (SAKURAI, 1981)	35
4	CASOS HISTÓRICOS.....	37
4.1	CASOS DE RUPTURAS OU PROBLEMAS DE ESTABILIDADE CONTROLADOS	37
4.1.1	TÚNEL METROVIÁRIO ITAQUERA	37
4.1.2	TÚNEL FERROVIÁRIO DE LAMBACH	38

4.1.3 TÚNEL GALGENBERG	39
4.1.4 TÚNEL RODOVIÁRIO SPITAL	40
4.1.5 TÚNEL EXPLORATÓRIO MITHERPACHING.....	40
4.2 CASOS DE TÚNEIS ESTÁVEIS	42
4.2.1 TÚNEL INNTAL	42
4.2.2 TÚNEL STRENGER.....	44
4.2.3 TÚNEL WOLFSGRUBEN	44
4.2.4 TÚNEL STEINHAUS	46
4.2.5 TÚNEL LANZIER	47
4.2.6 RESERVATÓRIO DE RESÍDUOS RADIOATIVOS BÁTAAPÁTI.....	49
5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	50
5.1 GEOLOGIA E GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO.....	50
5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	53
5.2.1 PESO ESPECÍFICO	53
5.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MACIÇO ROCHOSO.....	53
5.2.3 COEFICIENTE DE POISSON.....	54
5.2.4 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA INTACTA	54
5.2.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL DO MACIÇO	54
5.2.6 PARÂMETRO DA ROCHA INTACTA	55
5.2.7 <i>GSI</i>	55
5.2.8 FATOR PERTURBAÇÃO	55
5.2.9 ESTADO DE TENSÃO <i>IN SITU</i>	55
5.2.10 RESUMO DAS PROPRIEDADES DOS CASOS AVALIADOS	55
5.3 PASSOS DAS SIMULAÇÕES	57
6 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	59
6.1 APRESENTAÇÃO DOS DADOS DE SAÍDA DA SIMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DOS MESMOS	59
6.2 COMPORTAMENTO GERAL DOS TÚNEIS SIMULADOS	65
6.2.1 TÚNEIS PROFUNDOS	66
6.2.2 TÚNEIS RASOS	67
6.3 AVALIAÇÃO DOS INDICADORES.....	67
6.3.1 DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO....	67
6.3.2 CURVAS DE DESLOCAMENTO E LINHAS DE TENDÊNCIA.....	68
6.3.3 ORIENTAÇÃO DO VETOR DESLOCAMENTO.....	74
6.3.4 EXTRUSÃO	80

6.3.5	INDICADORES RESUMIDOS POR NEGRO <i>ET AL.</i> (2009).....	80
6.3.6	DEFORMAÇÕES.....	84
7	ESTUDO DE CASO - LINHA 5 – LILÁS - METRÔ-SP	86
7.1	CARACTERÍSTICAS DAS TUNELADORAS	88
7.2	GEOLOGIA.....	90
7.3	INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO	97
7.4	AVALIAÇÃO DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO	99
7.5	OCORRÊNCIA DE CAPELAS	101
7.6	TRECHO ROQUE PETRELLA – ESTAÇÃO CAMPO BELO.....	102
7.6.1	DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO..	102
7.6.2	CURVAS DE DESLOCAMENTO	106
7.6.3	LINHAS DE TENDÊNCIA	110
7.6.4	INDICADORES LDI E VOLUME NORMALIZADO DA BACIA DE RECALQUE112
7.6.5	DEFORMAÇÕES.....	114
7.6.6	COMENTÁRIOS DO TRECHO.....	115
7.7	TRECHO ESTAÇÃO CAMPO BELO – VSE JESUÍNO MACIEL	116
7.7.1	DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO..	116
7.7.2	CURVAS DE DESLOCAMENTO	119
7.7.3	LINHAS DE TENDÊNCIA.....	124
7.7.4	INDICADOR LDI E VOLUME NORMALIZADO DA BACIA DE RECALQUE ...	127
7.7.5	DEFORMAÇÕES.....	130
7.7.6	COMENTÁRIOS DO TRECHO.....	131
8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	132
8.1	CONCLUSÕES	132
8.2	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	133
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de escavação NATM com parcialização com galeria e bancada/ <i>invert</i> (modificado, <i>Federal Highway Administration</i> , 2009).....	5
Figura 2.2 – Esquema de TBM (modificado, Herrenknecht AG, 2018).....	5
Figura 2.3 – Envoltória de Mohr-Coulomb.....	7
Figura 2.4 – Ábaco do GSI em maciços rochosos homogeneamente fraturados (modificado - Marinos & Hoek, 2000).	10
Figura 3.1 – Fluxograma de atividades e responsáveis no Plano de Ação Emergencial (modificado - OGG, 2014).	13
Figura 3.2 – Instrumentos típicos de monitoramento de túneis superficiais (modificado - Lunardi, 2008).....	15
Figura 3.3 – Curva de convergência (modificado – Barlow, 1986).....	17
Figura 3.4 – Variação dos parâmetros X e C com contraste de rigidez da região de falha (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2003).	18
Figura 3.5 – Medidas de convergência de um túnel (modificado - Schubert, 2015).	19
Figura 3.6 – Medidas de deslocamentos absolutos de um túnel (modificado - Schubert, 2015).	19
Figura 3.7 – Deslocamentos radiais típicos (modificado - OGG, 2014).....	20
Figura 3.8 – Deslocamentos típicos nas paredes de um túnel (modificado - Hoek, 2000).	20
Figura 3.9 – Aumento dos deslocamentos antes do colapso do túnel (modificado - OGG, 2014).....	21
Figura 3.10 – Componentes de deslocamento no teto do túnel (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2008).....	22
Figura 3.11 – Diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento de escavações com velocidades de avanço diferentes (modificado - Schubert, 2015).....	22
Figura 3.12 – Diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento de um escavação com variação da velocidade de avanço (modificado - Schubert, 2015).....	23
Figura 3.13 – Comportamento “normal” das curvas de deslocamento em um túnel homogêneo (modificado - OGG, 2014).	23
Figura 3.14 – Comportamento das linhas de tendência e curvas de deslocamento em região de falha (modificado - OGG, 2014).	24
Figura 3.15 – Vetores deslocamento apresentados na seção transversal e longitudinal do túnel (modificado - Grossauer & Schubert, 2007).	26
Figura 3.16 – Possíveis vetores deslocamento (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2008).....	26
Figura 3.17 - Variação da orientação do vetor deslocamento com diferentes contrastes de rigidez e extensões das zonas de falha (modificado - Grossauer, 2001).....	27
Figura 3.18 – Orientações típicas dos vetores deslocamentos quando a escavação é realizada em material dominado por família de descontinuidades (modificado - Steindorfer, 1998).....	28

Figura 3.19 – Tendência da variação da orientação do vetor deslocamento no teto para pontos a 2, 4, 6 e 8 m atrás da face (modificado - Jeon <i>et al.</i> , 2005).....	29
Figura 3.20 – Linhas de tendência da razão L/S em zona de falha na escavação do túnel Galgenberg (a) 5 m atrás da face (b) 30 m atrás da face (modificado - Schubert & Budil, 1995).....	29
Figura 3.21 – Entrada de material no túnel com a ocorrência de colapso (modificado - Date <i>et al.</i> , 2009).	30
Figura 3.22 – Exemplo de ajuste dos dados de instrumentação para uma curva de Gauss.....	31
Figura 3.23 – Distribuição do LDI e dos deslocamentos verticais para condição estável e instável (modificado - Negro <i>et al.</i> , 2009).	34
Figura 3.24 – Deformações observadas nos túneis de Second Freeway, Pinglin e New Tienlun em Taiwan (modificado – Chern <i>et al.</i> , 1998).	36
Figura 4.1 – Recalques superficial e profundo a 15 m do local da ruptura do túnel metroviário Itaquera – Seção S04 (Sozio <i>et al.</i> , 1998).	37
Figura 4.2 – Linha de tendência da diferença entre deslocamentos verticais entre teto e lateral esquerda (modificado - Vavrovsky & Schubert, 1995).....	38
Figura 4.3 – Diferença entre deslocamentos verticais ocorridos na superfície e teto (modificado - Vavrovsky & Schubert, 1995).....	38
Figura 4.4 – Deslocamentos previstos e monitorados do teto do túnel Galgenberg na seção de instrumentação da Progressiva 1313,0 m (modificado - Sellner & Steindorfer, 2000).	39
Figura 4.5 – Linha de tendência 30 m atrás da face para a razão L/S (modificado - Schubert & Budil, 1995).....	39
Figura 4.6 – Diagramas tempo-deslocamento do túnel Spital (modificado - Sellner <i>et al.</i> , 2002).....	40
Figura 4.7 – Desenvolvimento dos deslocamentos verticais na lateral do túnel exploratório Mitherpaching (Moritz <i>et al.</i> , 2011).....	41
Figura 4.8 – Desenvolvimento de deslocamentos longitudinais no teto do túnel exploratório Mitherpaching (modificado - Moritz <i>et al.</i> , 2011).	42
Figura 4.9 – (a) Situação geológica; (b) Deslocamentos verticais e vetor orientação antes da escavação da zona de falha;(c) Deslocamentos verticais e vetor orientação em zona de falha (Grossauer <i>et al.</i> , 2005).	43
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais e vetor deslocamento ao se aproximar de zona de falha (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2005).	44
Figura 4.11 – Situação geológica e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Wolfsruben (modificado - Sellner & Steindorfer, 2000).	45
Figura 4.12 – Linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Wolfsruben antes de ocorrência de <i>overbreak</i> (modificado - Schubert & Grossauer, 2004). ..	45
Figura 4.13 – Situação geológica, desenvolvimento dos deslocamentos verticais no teto e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Steinhaus na escavação em material de pior qualidade (modificado - Moritz <i>et al.</i> , 2004).	46

Figura 4.14 – Situação geológica, desenvolvimento dos deslocamentos verticais no teto e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Steinhaus antes de ocorrência de <i>overbreak</i> (modificado - Moritz <i>et al.</i> , 2004).....	47
Figura 4.15 – Desenvolvimento de deslocamentos verticais na lateral e situação geológica do túnel Lanzier antes da tomada de medidas corretivas (modificado - Moritz <i>et al.</i> , 2011).....	48
Figura 4.16 – Desenvolvimento de deslocamentos verticais na lateral e situação geológica do túnel Lanzier após da tomada de medidas corretivas (modificado - Moritz <i>et al.</i> , 2011).....	48
Figura 4.17 – Desenvolvimento de deslocamento horizontal (direção x) no teto do túnel exploratório 3VK ao atravessar por zona de falha (modificado - Deák & Schubert, 2017). ...	49
Figura 4.18 – Linha de tendência da razão L/S no teto do túnel exploratório 3VK ao atravessar por zona de falha (modificado - Deák & Schubert, 2017).	49
Figura 5.1 – Geologias estudadas: (a) homogênea (a) com zona de material diferente de um diâmetro de comprimento (c) com zona de material diferente de três diâmetros de comprimento (d) com zona de material diferente de cinco diâmetros de comprimento.	51
Figura 5.2 – Malha de elementos finitos para modelos (a) túnel profundo (b) túnel raso.	52
Figura 5.3 – Condições de contorno e nível d’água das simulações numéricas.	52
Figura 5.4 – Simulação típica – Escavação da interface entre Zona 1 e 2 – TRBM5D.....	56
Figura 6.1 – Pontos monitorados na seção transversal – túneis rasos.....	59
Figura 6.2 – Curvas de deslocamentos Sc – TRBM5D.....	61
Figura 6.3 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Sc – TRBM5D.....	62
Figura 6.4 – Linhas de tendência Sc – TRBM5D.	62
Figura 6.5 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto – TRBM5D..	63
Figura 6.6 – Curvas de deslocamento Ss – TRBM5D.	63
Figura 6.7 – Linhas de tendência Ss – TRBM5D.	64
Figura 6.8 – Linhas de tendência do vetor deslocamento na superfície – TRBM5D.	64
Figura 6.9 – Medidas de extrusão ao longo da escavação –TRBM5D.	65
Figura 6.10 – Deslocamentos ocorridos antes do colapso no caso TPMP5D (aumentados 10x na escala da imagem).	66
Figura 6.11 – Deslocamentos ocorridos antes do colapso no caso TRMP5D (aumentados 10x na escala da imagem).	67
Figura 6.12 – Curvas de deslocamento Sc e interpretação do diagrama distância-deslocamento – TRBM5D.....	68
Figura 6.13 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Sc: (a) TPBP5D (b) TPMP3D (c) TPMP3D (d) TPMB5D.....	69
Figura 6.14 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Sc: (a) TRBP5D (b) TRMP3D (c) TRMR3D (d) TRMB5D.	70
Figura 6.15 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Lc: (a) TPBM5D;(b) TPMP5D.	71
Figura 6.16 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência SLAT: (a) TPBM5D; (b) TPMP5D; (c) TPBR3D.	71

Figura 6.17 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Lc: (a) TRBM5D; (b) TRMP5D.	72
Figura 6.18 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência SLAT: (a) TRBM5D; (b) TRMP5D; (c) TRBR3D.	72
Figura 6.19 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Ss: (a) TRBM3D; (b) TRBP5D; (c) TRMR5D (d) TRMB5D.	73
Figura 6.20 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Ls: (a) TRBM3D; (a) TRBP5D; (c) TRMR5D (d) TRMB5D.	74
Figura 6.21 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPBM3D; (b) TRBM3D.	75
Figura 6.22 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPBP3D; (b); TPBP5D; (c) TPMP3D; (d) TPMP5D.	76
Figura 6.23 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TRBP3D; (b) TRBP5D; (c) TRMP3D; (d) TRMP5D.	76
Figura 6.24 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPMR5D; (b) TPMP1D.	76
Figura 6.25 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TRBR3D; (b) TRMP1D.	77
Figura 6.26 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRB; (b) TRBM3D.	78
Figura 6.27 – Vetores deslocamento no maciço- TRB.	78
Figura 6.28 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRBP3D; (b) TRBP5D; (c) TRMP3D; (d) TRMP5D.	79
Figura 6.29 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRBR3D; (b) TRMP1D.	79
Figura 6.30 – Extrusão da face: (a) TPBM3D; (b) TPMR3D; (c) TPBP5D; (d) TPMP3D.	80
Figura 6.31 – Extrusão da face: (a) TRBM3D; (b) TRMR3D; (c) TRBP5D; (d) TRMP3D. ...	80
Figura 6.32 – Distribuição do LDI na superfície – TRBM5D.	82
Figura 6.33 – Distribuição do LDI no teto – TRBM5D.	82
Figura 7.1 – Esquemático de linha – Linha 5 - Lilás – Lote 3 (Geodata, 2013).	86
Figura 7.2 – Poços da Estação Campo Belo (Metrô, 2017).	88
Figura 7.3 – Registros fotográficos da obra (a) Cabeça de corte da TBM Tarsila (b) Emboque das duas vias (Geodata, 2013).	89
Figura 7.4 – Esquema da EPB (modificado, <i>Federal Highway Administration</i> , 2009).	89
Figura 7.5 – Legenda do modelo geotécnico – Classificação adotada pelo Metrô-SP.	92
Figura 7.6 – Modelo geotécnico final – Túnel Roque Petrella – Estação Campo Belo (Metrô, 2017).	93
Figura 7.7 – Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel – Parte 1 (Metrô, 2017).	94

Figura 7.8 - Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel – Parte 2 (Metrô, 2017).....	95
Figura 7.9 - Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel – Parte 3 (Metrô, 2017).....	96
Figura 7.10 – Detalhe da instalação dos instrumentos de recalques: (a) marcos superficiais; (b) tassômetros (Geodata, 2015a).	97
Figura 7.11 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo A (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).....	98
Figura 7.12 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo B (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).....	99
Figura 7.13 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo C (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).....	99
Figura 7.14 – Posicionamento dos pontos para avaliação das linhas de tendência (modificado - Herrenknecht AG, 2018).	100
Figura 7.15 – Registro de ocorrência de capelas (Metrô, 2017).	102
Figura 7.16 – Diagrama tempo-deslocamento dos MS no eixo da Via 2 – RPET-CPB.....	103
Figura 7.17 – Diagrama distância-deslocamento do MS no eixo da Via 2 – seção M102A – RPET-CPB.	103
Figura 7.18 – Diagrama distância-deslocamento do MS no eixo da Via 2 – seção M99A – RPET-CPB.	104
Figura 7.19 – Diagrama tempo-deslocamento dos tassômetros no eixo da Via 2 – RPET-CPB.	105
Figura 7.20 – Diagrama tempo-deslocamento do tassômetro da seção M106B no eixo da Via 2 – RPET-CPB.	106
Figura 7.21 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de 20/07/2015 a 18/08/2015.....	107
Figura 7.22 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de(a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.	107
Figura 7.23 – Curvas de deslocamento superficial Ss entre vias do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.....	108
Figura 7.24 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 1 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.	108
Figura 7.25 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.....	109
Figura 7.26 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 1 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.....	110

Figura 7.27 – Linhas de tendência dos deslocamentos superficiais Ss: (a) no eixo da Via 2; (b) entre vias; (c) no eixo da Via 1 – RPET-CPB.....	111
Figura 7.28 – Linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade ST: (a) no eixo da via 2; (b) no eixo da Via 1 – RPET-CPB.....	111
Figura 7.29 – Detalhe das linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade ST no eixo da Via 2 – RPET-CPB.....	111
Figura 7.30 – Desenvolvimento do LDI superficial entre as seções M102A e M103C na região de transição entre os materiais 2Ag1 e 2Ar3 – RPET-CPB.....	113
Figura 7.31 – Desenvolvimento do volume normalizado da bacia de recalques com o tempo para a seção M106B – RPET-CPB.	114
Figura 7.32 – Deformações ocorridas na seção M106B no eixo da Via 2 – RPET-CPB.	115
Figura 7.33 – Diagrama tempo-deslocamento dos marcos superficiais no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM.	117
Figura 7.34 – Diagramas distância-deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 da seção: (a) M99B; (b) M100C; (c) M101B; (d) M102A; (e) M103B; (f) M104B; (g) M105B; (h) M106C; (i) M107B – CPB-VSE JM.	118
Figura 7.35 – Diagrama distância-deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 da seção M107B – CPB-VSE JM.	119
Figura 7.36 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1 (19/08/2015 a 07/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 1 (08/09/2015 a 12/09/2015).	120
Figura 7.37 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 2 (08/09/2015 a 11/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 2 (12/09/2015 a 15/09/2015).	120
Figura 7.38 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 3 (12/09/2015 a 17/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 3 (18/09/2015 a 22/09/2015).	121
Figura 7.39 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 4 (17/09/2015 a 04/10/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 4 (05/10/2015 a 10/10/2015).	121
Figura 7.40 – Curvas de deslocamento superficial Ss no eixo da Via 2 após a escavação da zona de influência das Capelas 1 a 4 do trecho CPB-VSE JM (10/10/2015 a 20/11/2015). .	122
Figura 7.41 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1 (19/08/2015 a 07/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 1 (08/09/2015 a 12/09/2015).	122
Figura 7.42 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 2 (08/09/2015 a 11/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 2 (12/09/2015 a 15/09/2015).	123
Figura 7.43 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 3 (12/09/2015 a 17/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 3 (18/09/2015 a 22/09/2015).	123

Figura 7.44 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 4 (17/09/2015 a 04/10/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 4 (05/10/2015 a 10/10/2015).	124
Figura 7.45 – Curvas de deslocamento em profundidade ST no eixo da Via 2 após a escavação da zona de influência das Capelas 1 a 4 do trecho CPB-VSE JM (10/10/2015 a 20/11/2015).	124
Figura 7.46 – Linhas de tendência dos deslocamentos superficiais Ss no eixo da Via 2 no trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1; (b) antes da ocorrência da Capela 2; (c) antes da ocorrência da Capela 3 (d) antes da ocorrência da Capela 4.	125
Figura 7.47 – Linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade ST no eixo da Via 2 no trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1; (b) antes da ocorrência da Capela 2; (c) antes da ocorrência da Capela 3 (d) antes da ocorrência da Capela 4.	126
Figura 7.48 – Desenvolvimento do LDI superficial no eixo da Via 2 próximo à posição da Capela 1 – CPB-VSE JM.	128
Figura 7.49 – Desenvolvimento do LDI profundo no eixo da Via 2 próximo à posição da (a) Capela 1; (b) Capela 2; (c) Capela 3; (d) Capela 4 – CPB-VSE JM.....	128
Figura 7.50 – Desenvolvimento do LDI profundo no eixo da Via 2 entre Progressivas 14+911 e 14+930 – CPB-VSE JM.	128
Figura 7.51 – Desenvolvimento das deformações no eixo da Via 2 na seção M102A – CPB-VSE JM.	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Perdas pelo colapso de túneis (Reiner, 2011).....	2
Tabela 2.1 – Comportamentos de túneis escavados em rocha (Schubert & Goricki, 2004).....	6
Tabela 2.2 – Orientações para estimação do fator perturbação (D) (Hoek <i>et al.</i> , 2002).....	9
Tabela 3.1 – Níveis de alerta (OGG, 2014).....	12
Tabela 3.2 – Razões entre deslocamentos e suas previsões possíveis do maciço a frente da escavação (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2008).	25
Tabela 3.3 – Matriz de correlação - Orientação do vetor deslocamento e suas previsões possíveis do maciço a frente da escavação (modificado - Grossauer <i>et al.</i> , 2008).	27
Tabela 3.4 – Relação entre volumes normalizados de bacia de recalque, prática de construção e condições do maciço para escavação mecanizada (modificado - <i>Federal Highway Administration</i> , 2009).....	32
Tabela 3.5 – Índices de desempenho para túneis rasos em solo (modificado - Negro <i>et al.</i> , 2009).....	33
Tabela 5.1 – Expressões para o cálculo do módulo de elasticidade em maciços rochosos.	54
Tabela 5.2 – GSI dos materiais.	55
Tabela 5.3 – Parâmetros dos materiais.	56
Tabela 5.4 – Memória de cálculo dos parâmetros dos materiais.	56
Tabela 5.5 – Casos avaliados nas simulações numéricas.	57
Tabela 6.1 – Casos com ocorrência de ruptura.	66
Tabela 6.2 – Comportamento da orientação do vetor deslocamento na Zona 2.	77
Tabela 6.3 – Casos em que o valor limite foi atingido para Sc/D	81
Tabela 6.4 – Ocorrência de LDI negativos.	83
Tabela 6.5 – Deformações críticas de cada material.	84
Tabela 6.6 – Deformações máximas observadas em cada caso.	85
Tabela 7.1 – Avanços diários da Via 2 (Metrô, 2017).	87
Tabela 7.2 – Características das TMB (Geodata, 2013).	89
Tabela 7.3 – Parâmetros geotécnicos dos materiais (Geodata, 2012).	91
Tabela 7.4 – Parâmetros dos materiais e cálculo da deformação crítica.	101
Tabela 7.5 – Dados das ocorrências das capelas do trecho CPB-VSE JM – Via 2 (Metrô, 2017).....	101
Tabela 7.6 – Seções de instrumentação – RPET-CPB (Geodata, 2015a).	102
Tabela 7.7 – Limites de atenção e alarme e deslocamentos superficiais máximos – RPET-CPB.	105
Tabela 7.8 – LDI superficiais mínimos no eixo na Via 2 – RPET-CPB.....	112
Tabela 7.9 – LDI em profundidade mínimos no eixo na Via 2 – RPET-CPB.	112

Tabela 7.10 – Máximos volumes normalizados das bacias de recalque – RPET-CPB.	113
Tabela 7.11 – Deformações máximas ocorridas no eixo da Via 2 e 1 – RPET-CPB.	114
Tabela 7.12 – Seções de instrumentação – CPB-VSE JM (Geodata, 2015b; 2015c).	116
Tabela 7.13 – LDI superficiais mínimos no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM.	127
Tabela 7.14 – LDI superficiais mínimos no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM.	127
Tabela 7.15 – Perda de solo máximas – CPB-VSE JM.	129
Tabela 7.16 – Deformações máximas no eixo da Via 2 e 1 – CPB-VSE JM.	130

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

$3D$	Três dimensões
a	Constante do maciço rochoso (Critério de ruptura de Hoek &Brown).
c	Coesão
C	Convergência
$C(x,t)$	Função de convergência em relação à posição da face e tempo
C_∞	Parâmetro da função de convergência que representa o fechamento correspondente a uma taxa de avanço de escavação infinita
D	Diâmetro da abertura do túnel
D	Fator de perturbação decorrente da técnica construtiva.
E	Módulo de elasticidade
E_{co}	Módulo do material de cobertura do túnel,
E_m	Módulo de elasticidade do maciço rochoso
E_s	Modulo de rigidez secante
$FHWA$	Federal Highway Administration
GSI	<i>Geological Strength Index</i> (Índice de Resistência Geológica).
H	Profundidade do túnel
H	Deslocamento horizontal
H_C	Deslocamento horizontal no teto
H_L	Deslocamento horizontal na lateral esquerda
H_R	Deslocamento horizontal na lateral direita
i	Distância entre os pontos de inflexão da curva de recalque
I	Momento de inércia
ITA	International Tunnelling and Underground Space Association
k	Coefficiente de permeabilidade
K_o	Coefficiente de empuxo no repouso
kN	Quilo Newton
L	Deslocamento longitudinal
LDI	<i>Longitudinal Distortion Index</i> (Índice de distorção longitudinal)
m'	Parâmetro que descreve o efeito do tempo na equação de convergência
m	Fator de redução da resistência uniaxial (Sakurai, 1981)
m_b	Constante do maciço rochoso (Critério de ruptura de Hoek &Brown).

Metrô	Companhia do Metropolitano de São Paulo
m_i	Constante da rocha intacta (Critério de ruptura de Hoek & Brown).
n	Parâmetro que descreve o efeito do tempo na equação de convergência
n	Fator de redução do módulo de elasticidade (Sakurai, 1981)
<i>NATM</i>	<i>New Austrian Tunnelling Method</i> (Método Austríaco de Escavação de Túneis)
<i>OGG</i>	<i>Austrian Society for Geomechanics</i>
p	Carga máxima do revestimento
<i>PAE</i>	Plano de Ação Emergencial
R	Raio da abertura do túnel
s	Constante referente ao maciço rochoso (critério de Hoek & Brown)
S	Deslocamento vertical
S_C	Deslocamento vertical no teto
S_{LAT}	Deslocamento vertical na lateral
S_L	Deslocamento vertical na lateral esquerda
S_{max}	Recalque máximo ocorrido (Equação da bacia de recalques)
S_R	Deslocamento vertical na lateral direita
S_S	Deslocamento vertical na superfície
S_T	Deslocamento vertical profundo (medido por tassômetros)
Scf	Razão entre recalque do teto medido e calculado na face de escavação
Ssf	Razão entre deslocamentos transversais medidos e calculados nas paredes do túnel
$S(x)$	Recalque para cada ponto transversalmente ao túnel (Equação da bacia de recalques)
<i>SPT</i>	<i>Standard Penetration Test</i>
t	Tempo decorrido desde que a face cruzou a seção monitorada
T	Parâmetro que descreve o efeito do tempo na equação de convergência
<i>TBM</i>	<i>Tunnel Boring Machine</i>
U_c	Deslocamento adimensional do teto
uf	Extrusão da face
V_l	Volume normalizado de perda de solo, razão entre o volume de convergência e o volume da seção escavada
V_s	Volume normalizado da bacia de recalques, razão entre o volume da bacia de recalques e o volume da seção escavada

x	Posição do ponto transversal ao eixo do túnel
X	Parâmetro da função de convergência que corresponde ao efeito da face
Z_{p0}	Pré-deslocamentos ocorridos a frente da face
Z_{p1}	Pré-deslocamento ocorrido entre a escavação da face e primeira leitura
Z_m	Deslocamentos efetivamente monitorados
γ	Peso específico do maciço rochoso.
ν	Coefficiente de Poisson.
x	Distância que a seção de monitoramento está da face
α	Orientação do vetor deslocamento
$\Delta D/D$	Distorção do revestimento
γ_{dmax}	Razão entre distorção longitudinal medida e calculada
ΔU_{cult}	Incremento do recalque adimensional do teto após instalação do revestimento pré-moldado
ε_0	Deformação crítica
σ_c	Resistência a compressão uniaxial do material
ε_1	Deformação principal
τ	Tensão cisalhante resistente
σ	Tensão normal atuante no plano de cisalhamento
ϕ	Ângulo de atrito interno do material
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
σ'_{3max}	Limite superior da tensão de confinamento
σ'_{cm}	Resistência global do maciço rochoso
σ_{cro}	Tensão efetiva radial no teto do túnel

1 INTRODUÇÃO

A ocupação do espaço subterrâneo tem se expandido consideravelmente nas últimas décadas, em particular devido à necessidade de prover infraestrutura adequada para desenvolvimento das cidades, preservando a superfície para usos mais nobres. Apesar dessa tendência, a sociedade ainda apresenta aversão ao espaço subterrâneo, ligando-o a acidentes, desastres e perdas humanas e econômicas.

Os riscos inerentes à engenharia civil, e especialmente às obras subterrâneas, demandam Planos de Ações Emergenciais (PAE) durante construção e operação da obra. Neste contexto, a instrumentação se torna principal ferramenta de verificação da segurança das estruturas, sendo atrelada a níveis de referência para acionamento dos alarmes, especialmente do sinal de evacuação imediata da obra e estruturas lindeiras a serem afetadas pela possível ruptura.

Os níveis de referência da instrumentação de comportamento esperado, alerta e emergência para deflagração do PAE devem ser suficientemente precisos para não gerar perda de confiança no sistema e, por consequência, na segurança da obra em geral. Entretanto, ainda há dificuldade em definir estes limites com a precisão necessária, dado o número de fatores intervenientes no comportamento global da escavação de um túnel. Desta forma, o ideal é que os níveis de referência não sejam somente relacionados a valores limites, mas a comportamentos padrão levando em conta vários indicadores de desempenho.

Dentro do plano de instrumentação, os deslocamentos do maciço se tornam a principal fonte de dado para interpretação do comportamento da escavação, seja pela sua facilidade de acompanhamento sistemático, ou por eles serem as principais fontes de problemas nas estruturas já existentes ou por serem importantes indicadores de falha. Desta forma, a dissertação se centra na avaliação dos mesmos.

1.1 MOTIVAÇÃO

Considerando os grandes impactos ambientais, sociais e econômicos que rupturas de obras subterrâneas podem causar, o acionamento de PAE de forma confiável é de suma importância para a comunidade técnica e não técnica. Tanto falhas na deflagração em situações de emergência, como falsos alarmes, geram perda de confiança, além dos prejuízos anteriormente citados. A Tabela 1.1 apresenta quantificações de perdas ocorridas com colapsos de diversos túneis, valores muito significativos para a economia de um país.

Tabela 1.1 – Perdas pelo colapso de túneis (Reiner, 2011).

Ano	Projeto	Método de escavação	Perdas
1994	<i>Munich Metro</i> – Alemanha	NATM	US\$ 4 milhões
1994	<i>Heathrow Express Link</i> – Inglaterra	NATM	US\$ 141 milhões
1995	<i>Los Angeles Metro</i> – Estados Unidos	TBM	US\$ 9 milhões
1999	<i>Hull Yorkshire Tunnel</i> – Inglaterra	TBM	US\$ 55 milhões
1999	<i>TAV Bologne-Florence</i> – Itália	NATM	US\$ 9 milhões
2000	<i>Taegu Metro</i> – Coreia	<i>Cut and cover</i>	US\$ 24 milhões
2000	<i>TAV Bologne-Florence</i> – Itália	NATM	US\$ 12 milhões
2002	<i>Taiwan High Speed Railway</i>	NATM	US\$ 30 milhões
2003	<i>Shanghai Metro</i> – China	<i>Freezing</i>	US\$ 80 milhões
2004	<i>Singapore Metro</i> – Singapura	<i>Cut and cover</i>	US\$ 80 milhões
2005	<i>Barcelona Metro</i> – Espanha	NATM	US\$ 20 milhões
2005	<i>Lane Cone Tunnel</i> – Austrália	NATM	US\$ 15 milhões
2005	<i>Kaohsiung Metro</i> – Taiwan	TBM	US\$ 10 milhões
2006	<i>Big Dig Boston</i> – Estados Unidos	<i>Freezing</i>	US\$ 166 milhões
2008	<i>Glendoe HEP</i> – Suíça	TBM	€ 32,5 milhões
2008	<i>Tunnel Pécs – M6</i> – Hungria	TBM	€ 10 milhões
2009	<i>Brightwater Sewer</i> – Estados Unidos	TBM	US\$ 42 milhões
2009	<i>Metro Cologne</i> – Alemanha	NATM	€ 365 milhões
2009	<i>Thirre Tunnel</i> – Albânia	NATM	€ 6,4 milhões
2010	<i>Cairo Metro</i> – Egito	TBM	€ 20 milhões
2010	<i>Ettendorfer Tunnel</i> – Alemanha		€ 1 milhão

Legenda: *Tunnel Boring Machine* (TBM); *New Austrian Tunneling Method* (NATM).

No Brasil, os níveis de referência da instrumentação ainda são, quase sempre, somente relacionados à grandeza dos deslocamentos ocorridos, especialmente aos recalques superficiais. Entretanto, relações entre deslocamentos ocorridos, como a orientação do vetor deslocamento, e avaliação dos dados ao longo da seção longitudinal do túnel, não somente em seções transversais de instrumentação, já começam a serem adotadas como mecanismos de alertas (OGG, 2014), especialmente com objetivo de prever com maior antecedência comportamentos anormais.

Esta previsão de comportamentos se torna ferramenta essencial não só para verificação da segurança da estrutura, mas para a otimização do processo construtivo, que, no caso de túneis, ainda é muito baseado no método observacional de Terzaghi (Peck, 1969). Desta forma, o assunto é de grande importância para o desenvolvimento de padrões de comportamento para avaliação da estabilidade e do desempenho da escavação.

Também é importante ressaltar que geralmente os dados de instrumentação são disponíveis, mas que eles não são estudados à sua exaustão, o que poderia disponibilizar muito mais informação sobre o comportamento da escavação e do maciço.

1.2 OBJETIVOS

A instrumentação de túneis é muito associada ao acompanhamento dos deslocamentos ocorridos no maciço, sendo acompanhados em relação ao tempo decorrido ou ao avanço da escavação, chamados de diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento. Entretanto, uma série de outras curvas e indicadores pode ser adotada na avaliação desses deslocamentos, sendo o estudo destas curvas e indicadores de desempenho visando prever a ocorrência ou não de rupturas o principal objetivo desta dissertação

Para entender melhor este objetivo geral, são apresentados os seguintes objetivos específicos:

- Apresentação de alguns casos históricos, com objetivo de guiar na seleção dos indicadores a serem estudados;
- Avaliação dos indicadores em dados de deslocamentos gerados por simulação numérica, desta forma, pode-se estudar uma série de situações, com o especial objetivo de verificar comportamentos que podem gerar falsos positivos na previsão do comportamento a frente da face;
- Avaliação das curvas e indicadores no estudo de caso da Linha 5 – Lilás do Metrô-SP, túnel em que ocorreram desestabilização da face durante a escavação.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho foi elaborado em oito capítulos, que estão descritos a seguir:

O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao trabalho, além de enumerar os temas a serem abordados na dissertação.

No Capítulo 2 são apresentados modos de ruptura e envoltórias de ruptura adotadas na dissertação.

No Capítulo 3 é apresentada a prática atual de monitoramento de túneis e formas convencionais e inovadoras de avaliação dos dados da instrumentação, especialmente de deslocamentos.

No Capítulo 4 são apresentados casos históricos de túneis estáveis e que apresentaram algum comportamento de desestabilização.

No Capítulo 5 são apresentados a sistemática das simulações numéricas, os dados de entrada e suas justificativas.

No Capítulo 6 são apresentados os dados de saída das simulações numéricas e discussão dos comportamentos observados.

No Capítulo 7 são apresentadas as características do estudo de caso da Linha 5 – Lilás do Metrô-SP, com resumo da geologia, método construtivo e instrumentação, e resultados e discussão da avaliação da instrumentação.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões e recomendações para estudos futuros.

Por último, estão listadas as referências bibliográficas empregadas nesta pesquisa.

2 ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS E CRITÉRIOS DE RUPTURA

Os principais métodos de escavações subterrâneas são o *New Austrian Tunneling Method* (NATM), um método de escavação sequencial, e por *Tunneling Boring Machines* (TBM), uma forma de escavação mecanizada do maciço. Ambos os métodos podendo ser aplicados em diversos tipos de maciço, tanto de solo, como de rocha, e são apresentados na Figura 2.1 e Figura 2.2.

No método NATM o túnel é escavado sequencialmente em face plena ou com diversas possíveis parcializações da escavação que é realizada por explosivos, ou ferramentas mecânicas de escavação, sendo o revestimento do túnel geralmente concreto projetado, quando necessário (Lunardi, 2008). Já na escavação por TBM a seção é escavada por ferramenta de corte na cabeça da tuneladora, sendo o revestimento do túnel geralmente concreto pré-moldado (Lunardi, 2008).

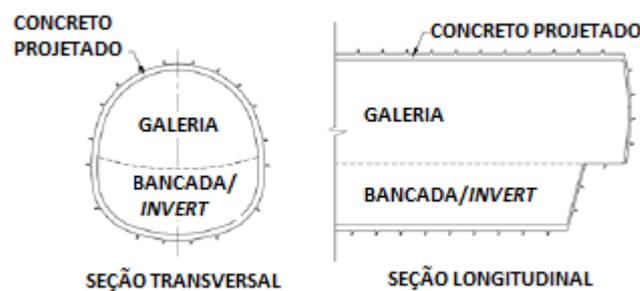


Figura 2.1 – Esquema de escavação NATM com parcialização com galeria e bancada/invert (modificado, *Federal Highway Administration*, 2009).

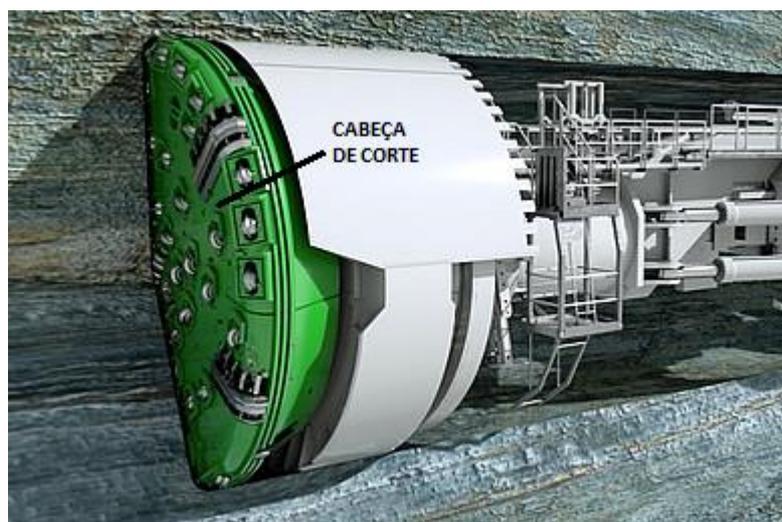


Figura 2.2 – Esquema de TBM (modificado, *Herrenknecht AG*, 2018).

2.1 MODOS DE RUPTURA DE TÚNEIS

Schubert & Goricki (2004), baseando-se em documentos da OGG de 2001, resumiram tipos de comportamentos de túneis em rocha com relação à sua estabilidade (Tabela 2.1). A delimitação de vários comportamentos possíveis em campo é essencial para entendimento do processo mecânico de cada um deles e estudo dos indicadores mais adequados para previsão e caracterização em cada situação.

Tabela 2.1 – Comportamentos de túneis escavados em rocha (Schubert & Goricki, 2004).

Comportamento	Descrição dos possíveis modos de ruptura
Estável	Maciço rochoso estável com potencial localizado de pequenas quedas de blocos
Estável com possível queda de material controlada por descontinuidades	Queda de blocos induzida pela gravidade e controlada por descontinuidades, com ocasional ruptura por cisalhamento
Rupturas rasas por cisalhamento	Rupturas por cisalhamento em túneis profundos em combinação com rupturas do maciço controladas pela gravidade e descontinuidades
Rupturas profundas por cisalhamento	Rupturas por cisalhamento em túneis profundos com ocorrência de grandes deformações
<i>Rock burst</i>	Ruptura rápida e violenta do maciço rochoso, causado por rochas com altas tensões e comportamento frágil e liberação rápida da energia deformadora
Ruptura por flambagem	Flambagem da rocha com espaçamento pequeno entre famílias de descontinuidades, geralmente associada à rupturas por cisalhamento
Ruptura por cisalhamento a baixas tensões de confinamento	Potencial de <i>overbreak</i> (sobre-escavação) e rupturas progressivas por cisalhamento com o desenvolvimento de chaminé, causados principalmente pela baixa tensão lateral
<i>Raveling ground</i>	Fluxo de rocha altamente fraturada ou solo sem coesão secos ou úmidos
<i>Flowing ground</i>	Fluxo de rocha altamente fraturada ou solo com alto teor de água
<i>Swelling</i>	Aumento do volume da massa dependente do tempo causado por reações físico-químicas da rocha e água combinadas com o alívio de tensões, levando ao movimento de fechamento das paredes do túnel
Comportamento variando frequentemente	Mudanças rápidas de tensões e deformações, causadas pela heterogeneidade do maciço, por condição de presença de blocos na matriz rochosa (<i>block-in-matrix</i>) ou por zonas de falhas

2.2 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é usualmente adotado para previsão de falha de solos, alguns tipos de rocha intacta e para descontinuidades planas e lisas ou controladas por seu preenchimento (Assis, 2001).

No critério de Mohr-Coulomb, o colapso ocorre quando a tensão cisalhante atuante é maior que a tensão cisalhante resistente no plano de resistência. Esta envoltória é curva, mas geralmente é aproximada por uma reta no intervalo de tensões de interesse. Coulomb descreveu esta reta por:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.1)$$

Onde, τ é a tensão cisalhante resistente, σ é a tensão normal atuante no plano de cisalhamento, c é a coesão do material e ϕ é o ângulo de atrito interno do material.

Adotando o conceito de círculo de Mohr para representação do estado de tensões em um ponto, tem-se o critério de Mohr-Coulomb em função das tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3), apresentado a seguir:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{sen}(\phi) + c \cdot \text{cos}(\phi) \quad (2.2)$$

A Figura 2.3 apresenta a representação do envelope de ruptura de Mohr-Coulomb e o círculo de Mohr do estado de tensões.

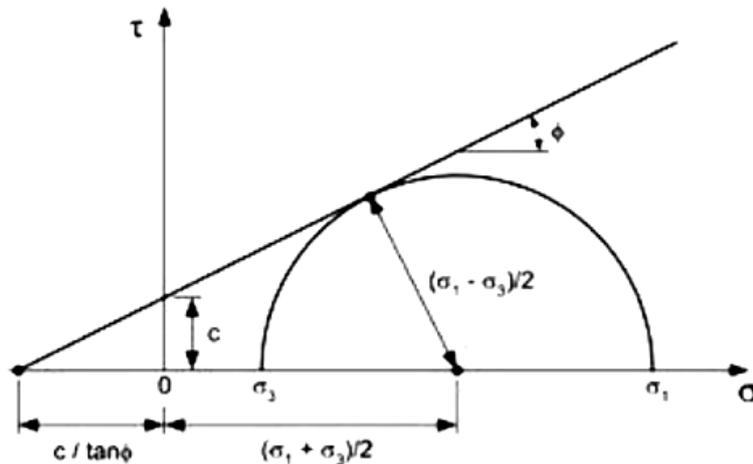


Figura 2.3 – Envoltória de Mohr-Coulomb.

No critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a resistência a compressão uniaxial do material é obtida por:

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \text{cos}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \quad (2.3)$$

2.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK & BROWN

O critério de ruptura de Hoek & Brown consiste em uma envoltória de ruptura empírica adotada para prever a ruptura em rochas. Este critério adota resultados de ensaios laboratoriais e o Índice de Resistência Geológica (GSI) para determinar os parâmetros da envoltória.

O critério de Hoek & Brown sofreu uma série de modificações ao longo dos anos e sua versão mais atual é o critério generalizado de Hoek & Brown (Hoek *et al.*, 2002), dada por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.4)$$

Onde, σ_{ci} é resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (MPa); m_b , s e a são constantes referentes ao maciço rochoso para o critério de Hoek & Brown; σ'_1 e σ'_3 são tensões principais maior e menor (MPa), respectivamente.

As constantes m_b , s e a são calculadas pelas equações seguintes, adotando o GSI do maciço rochoso, bem como o fator de perturbação (D), decorrente da técnica construtiva.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.5)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI} - e^{-20/3}) \quad (2.7)$$

Onde, m_i é a constante referente à rocha intacta para o critério de Hoek & Brown; GSI é o Índice de Resistência Geológica; D é o fator de perturbação.

O fator de perturbação depende do dano que a rocha foi submetida pela detonação e relaxação de tensões. Este fator varia de 0, para rochas não perturbadas, a 1, para rochas muito perturbadas. Hoek *et al.* (2002) apresentam valores de referência, listados na Tabela 2.2, para estimação desse fator para alguns tipos de obras e métodos construtivos.

Quando se trata de rocha intacta, as constantes m_b , s e a se tornam m_i , 1 e 0,5, respectivamente.

Tabela 2.2 – Orientações para estimação do fator perturbação (D) (Hoek *et al.*, 2002).

Descrição do maciço rochoso	Valor sugerido de D
Detonação com excelente controle de qualidade ou escavação por <i>Tunnel Boring Machine</i> (TMB), resultando em perturbação mínima no maciço rochoso confinado ao redor de um túnel.	D=0
Escavação mecanizada ou manual in rocha de baixa qualidade (sem detonação), resultando/em perturbação mínima no maciço rochoso confinado ao redor. Onde há problemas com <i>squeezing</i> (maciços em que ocorrem grandes convergências sem a ocorrência de fraturamento), a não ser que seja adotado <i>invert</i> temporário.	D=0; D=0,5 (sem <i>invert</i>)
Detonação sem controle de qualidade em rocha dura, resultando em danos localizados, estendendo-se a 2 ou 3 metros.	D=0,8
Detonação de pequena escala em taludes de aplicações civis, resultando em danos significativos, especialmente se a detonação controlada é aplicada. Entretanto, alívio de tensões resulta em alguma perturbação.	D=0,8 (fogo cuidadoso); D=1,0 (detonação ruim)
Taludes altos em minas a céu aberto sofrem perturbação significativa pela detonação pesada e pelo alívio de tensões causado pelo grande desconfinamento. Em rochas fracas o desmonte mecânico gera menos danos ao talude.	D=1,0 (detonação em escala) D=0,7 (escavação mecanizada)

2.3.1 ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA

Existe uma série de sistemas de classificação geomecânicas, que têm como objetivo a melhor compreensão do comportamento do maciço rochoso, meio descontínuo formado pelas porções de rocha intacta e pelas discontinuidades que o atravessam.

O Índice de Resistência Geológica (GSI) de Hoek (1994) tem sido a classificação geomecânica mais adotada em projetos de engenharia pois, diferentemente dos demais sistemas, não é focado em prover soluções de engenharia, mas em estimar parâmetros com significado físico para definição de soluções.

Atualmente, o valor do GSI é obtido por ábacos (Figura 2.4), sendo este valor determinado conforme as avaliações visuais das condições do maciço rochoso.

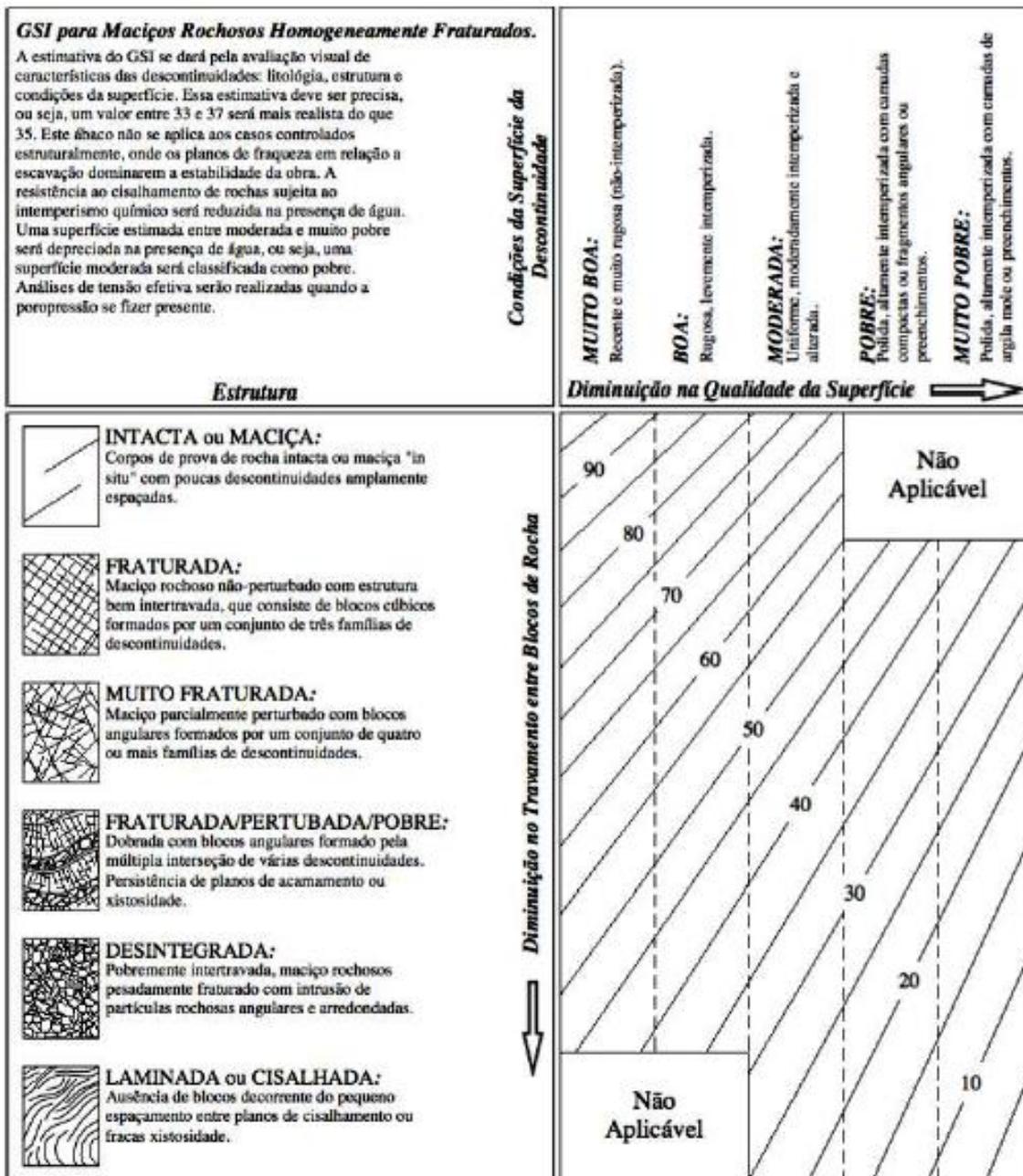


Figura 2.4 – Ábaco do GSI em maciços rochosos homogeneamente fraturados (modificado - Marinos & Hoek, 2000).

2.3.2 CONVERSÃO DOS PARÂMETROS DO CRITÉRIO DE HOEK & BROWN PARA MOHR-COULOMB

Apesar do critério de ruptura de Hoek & Brown ser mais adequado para rochas, muitos *softwares* ainda não o apresentam como modelo de material, desta forma, é necessária conversão dos parâmetros para o critério de Mohr-Coulomb, modelo amplamente implementado em *softwares*. As equações seguintes apresentam esta conversão entre parâmetros proposta por (Hoek *et al.*, 2002):

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.8)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.9)$$

Onde, $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$; ϕ é o ângulo de atrito; c é a coesão (MPa); σ'_{3max} é o limite superior da tensão de confinamento (MPa), que deve ser selecionado segundo o tipo de aplicação; m_b , s e a são as constantes referentes ao maciço rochoso para o critério de Hoek & Brown; σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (MPa).

A tensão limite superior da tensão de confinamento para aplicações de túneis é calculada por:

$$\sigma'_{3max} = 0.47\sigma'_{cm} \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (2.10)$$

Onde, γ é o peso específico do maciço rochoso (MN/m³); H é profundidade do túnel (m); σ'_{cm} é a resistência global do maciço rochoso (MPa).

Em casos em que a tensão horizontal é maior que a tensão vertical, γH deve ser substituído pela tensão horizontal.

A resistência global do maciço é calculada por:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.11)$$

3 PLANOS DE AÇÕES EMERGENCIAIS E PRÁTICAS DE MONITORAMENTO

Os Planos de Ações Emergenciais e a prática atual de monitoramento de túneis são apresentados neste capítulo, com enfoque nas formas de avaliação dos dados de instrumentação para o acionamento de PAE e previsão de comportamentos futuros.

3.1 PLANOS DE AÇÕES EMERGENCIAIS (PAE)

O Plano de Ação Emergencial de uma obra estabelece diretrizes para atuação em situações emergenciais que tenham potencial para causar repercussões tanto internas quanto externas ao empreendimento. O PAE deve apresentar os procedimentos de resposta às situações emergenciais, além de definir as atribuições e responsabilidades dos envolvidos. Este protocolo garante as condições necessárias para o pronto atendimento às emergências, por meio do desencadeamento de ações rápidas e seguras.

O PAE deve não só indicar as medidas a serem tomadas e seus agentes, mas também os critérios para o acionamento de cada nível de alarme. Desta forma, a instrumentação é a principal ferramenta de verificação dos critérios, sendo necessário definir padrões para avaliação do acionamento do PAE (Assis, 2016).

A OGG (2014) sugere níveis de alerta apresentados na Tabela 3.1, já *The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers* (2004) sugere somente dois níveis, nível de alerta e de ação, o primeiro indica problemas potenciais, mas não suficientes para a interrupção dos trabalhos, e o segundo indica danos inaceitáveis ao túnel e às estruturas vizinhas.

Tabela 3.1 – Níveis de alerta (OGG, 2014).

Nível	Características
0	Comportamento do sistema dentro do intervalo esperado para as especificações do projeto
1	Desvios do comportamento esperado do sistema, fase de reação
2	a Risco iminente, risco limitado à obra, situação de crise
	b Risco iminente, risco também afeta terceiros, situação de crise

Para Schubert (2006), o plano de ações emergenciais deve conter os seguintes elementos: definição do comportamento esperado e os limites de tolerância; a implementação de uma organização adequada e monitoramento do comportamento do túnel, inclusive dos principais fatores que o influenciam; comparação entre comportamento esperado e de campo com realização de ajustes de acordo com a experiência ganha durante o projeto; documentação

das medidas reativas aos desvios do comportamento esperado; critérios de alarme, organização, prioridades e medidas em caso de crise.

A Figura 3.1 apresenta fluxograma proposto pela OGG (2014) com atividades e responsáveis, especialmente fluxo de informação entre envolvidos.

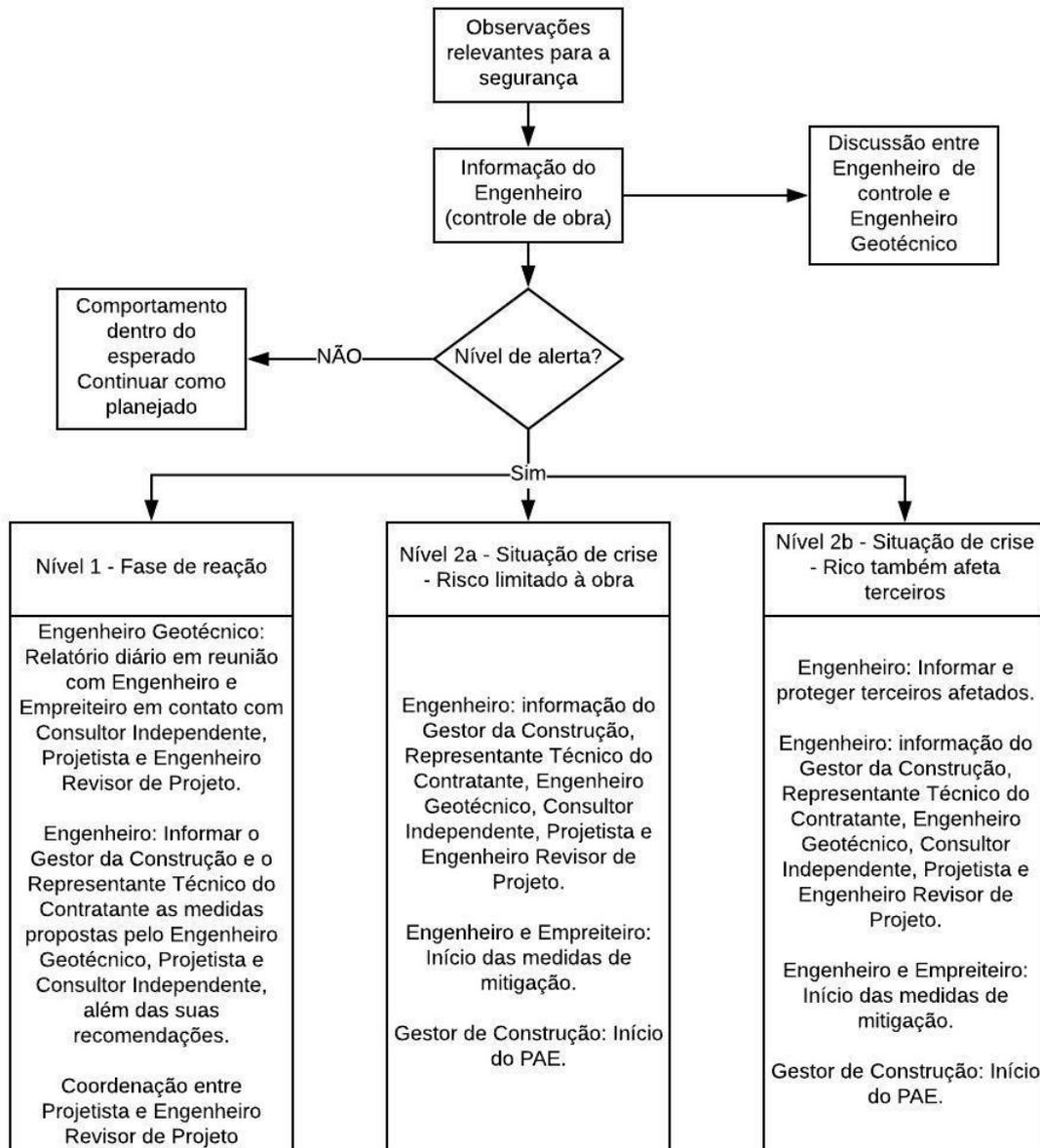


Figura 3.1 – Fluxograma de atividades e responsáveis no Plano de Ação Emergencial (modificado - OGG, 2014).

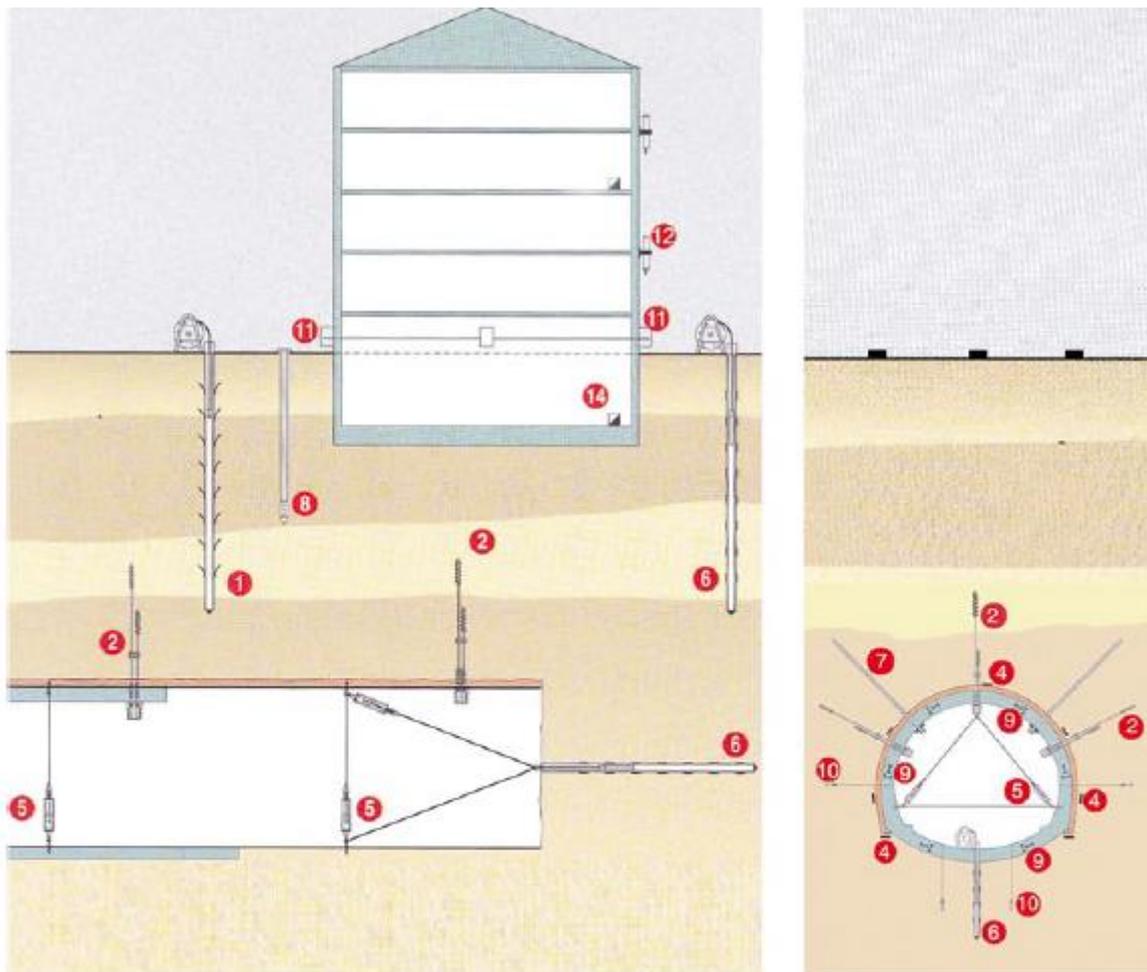
3.2 PRÁTICAS ATUAIS DE MONITORAMENTO DE TÚNEIS

Os principais objetivos da instrumentação e monitoramento são obtenção de informações sobre a resposta do maciço à escavação, controle da construção, verificação dos parâmetros e modelos de projeto, avaliação do desempenho do revestimento durante a construção e vida útil da estrutura e monitoramento do impacto da obra no meio circundante, como recalques superficiais, impacto às estruturas já existentes e rebaixamento do lençol freático (ITA, 2011). Além desses objetivos, a instrumentação também pode ser usada para prover informações sobre comportamentos críticos, prever parâmetros a frente da escavação ou ainda não instrumentados e antecipar o desempenho do túnel como um todo (ITA, 2011), possibilitando a otimização da escavação (Moritz *et al.*, 2011).

O plano de monitoramento deve ser projetado para obter todas as informações relevantes para tomada de decisão em campo, tendo como foco não só a segurança da obra, mas também a otimização da mesma. Desta forma, inicialmente deve-se selecionar quais parâmetros serão monitorados, posicionamento das seções de monitoramento e frequência de leitura dos instrumentos (OGG, 2014).

A Figura 3.2 apresenta uma seção típica completa de instrumentação em túneis superficiais, que são posicionadas com espaçamento típico de 5 a 20 m (OGG, 2014). A frequência de leitura dos equipamentos de deslocamentos, foco da dissertação, é geralmente diária nas seções próximas da escavação, sendo esta diminuída conforme a estabilização do maciço (OGG, 2014). Entretanto, o aumento da capacidade de transmissão e armazenamento de dados possibilita frequências maiores para melhor acompanhamento dos parâmetros monitorados.

Além do monitoramento dos parâmetros apresentados na Figura 3.2, algumas novas formas de acompanhamento e avaliação de obras vêm ganhando espaço de forma tímida, mas promissora. Gomes (2004), por exemplo, estudou a detecção de mecanismos de colapso por meio de registros sísmicos em túneis em modelos reduzidos, método que se mostrou pouco eficiente pelos indícios de ruptura serem captados somente instantes antes do evento. Yong *et al.* (2013) estudaram a verificação de danos à frente da escavação por meio do monitoramento de ondas sísmicas, prática ainda incipiente devido necessidade de equipamentos adequados e tempo de processamento dos dados de cerca de 3 h (Dickmann & Krueger, 2013).



1 Extensômetro magnético
 Recalques superficiais
 2 Extensômetro multiponto
 Deformação/plastificação do maciço
 3 Acelerômetro
 Vibrações durante a escavação
 4 Células de pressão
 Pressão na interface maciço-revestimento
 5 Extensômetros de fita
 Convergência
 6 Extensômetros/Inclinômetros incrementais
 Extrusão e deformação do maciço

7 Célula de carga
 Carga nos elementos estruturais
 8 Piezômetro com medição de recalque
 Nível piezométrico e recalques
 9 Strain Gauge
 Tensão e deformação no revestimento
 10 Piezômetro elétrico
 Poropressão
 11 DSM Medidor de recalque diferencial
 Recalque diferencial
 12 Inclinômetro superficial
 Inclinação vertical das edificações

Figura 3.2 – Instrumentos típicos de monitoramento de túneis superficiais (modificado - Lunardi, 2008).

3.3 AVALIAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE DADOS DE MONITORAMENTO

A avaliação e interpretação dos dados de monitoramento são essenciais durante a obra, pois os dados se tornam informação para entendimento do processo mecânico, identificação do comportamento normal, detecção de desvios no comportamento esperado e previsão de comportamento futuro (OGG, 2014), sendo uma ferramenta para avaliação de estabilidade e

otimização da obra. Vale ressaltar que o comportamento normal da escavação pode ser estimado por meio de equações analíticas, simulações numéricas, ajuste de curvas após primeiras leituras, entre outros métodos, sendo que todos apresentam suas limitações pela complexidade dos materiais geotécnicos.

A seguir são expostas as formas de avaliação mais comuns da instrumentação de campo.

3.3.1 CONVERGÊNCIA

Convergência é a redução da seção escavada devido aos deslocamentos provenientes da energia deformadora após a escavação. A convergência é monitorada pela medição da posição relativa de pinos, placas ou refletores, posicionados na parede escavada, imediatamente após a escavação da seção. Tal medição é tradicionalmente feita por meio de fios *invar* ou extensômetros de fita. No entanto, avanços mais recentes estão tornando os métodos ópticos a prática padrão (ITA, 2011).

O acompanhamento da convergência é adotado para verificação do equilíbrio do maciço pelo gradual decréscimo de sua taxa. Entretanto, esta taxa depende de fatores como as condições do maciço, sistema de suporte, procedimento de escavação e estado de tensões inicial.

Os trabalhos realizados no Instituto de Mecânica das Rochas e Túneis (*Institute of Rock Mechanics and Tunneling*), da *Graz University of Technology*, contribuíram para o avanço na avaliação dos dados de instrumentação de deslocamentos, trabalhando inicialmente com dados de convergência. Grossauer *et al.* (2005) propuseram previsão da convergência por duas formas: pela retroanálise de equação analítica de convergência após a obtenção dos dados das primeiras leituras; e pela obtenção dos parâmetros da função por meio de um banco de dados que armazena o conhecimento de retroanálises de casos anteriores. Este amplo estudo tem como um de seus produtos o *software* GeoFit, ferramenta de acompanhamento de deslocamentos que dispõe destas duas formas de previsão em suas funcionalidades.

Ambas as formas de previsão baseiam-se nos trabalhos de Barlow (1986) e Sulem *et al.* (1987), que propuseram equações analíticas para descrever deslocamentos no plano perpendicular ao eixo do túnel em função do tempo decorrido e do avanço da face de escavação. Os parâmetros X , T , C e m da função analítica de convergência refletem a situação geotécnica, desta forma, a variação dos mesmos é adotada como indicador de mudança de características do maciço a frente da face de escavação. A função analítica da convergência é dada por:

$$C(x, t) = C_{\infty} \left\{ 1 - \left[\frac{X}{x - X} \right]^2 \right\} \left\{ 1 + m' \left[1 - \left(\frac{T}{t - T} \right)^n \right] \right\} \quad (3.1)$$

Onde $C(x, t)$ é a função de convergência em relação à posição da face e tempo; x é a distância da seção de monitoramento até a face; e t é o tempo decorrido desde que a face cruzou a seção monitorada; o parâmetro C_{∞} representa o fechamento correspondente a uma taxa de avanço de escavação infinita; o parâmetro X corresponde ao efeito da face (está relacionado ao raio plástico); os parâmetros m' , T e n descrevem o efeito do tempo; a quantidade $C(1+m')$ representa a convergência no tempo e distância infinitos.

A primeira parte da equação considera a convergência ocorrida independente do tempo e a segunda parte é referente à convergência dependente do tempo. A Figura 3.3 apresenta estas parcelas e convergência total.

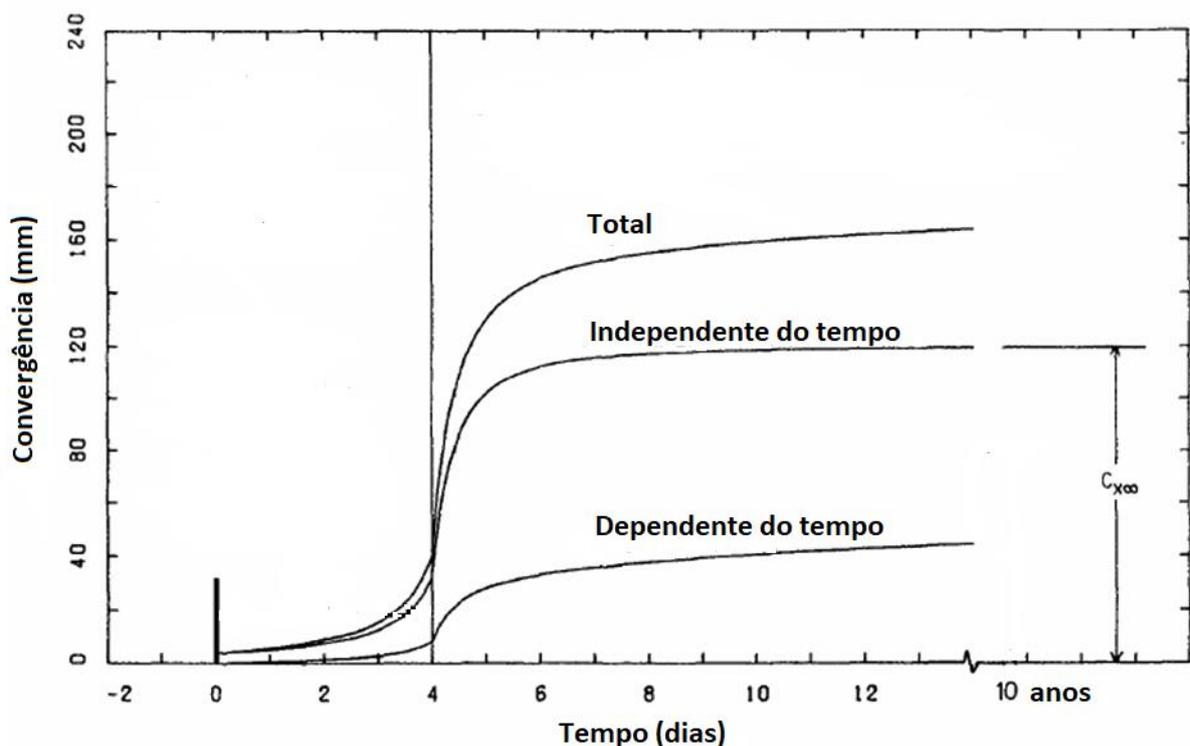


Figura 3.3 – Curva de convergência (modificado – Barlow, 1986)

Grossauer *et al.* (2003) estudaram como a variação dos parâmetros da função de convergência pode indicar a situação geológica do maciço. A Figura 3.4 apresenta os valores do cálculo iterativo dos parâmetros X e C_{∞} da função analítica, para uma largura de zona de falha, referente à extensão da mesma dentro do maciço, equivalente a um diâmetro do túnel e contraste de rigidez entre materiais de 2.

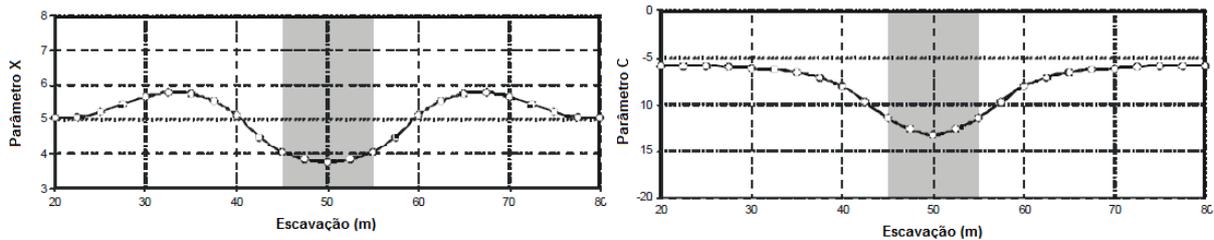


Figura 3.4 – Variação dos parâmetros X e C com contraste de rigidez da região de falha (modificado - Grossauer *et al.*, 2003).

Moritz *et al.* (2004) ressaltam que estas equações foram inicialmente aplicadas somente em túneis profundos, característica típica de túneis escavados na Áustria, mas que elas já foram verificadas para túneis rasos, podendo ser aplicadas em qualquer situação de profundidade. Entretanto, vale mencionar que a equação de convergência assume convergência uniforme no perímetro do túnel, simplificação mais válida para túneis profundos.

A convergência pode ser medida tanto na parede exposta escavada, tanto no revestimento já aplicado, entretanto a magnitude desses deslocamentos é bem diferente. Em túneis NATM geralmente é instrumentada a convergência da parede exposta, mas em túneis escavados por TBM o monitoramento geralmente só é possível no revestimento que é instalado simultaneamente ou quase que simultaneamente à escavação.

3.3.2 DESLOCAMENTOS ABSOLUTOS 3D

O monitoramento de deslocamentos absolutos das paredes escavadas passou por evolução ao longo das últimas décadas pelo avanço das tecnologias das estações totais e métodos de transmissão de dados. Algumas empresas já utilizam esta tecnologia no Brasil, sendo que já há ampla adoção deste tipo de instrumentação na Europa há cerca de 30 anos (Grossauer *et al.*, 2008).

O monitoramento dos deslocamentos absolutos é realizado por estações totais que efetuam leitura 3D do posicionamento dos alvos instalados na superfície da escavação. Além do equipamento de leitura não obstruir a passagem dos equipamentos construtivos (OGG, 2014), os dados de deslocamentos absolutos são mais interessantes que dados de convergência por apresentarem o comportamento do maciço como um todo, sendo que as mesmas equações e análises desenvolvidas para convergência também podem ser aplicadas a eles.

Os deslocamentos absolutos podem identificar comportamentos anisotrópicos, o que muitas vezes não é possível com análise dos dados de convergência (Schubert, 2015), como pode ser observado na Figura 3.5 e Figura 3.6.

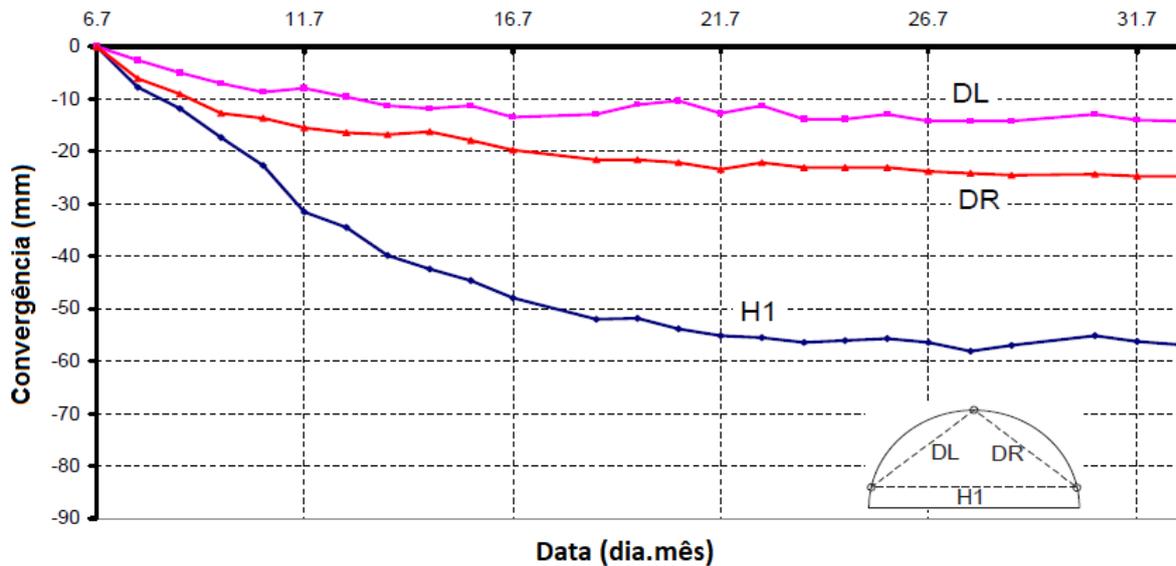


Figura 3.5 – Medidas de convergência de um túnel (modificado - Schubert, 2015).

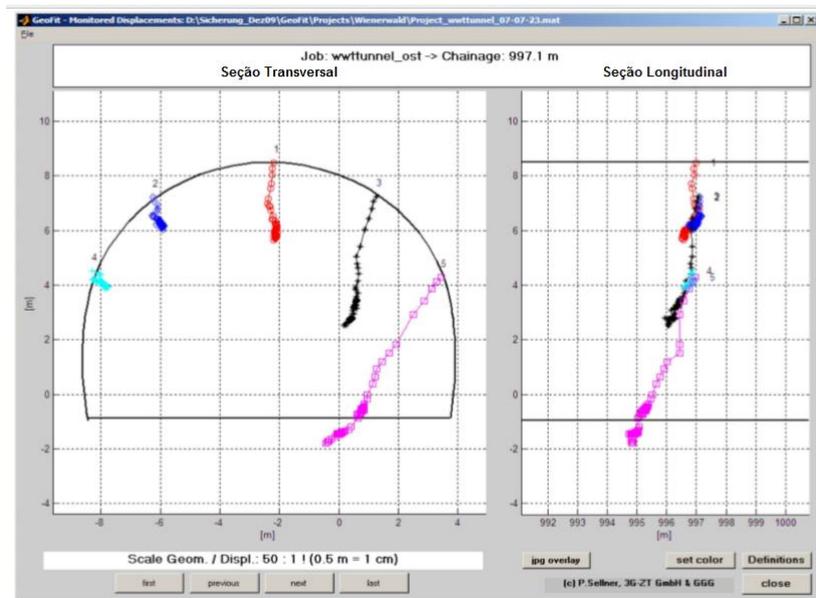


Figura 3.6 – Medidas de deslocamentos absolutos de um túnel (modificado - Schubert, 2015).

Entretanto, para que leituras de diferentes seções sejam comparáveis, é necessário calcular os pré-deslocamentos, ou seja, os deslocamentos que já ocorreram antes da primeira leitura da instrumentação (Schubert & Grossauer, 2004). A Figura 3.7 apresenta esquema das parcelas do deslocamento total, pré-deslocamento e deslocamento monitorado. Os deslocamentos Z_{p0} e Z_{p1} , são chamados de pré-deslocamentos, ocorrem antes da primeira leitura, e o deslocamento Z_m é a parcela monitorada. Z_{p0} ocorre a frente da face da escavação, desta forma não são monitorados pela instrumentação das paredes do túnel, e correspondem a aproximadamente 60% do deslocamento total, valor variável (Lunardi, 2008). Z_{p1} ocorre

atrás da face, mas não é monitorado, pois ocorre entre a escavação e instalação dos equipamentos de monitoramento e realização da primeira leitura. Z_m ocorre atrás da face e é monitorado pelo pelas estações totais. Este comportamento pode ser identificado pela Figura 3.8, que apresenta o deslocamento 3D nas paredes do túnel.

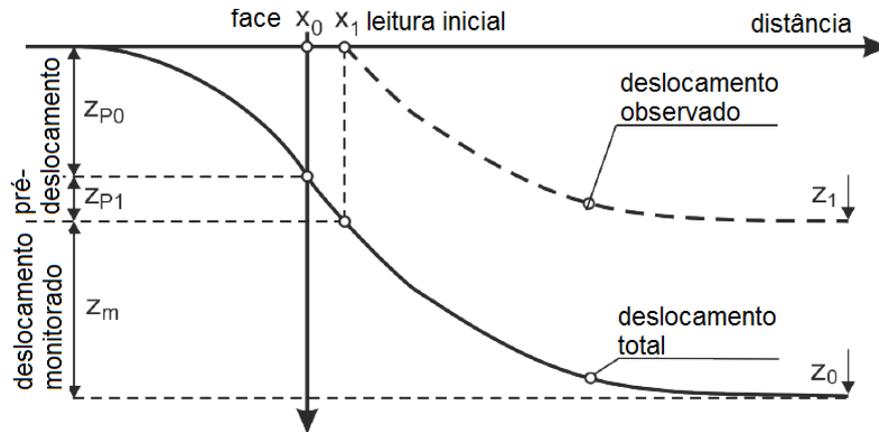


Figura 3.7 – Deslocamentos radiais típicos (modificado - OGG, 2014).

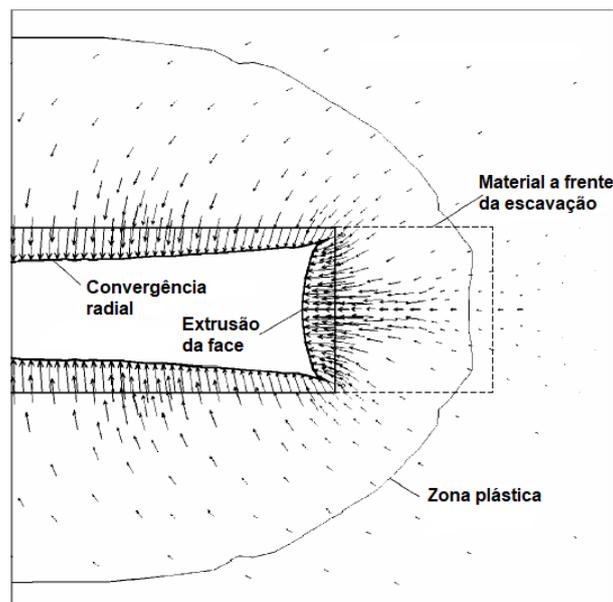


Figura 3.8 – Deslocamentos típicos nas paredes de um túnel (modificado - Hoek, 2000).

Assim como a convergência, o acompanhamento dos deslocamentos absolutos 3D das paredes do túnel só é possível em escavação NATM. Para túneis escavados por TBM o acompanhamento dos deslocamentos pode ser realizado por pinos instalados no revestimento, mas que apresentam menor magnitude dos ocorridos nas paredes do túnel.

A seguir são apresentadas as principais formas de avaliação dos dados de deslocamentos absolutos 3D. Os exemplos serão centrados nos deslocamentos absolutos 3D ocorridos nas paredes do túnel, entretanto, apesar de não ser prática padrão e quase não discutido na bibliografia, estas formas de avaliação também podem ser aplicadas para os deslocamentos absolutos 3D ocorridos na superfície.

3.3.2.1 DIAGRAMA TEMPO-DESLOCAMENTO

O diagrama tempo-deslocamento é a forma mais tradicional de avaliação dos dados de deslocamento, onde as componentes vertical, horizontal e longitudinal são plotadas no tempo (OGG, 2014). Geralmente estas curvas são acompanhadas por informações de avanço da escavação para que seja possível avaliar sua influência nas leituras, o que se torna difícil em taxas de avanço não constantes (Schubert & Grossauer, 2004). O principal interesse desses diagramas é avaliação da redução ou aceleração das velocidades de ocorrência dos deslocamentos, caracterizando o processo de estabilização ou desestabilização do maciço (Schubert & Steindorfer, 2004), como pode ser observado na Figura 3.9.

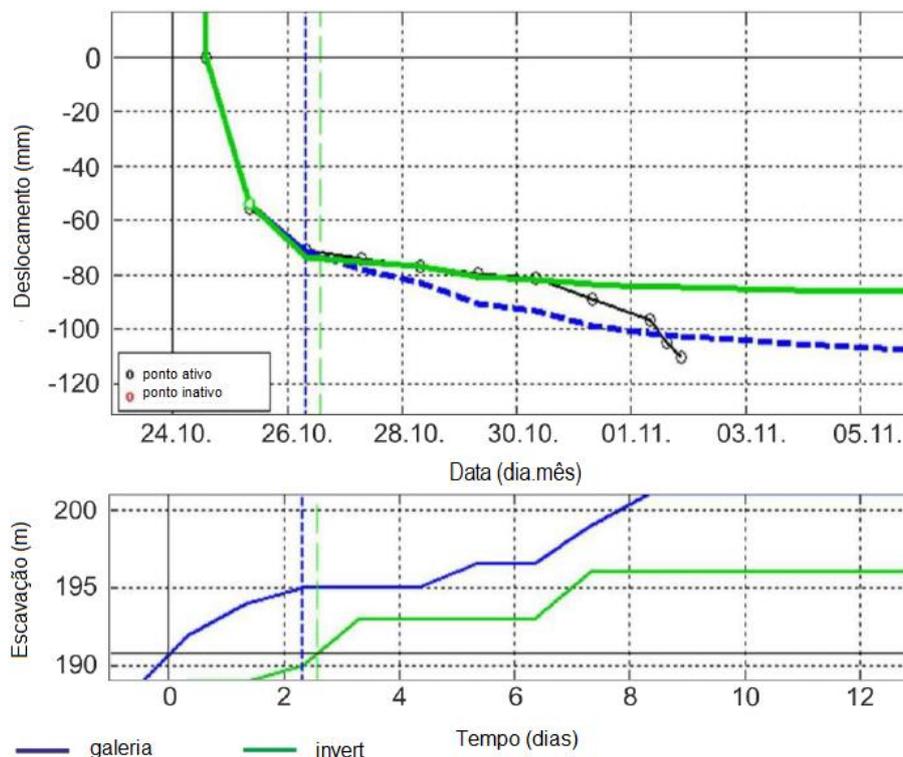


Figura 3.9 – Aumento dos deslocamentos antes do colapso do túnel (modificado - OGG, 2014).

A desvantagem deste tipo de diagrama é a dificuldade de observar o processo de estabilização ao longo do túnel como todo, pois cada componente de cada seção é apresentada individualmente (Schubert, 2015). A Figura 3.10 apresenta estas componentes e as nomenclaturas (S, H e L) adotadas.

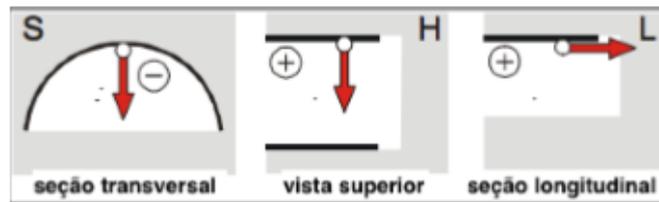


Figura 3.10 – Componentes de deslocamento no teto do túnel (modificado - Grossauer *et al.*, 2008).

3.3.2.2 DIAGRAMA DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO

Muito semelhante aos diagramas tempo-deslocamento, os diagramas distância-deslocamento apresentam as diferentes componentes de deslocamento em relação à distância da face escavada, também sendo adotados para avaliação da estabilização do maciço (OGG, 2014). Assim como os diagramas tempo-deslocamento, as leituras de cada componente de cada seção são plotadas individualmente.

O diagrama distância-deslocamento apresenta de forma mais interessante os dados da instrumentação, já que a taxa de avanço pode modificar significativamente a velocidade dos deslocamentos, como pode ser observado na Figura 3.11. Desta forma, a mudança na taxa de avanço pode gerar falsa interpretação de que a seção está desestabilizando pelo aumento da velocidade nos deslocamentos, o que é corrigido no diagrama distância-deslocamento, como pode ser observado na Figura 3.11 e Figura 3.12.

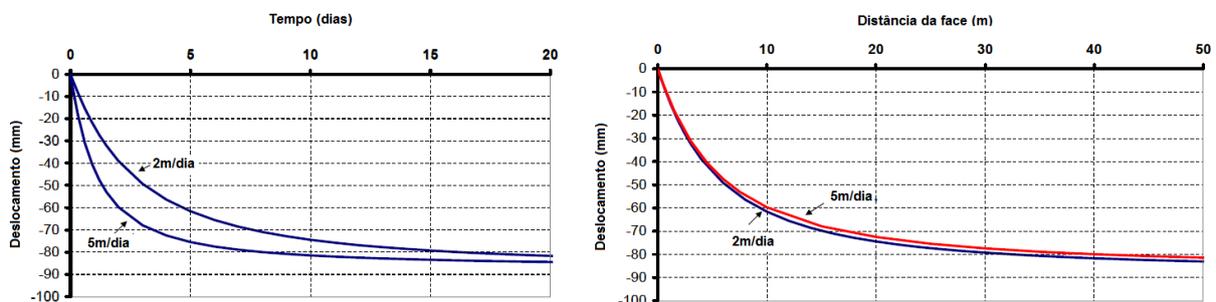


Figura 3.11 – Diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento de escavações com velocidades de avanço diferentes (modificado - Schubert, 2015).

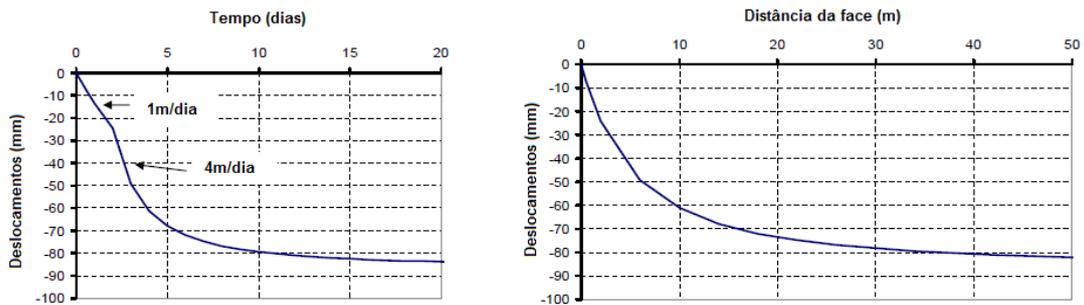


Figura 3.12 –Diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento de um escavação com variação da velocidade de avanço (modificado - Schubert, 2015).

3.3.2.3 CURVA DE DESLOCAMENTO

As curvas de deslocamento são construídas pela ligação dos deslocamentos medidos ao longo do túnel a um certo tempo (OGG, 2014). A plotagem dessas linhas para vários intervalos de tempo facilita a visualização espacial do desenvolvimento de cada componente dos deslocamentos e a influência dos avanços nas seções atrás da face (Schubert & Grossauer, 2004).

Na Figura 3.13 cada curva é referente a um tempo , sendo a posição da seta indicador da posição da face de escavação. Curvas com formato de casca de cebola são consideradas normais, e desvios dessa geometria ou aumento da área entre curvas sucessivas indicam maciço com características diferentes a frente.

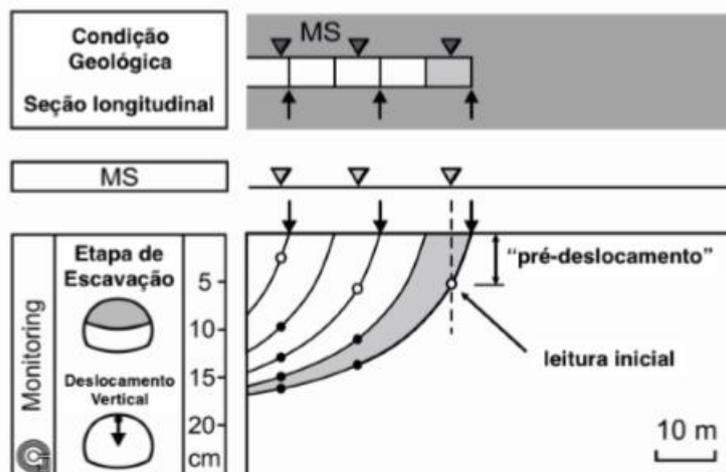


Figura 3.13 – Comportamento “normal” das curvas de deslocamento em um túnel homogêneo (modificado - OGG, 2014).

3.3.2.4 LINHA DE TENDÊNCIA

As linhas de tendência são construídas pela ligação dos valores das curvas de deslocamento que estão a uma distância constante da face (OGG, 2014). Linhas de tendência horizontais indicam comportamento normal, e qualquer desvio pode indicar condições diferentes no maciço a frente (Figura 3.14).

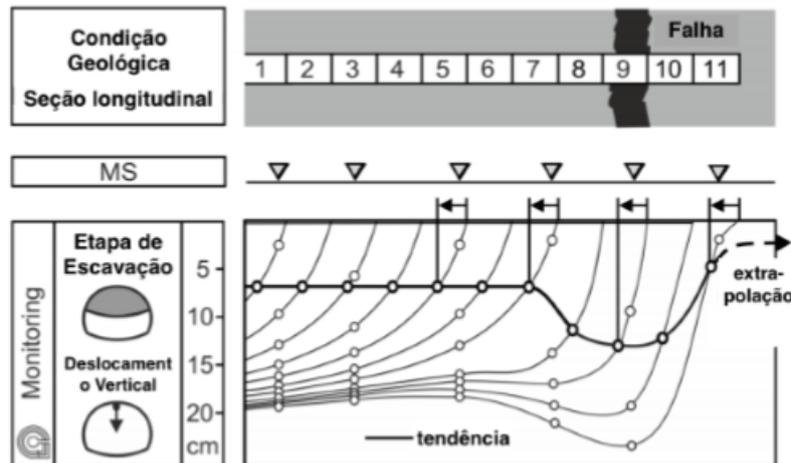


Figura 3.14 – Comportamento das linhas de tendência e curvas de deslocamento em região de falha (modificado - OGG, 2014).

3.3.2.5 DIFERENÇAS OU RAZÕES ENTRE DESLOCAMENTOS

Existem várias formas de combinação de diferenças ou razões entre deslocamentos, sendo possível avaliar a mesma componente em pontos de monitoramento diferentes, ou diferentes componentes num mesmo ponto (OGG, 2014). Razões e diferenças entre deslocamentos podem auxiliar na detecção de zonas de pior qualidade no maciço a ser escavado (Schubert *et al.*, 2002).

Para túneis superficiais, a diferença entre o recalque no teto e na lateral (S_C-S_{LAT}), juntamente com a diferença entre os recalques das laterais esquerda e direita (S_L-S_R), provê informação sobre a distorção do revestimento, enquanto a diferença entre o recalque no teto e na superfície (S_C-S_S) pode ser adotado como indicador de perda de solo em túneis rasos (ITA, 2011). A diferença entre deslocamentos entre dois pontos da seção possibilita prever zonas de falha ou maciços menos resistentes fora da escavação (ITA, 2011). Já as razões entre os recalques no teto e nas laterais (S_C/S_{LAT}) e entre o deslocamento horizontal no teto e recalque nas laterais (H_C/S_{LAT}) estão relacionadas à distorção sofrida pelo revestimento.

Grossauer *et al.* (2008), compilando vários estudos produzidos essencialmente na Áustria, propuseram a Tabela 3.2 com razões entre deslocamentos a serem observadas para predição de características do maciço a frente da escavação.

Tabela 3.2 – Razões entre deslocamentos e suas previsões possíveis do maciço a frente da escavação (modificado - Grossauer *et al.*, 2008).

Razão entre deslocamentos	Alteração	Transição para maciço menos competente									Transição para maciço mais competente										
		Sem mudança	Rumo: 90° Mergulho: 90° contra escavação	Rumo: 90° Mergulho: na direção da escavação	Rumo: + Mergulho: 90°	Rumo: + Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: + Mergulho: na direção da escavação	Rumo: - Mergulho: 90°	Rumo: - Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: - Mergulho: na direção da escavação	Sem mudança	Rumo: 90° Mergulho: 90°	Rumo: 90° Mergulho: contra escavação	Rumo: 90° Mergulho: na direção da escavação	Rumo: + Mergulho: 90°	Rumo: + Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: + Mergulho: na direção da escavação	Rumo: - Mergulho: 90°	Rumo: - Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: - Mergulho: na direção da escavação	
S _L /S _R	+				■	■	■												■	■	■
	--	■	■	■	■																
	-								■	■	■										
H _L /H _R	+				■	■	■												■	■	■
	--	■	■	■	■																
	-								■	■	■										
S _L /S _C	+		■		■	■	■							■					□		■
	--	■	■	□	□	□		□	■	■	□		■	■	□	□		□	■	■	□
	-				■				□		■			■	■	■					
S _R /S _C	+		■						■	■	■				■	□					
	--	■	■	□	□	■	■	□	□		□		■	■	□	□		□	□		□
	-				■	□		■						■	■				■	■	■

Legenda: S=deslocamento vertical; H=deslocamento horizontal; L=parede esquerda; R=parede direita; C=teto; ■=tendência mais provável; □=tendência provável; +=aumento da razão; --=sem alteração; -=diminuição da razão.

3.3.2.6 VETOR DESLOCAMENTO

Os vetores deslocamento podem ser apresentados na seção transversal do túnel, com a plotagem dos deslocamentos radiais, ou na longitudinal, com a plotagem dos deslocamentos verticais e longitudinais (OGG, 2014), como pode ser observado na Figura 3.15. Os vetores deslocamento permitem avaliar a influência da estrutura do maciço, resposta do sistema e deslocamentos anisotrópicos na seção apresentada (Schubert, 2015).

Não só a variação dos vetores na seção é avaliada, mas também a orientação destes, pois desvios na orientação normal estão relacionados a mudanças nas características do maciço a frente da escavação. A Figura 3.16 apresenta como estes vetores e suas orientações podem ser avaliados, sendo que a forma L/S é a mais usual.

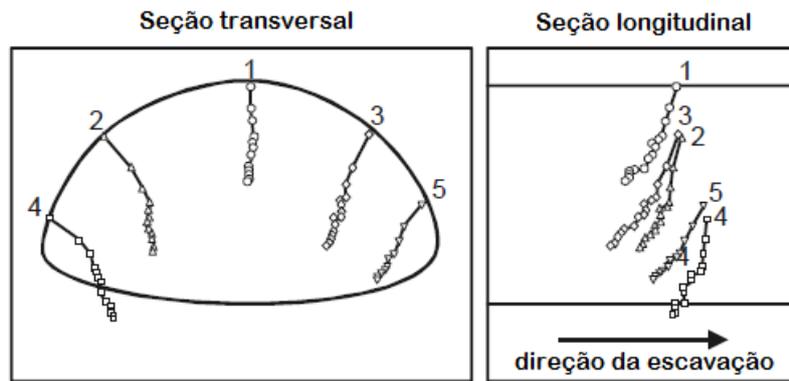


Figura 3.15 – Vetores deslocamento apresentados na seção transversal e longitudinal do túnel (modificado - Grossauer & Schubert, 2007).

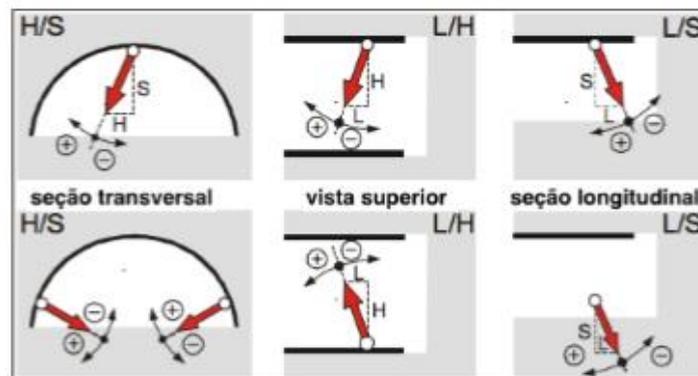


Figura 3.16 – Possíveis vetores deslocamento (modificado - Grossauer *et al.*, 2008).

Jeon *et al.*(2005), em simulações numéricas, consideram a orientação normal do vetor deslocamento como sendo 15° com a vertical contra a direção de escavação. Já os estudos de Schubert *et al.* (2005) e Grossauer *et al.* (2008), em estudos a partir de medições da instrumentação de túneis, mostram que, para os materiais estudados, a orientação normal do vetor deslocamento é cerca de 10° . Entretanto, o que indica variação do comportamento do maciço não é a orientação absoluta do vetor deslocamento em si, mas sim sua variação, que está relacionada ao contraste de rigidez e extensão das regiões de material diferente (Figura 3.17).

Como pode ser observado na Figura 3.17, ao se aproximar a região de menor rigidez, o ângulo da orientação do vetor deslocamento (L/S) aumenta pelo maior deslocamento longitudinal que ocorre devido às concentrações de tensão no maciço mais competente. A tendência contrária, de diminuição do ângulo, ocorre quando a escavação se aproxima de região com maior rigidez. Outra forma de ver esta mudança é a tendência do vetor deslocamento de se orientar na direção da escavação quando o maciço a frente é mais competente e contra a escavação quando o maciço a frente é menos competente.

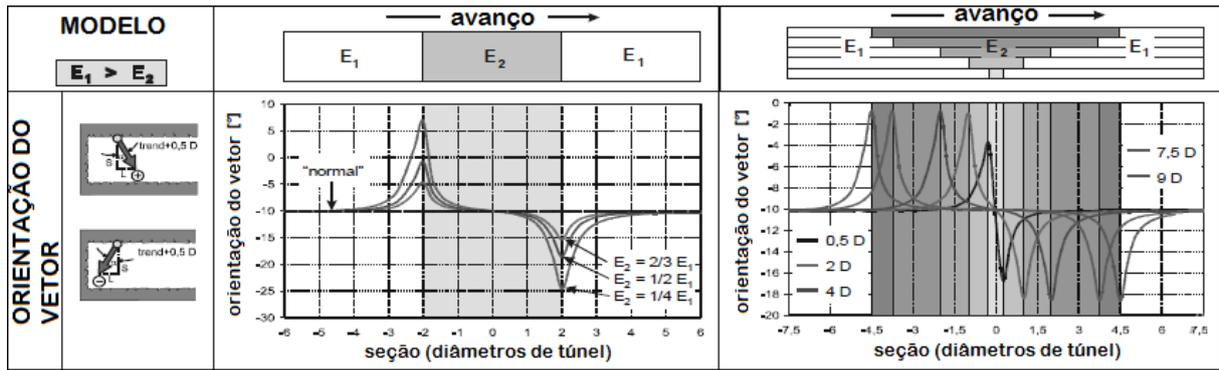


Figura 3.17 - Variação da orientação do vetor deslocamento com diferentes contrastes de rigidez e extensões das zonas de falha (modificado - Grossauer, 2001).

Grossauer *et al.* (2008), assim como fizeram para razões entre deslocamentos, também propuseram a Tabela 3.3 com dados a serem observados para predição de características do maciço a frente da escavação a partir do comportamento da orientação do vetor deslocamento.

Tabela 3.3 – Matriz de correlação - Orientação do vetor deslocamento e suas previsões possíveis do maciço a frente da escavação (modificado - Grossauer *et al.*, 2008).

Orientação do vetor deslocamento		Alteração	Transição para maciço menos competente								Transição para maciço mais competente												
			Sem mudança	Rumo: 90° Mergulho: 90°	Rumo: 90° Mergulho: contra escavação	Rumo: 90° Mergulho: na direção da escavação	Rumo: + Mergulho: 90°	Rumo: + Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: + Mergulho: na direção da escavação	Rumo: - Mergulho: 90°	Rumo: - Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: - Mergulho: na direção da escavação	Sem mudança	Rumo: 90° Mergulho: 90°	Rumo: 90° Mergulho: contra escavação	Rumo: 90° Mergulho: na direção da escavação	Rumo: + Mergulho: 90°	Rumo: + Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: + Mergulho: na direção da escavação	Rumo: - Mergulho: 90°	Rumo: - Mergulho: contra a direção de escavação	Rumo: - Mergulho: na direção da escavação	
Teto	L/S	+	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		--	■	□	□	□	□	□	□	□	□	■	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	H/S	+	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		--	■	■	■	■	□	□	□	□	□	■	■	■	■	□	□	□	□	□	□	□	□
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Parede esquerda	L/H	+	■	■	□	■	■	□	□	□	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		--	■	□	■	□	□	□	□	□	■	■	■	■	□	□	□	□	□	□	□	□	
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	L/S	+	■	■	□	■	■	□	□	□	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		--	■	□	■	□	□	□	□	□	■	■	■	■	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Parede direita	L/H	+	■	■	□	■	■	□	□	□	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		--	■	□	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	□	□	□	□	□	□	□	□	
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	L/S	+	■	■	□	■	■	□	□	□	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		--	■	□	■	□	□	□	□	□	■	■	■	■	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		-	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Legenda: S=deslocamento vertical; H=deslocamento horizontal; L=deslocamento longitudinal; ■=tendência mais provável; □=tendência provável; +=aumento do ângulo; --=sem alteração; -=diminuição do ângulo

Steindorfer (1998), trabalhando com a orientação dos vetores deslocamento em redes estereográficas, estudou padrões dos desvios da sua orientação com diversas feições geológicas, sendo um exemplo apresentado na Figura 3.18. Mais recentemente, Klopčič & Logar (2014) e Schubert & Mendez (2017) estudaram mais profundamente a influência da foliação nos vetores deslocamento.

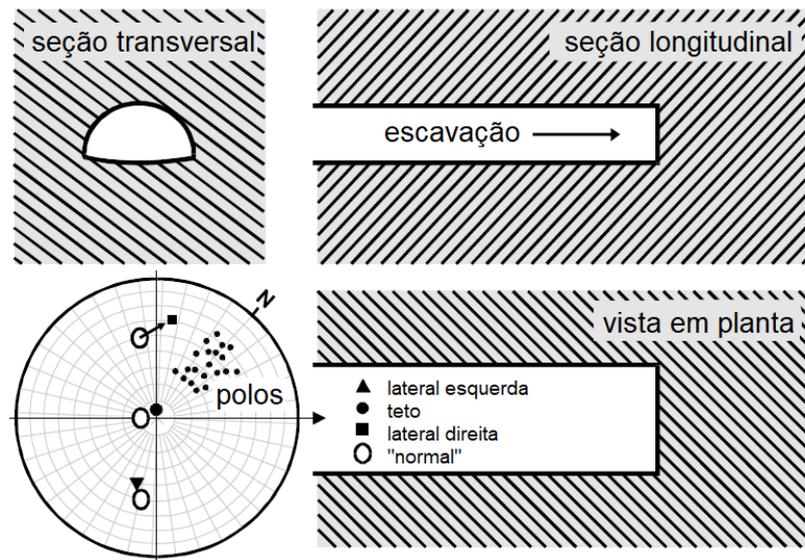


Figura 3.18 – Orientações típicas dos vetores deslocamentos quando a escavação é realizada em material dominado por família de descontinuidades (modificado - Steindorfer, 1998).

A variação da orientação do vetor deslocamento tem se mostrado uma das formas mais eficazes de prever as características a frente da face de escavação, por alertar comportamentos anormais com maior antecedência, 1 a 1,5 diâmetro antes da transição (Sellner & Schubert, 2000; Jeon *et al.*, 2005; Orsini, 2017). Além disso, a ocorrência da variação da orientação é independente da anisotropia do meio, tensão *in situ* e atitude da interface entre os meios (Tonon & Amadei, 2000), mesmo que estas condições modifiquem a amplitude e forma com que esta variação ocorre.

Golser & Steindorfer (1992) e Schubert & Budil (1995), a partir de dados de instrumentação de túneis, e Jeon *et al.* (2005), a partir de simulações numéricas, estudaram a influência do posicionamento da seção de medição em relação à face na variação das linhas de tendência do vetor deslocamento em modelagens numéricas. Os estudos concluíram que quanto maior a distância, maior a variação da orientação do vetor deslocamento e maior a antecedência com que este vetor varia próximo a transições, como pode ser observado na Figura 3.19. Entretanto, o acompanhamento do vetor deslocamento se torna difícil a grandes distâncias, mais de um diâmetro, pela pequena magnitude dos deslocamentos a estas distâncias.

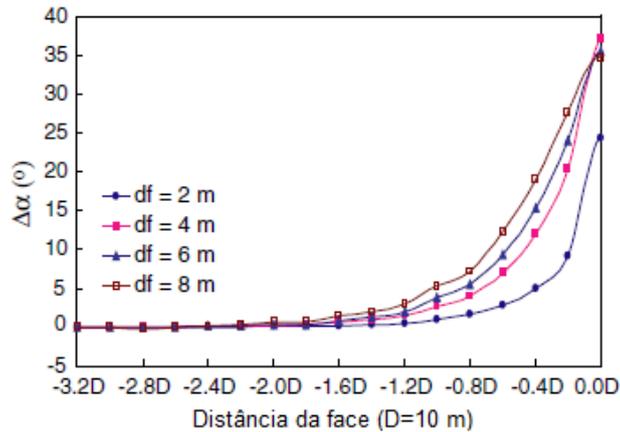


Figura 3.19 – Tendência da variação da orientação do vetor deslocamento no teto para pontos a 2, 4, 6 e 8 m atrás da face (modificado - Jeon *et al.*, 2005).

Schubert & Budil (1995) também observaram que a tendência se torna mais suave, sem picos, quando se observa seções mais afastadas da face, como pode ser observado na Figura 3.20.

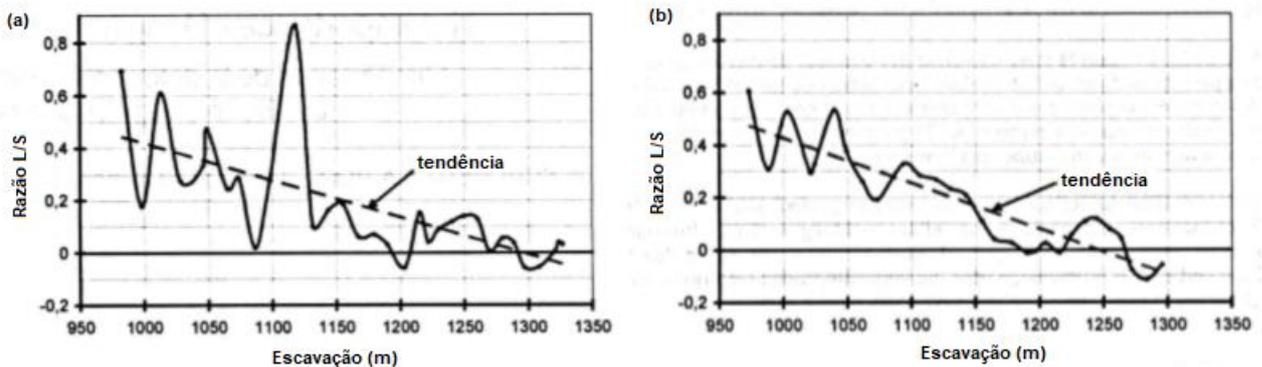


Figura 3.20 – Linhas de tendência da razão L/S em zona de falha na escavação do túnel Galgenberg (a) 5 m atrás da face (b) 30 m atrás da face (modificado - Schubert & Budil, 1995).

Jeon *et al.* (2005) também estudaram a influência de K_0 em deslocamentos gerados a partir de simulações numéricas e verificaram que maiores valores aumentam a distância da transição dos materiais em que o vetor deslocamento se altera, e que o K_0 também modifica o valor da orientação do vetor deslocamento normal, aumentando seus valores.

3.3.3 EXTRUSÃO DA FACE

A extrusão da face ocorre pelo efeito tridimensional da redistribuição de tensões no maciço com a escavação do túnel, fenômeno apresentado na Figura 3.8. A extrusão pode ser monitorada por extensômetros longitudinais multiponto, em túneis de face aberta, e por

inclinômetros verticais no eixo do túnel em túneis de face fechada (Negro *et al.*, 2009), ou por taquímetros sem alvos (OGG, 2014). As medições são geralmente representadas por gráficos em função do tempo ou em função do avanço da escavação para a extrusão cumulativa total e extrusão diferencial total (ITA, 2011).

Os dados de extrusão devem ser analisados logo após a leitura, pois a face é mais sensível à desestabilização que as paredes do túnel, possibilitando tomada de decisão e de medidas corretivas a tempo (Lunardi, 2008). Entretanto, este é um parâmetro de difícil acompanhamento em obra, seja pela impossibilidade de acesso à face em túneis escavados mecanicamente, ou pela necessidade de parada de trabalhos.

Date *et al.* (2009) a partir de testes em centrífuga, verificaram aumento da parcela longitudinal dos deslocamentos próximo ao colapso, como pode ser observado na Figura 3.21. Jeon *et al.* (2005) observaram em simulações numéricas que o aumento do K_0 aumenta a extrusão da face, desta forma, é importante a avaliação do estado de tensão.

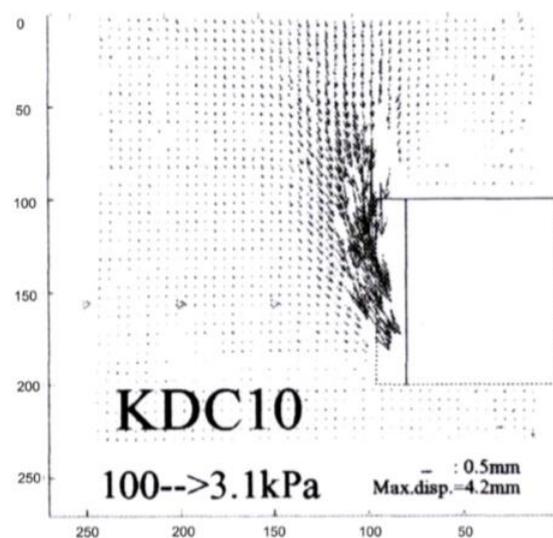


Figura 3.21 – Entrada de material no túnel com a ocorrência de colapso (modificado - Date *et al.*, 2009).

3.3.4 DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS

Os deslocamentos superficiais são medidos a partir de estações totais e alvos instalados na superfície do terreno, ou por marcos superficiais e nível. O real limitante dos deslocamentos são as estruturas vizinhas que não podem sofrer danos com a construção do túnel (OGG, 2014). Os deslocamentos superficiais geralmente são avaliados em relação ao tempo, avanço da escavação ou por meio de curvas de isovalores.

Estes deslocamentos são influenciados não só pela escavação propriamente dita do maciço, que geram deslocamentos que são propagados para superfície, mas também por possíveis rebaixamentos do lençol freático que podem ser necessários para escavação ou em serviços auxiliares à obra.

Os dados de deslocamento superficiais são geralmente utilizados para ajuste de uma curva de Gauss como apresentado na Figura 3.22. Em alguns casos, outros tipos de curvas de ajustes podem ser utilizados, como *yield-density* (Celestino *et al.*, 2000).

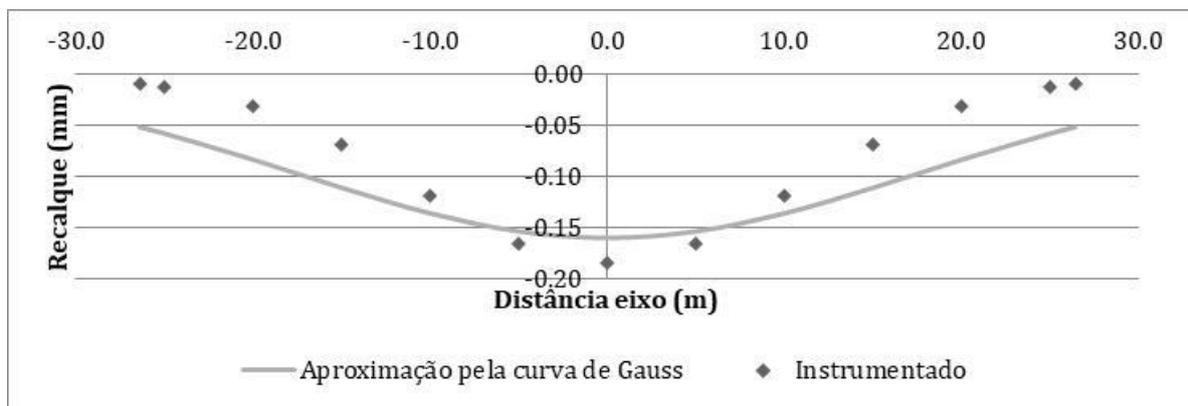


Figura 3.22 – Exemplo de ajuste dos dados de instrumentação para uma curva de Gauss.

A curva de Gauss para os recalques é dada por:

$$S(x) = S_{max} \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right) \quad (3.2)$$

Onde $S(x)$ é o valor do recalque para cada ponto transversalmente ao túnel; x é a posição do ponto transversal ao eixo do túnel; i é a distância entre os pontos de inflexão da curva e S_{max} é o recalque máximo ocorrido.

Pela integração dessa equação é possível obter o volume da bacia de recalque (V_s), valor que muitas vezes é adotado como indicador de desempenho da escavação. Este volume é dado por:

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S(x) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{max} \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right) = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i \cdot S_{max} \quad (3.3)$$

O volume normalizado da bacia de recalque (V_s %), razão entre o volume da bacia de recalques e o volume da seção escavada, também é adotada como indicador de qualidade da construção, como pode ser observado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Relação entre volumes normalizados de bacia de recalque, prática de construção e condições do maciço para escavação mecanizada (modificado - *Federal Highway Administration*, 2009).

Caso	V_s (%)
Boa prática de escavação em solo firme, controle da pressão de face em escavações mecanizadas de face fechada em maciços <i>slowly raveling</i> (maciço que quando escavado se auto-suporta por mais de 6 h) e <i>squeezing</i> (maciços em que ocorrem grandes convergências sem a ocorrência de fraturamento)	0,5
Prática usual em tuneladoras de face fechada em <i>slowly raveling ground</i> (maciço que quando escavado se auto-suporta por mais de 6 h, após este tempo há ocorrência de queda de material pelo desenvolvimento dos deslocamentos) e <i>squeezing ground</i> (maciços em que ocorrem grandes convergências sem a ocorrência de fraturamento)	1,0
Prática inadequada com escavação com face fechada em <i>raveling ground</i> (maciço que ao ser escavado apresenta queda de material com o desenvolvimento dos deslocamentos)	2,0
Prática inadequada com escavação com face fechada em <i>fast raveling ground</i> (maciço que ao ser escavado apresenta queda de material com o desenvolvimento dos deslocamentos antes de 6 h após a escavação)	3,0
Prática inadequada com escavação com face fechada em <i>running ground</i> (maciço que ao ser escavado sem revestimento apresenta fluxo de material)	$\geq 4,0$

3.3.5 OUTROS INDICADORES DO DESEMPENHO DA ESCAVAÇÃO

Outros indicadores de desempenho são apresentados nesta seção, com a definição de cada um deles.

3.3.5.1 ÍNDICES RESUMIDOS POR NEGRO *ET AL.* (2009)

Negro *et al.* (2009) resumem uma série de índices de desempenho para túneis rasos em solo apresentados na Tabela 3.5 e discutidos a seguir.

Os limites para a razão entre recalques do teto e diâmetro do túnel (S_c/D) foram extraídos com base em dados de ensaios em centrífugas e pela avaliação de casos de colapso em túneis reais.

A razão entre o recalque na superfície e no teto do túnel (S_s/S_c) tende à unidade em túneis rasos em colapso, já que a massa de cobertura desliza em direção ao túnel. Esta razão deve ser levada em consideração junto com outros indicadores já que há materiais em que o deslocamento gera contração da massa, gerando valores maiores que a unidade. Negro *et al.* (2009) também destacam que o indicador em relação aos incrementos de recalque ($\Delta S_s/\Delta S_c$) é mais adequado para verificar a condição de colapso.

Tabela 3.5 – Índices de desempenho para túneis rasos em solo (modificado - Negro *et al.*, 2009).

Símbolo	Definição/Conceito	Valores Limite	
		Operacional	Limite Último
Sc/D	Razão entre recalque do teto e diâmetro do túnel	0,03 a 0,04	0,03 a 0,15
Ss/Sc	Razão entre recalque na superfície e recalque no teto	-	1,0
γ	Distorções subsuperficiais limites	-	1/10 (solo mole) 1/30 (solo rijo)
LDI	Índice de distorção longitudinal	-	Mudança de sinal
θ	Orientação do vetor deslocamento com a vertical	-	Aumento do ângulo
%Vs	Volume normalizado da bacia de recalques	0,5 a 1%	3 a 40%
%VI	Volume normalizado de perda de solo	0,5 a 4%	8 a 10%
$\Delta D/D\%$	Distorções do revestimento	0,05 a 0,75%	-
%Sobrecarga	Carga de referência do revestimento	25 a 75%	-
p	Carga máxima do revestimento	-	$\frac{3EI}{R^3} + Es(1 + \nu)$
Uc	Deslocamento adimensional do teto	1,0	1,8
Razão uf	Razão entre extrusão da face medida e calculada	>2,0	-
Scf	Razão entre recalque do teto medido e calculado na face de escavação	1,0	2,0
Ssf	Razão entre deslocamentos transversais medidos e calculados nas paredes do túnel	1,0	2,0
γ_{dmax}	Razão entre distorção longitudinal medida e calculada	>1,0	-
ΔU_{cult}	Incremento do recalque adimensional do teto após instalação do revestimento pré-moldado	0,3	1,0

A distorção subsuperficial limite está muito relacionada aos danos que a escavação pode causar às estruturas vizinhas. Entretanto, Negro *et al.* (2009) frisam a relação entre distorções e a deformação cisalhante máxima do solo próxima ao colapso.

Negro e Kochen, em 1985, e Horiuchi *et al.*, em 1986, citados por Negro *et al.* (2009), propuseram de forma independente o índice de distorção longitudinal (LDI), que é definido pela derivada dos deslocamentos verticais ocorridos na seção longitudinal do túnel, descrito por:

$$LDI(z) = \partial u(z) / \partial z \quad (3.4)$$

Onde, *LDI* é o índice de distorção longitudinal, *u(z)* é a curva de deslocamentos verticais no eixo longitudinal do túnel.

Este indicador pode ser interpretado como uma medida da resistência ao cisalhamento mobilizada pelo material, podendo ser relacionado a condição de estabilidade do maciço.

A distribuição do LDI pode ser aproximada por uma distribuição de Gauss e se algum processo de instabilidade é iniciado, esta forma da curva é modificada, como pode ser observado na Figura 3.23. Segundo Negro (1988), este indicador é mais interessante para verificação da estabilidade global da escavação, do que por deformações cisalhantes máximas, que geralmente são adotadas para verificação de estabilidade local.

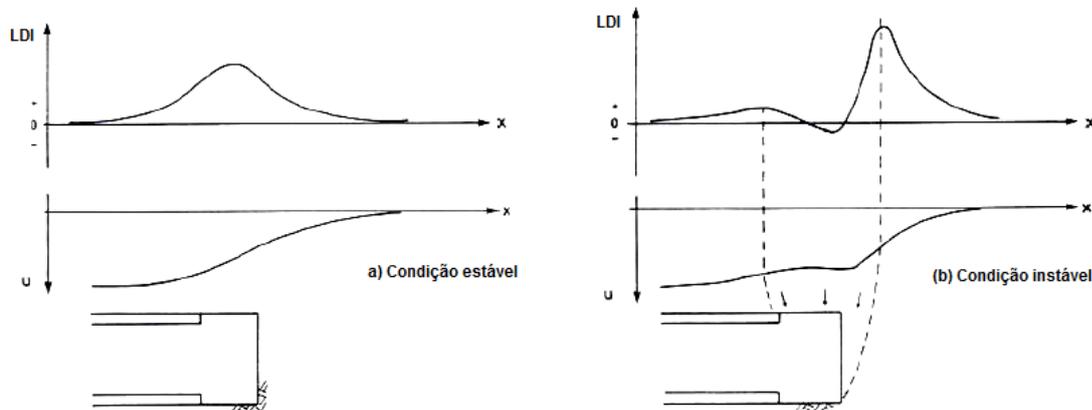


Figura 3.23 – Distribuição do LDI e dos deslocamentos verticais para condição estável e instável (modificado - Negro *et al.*, 2009).

Subjacente a esse critério se tem que os mecanismos de colapso são acompanhados de alguma entrada de material na cavidade da escavação, desta forma, o vetor orientação dos deslocamentos é modificado com o desenvolvimento do mecanismo de colapso, indicador que já foi apresentado na Seção 3.3.2.6.

O volume da bacia de recalques pode ser relacionado à qualidade da construção do túnel, como já apresentado na Tabela 3.4, que apresenta valores de acordo com o apresentado na Tabela 3.5.

A perda de solo, apesar de medir o volume de material que converge na seção do túnel, não é tanto relacionada ao colapso em si por variar muito em relação ao material escavado e condições de tensão *in situ*.

A distorção do revestimento, carga de referência do revestimento e carga máxima do revestimento são relacionadas ao desempenho do revestimento, informações que não serão abordadas nesta dissertação.

O deslocamento adimensional do teto é expresso por:

$$U_c = S_c E_{co} / D \sigma_{cro} \quad (3.5)$$

Onde S_c é o recalque no teto do túnel, E_{co} é o módulo do material de cobertura do túnel, D é o diâmetro do túnel e σ_{cro} é a tensão efetiva radial no teto do túnel.

Os achados de Negro & Einstein (1991) são de que deslocamentos adimensionais do teto de 1,8 geralmente implicam em condição próxima ao colapso, com desenvolvimento de concentração de tensões cisalhantes.

Os indicadores que são calculados a partir de razões entre valores medidos e calculados (esperados) são importantes para verificar desvios do comportamento esperado, mas dependem da comparação com valores calculados na fase de projeto. Schubert (2007) considera as razões entre deslocamentos medidos e calculados de até 1,2 aceitáveis para nível de alerta do comportamento da estrutura, valor um pouco menos conservador que de Negro *et al.* (2009), e podendo ser tomado como valor de alerta para a maioria dos casos.

3.3.5.2 DEFORMAÇÃO CRÍTICA (SAKURAI, 1981)

Sakurai (1981), pela necessidade de verificar a estabilidade de aberturas subterrâneas sem a realização de análises de tensões, propôs a Técnica de Avaliação por Deformação Crítica. Nesta técnica, as deformações principais, ε_1 , são comparadas com um valor limite, chamado de deformação crítica, ε_0 . Esta deformação crítica é calculada pela razão entre a resistência a compressão uniaxial e o módulo de elasticidade do material, dada por:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E} \quad (3.6)$$

Onde, ε_0 é a deformação crítica, σ_c é a resistência a compressão uniaxial do material e E é o módulo de elasticidade do material.

A resistência uniaxial e o módulo de elasticidade são obtidos por meio de ensaios em testemunhos indeformados, entretanto há necessidade de corrigir os valores para o maciço *in situ*. Para solos esta correção não é necessária, já que os corpos de prova representam suficientemente bem o maciço como um todo, mas em rochas há a necessidade de considerar m e n , fatores de redução da resistência uniaxial e módulo de elasticidade, respectivamente. Desta forma, a deformação crítica para rochas é calculada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E} \cdot \frac{m}{n} \quad (3.7)$$

Onde, ε_0 é a deformação crítica, σ_c é a resistência uniaxial do material, E é o módulo de elasticidade do material, m é o fator de redução da resistência a compressão uniaxial e n é o fator de redução do módulo de elasticidade.

Estes fatores são obtidos pela razão entre os resultados de ensaios *in situ* e ensaios de laboratório, sendo valores entre 0 e 1 possíveis. Por sua vez, a razão entre estes dois fatores é geralmente entre 1 e 3, dependendo do tipo de rocha (Sakurai, 1983). Entretanto, Sakurai (1997) considera totalmente aceitável o uso da deformação crítica calculada para os parâmetros da rocha intacta para o acionamento no nível de alarme, o que consideraria um fator de segurança de 1 a 3 para o maciço rochoso.

Sakurai (1981), avaliando ensaios laboratoriais, observou que a deformação crítica de rochas geralmente é entre 0,1 e 1%, enquanto a deformação crítica de solos, especialmente coesivos, pode chegar a 5%. Chern *et al.* (1998), aplicando o conceito de deformação crítica em túneis em rocha escavados em Taiwan, observou que deformações acima de 1% indicavam problemas de estabilidade, como pode ser observado na Figura 3.24.

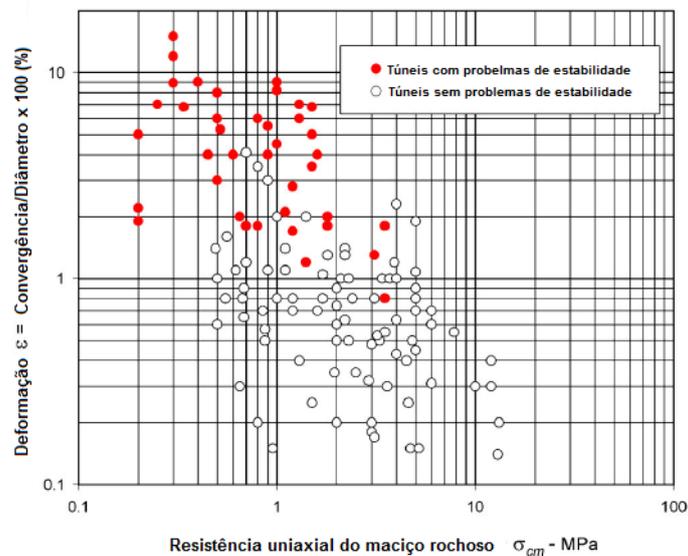


Figura 3.24 – Deformações observadas nos túneis de Second Freeway, Pinglin e New Tienlun em Taiwan (modificado – Chern *et al.*, 1998).

4 CASOS HISTÓRICOS

Neste capítulo serão apresentados casos históricos com a avaliação da instrumentação para identificação de padrões que indicam tendências de falhas do sistema. Os casos em que ocorre algum tipo de ruptura são importantes para avaliar o comportamento da instrumentação antes da mesma e os casos em que não há ruptura são importantes para identificar os comportamentos que podem gerar falsos alarmes.

4.1 CASOS DE RUPTURAS OU PROBLEMAS DE ESTABILIDADE CONTROLADOS

Os casos apresentados a seguir ilustram principalmente que se trabalhar somente com valores limite da instrumentação para acionamento de PAE pode ser contra ou a favor da segurança, e que alguns indicadores, como vetores deslocamento, se mostram importantes para a previsão de mudança de materiais e de possível colapso a frente da escavação.

4.1.1 TÚNEL METROVIÁRIO ITAQUERA

O túnel metroviário Itaquera, com 11 m de largura e 9,5 m de altura, foi escavado em argilas rijas a duras fissuradas e algumas camadas de areias argilosas compactas em São Paulo, com cobertura variando entre 5 e 25 m (Sozio *et al.*, 1998).

A instrumentação consistia em seções com marcos superficiais, marcos de recalque profundo, extensômetros magnéticos e pinos de nivelamento e convergência instalados no revestimento do túnel. Os dados de instrumentação foram insuficientes para previsão da ruptura, pois as leituras antes da mesma apresentaram comportamento semelhante às seções anteriores, sem aceleração dos recalques medidos, como pode ser observado na Figura 4.1.

Este é um exemplo em que marcos superficiais, tassômetros e pinos de nivelamento e de convergência, avaliados de forma tradicional com diagramas tempo-deslocamento, não foram suficientes para a previsão do colapso.

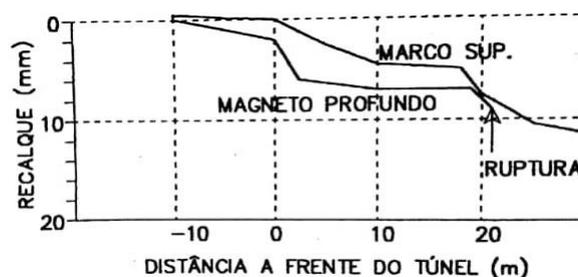


Figura 4.1 – Recalques superficial e profundo a 15 m do local da ruptura do túnel metroviário Itaquera – Seção S04 (Sozio *et al.*, 1998).

4.1.2 TÚNEL FERROVIÁRIO DE LAMBACH

O túnel ferroviário em solo de Lambach, na Áustria, sofreu colapso chegando à superfície na Progressiva 655 m em 1992. A avaliação dos dados da instrumentação se baseava em técnicas tradicionais, com avaliação de históricos de deslocamentos, o que não foi suficiente para previsão do colapso. Posteriormente ao ocorrido, Vavrovsky & Schubert (1995) verificaram que as diferenças entre deslocamento do teto e parede lateral diminuíram, ao ponto de serem negativas, antes do colapso (Figura 4.2).

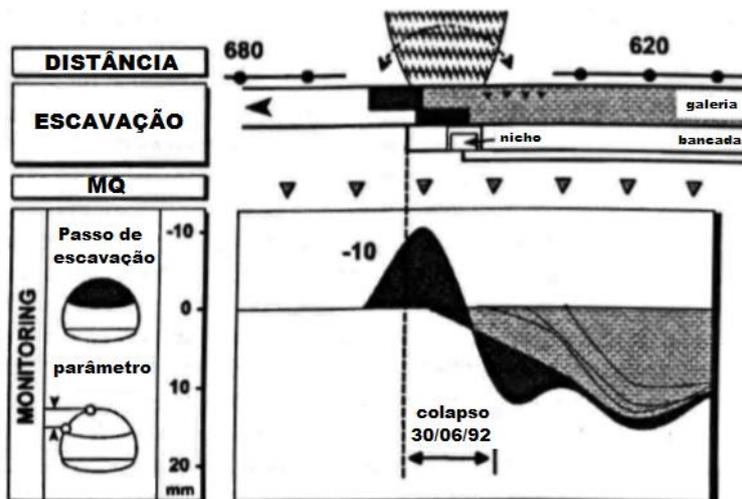


Figura 4.2 – Linha de tendência da diferença entre deslocamentos verticais entre teto e lateral esquerda (modificado - Vavrovsky & Schubert, 1995).

Anteriormente ao colapso na Progressiva 655 m, ocorreu grande subsidência na Progressiva 625 m, que pode ser observado na Figura 4.3. Antes desse acontecimento os valores de diferença entre recalque do teto e superfície já indicavam comportamento anormal.

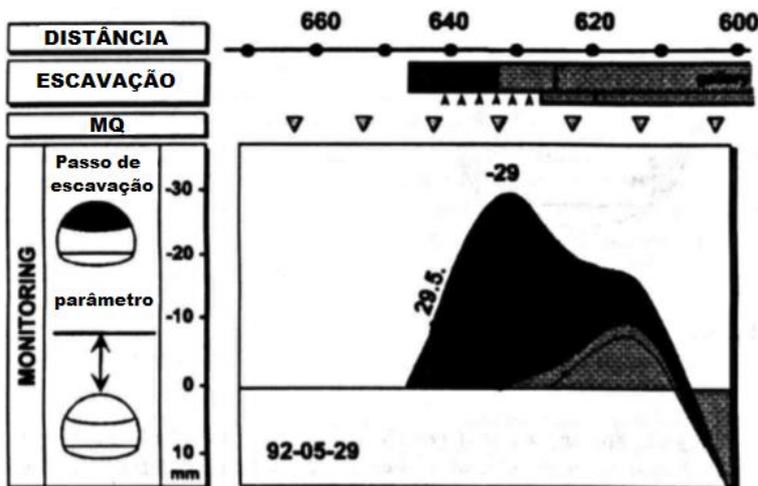


Figura 4.3 – Diferença entre deslocamentos verticais ocorridos na superfície e teto (modificado - Vavrovsky & Schubert, 1995).

4.1.3 TÚNEL GALGENBERG

O túnel ferroviário de Galgenberg, na Áustria, atravessa região de falha de 400 m de comprimento (Sellner & Steindorfer, 2000). Após escavação de 350 m no material da falha, na Progressiva 1333,6 m, há colapso do teto, a apenas alguns metros de distância do final da região de material menos competente. A taxa de deslocamento aumenta antes do colapso, já mostrando comportamento anormal, como pode ser observado na Figura 4.4.

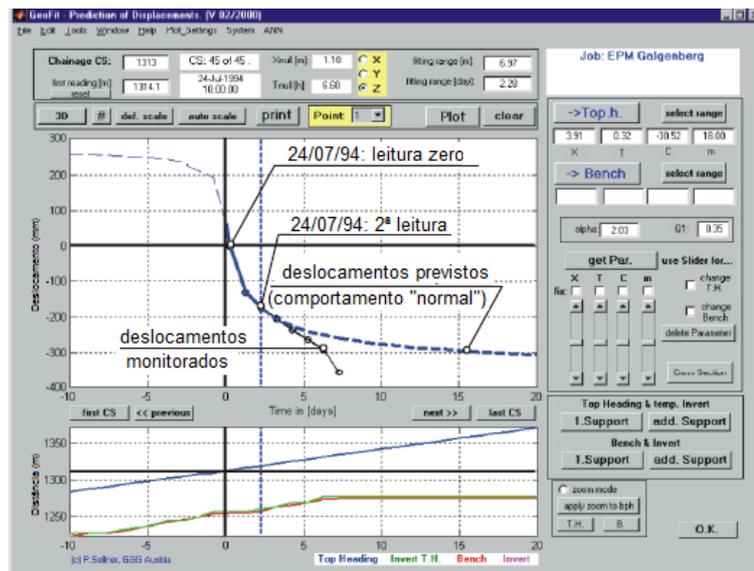


Figura 4.4 – Deslocamentos previstos e monitorados do teto do túnel Galgenberg na seção de instrumentação da Progressiva 1313,0 m (modificado - Sellner & Steindorfer, 2000).

Além do aumento da taxa dos deslocamentos do teto do túnel, também foi observado diminuição da razão entre deslocamentos longitudinais e verticais, de valores altos, de cerca de 0,4, na entrada da falha (contra a direção da escavação), para valores baixos, de cerca de -0,15, na saída da falha (na direção da escavação), indicando aproximação material mais competente (Schubert & Budil, 1995). Este comportamento pode ser observado na Figura 4.5.

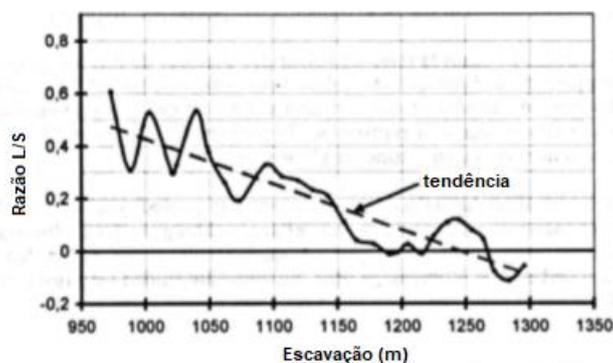


Figura 4.5 – Linha de tendência 30 m atrás da face para a razão L/S (modificado - Schubert & Budil, 1995).

4.1.4 TÚNEL RODOVIÁRIO SPITAL

O túnel metroviário Spital, na Áustria, foi escavado em maciço rochoso altamente heterogêneo em profundidade média de 30 m (Sellner *et al.*, 2002). Os deslocamentos instrumentados estavam dentro do esperado até uma pausa nos trabalhos de duas semanas. Com o retorno aos trabalhos, os deslocamentos que eram de 25 mm, chegaram a 40 mm com o avanço da escavação, aumentando 10 mm em apenas um dia, valor bem acima dos 2 mm diários reportados anteriormente.

Este comportamento dos deslocamentos fez com que se estudasse sua causa. Utilizando o *software* GeoFit, ferramenta para previsão e acompanhamento de deslocamentos, foram analisados dois cenários, escavação do túnel com e sem *invert*, para verificar se o maciço ou *invert* havia rompido, já que o revestimento do teto não apresentava sinais de danos (Sellner *et al.*, 2002). Os cenários são apresentados na Figura 4.6, onde se observa que o ponto de deslocamento de 50 mm estava sobre a curva do cenário sem *invert*, concluindo que os deslocamentos anormais eram devido à falha do *invert* temporário.

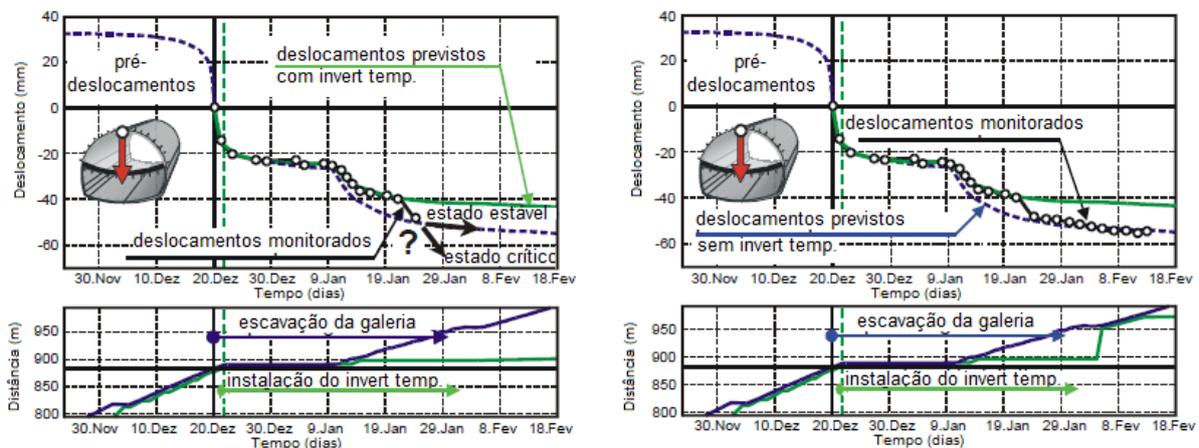


Figura 4.6 – Diagramas tempo-deslocamento do túnel Spital (modificado - Sellner *et al.*, 2002).

A escavação continuou e as próximas leituras ficaram de acordo com o previsto para escavação sem o *invert* temporário.

4.1.5 TÚNEL EXPLORATÓRIO MITHERPACHING

O túnel exploratório de baixa cobertura, 14 m na seção avaliada, em rocha heterogênea foi escavado com proteção de enfilagens em local densamente habitado e com a presença de uma grande rodovia estadual (Moritz *et al.*, 2011). Com a entrada da escavação na zona de falha que se iniciava na Progressiva 553, os deslocamentos verticais na lateral direita apresentaram

grande aumento, comportamento que já era notado desde a instrumentação anterior (Figura 4.7). Além disso, o deslocamento longitudinal na direção da escavação aumentou (Figura 4.8), comportamento que foi observado com a escavação na zona de falha. O aumento dos deslocamentos longitudinais foi posteriormente associado ao movimento de bloco em direção da face, o que causou trincamentos radiais no revestimento do túnel, comportamento esquematizado na Figura 4.8.

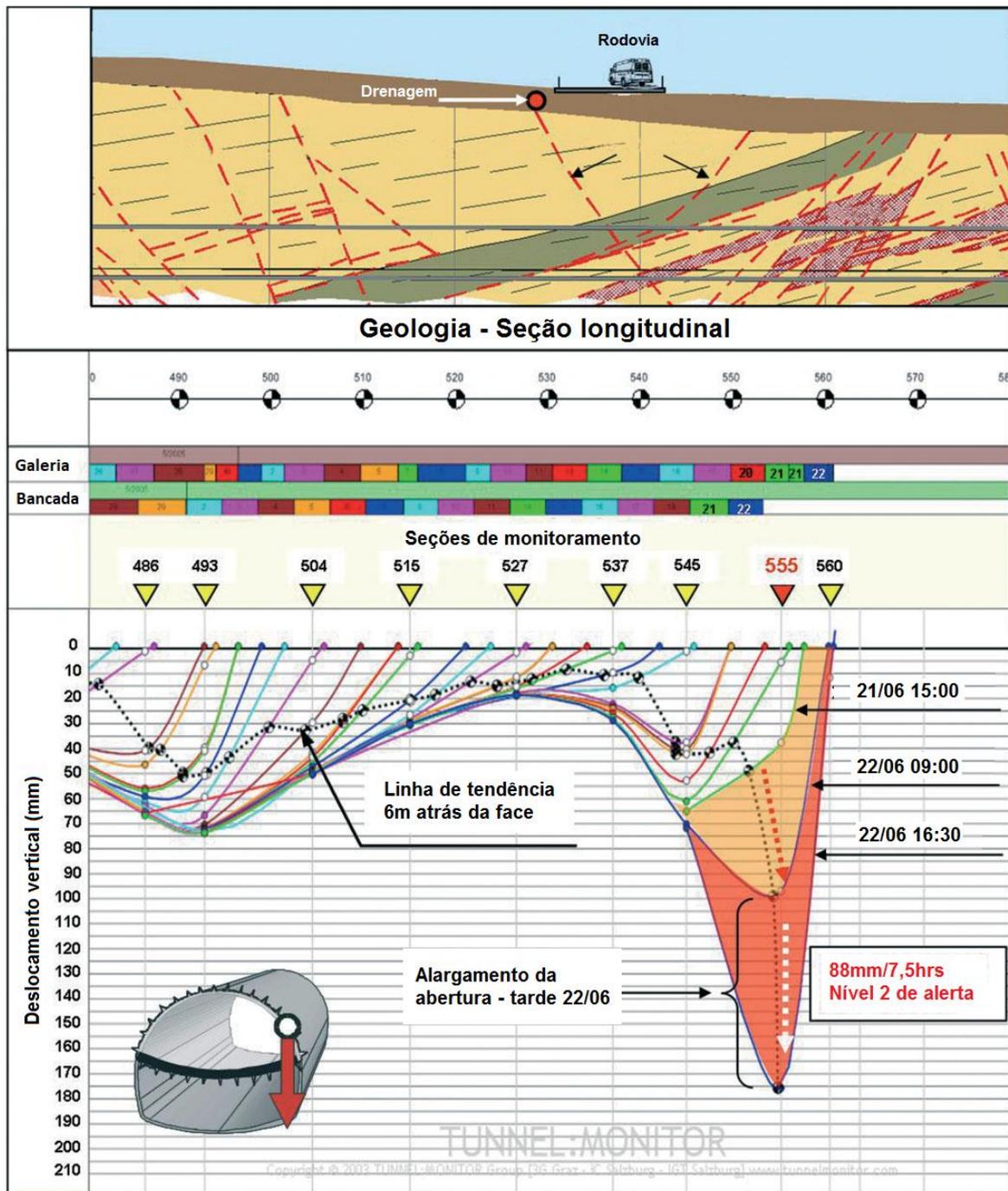


Figura 4.7 – Desenvolvimento dos deslocamentos verticais na lateral do túnel exploratório Mitherpaching (Moritz *et al.*, 2011).

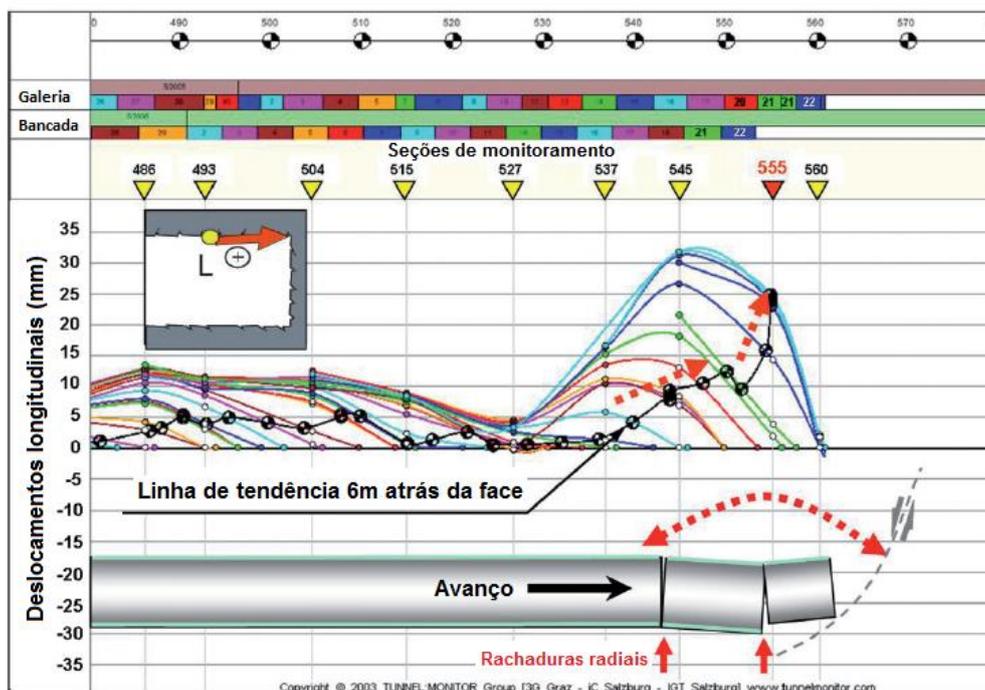


Figura 4.8 – Desenvolvimento de deslocações longitudinais no teto do túnel exploratório Mitherpaching (modificado - Moritz *et al.*, 2011).

Após esta ocorrência e acionamento do alarme de emergência, medidas corretivas foram implementadas, como a instalação de tirantes extras, e o monitoramento do sistema foi intensificado para verificação da eficácia das medidas tomadas (Moritz *et al.*, 2011).

4.2 CASOS DE TÚNEIS ESTÁVEIS

Estes exemplos mostram claramente a importância da avaliação do vetor deslocamento para previsão de maciços de pior qualidade a frente da escavação, entretanto, sua variação não necessariamente está relacionada ao colapso, já que os túneis Inntal, Strenger e Wolfsgruben, apesar de serem escavados em regiões de falhas ou de material ruim, não apresentaram instabilidade.

Também é importante ressaltar, que a detecção de situações desfavoráveis foi importante para a tomada de decisões em campo para evitar rupturas. O caso do túnel Lanzier é um exemplo de medidas que foram tomadas para evitar o início de desestabilização.

4.2.1 TÚNEL INNTAL

O túnel Inntal não apresentou problemas de estabilidade, mas seu traçado atravessa zonas de falhas, que geraram grandes variações de comportamento. A principal instrumentação adotada era por pinos para acompanhamento de deslocamentos 3D.

O túnel Inntal foi escavado em região de falha a partir da Progressiva 3170, local com cobrimento de 300 a 350 m (Grossauer *et al.*, 2005). Da Progressiva 3100 à Progressiva 3135, os deslocamentos da parede esquerda diminuíram para 5 a 10 mm, em contraste com a orientação do vetor deslocamento que aumentou na direção contra a escavação. Ao entrar a zona de falha, a orientação do vetor deslocamento caiu para valores normais de 10°, enquanto os deslocamentos aumentaram consideravelmente. Este comportamento pode ser observado na Figura 4.9.

É importante ressaltar que mesmo com a ocorrência de grandes deslocamentos, a orientação do vetor deslocamento se normalizou.

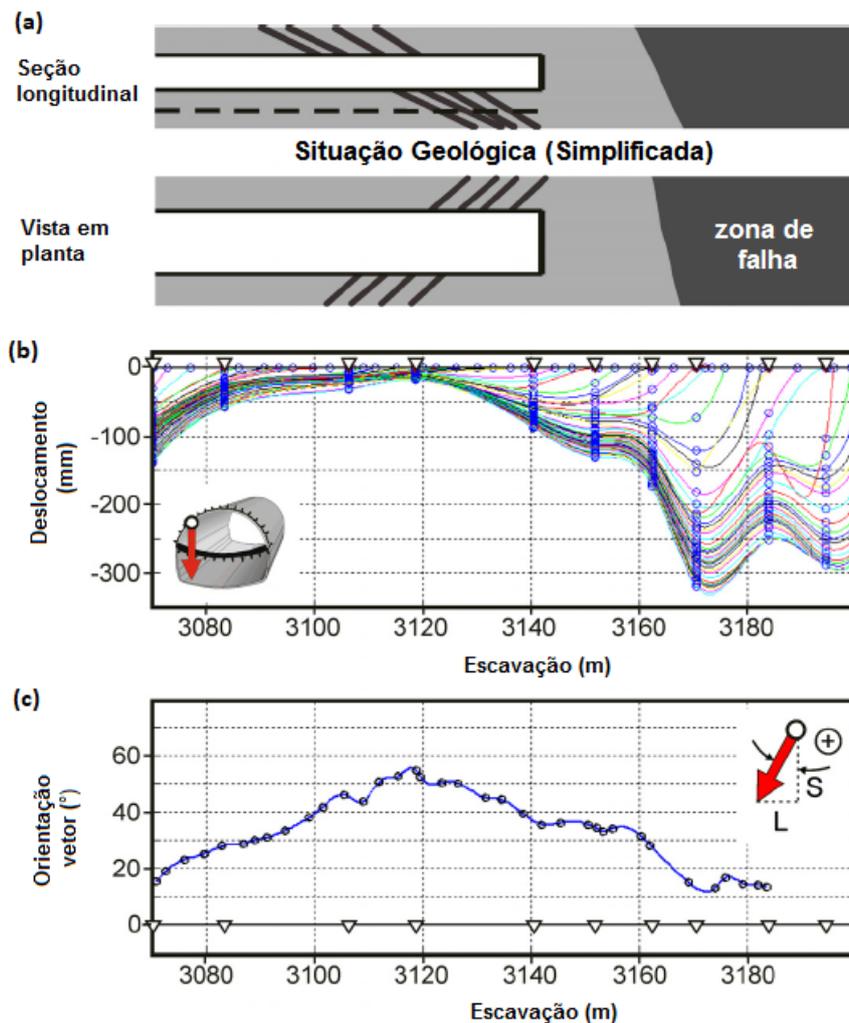


Figura 4.9 – (a) Situação geológica; (b) Deslocamentos verticais e vetor orientação antes da escavação da zona de falha; (c) Deslocamentos verticais e vetor orientação em zona de falha (Grossauer *et al.*, 2005).

4.2.2 TÚNEL STRENGER

O túnel rodoviário de Strenger, na Áustria, foi escavado em região de falha com cobrimento de aproximadamente 600 m (Grossauer *et al.*, 2005). Comportamento semelhante ao túnel Inntal ocorreu, com aumento do vetor deslocamento antes da entrada na zona de falha e diminuição com a entrada na zona. Deslocamentos também aumentaram, mas somente após a entrada na região de material de pior qualidade. Este comportamento pode ser observado na Figura 4.10.

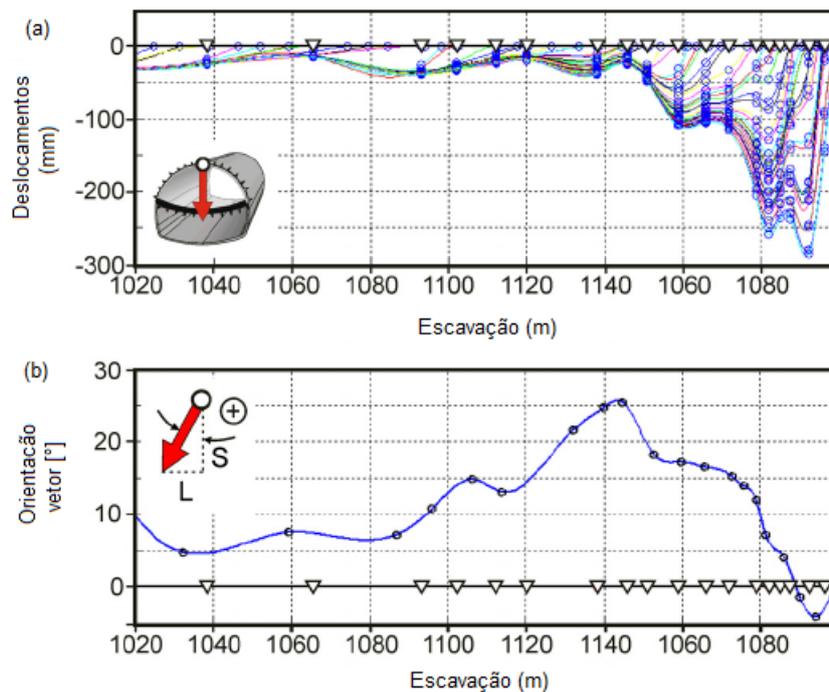


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais e vetor deslocamento ao se aproximar de zona de falha (modificado - Grossauer *et al.*, 2005).

4.2.3 TÚNEL WOLFSGRUBEN

A escavação do túnel ferroviário de Wolfsruben, com seção de aproximadamente 110 m², foi realizada em rocha e com cobrimento de 40 m, na seção avaliada (Sellner & Steindorfer, 2000). A escavação encontrou material ruim na Progressiva 465, seguido de falha na Progressiva 435 (estaqueamento realizado no sentido contrário à escavação). Aumento da orientação do vetor deslocamento contra a direção de escavação ocorre da Progressiva 485 à Progressiva 475. Com a entrada na região de material de pior qualidade a orientação volta ao normal, em cerca de 10°. Com aproximação da zona de falha há novo aumento da orientação do vetor deslocamento e após a zona de falha a orientação do vetor deslocamento muda para a

direção da escavação, indicando material mais competente a frente. Variações que podem ser observadas na Figura 4.11.

Um *overbreak* (sobre-escavação) do túnel, de aproximadamente 50 m³ ocorre na Progressiva 419, que pode ter sido causado pela concentração de tensão a frente da escavação e descompressão na face. Este comportamento pode ser observado na Figura 4.12, com a diminuição da orientação do vetor deslocamento, indicando aproximação de material de melhor qualidade, e posterior aumento seguido do *overbreak*.

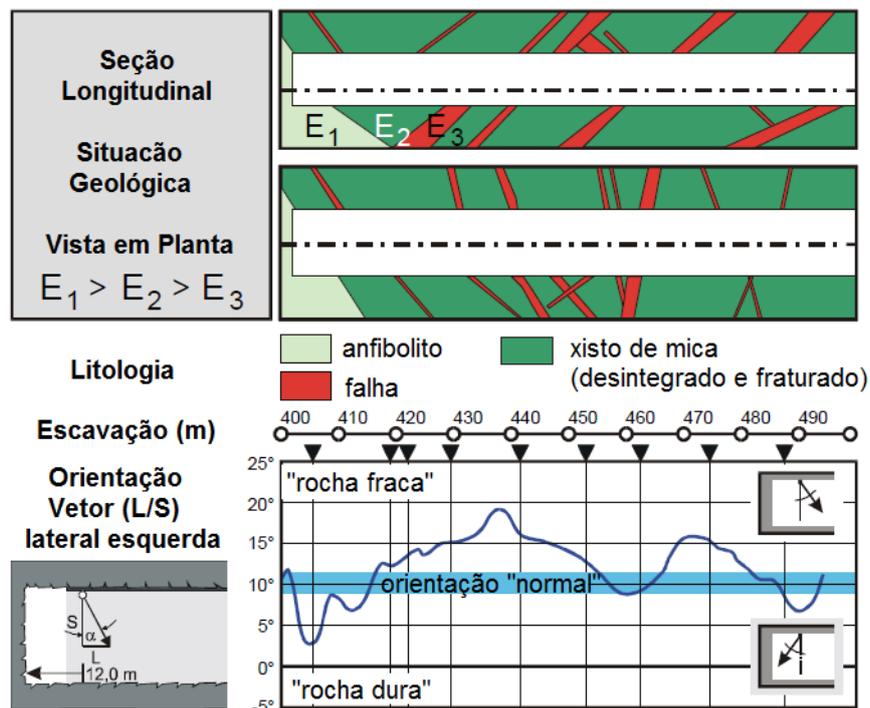


Figura 4.11 – Situação geológica e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Wolfsruben (modificado - Sellner & Steindorfer, 2000).

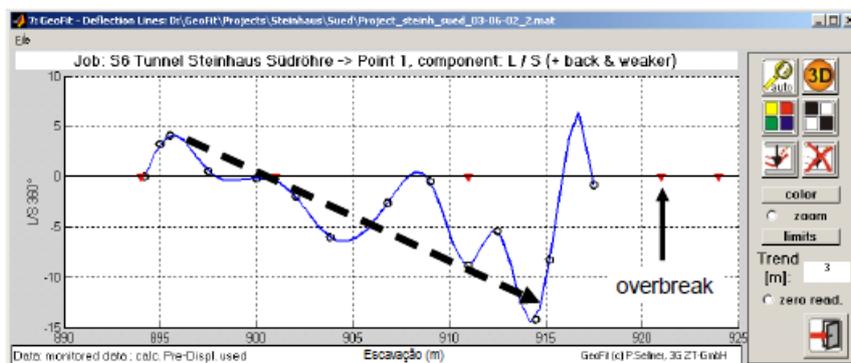


Figura 4.12 – Linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Wolfsruben antes de ocorrência de *overbreak* (modificado - Schubert & Grossauer, 2004).

4.2.4 TÚNEL STEINHAUS

O túnel Steinhaus, na Áustria, foi escavado na sequência geológica *Semmering-Unterostalpine*, maciço muito heterogêneo e com falhas importantes, resultante de grande ação tectônica na região (Moritz *et al.*, 2004). Entre as Progressivas 440 e 510, o túnel passou por região de material de pior qualidade partir da Progressiva 485, apresentando aumento de deslocamentos verticais após a entrada da escavação nesse material e aumento da orientação do vetor deslocamento antes da entrada, a partir da Progressiva 460, como apresentado na Figura 4.13.

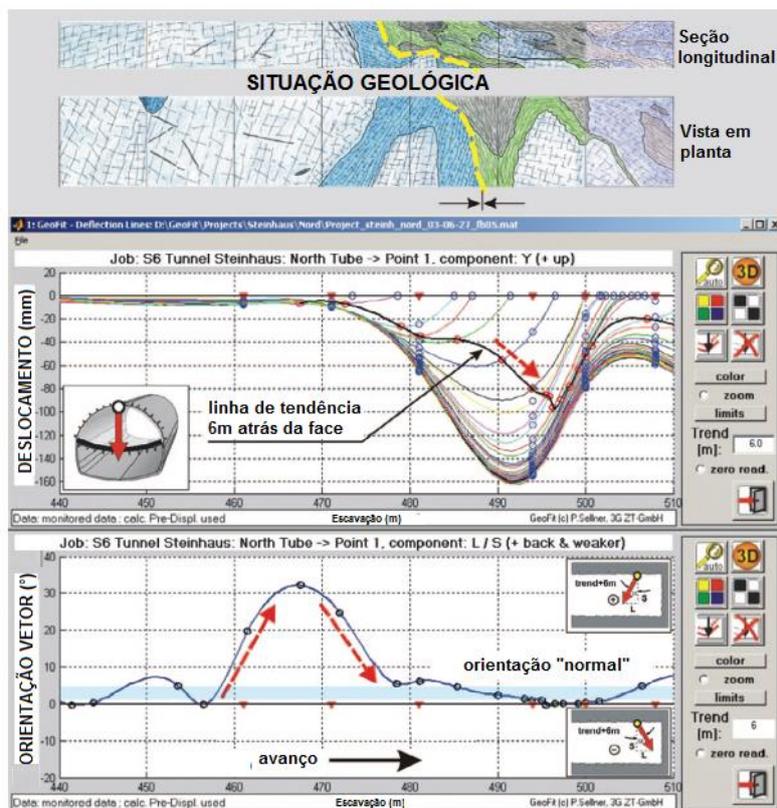


Figura 4.13 – Situação geológica, desenvolvimento dos deslocamentos verticais no teto e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Steinhaus na escavação em material de pior qualidade (modificado - Moritz *et al.*, 2004).

Entre as Progressivas 875 e 950, o túnel passa de material menos competente para mais competente, separados por uma falha na Progressiva 921. Entre as Progressivas 875 e 915, a linha de tendência da orientação do vetor deslocamento desviou do comportamento normal contra a direção da escavação para em direção da escavação, comportamento que indica material mais rígido a frente. Entretanto, esta tendência é modificada rapidamente na Progressiva 912, bem perto da falha, e na Progressiva 921 ocorre um *overbreak* (sobrescavação) de 40 m³. Segundo Moritz *et al.* (2004), este comportamento ainda não é

totalmente esclarecido, mas outros túneis, como Wolfsgruben, também apresentaram o mesmo mecanismo antes da ocorrência de sobre-escavações de volume considerável.

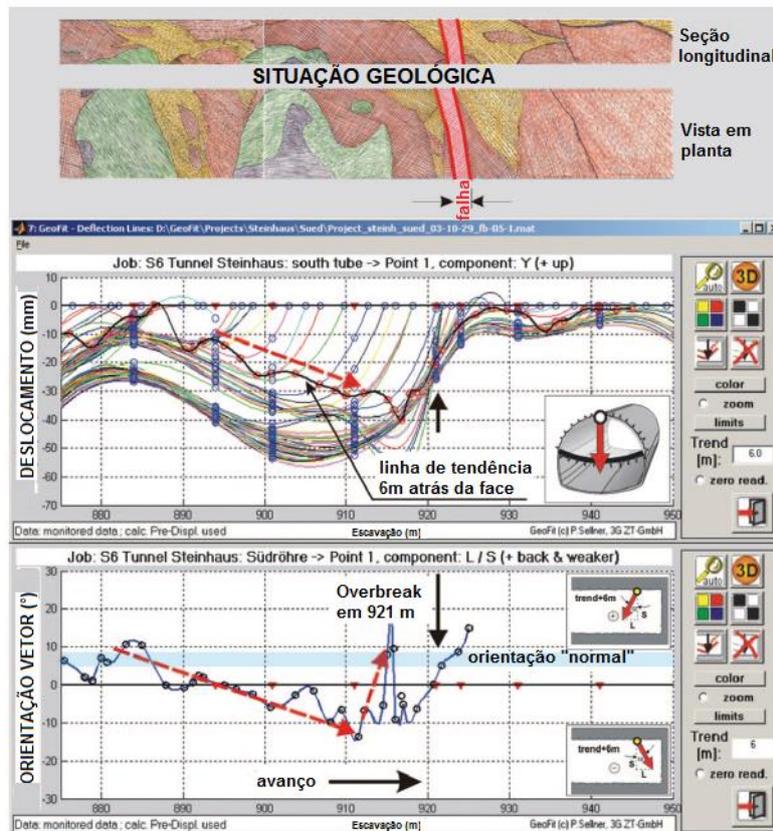


Figura 4.14 – Situação geológica, desenvolvimento dos deslocamentos verticais no teto e linha de tendência da orientação do vetor deslocamento do túnel Steinhaus antes de ocorrência de *overbreak* (modificado - Moritz *et al.*, 2004).

4.2.5 TÚNEL LANZIER

O túnel Lanzier, na Austria, foi construído em argilito com cobrimento de 40 m e sua margem esquerda é densamente habitada (Moritz *et al.*, 2011). No dia 5 de março de 2009, se observou grande acréscimo de deslocamento, de ordem de 25 mm, como pode ser observado na Figura 4.15. Este comportamento gerou a ativação do alarme de atenção e medidas foram tomadas para evitar maiores deslocamentos e a desestabilização do maciço.

Medidas como diminuição da distância entre a calota e *invert*, aumento do comprimento dos ancoramentos e maior acompanhamento dos deslocamentos, foram aplicadas para redução dos deslocamentos e acompanhamento dos resultados. A Figura 4.16 apresenta a estabilização do maciço com os novos procedimentos adotados.

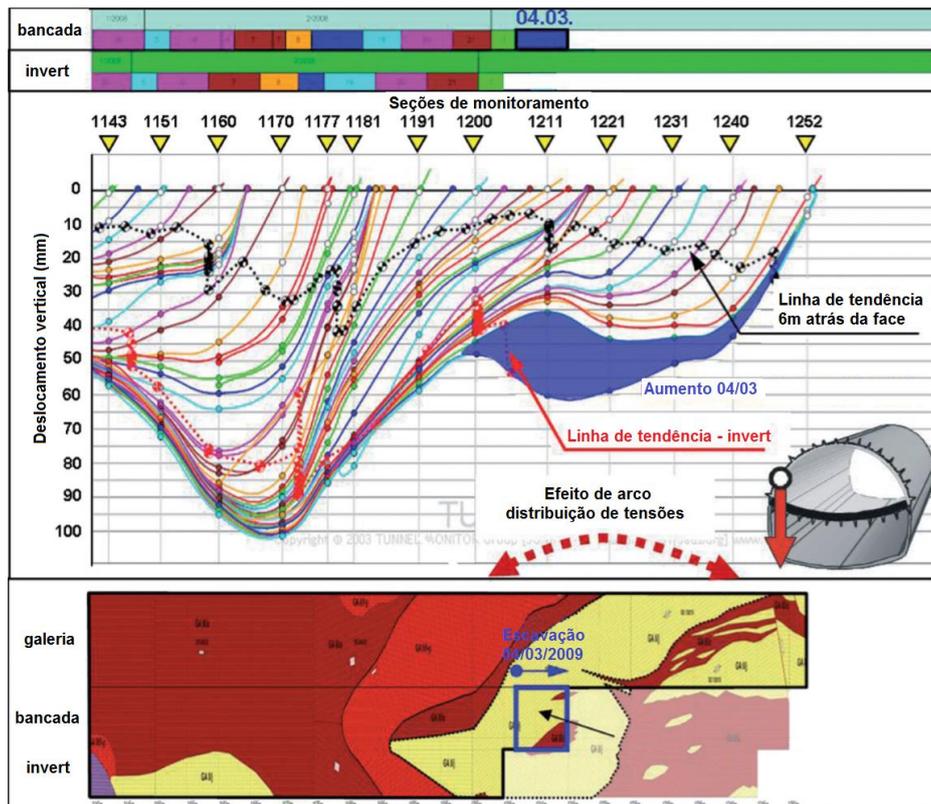


Figura 4.15 – Desenvolvimento de deslocamentos verticais na lateral e situação geológica do túnel Lanzier antes da tomada de medidas corretivas (modificado - Moritz *et al.*, 2011).

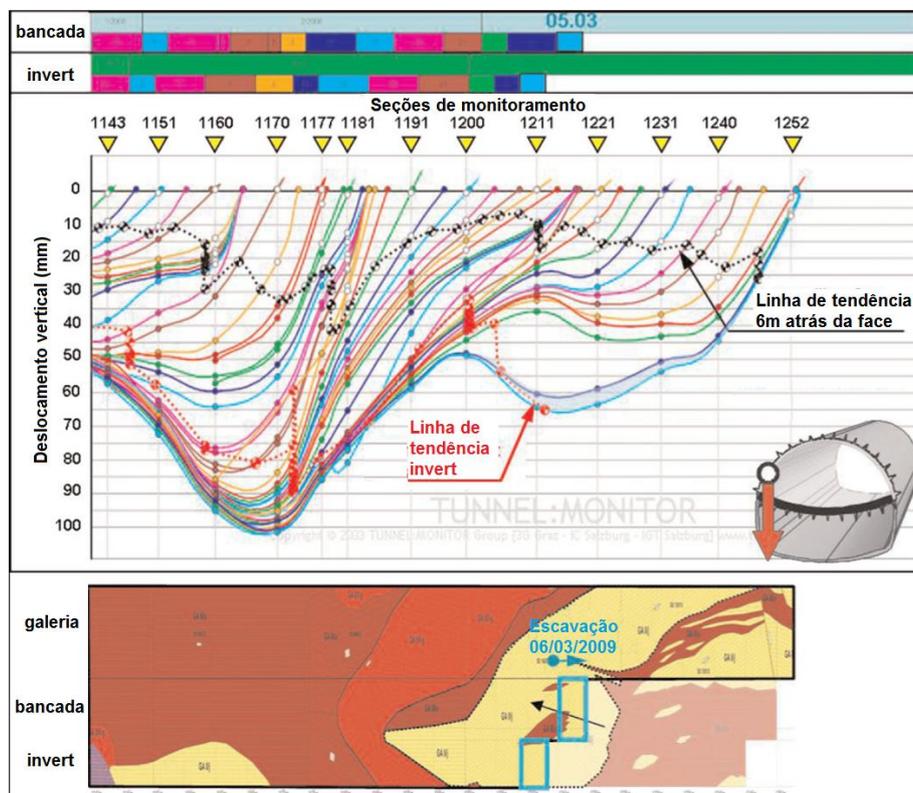


Figura 4.16 – Desenvolvimento de deslocamentos verticais na lateral e situação geológica do túnel Lanzier após da tomada de medidas corretivas (modificado - Moritz *et al.*, 2011).

4.2.6 RESERVATÓRIO DE RESÍDUOS RADIOATIVOS BÁTAAPÁTI

O túnel exploratório 3VK do reservatório de resíduos radioativos Bataapáti, na Hungria, foi escavado em profundidade de 220 m e cruza importante zona de falha, *Péter törés* (Deák & Schubert, 2017). Antes da escavação na zona de falha, os deslocamentos se mantiveram em cerca de 10 mm, e após a entrada na falha deslocamentos acima de 20 mm foram observados.

Um pouco antes da entrada de falha, os deslocamentos horizontais aumentaram, mas não suficientemente para a previsão de comportamento diferente a frente da escavação, como apresentado na Figura 4.17. Entretanto, a razão L/S (deslocamento longitudinal por deslocamento vertical) apresentou aumento antes da entrada da escavação na zona de falha, como observado na Figura 4.18.

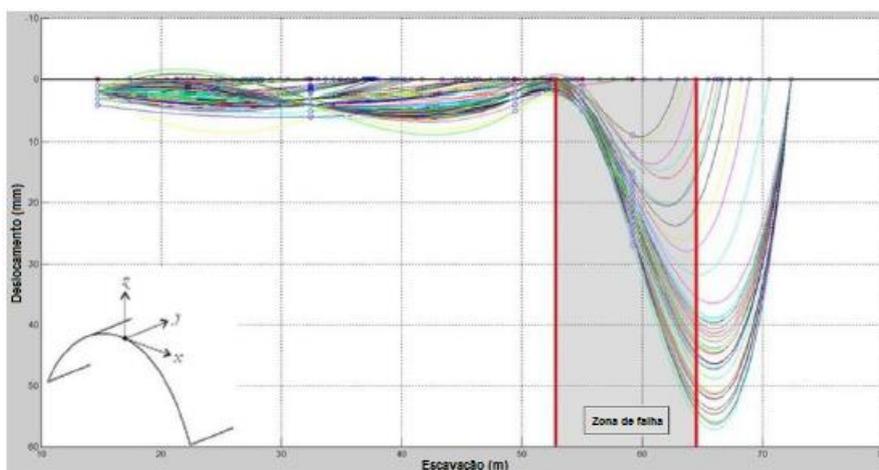


Figura 4.17 – Desenvolvimento de deslocamento horizontal (direção x) no teto do túnel exploratório 3VK ao atravessar por zona de falha (modificado - Deák & Schubert, 2017).

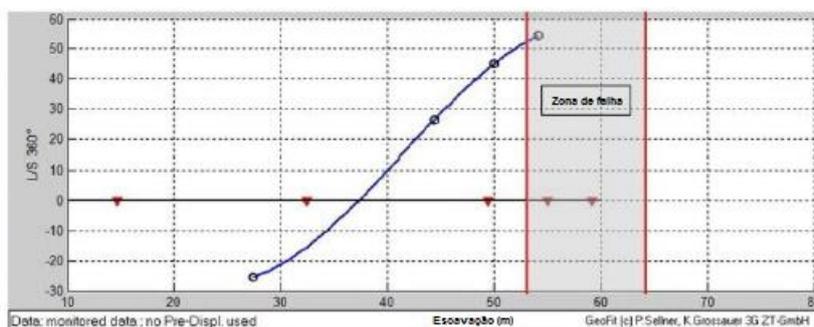


Figura 4.18 – Linha de tendência da razão L/S no teto do túnel exploratório 3VK ao atravessar por zona de falha (modificado - Deák & Schubert, 2017).

5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

O Método dos Elementos Finitos foi utilizado neste trabalho para análise dos deslocamentos na simulação de escavação de túneis circulares sem revestimento em rocha. A escolha de rocha como material de análise se deu pela necessidade de simplificação dos modelos, não incluindo revestimento e sua interação com o maciço, o que só seria possível com material de melhor qualidade.

Para o cálculo dos deslocamentos, adotou-se o programa computacional *Plaxis 3D Tunnel*, por esse ser de simples utilização e capaz de cumprir os objetivos da análise, especialmente para o caso em que há vários passos de escavação.

O *Plaxis 3D Tunnel* é um programa computacional de elementos finitos que foi desenvolvido especificamente para a análise de deformação e de estabilidade em projetos de túneis. Sua interface gráfica simples para a entrada do modelo a ser simulado (módulo *Input*) permite a rápida geração de modelos complexos, cálculo das etapas da simulação (módulo *Calculations*), onde se permite a definição das fases de carregamento, seja por aplicação de cargas externas, por escavação, por construção, ou por mudança nas propriedades do material, a apresentação dos resultados por meio de tabelas e imagens (módulo *Output*) e análise de dados por meio de tabelas e gráficos (módulo *Curves*).

Os três primeiros módulos foram utilizados para realização das análises e a etapa de pós processamento, onde foram gerados os gráficos e análises dos dados de deslocamentos, foi realizada no *software* Excel. Isto por que o módulo *Curves* só consegue gerar curvas de 10 pontos para cada simulação, número insuficiente para as análises necessárias, já que o objetivo é monitorar os deslocamentos das paredes, face e superfície durante cada passo de escavação, simulando a instrumentação de campo.

5.1 GEOLOGIA E GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO

O estudo abrangeu 38 diferentes tipos de geometrias, trabalhando com quatro tipos de materiais que serão apresentados na Seção 5.2. Túneis profundos e rasos de 10 m de diâmetro sem revestimento foram simulados, com cobertura de 100 e 20 m, respectivamente. Para cada profundidade foram simuladas diferentes geologias.

As geologias são homogêneas e com zonas de material diferente de um, três e cinco diâmetros de extensão, como pode ser observado na Figura 5.1. São aqui definidas três zonas de

materiais, Zona 1, antes da transição dentre materiais, Zona 2, região com material diferente, e Zona 3, com o mesmo material da Zona 1.

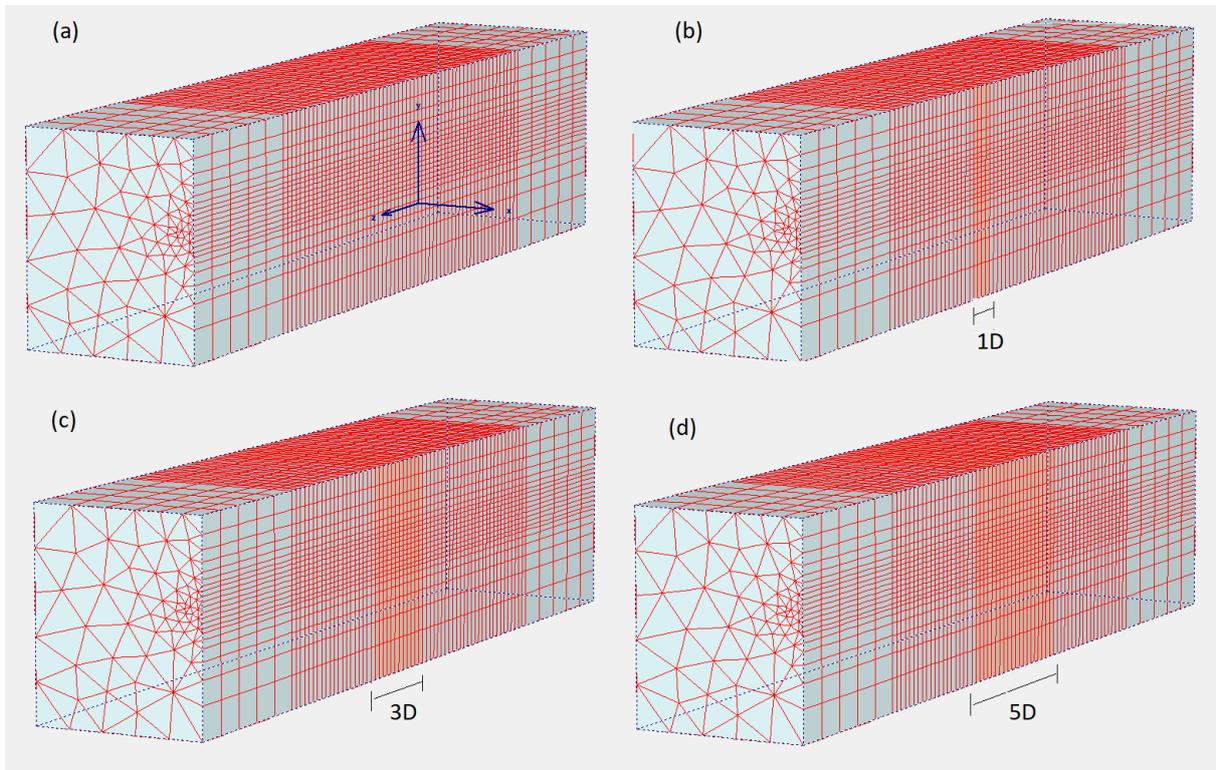


Figura 5.1 – Geologias estudadas: (a) homogênea (a) com zona de material diferente de um diâmetro de comprimento (c) com zona de material diferente de três diâmetros de comprimento (d) com zona de material diferente de cinco diâmetros de comprimento.

Com o objetivo de diminuir as dimensões do modelo, a simetria do túnel foi explorada, simulando somente uma de suas metades. A seção do modelo é de 50 m no eixo x e 140 e 60 m no eixo y, para os casos de túnel profundo e raso, respectivamente. Longitudinalmente, o modelo tem 250 m, sendo os 50 primeiros metros escavados em passos maiores, de 10 m, e os passos seguintes de 2,5 m, como pode ser observado na Figura 5.1. Ressaltando que todas as análises foram realizadas nos 150 m internos do modelo, descartando os 50 m mais próximos dos contornos.

O elemento adotado para discretização do meio foi o tetraédrico de 15 nós. A malha foi gerada automaticamente pelo software *Plaxis 3D Tunnel*, com escolha dos refinamentos necessários. Os modelos completos dos casos de túnel profundo e raso são apresentados na Figura 5.2.

As condições de contorno e o nível d'água são apresentados na Figura 5.3, sendo o maciço considerado seco para as análises.

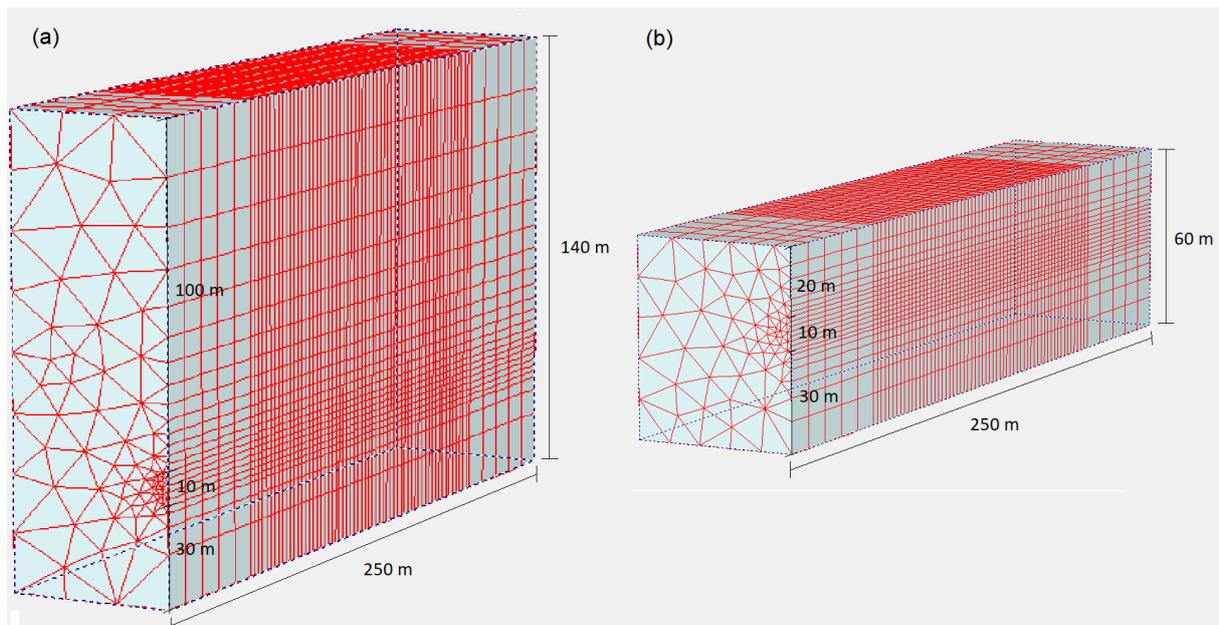


Figura 5.2 – Malha de elementos finitos para modelos (a) túnel profundo (b) túnel raso.

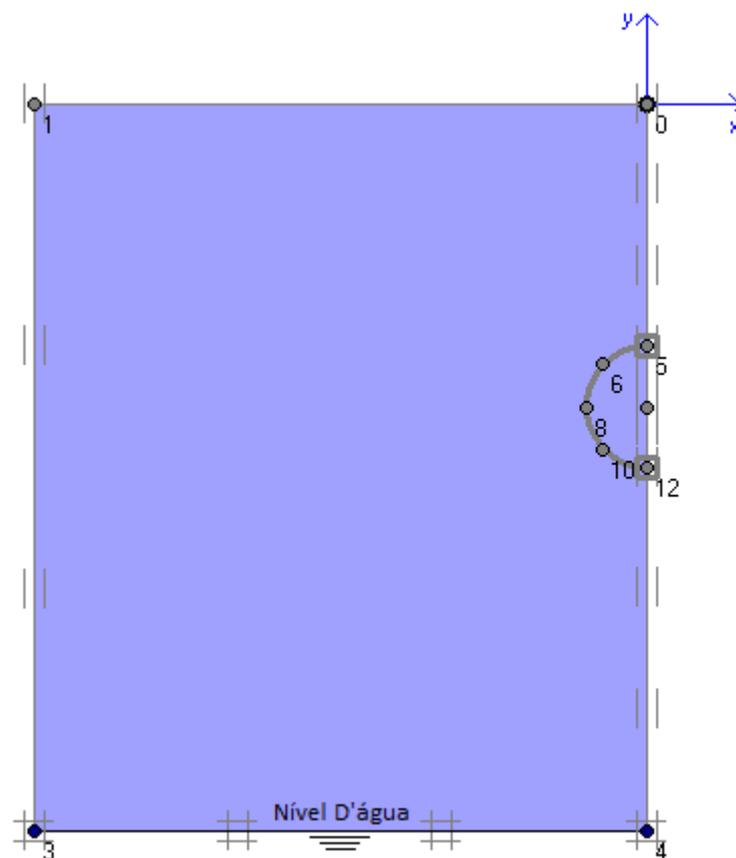


Figura 5.3 – Condições de contorno e nível d'água das simulações numéricas.

5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os materiais simulados são nomeados como Rocha Boa (B), Média (M), Ruim (R) e Péssima (P), nomenclaturas relacionadas à competência dos materiais. As propriedades dos materiais são obtidas, em geral, por meio de ensaios de laboratórios e de campo, contudo, adotou-se a metodologia indireta do GSI para determinação de grande parte das propriedades.

Vários autores adotam o modelo constitutivo linear-elástico em suas simulações numéricas com objetivo de avaliar o comportamento de transições entre materiais, como por exemplo Tonon & Amadei (2000), Yong *et al.* (2013), ou até mesmo Mohr-Coulomb somente para a camada de material diferente dentro do maciço, como Jeon *et al.*(2005) e Grossauer(2001). Entretanto, estes trabalhos se concentravam na previsão da mudança de comportamento do maciço somente, sem estudo do possível colapso, que é o objetivo deste trabalho. Desta forma, foi necessária adoção de modelo constitutivo com critério de ruptura adequado para rochas, material a ser simulado. O critério de ruptura adotado é o de Hoek & Brown, sendo necessária conversão desses parâmetros para o modo de ruptura de Mohr-Coulomb, modelo disponível no *software* Plaxis 3D *Tunnel*, pelas Equações 2.8 e 2.9. Para aplicação do critério de ruptura de Hoek & Brown foram estimados os seguintes parâmetros:

- Peso específico (γ);
- Módulo de elasticidade do maciço rochoso (E_m);
- Coeficiente de Poisson (ν);
- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_{ci});
- Parâmetro da rocha intacta (m_i);
- *GSI*.

5.2.1 PESO ESPECÍFICO

O peso específico foi adotado de acordo com os valores típicos médios apresentados por Lama & Vutukuri (1978):

$$\gamma_{sat} = \gamma_{nsat} = 27kN/m^3$$

5.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

Existem diversas correlações que permitem calcular o módulo de elasticidade de um maciço rochoso a partir dos diversos sistemas de classificação. Contudo, deve-se atentar à aplicabilidade de cada uma dessas expressões, já que estas foram desenvolvidas a partir de bancos de dados com informações de maciços com características específicas.

Na Tabela 5.1 são apresentadas algumas das expressões que permitem calcular o módulo de elasticidade em maciços rochosos a partir do sistema GSI. As correlações mais utilizadas a partir desse sistema são as de Hoek *et al.*(2002) e a de Hoek & Diederichs (2006).

Evitando estimar muitos parâmetros, a correlação de Hoek *et al.*(2002) foi adotada neste trabalho, já que esta não necessita da informação do módulo de elasticidade inicial da rocha intacta. Além disso, esta equação já foi amplamente testada em diversos maciços rochosos.

Tabela 5.1 – Expressões para o cálculo do módulo de elasticidade em maciços rochosos.

Referência	Equação	Limitações
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10)/40}$	$\sigma_{ci} \leq 100 MPa$
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{(GSI-10)/40}$	$\sigma_{ci} > 100 MPa$
Hoek & Diederichs (2006)	$E_m(GPa) = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + \exp\left(\frac{75+25D-GSI}{11}\right)} \right)$	-
Hoek & Diederichs (2006)	$E_m(GPa) = E_i \left(0,02 \frac{1 - D/2}{1 + \exp\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)} \right)$	-

5.2.3 COEFICIENTE DE POISSON

Como as simulações têm interesse no colapso, as rochas adotadas são mais fracas, desta forma, coeficiente de Poisson adotado é de 0,25, valor típico para materiais menos resistentes.

5.2.4 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA INTACTA

Nas simulações se adotou valores baixos de resistência a compressão uniaxial da rocha intacta, 5,0 MPa para as Rochas Boa, Média e Ruim e 2,5 MPa para Rocha Péssima. O valor reduzido da resistência a compressão uniaxial da rocha intacta do material Rocha Péssima se justifica para simular o intemperismo que pode degradar as características da rocha intacta.

5.2.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL DO MACIÇO

A resistência a compressão uniaxial do maciço foi calculada pela Equação 2.3, adotando os parâmetros de coesão e ângulo de atrito calculados pelas Equações 2.8 e 2.9, e pela Equação 2.11.

5.2.6 PARÂMETRO DA ROCHA INTACTA

O valor do parâmetro da rocha intacta adotado é de 10, referente a rochas com textura fina a muito fina.

5.2.7 GSI

O parâmetro GSI pode ser selecionado com base no ábaco apresentado na Figura 2.4. Para os maciços estudados, escolheram-se os seguintes valores de GSI:

Tabela 5.2 – GSI dos materiais.

Material	GSI
Rocha Boa	80
Rocha Média	40
Rocha Ruim	20
Rocha Péssima	20

A redução dos valores do GSI foi adotada para considerar o faturamento dos materiais, gerando perda de propriedades.

5.2.8 FATOR PERTURBAÇÃO

O fator perturbação adotado é 0 (zero), referente a um material não perturbado pela escavação do túnel, conforme orientações descritas na Tabela 2.2.

5.2.9 ESTADO DE TENSÃO *IN SITU*

Por simplicidade, adotou-se o estado de tensões *in situ* hidrostático, pois valores de coeficientes de empuxo (K_0) diferentes de 1 poderiam causar comportamentos mais complexos como o soerguimento de material pelo o alívio de tensões.

5.2.10 RESUMO DAS PROPRIEDADES DOS CASOS AVALIADOS

A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros dos materiais para entrada no software PLAXIS 3D *Tunnel* e a Tabela 5.5 os casos avaliados nas simulações numéricas. A memória de cálculo do módulo de elasticidade do maciço, coesão e ângulo de atrito é apresentada na Tabela 5.4. A Figura 5.4 apresenta uma simulação típica.

Tabela 5.3 – Parâmetros dos materiais.

Material	K_0	γ (kN/m ³)	m_i	D	GSI	σ_{ci} (MPa)	E (GPa)	c (MPa)	ϕ (°)
Túneis Profundos									
Boa	1	27	10	0	80	5,0	12,6	0,455	39,0
Média	1	27	10	0	40	5,0	1,26	0,203	28,1
Ruim	1	27	10	0	20	5,0	0,398	0,130	22,1
Péssima	1	27	10	0	20	2,5	0,281	0,099	18,1
Túneis Rasos									
Boa	1	27	10	0	80	5,0	12,6	0,280	49,6
Média	1	27	10	0	40	5,0	1,26	0,076	40,5
Ruim	1	27	10	0	20	5,0	0,398	0,047	33,1
Péssima	1	27	10	0	20	2,5	0,281	0,036	28,2

Tabela 5.4 – Memória de cálculo dos parâmetros dos materiais.

Material	GSI	σ_{ci} (MPa)	E (GPa)	m_b	s	a	γH (MPa)	σ'_{cm} (MPa)	σ'_{3max} (MPa)	σ'_{3n} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)
Túneis Profundos												
Boa	80	5,0	12,6	4,895	0,1084	0,5006	2,7	1,912	1,243	0,249	0,455	39,0
Média	40	5,0	1,26	1,173	0,0013	0,5114	2,7	0,698	1,170	0,234	0,203	28,1
Ruim	20	5,0	0,398	0,574	0,0001	0,5437	2,7	0,406	1,133	0,227	0,130	22,1
Péssima	20	2,5	0,281	0,574	0,0001	0,5437	2,7	0,203	1,087	0,435	0,099	18,1
Túneis Rasos												
Boa	80	5,0	12,6	4,895	0,1084	0,5006	0,54	1,912	0,274	0,055	0,280	49,6
Média	40	5,0	1,26	1,173	0,0013	0,5114	0,54	0,698	0,258	0,052	0,076	40,5
Ruim	20	5,0	0,398	0,574	0,0001	0,5437	0,54	0,406	0,250	0,050	0,047	31,6
Péssima	20	2,5	0,281	0,574	0,0001	0,5437	0,54	0,203	0,239	0,036	0,036	28,2

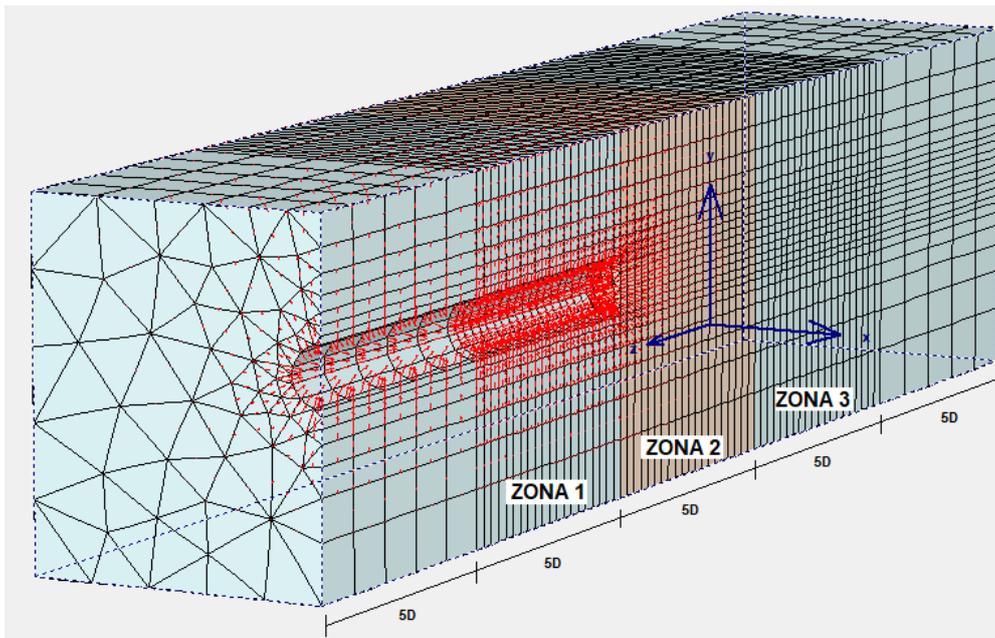


Figura 5.4 – Simulação típica – Escavação da interface entre Zona 1 e 2 – TRBM5D.

Tabela 5.5 – Casos avaliados nas simulações numéricas.

Caso	Material 1	Material 2	Comprimento da Zona 2	Caso	Material 1	Material 2	Comprimento da Zona 2
Túneis Profundos				Túneis Rasos			
TPB	Boa	-	-	TRB	Boa	-	-
TPBM1D	Boa	Média	1D	TRBM1D	Boa	Média	1D
TPBM3D	Boa	Média	3D	TRBM3D	Boa	Média	3D
TPBM5D	Boa	Média	5D	TRBM5D	Boa	Média	5D
TPBR1D	Boa	Ruim	1D	TRBR1D	Boa	Ruim	1D
TPBR3D	Boa	Ruim	3D	TRBR3D	Boa	Ruim	3D
TPBR5D	Boa	Ruim	5D	TRBR5D	Boa	Ruim	5D
TPBP1D	Boa	Péssima	1D	TRBP1D	Boa	Péssima	1D
TPBP3D	Boa	Péssima	3D	TRBP3D	Boa	Péssima	3D
TPBP5D	Boa	Péssima	5D	TRBP5D	Boa	Péssima	5D
TPMB1D	Média	Boa	1D	TRMB1D	Média	Boa	1D
TPMB3D	Média	Boa	3D	TRMB3D	Média	Boa	3D
TPMB5D	Média	Boa	5D	TRMB5D	Média	Boa	5D
TPMR1D	Média	Ruim	1D	TRMR1D	Média	Ruim	1D
TPMR3D	Média	Ruim	3D	TRMR3D	Média	Ruim	3D
TPMR5D	Média	Ruim	5D	TRMR5D	Média	Ruim	5D
TPMP1D	Média	Péssima	1D	TRMP1D	Média	Péssima	1D
TPMP3D	Média	Péssima	3D	TRMP3D	Média	Péssima	3D
TPMP5D	Média	Péssima	5D	TRMP5D	Média	Péssima	5D

5.3 PASSOS DAS SIMULAÇÕES

Após a entrada da geometria, materiais e condições de contorno, geração da malha transversalmente e longitudinalmente no módulo *Input* do Plaxis 3D *Tunnel*, passa-se para o módulo *Calculations*.

Como o *software* adota a extrusão da seção transversal para gerar o modelo 3D, nesta fase, todo o modelo apresenta o mesmo material, sendo este o material escolhido para a Zona 1 e 3. Para modificar o material da Zona 2, uma fase de cálculo é gerada, com a troca do material nas fatias referentes à Zona 2 e aplicação das cargas geostáticas.

Nas próximas fases é realizada a escavação, sendo zerados os deslocamentos ocorridos na fase geostática antes do início da mesma. São realizadas 5 fases de escavação em face plena com 10 m cada, referente à escavação mais próxima ao contorno. Finalmente a Zona 1 é escavada por 20 passos de escavação de 2,5 m cada, totalizando 50 m até a chegada da escavação na interface com a Zona 2. Posteriormente a Zona 2 e Zona 3 são escavados por passos de escavação de 2,5 m.

O tempo de processamento do módulo *Calculations* para todas as fases de carregamento e escavação é de aproximadamente 2,5 h para um processador i7 de 2,5 GHz e memória RAM de 8GB.

6 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Neste capítulo inicialmente serão apresentados como os dados de saída das simulações numéricas foram trabalhados e posteriormente os resultados e discussões dos comportamentos observados.

6.1 APRESENTAÇÃO DOS DADOS DE SAÍDA DA SIMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DOS MESMOS

Para melhor entendimento dos dados de saída e como que os mesmos foram trabalhados, se tomou como exemplo a análise TRBM5D, referente ao túnel raso escavado em material Rocha Boa e transição de comprimento 5D de material de Rocha Média.

Os dados de saída são os deslocamentos do maciço como um todo, mas os pontos a serem avaliados são do teto, piso, lateral, sete pontos na superfície e cinco na face (Figura 6.1). Todos estes pontos são monitorados a cada passo de escavação de 2,5 m.

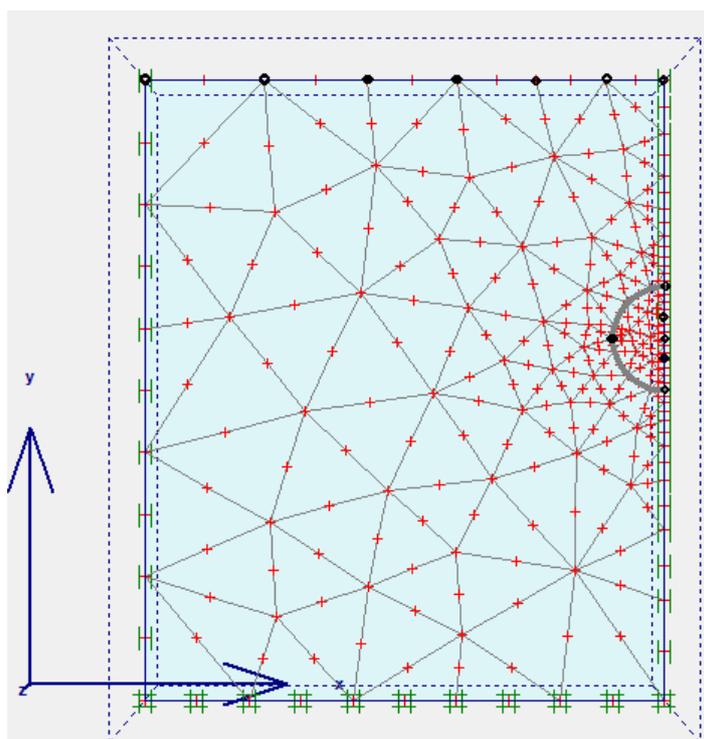


Figura 6.1 – Pontos monitorados na seção transversal – túneis rasos.

Vale ressaltar que na ocorrência de ruptura os deslocamentos do último passo de escavação não são apresentados nas análises, já que o *software* Plaxis 3D Tunnel não gera valores acurados por não conseguir convergir seu cálculo.

Também é importante ressaltar que os instrumentos usuais de medição de deslocamentos nas paredes do túnel e superfície apresentam precisão típica de 0,1 mm (OGG, 2014), desta forma, valores menores que este são considerados zero na avaliação dos dados de saída das simulações numéricas.

A partir da revisão bibliográfica, nota-se que as novas formas de apresentação e interpretação de dados de deslocamentos absolutos 3D das paredes dos túneis têm sido cada vez mais adotadas no acompanhamento da instrumentação ativa durante a fase de construção de túneis. Desta forma, os padrões a serem avaliados são centrados na análise desses dados. Além disso, Tonon & Amadei (2000), em dados gerados por simulação numérica, verificaram que os deslocamentos no teto do túnel são mais sensíveis à entrada em material de pior qualidade, desta forma, os deslocamentos são essencialmente analisados nesse ponto.

A experiência também tem mostrado que a ruptura de túneis muitas vezes não é prevista pela magnitude dos deslocamentos (Sozio *et al.*, 1998), mas que comportamentos anormais podem ser detectados pela interpretação indireta dos dados de instrumentação (Schubert & Steindorfer, 2004; Moritz *et al.*, 2011). Desta forma, combinações de dados são analisadas para melhor verificação da existência de processos de colapso.

Não foram avaliadas a diferença ou razão entre deslocamentos de duas paredes laterais, primeiramente, pois o modelo da simulação numérica é simétrico, e principalmente pela dificuldade de relacionar estes indicadores com um comportamento específico do túnel. Anisotropia, condições não hidrostáticas de tensão *in situ* e interfaces com inclinação entre materiais são situações possíveis de causar modificação desses indicadores (Tonon & Amadei, 2000).

Após a exportação dos dados, as curvas de deslocamento do teto, piso e lateral foram geradas para cada componente pela ligação dos deslocamentos ocorridos ao longo do túnel a cada passo de escavação, como no exemplo da Figura 6.2. Entretanto, é importante frisar que os pontos mais próximos da face, não são medidos em campo pelos instrumentos de monitoramento de deslocamentos absolutos 3D, pois estes ocorrem entre a escavação, instalação dos equipamentos e realização da primeira leitura. Apesar disso, estes deslocamentos podem ser recuperados por meio de medições realizadas a frente da face, como por exemplo, por tassômetros, ou até mesmo estimado por equações apresentadas por Sellner (2000).

Para facilitar a visualização, as transições entre materiais são marcadas por linhas verticais vermelhas, as nomenclaturas B, M, R e P são adotadas para cada material Rocha Boa, Média, Ruim e Péssima, respectivamente e Sc, SLAT, Lc, Ss e Ls são adotadas para os deslocamentos verticais ocorridos no teto, deslocamentos verticais ocorridos na lateral, deslocamentos longitudinais ocorridos no teto, deslocamentos verticais ocorridos na superfície e deslocamentos longitudinais ocorridos na superfície, respectivamente.

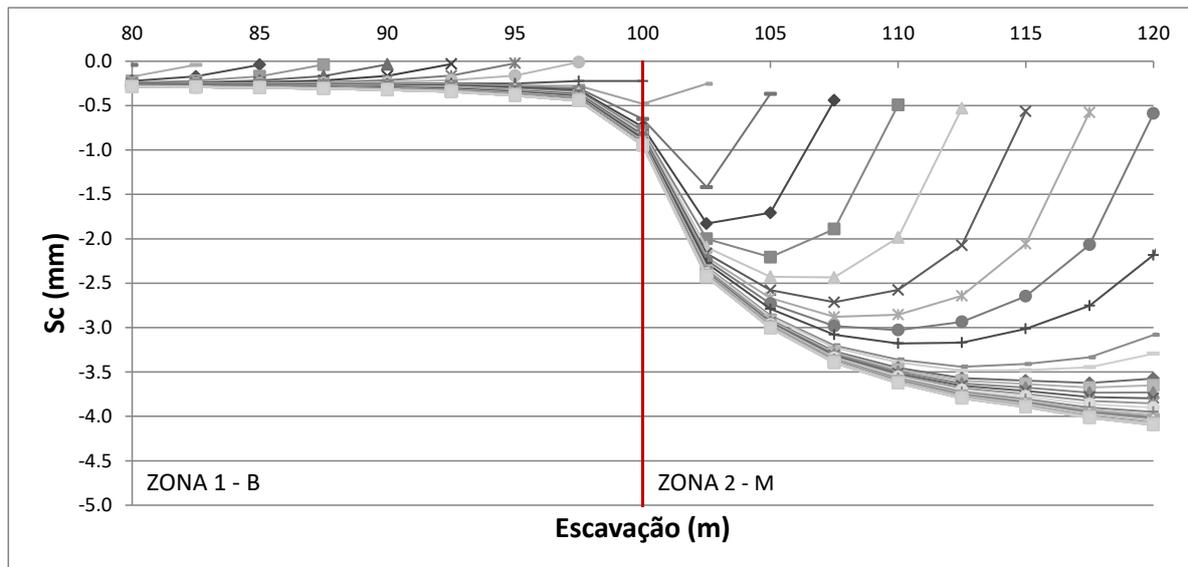


Figura 6.2 – Curvas de deslocamentos Sc – TRBM5D.

As linhas de tendência foram geradas para as distâncias 5, 7,5, 10, 15 e 20 m atrás da face, referentes a 0,5, 0,75, 1, 1,5 e 2 diâmetros do túnel. A distância mínima de 5 m, referente a dois passos de escavação de 2,5 m cada, foi escolhida com objetivo de considerar o tempo necessário para escavação, instalação dos equipamentos e realização da primeira leitura.

Estas linhas são geradas a partir das curvas de deslocamento, como apresentado na Figura 6.3, mas na discussão dos resultados as linhas de tendência serão apresentadas separadamente para evitar grande número de informações num mesmo gráfico, como no exemplo da Figura 6.4.

Na avaliação das linhas de tendência, é importante atentar que cada ponto corresponde ao deslocamento a alguma distância da face, desta forma se o ponto é (100 m; -5 mm), quer dizer que o ponto de monitoramento está na posição 100 m e que a face está a 100 + a , onde a corresponde a distância da face que a linha de tendência está sendo avaliada, podendo a ser positivo ou negativo, referentes a pontos a frente ou atrás da face de escavação, respectivamente. A avaliação da linha de tendência a frente da face de escavação só ocorreu nos deslocamentos superficiais.

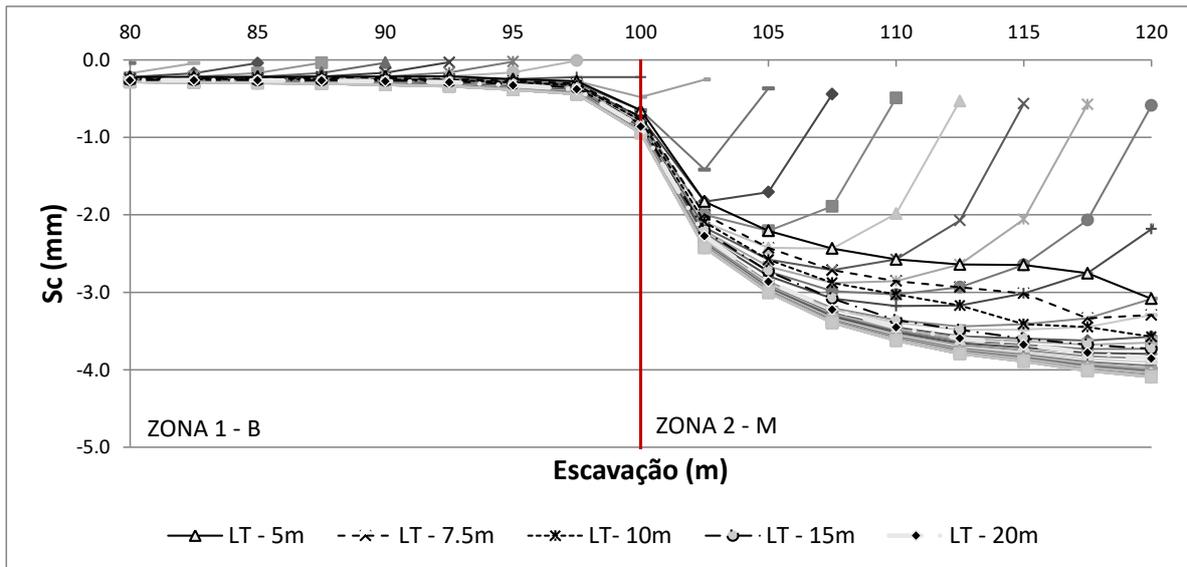


Figura 6.3 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência S_c – TRBM5D.

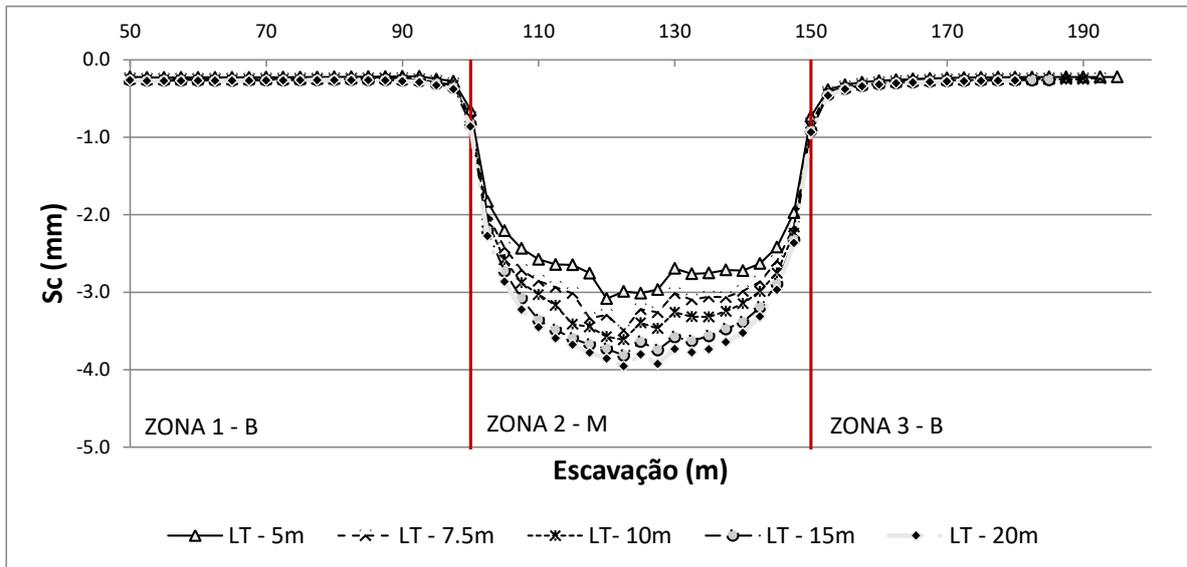


Figura 6.4 – Linhas de tendência S_c – TRBM5D.

Também foram geradas as linhas de tendência das orientações do vetor deslocamento (α) do teto das parcelas longitudinal e vertical de deslocamento (L/S), apresentado na Figura 3.16, adotando as mesmas distâncias da face que das componentes de deslocamento, como no exemplo da Figura 6.5. Vetores deslocamentos orientados contra a direção de escavação apresentam ângulos de orientações positivas e vetores deslocamentos orientados na direção da escavação apresentam ângulos negativos.

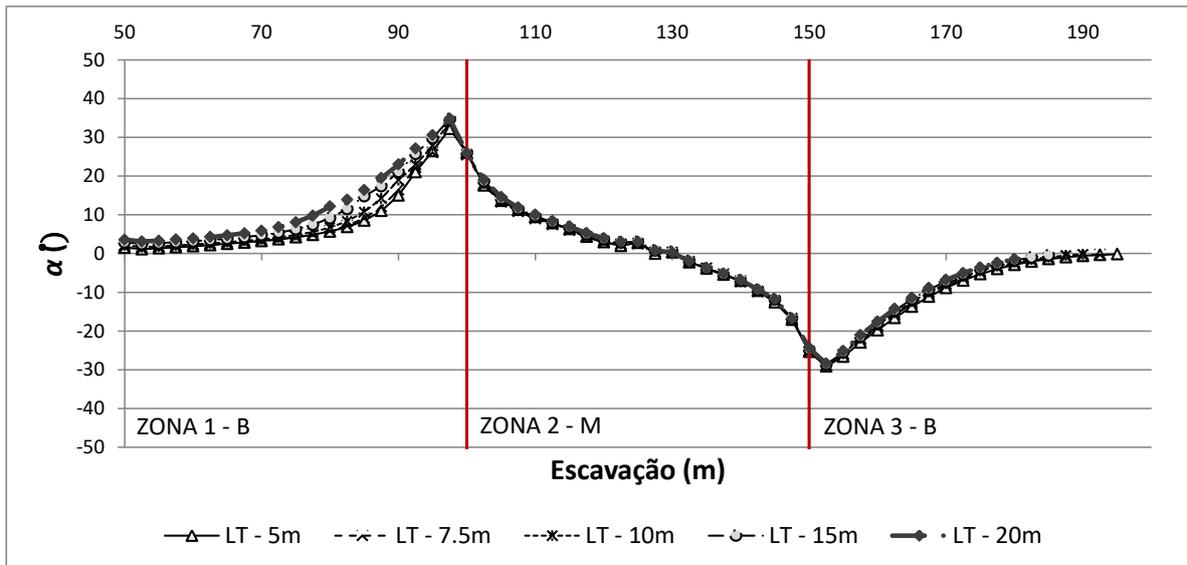


Figura 6.5 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto – TRBM5D.

Para o ponto situado na superfície no eixo do túnel, também foram geradas as curvas de deslocamento (Figura 6.6) e linhas de tendência (Figura 6.7) para as componentes de deslocamento e linhas de tendência para o vetor deslocamento (Figura 6.8). As linhas de tendência foram geradas para as distâncias 5, 10 e 20 m atrás da face e 5 e 10 m a frente da face de escavação.

Os deslocamentos superficiais ocorridos nos casos de túneis rasos são bem pequenos, da ordem de grandeza de 1 mm, e os deslocamentos superficiais ocorridos nos túneis profundos são desprezíveis, desta forma só nos casos de túneis rasos os deslocamentos superficiais foram avaliados, como nos exemplos da Figura 6.6 e Figura 6.7.

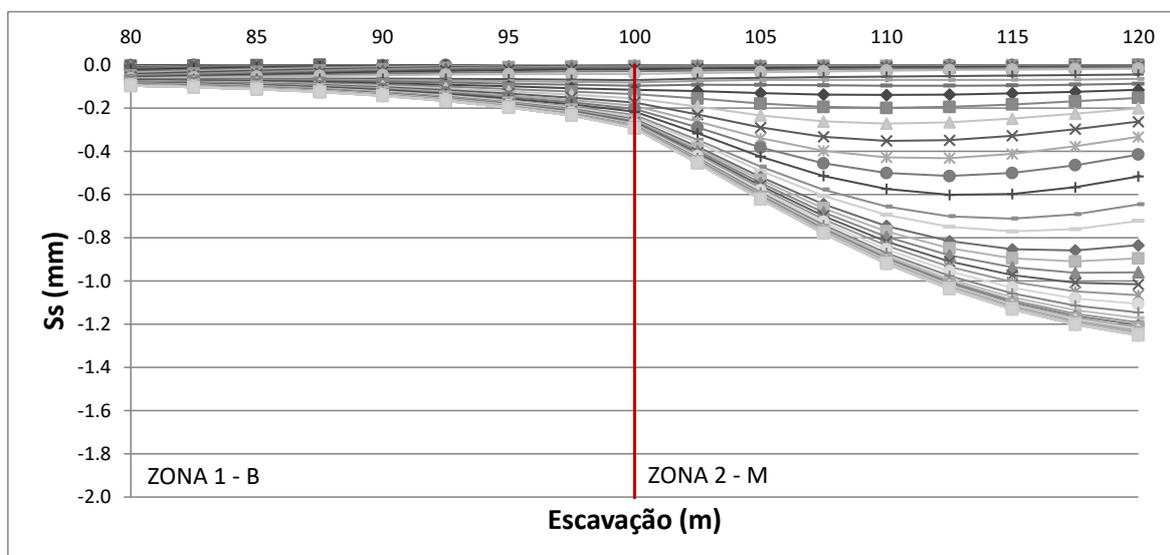


Figura 6.6 – Curvas de deslocamento Ss – TRBM5D.

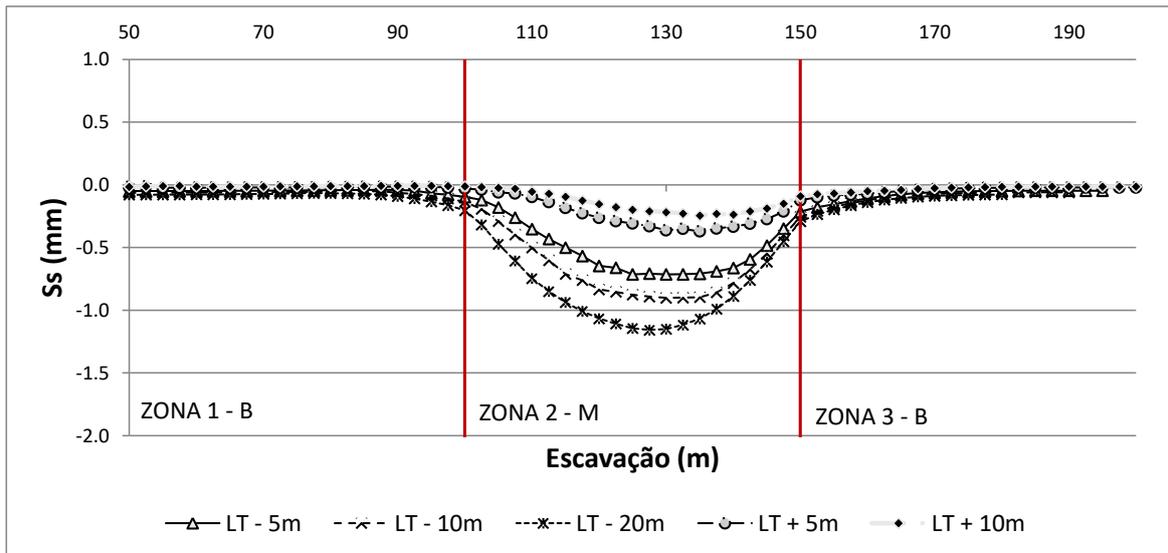


Figura 6.7 – Linhas de tendência Ss – TRBM5D.

Também foram geradas as linhas de tendência das orientações do vetor deslocamento na superfície, adotando as mesmas distâncias da face que das componentes de deslocamento, como no exemplo da Figura 6.8.

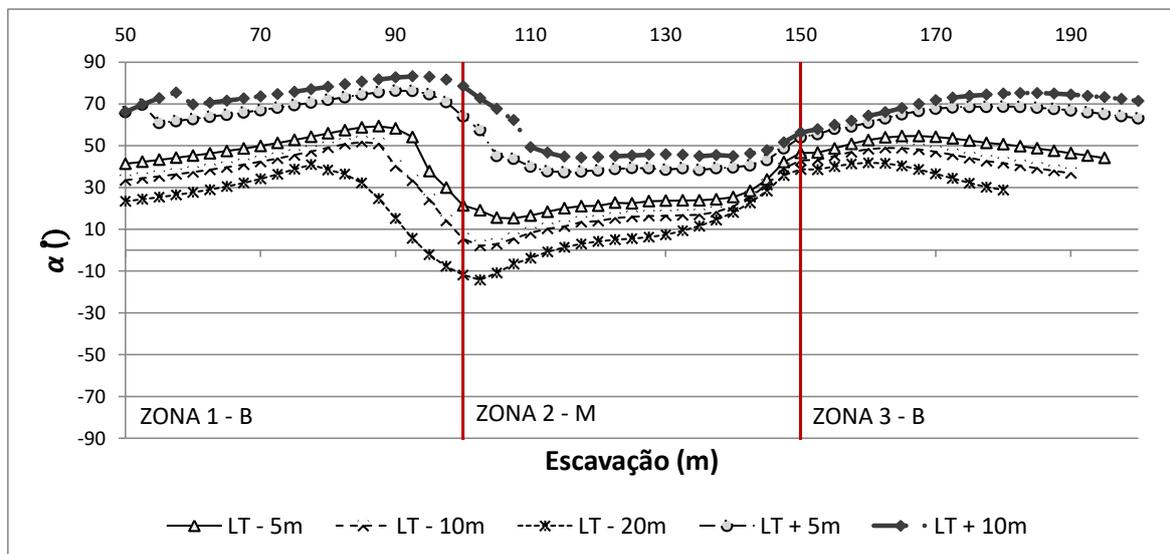


Figura 6.8 – Linhas de tendência do vetor deslocamento na superfície – TRBM5D.

Com os dados dos pontos situados na face da escavação, adotou-se o deslocamento no eixo z como extrusão e este valor foi acompanhado à medida que a escavação avançava, como apresentado na Figura 6.9.

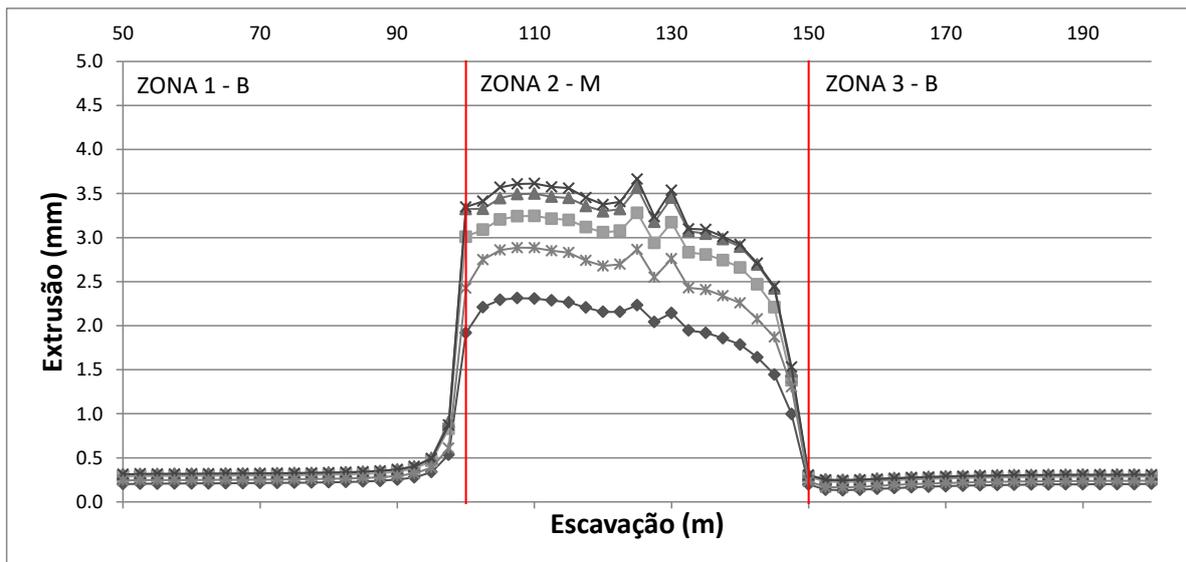


Figura 6.9 – Medidas de extrusão ao longo da escavação –TRBM5D.

Para todas essas curvas estudadas, nos casos em que ocorre ruptura, as curvas são interrompidas dentro da Zona 2.

Além da avaliação dessas curvas, também foram escolhidos os seguintes indicadores resumidos por Negro *et al.* (2009) para avaliação da estabilidade dos túneis: Razão entre o recalque do teto e o diâmetro do túnel (S_c/D); Razão entre recalque na superfície e recalque no teto (S_s/S_c); Índice de distorção longitudinal (LDI); Volume normalizado da bacia de recalques (%Vs); Deslocamento adimensional do teto (U_c). Para o cálculo do LDI se assumiu que os recalques instrumentados eram ligados por uma reta, desta forma a derivada é a inclinação da mesma.

Finalmente, as deformações foram comparadas com a deformação crítica proposta por Sakurai (1981). Para a avaliação das deformações, o teto foi escolhido como ponto de análise, por apresentar os maiores valores de deformação. As deformações críticas foram calculadas para os materiais das Zonas 1 e 2. A ideia é que inicialmente se compare as deformações somente com a deformação crítica da Zona 1, pois o material da Zona 2 seria desconhecido em campo, mas após a escavação de do material da Zona 2, é possível estimação de seus parâmetros, o que levaria a adotar os valores de deformação crítica desse material.

6.2 COMPORTAMENTO GERAL DOS TÚNEIS SIMULADOS

Ocorreu colapso em oito casos avaliados, TPBP3D, TPBP5D, TPMP3D e TPMP5D, túneis profundos, e TRBP3D, TRBP5D, TRMP3D e TRMP5D, túneis rasos. A Tabela 6.1 apresenta esses casos e a localização dos colapsos.

Tabela 6.1 – Casos com ocorrência de ruptura.

Caso	Local do colapso (m)	Caso	Local do colapso (m)
Túneis profundos		Túneis Rasos	
TPBP3D	120,0	TRBP3D	115,0
TPBP5D	110,0	TRBP5D	115,0
TPMP3D	112,5	TRMP3D	117,5
TPMP5D	112,5	TRMP5D	117,5

A seguir são apresentados comportamentos específicos para cada profundidade avaliada.

6.2.1 TÚNEIS PROFUNDOS

Como esperado, os casos de ruptura são caracterizados por ruptura de frente (Figura 6.10), ocorrendo grandes deslocamentos na face de escavação. Este comportamento ocorre pelo maior estado de tensões que está submetido o maciço a ser escavado, pela sua profundidade.

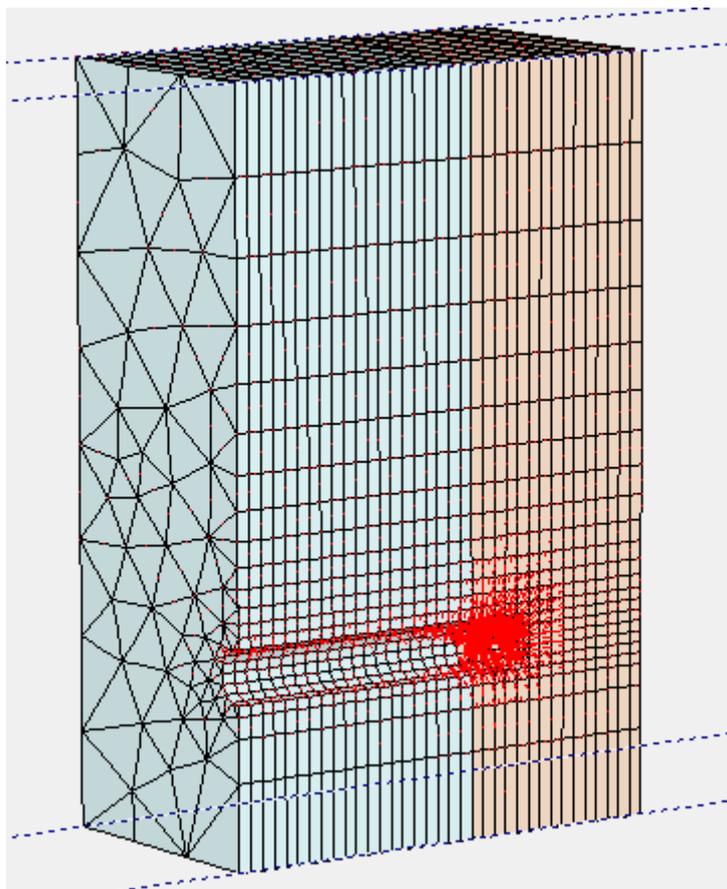


Figura 6.10 – Deslocamentos ocorridos antes do colapso no caso TPMP5D (aumentados 10x na escala da imagem).

6.2.2 TÚNEIS RASOS

Como esperado, os casos de ruptura são de teto (Figura 6.11), ocorrendo grandes deslocamentos no teto da escavação. Este comportamento ocorre pelo menor estado de tensões que está submetido o maciço a ser escavado, pela sua profundidade, e proximidade da escavação com o contorno delimitado pela superfície do maciço.

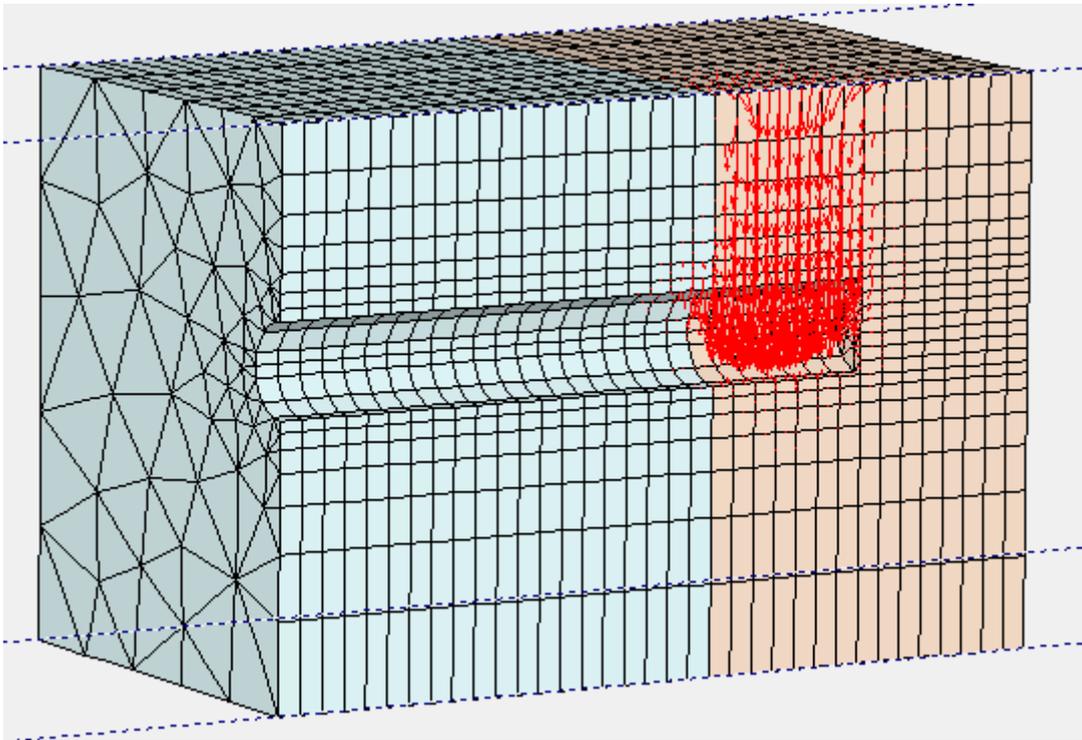


Figura 6.11 – Deslocamentos ocorridos antes do colapso no caso TRMP5D (aumentados 10x na escala da imagem).

6.3 AVALIAÇÃO DOS INDICADORES

A seguir são apresentados os resultados das análises e a avaliação individual de cada indicador adotado.

6.3.1 DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO

No caso das simulações numéricas, os diagramas tempo-deslocamento e distância-deslocamento coincidem pela ocorrência de todo o deslocamento referente em cada passo de escavação em cada fase de cálculo dos deslocamentos. Além disso, como as curvas de deslocamento já abrangem os deslocamentos no tempo/distância (estes diagramas não serão apresentados, especialmente por serem muito numerosos).

A Figura 6.12 apresenta como os diagramas distância-deslocamento ou tempo-deslocamento podem ser extraídos das curvas de deslocamento. A linha verde apresenta os deslocamentos ocorridos para a seção situada em 110 m. Cada interseção da linha com uma curva de deslocamento corresponde ao deslocamento ocorrido para o passo de escavação da curva.

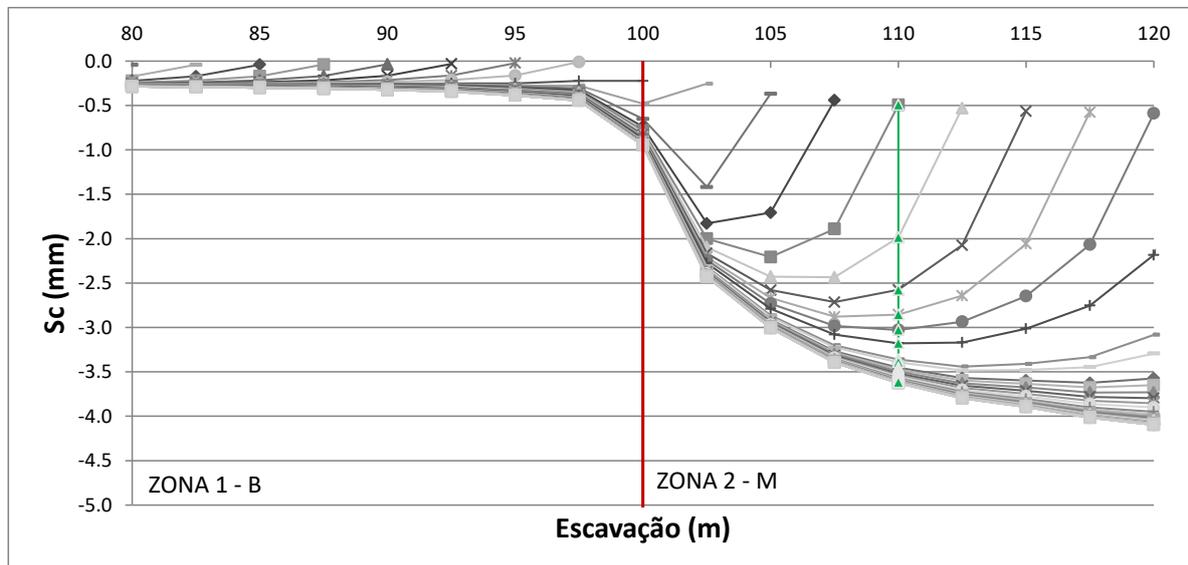


Figura 6.12 – Curvas de deslocamento S_c e interpretação do diagrama distância-deslocamento – TRBM5D.

6.3.2 CURVAS DE DESLOCAMENTO E LINHAS DE TENDÊNCIA

Como esperado, as curvas de deslocamento do teto, piso e lateral modificaram seu formato após a escavação da interface entre materiais, como pode ser observado na Figura 6.13 e Figura 6.14. Entretanto, essas linhas não se mostraram adequadas para prever a mudança do material a frente da face, pois mudanças substanciais só ocorreram após a entrada da escavação na Zona 2.

Mudanças mais bruscas e inclinadas das linhas de tendência dos deslocamentos verticais do teto podem sugerir estados próximos ao colapso, como pode ser observado na Figura 6.13 e Figura 6.14. Entretanto, a associação do colapso aos valores de deslocamento não é uma forma inovadora de avaliação da instrumentação. Além disso, no caso das simulações numéricas, maiores deslocamentos eram esperados em situações de colapso pelos menores módulos de elasticidade.

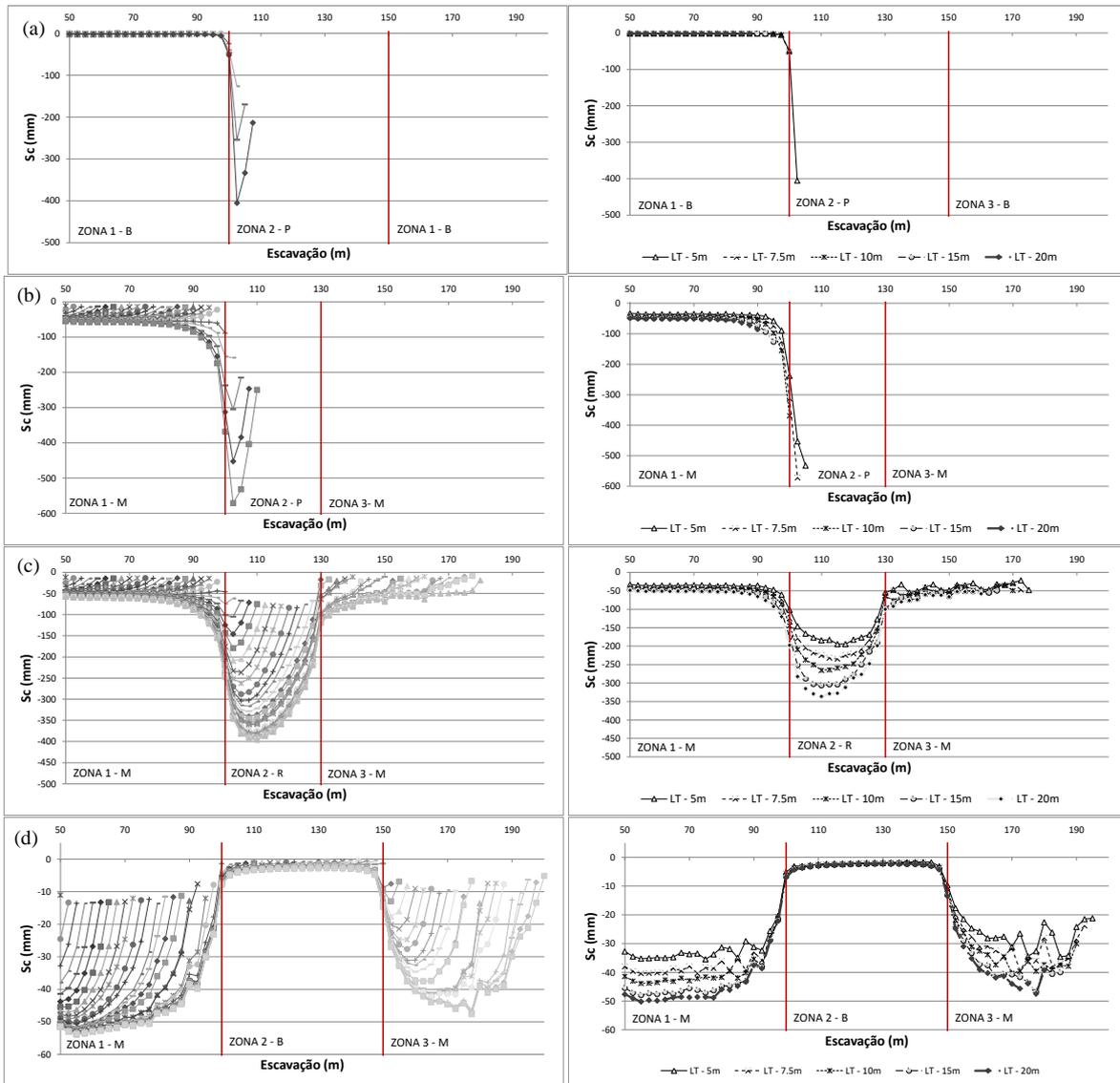


Figura 6.13 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência S_c : (a) TPBP5D (b) TPMP3D (c) TPMP3D (d) TPMB5D.

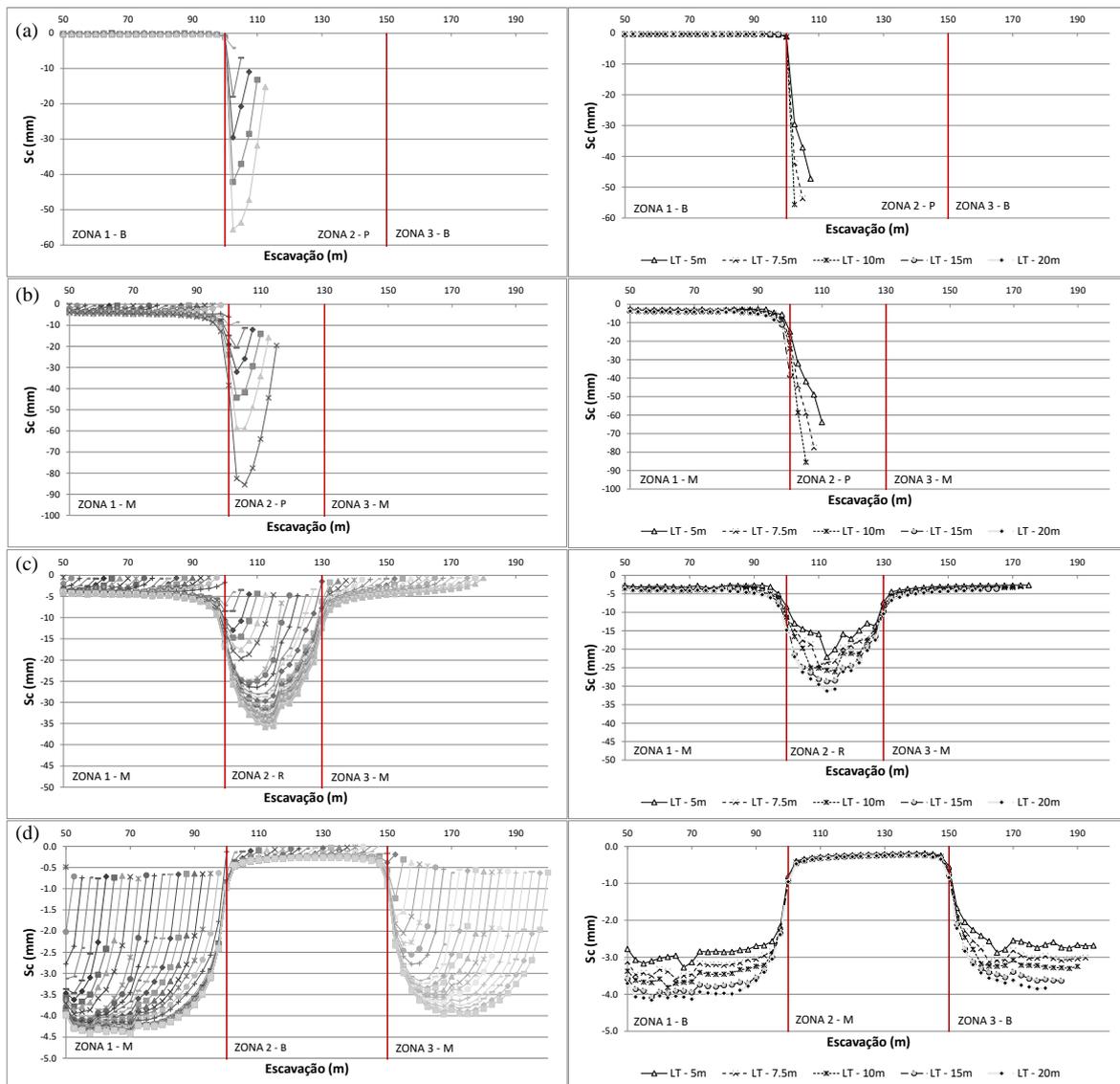


Figura 6.14 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência S_c : (a) TRBP5D (b) TRMP3D (c) TRMR3D (d) TRMB5D.

Exemplos de curvas de deslocamento e linhas de tendência para outras componentes e pontos são apresentadas na Figura 6.15 a Figura 6.18. As curvas de deslocamentos longitudinais do teto foram os únicos a apresentarem alguma indicação de mudança do material a frente da escavação com pequena antecedência, como pode ser observado na Figura 6.15 e Figura 6.17, com maior espaçamento entre curvas antes da entrada no material da Zona 2. Já os deslocamentos verticais nas laterais do túnel apresentaram comportamento diferenciado relacionado ao material escavado, na mudança com Rocha Ruim ou Péssima, materiais de pior qualidade, se observa aumento dos deslocamentos negativos (descida da parede) e os deslocamentos quase não se alteram na entrada com material Rocha Média, como pode ser observado na Figura 6.16 e Figura 6.18.

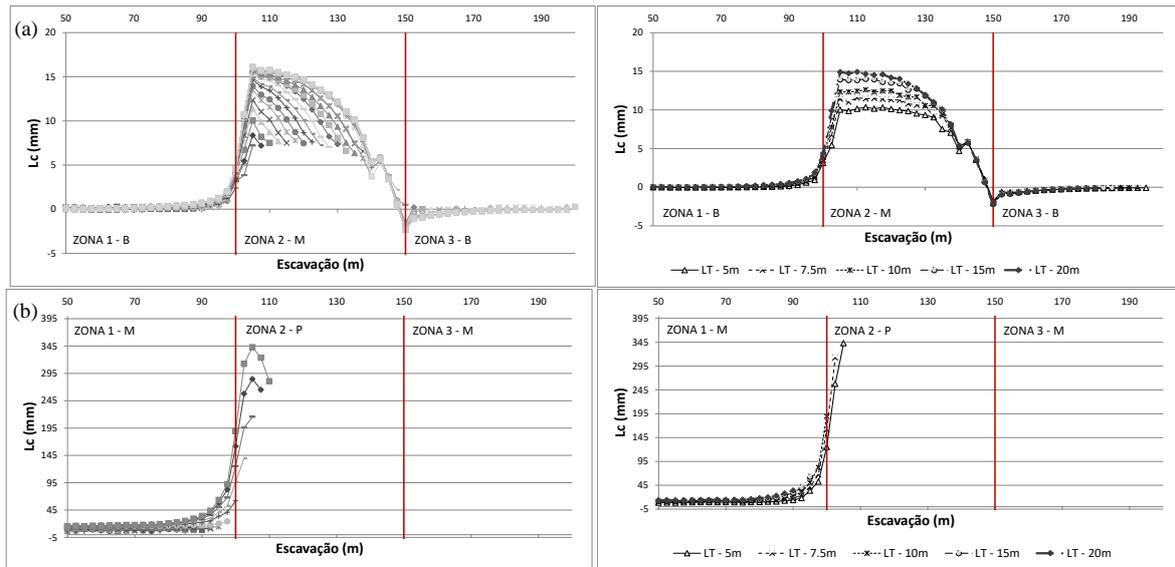


Figura 6.15 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência L_c : (a) TPBM5D; (b) TPMP5D.

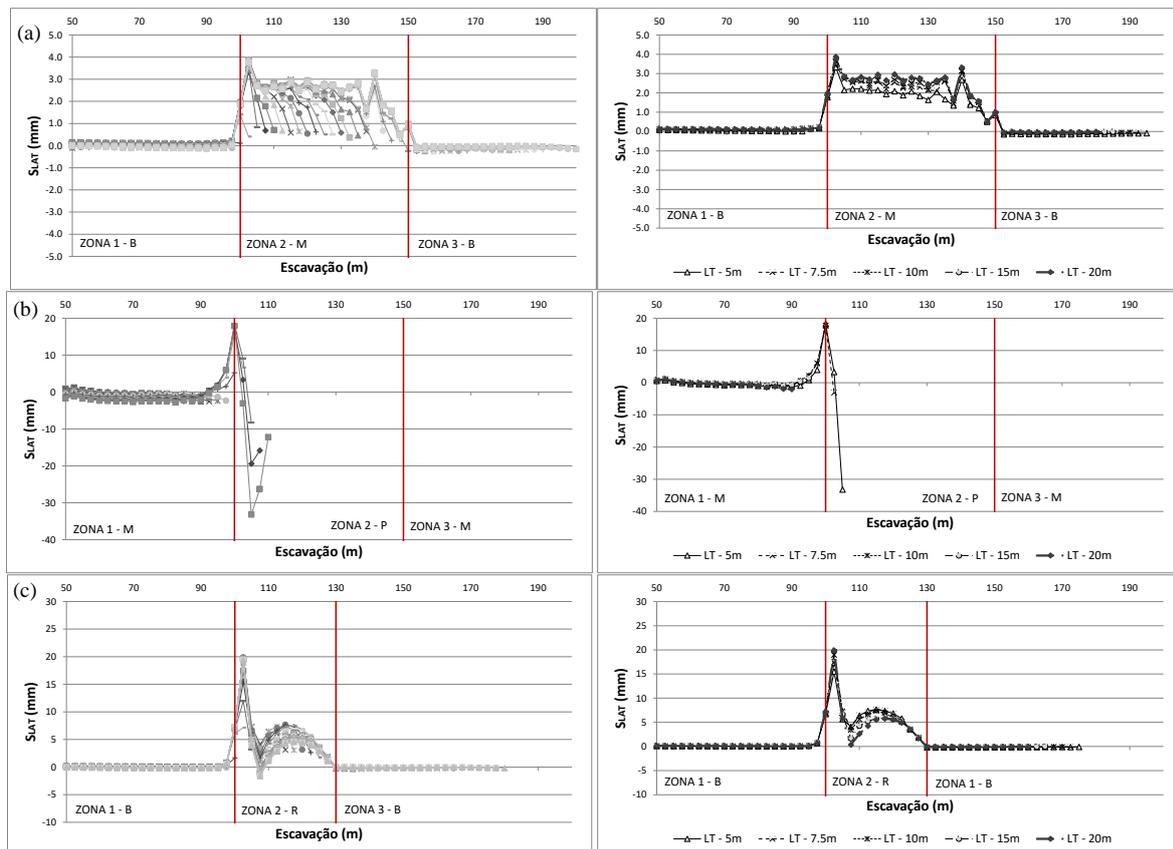


Figura 6.16 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência $SLAT$: (a) TPBM5D; (b) TPMP5D; (c) TPBR3D.

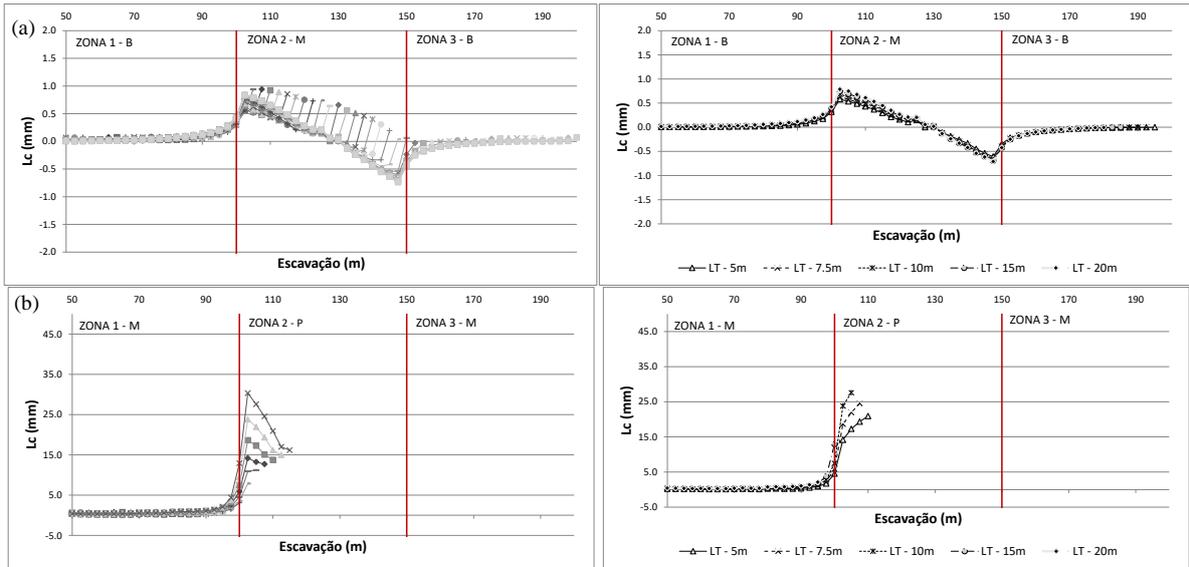


Figura 6.17 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência L_c : (a) TRBM5D; (b) TRMP5D.

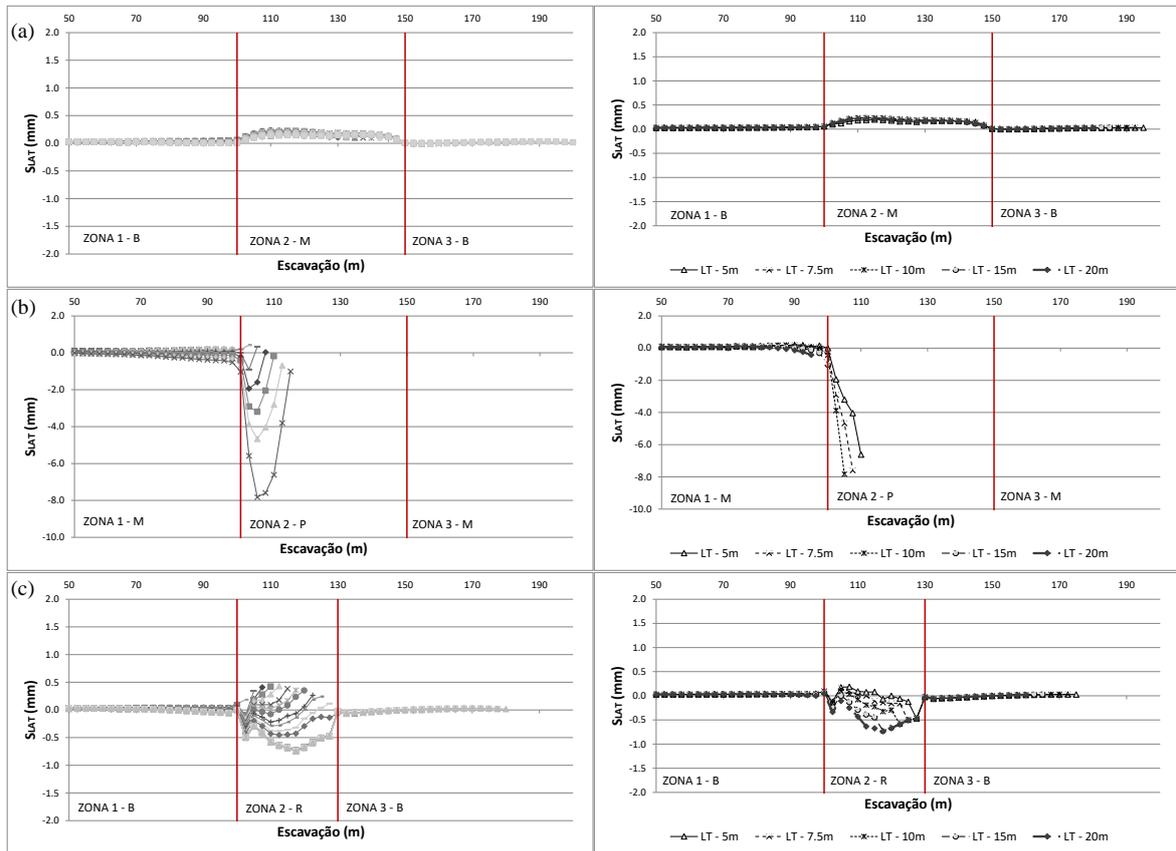


Figura 6.18 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência S_{LAT} : (a) TRBM5D; (b) TRMP5D; (c) TRBR3D.

Quanto às curvas de deslocamento e linhas de tendência da superfície, se observa comportamento muito semelhante às das paredes do túnel, como pode ser observado na Figura 6.19 e Figura 6.20.

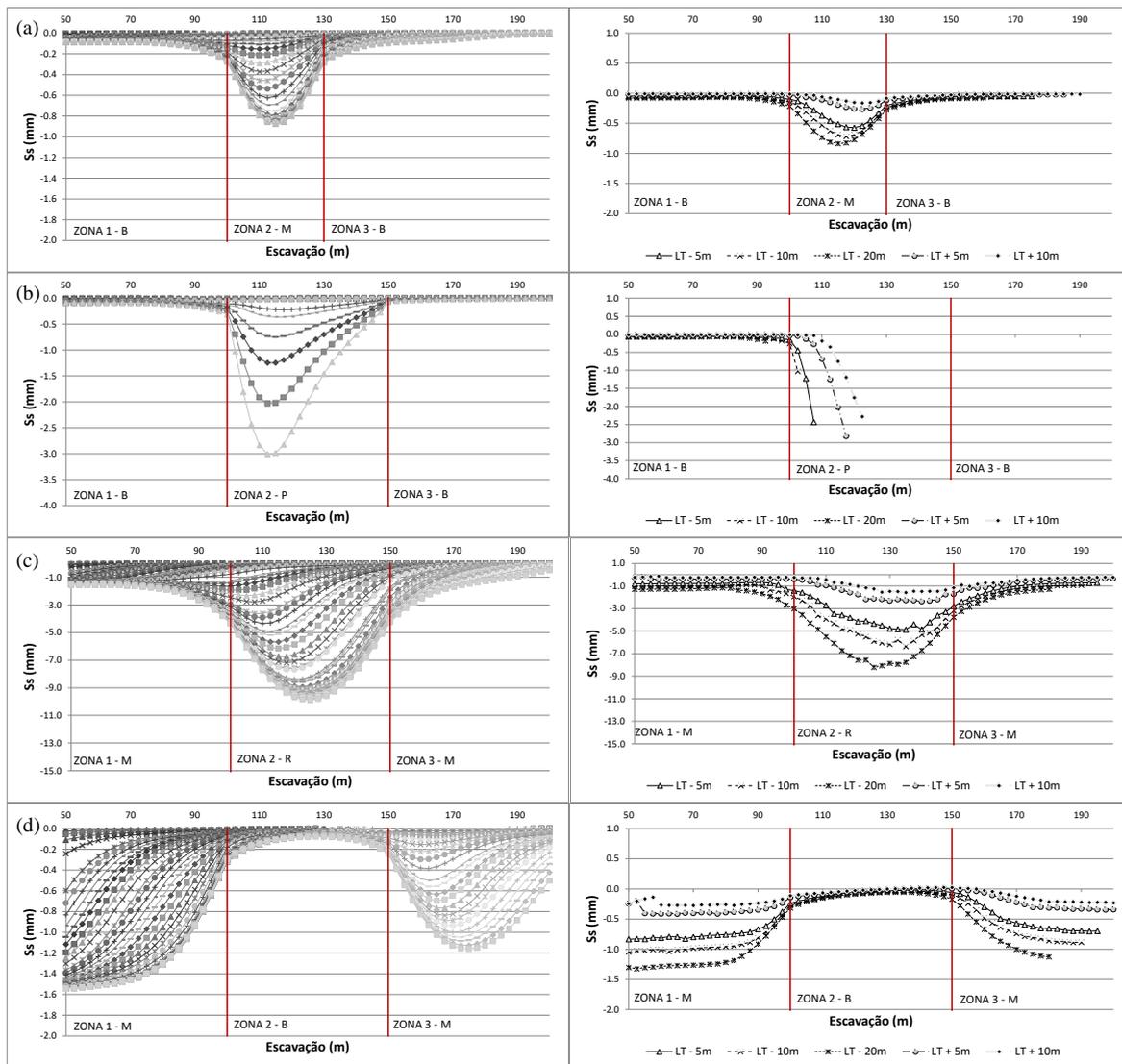


Figura 6.19 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência S_s : (a) TRBM3D; (b) TRBP5D; (c) TRMR5D (d) TRMB5D.

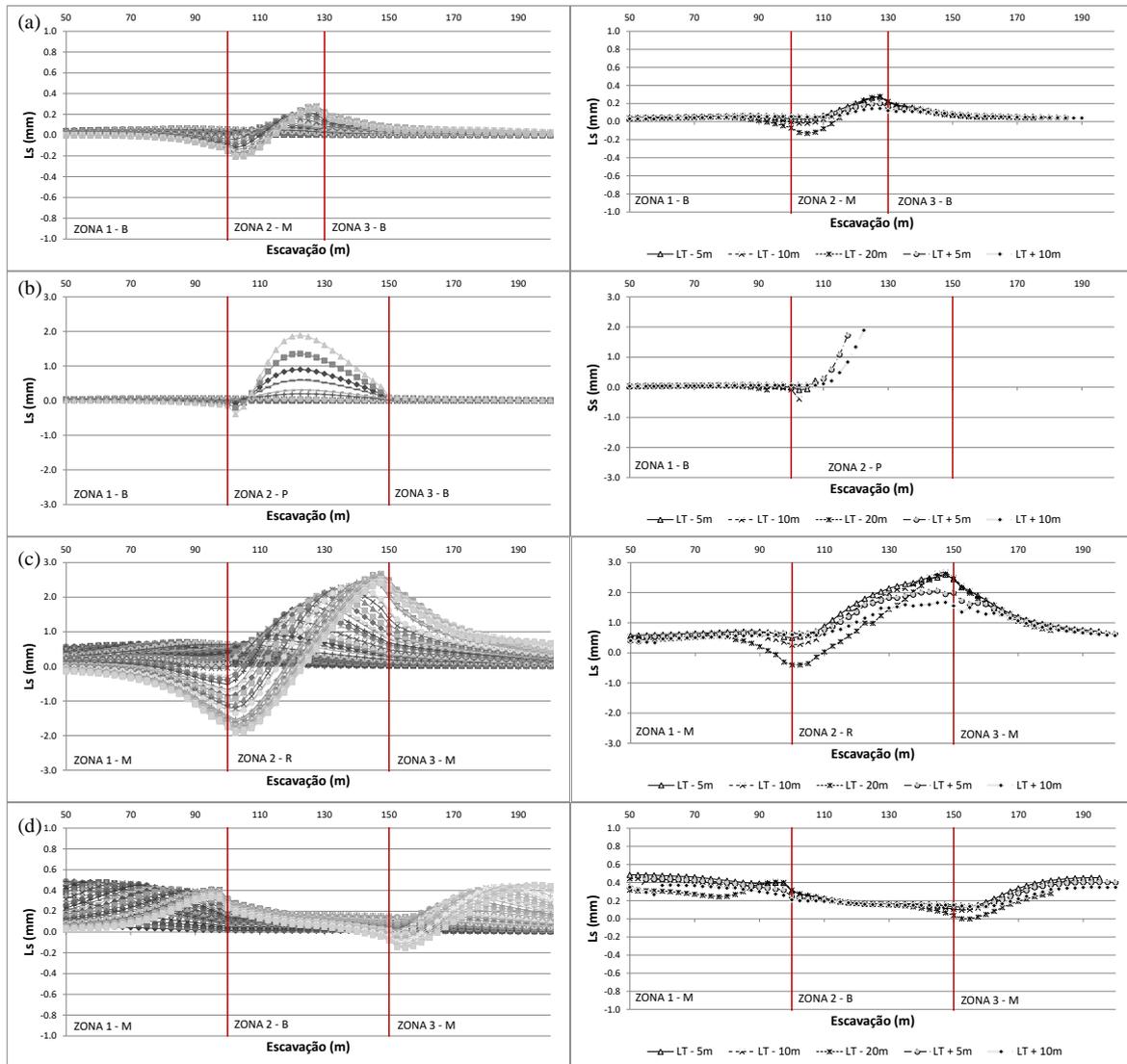


Figura 6.20 – Curvas de deslocamento e linhas de tendência Ls: (a) TRBM3D; (a) TRBP5D; (c) TRMR5D (d) TRMB5D.

6.3.3 ORIENTAÇÃO DO VETOR DESLOCAMENTO

A orientação normal do vetor deslocamento no teto foi 0° para a Rocha Boa e 15° para a Rocha Média, valores alinhados com os encontrados por Sellner & Steindorfer (2000), Schubert *et al.* (2002) e Jeon *et al.* (2005). Em concordância com Jeon *et al.* (2005) e Orsini (2017), a orientação do vetor deslocamento do teto foi capaz de prever comportamento diferente da massa a frente da escavação cerca de um diâmetro antes da transição entre materiais, como pode ser observado na Figura 6.21.

Como as linhas de tendência se apresentaram muito próximas umas das outras, independente da distância da face adotada (Figura 6.21), conclui-se que a linha de tendência mais próxima da face possibilita a observação da modificação do comportamento com maior antecedência.

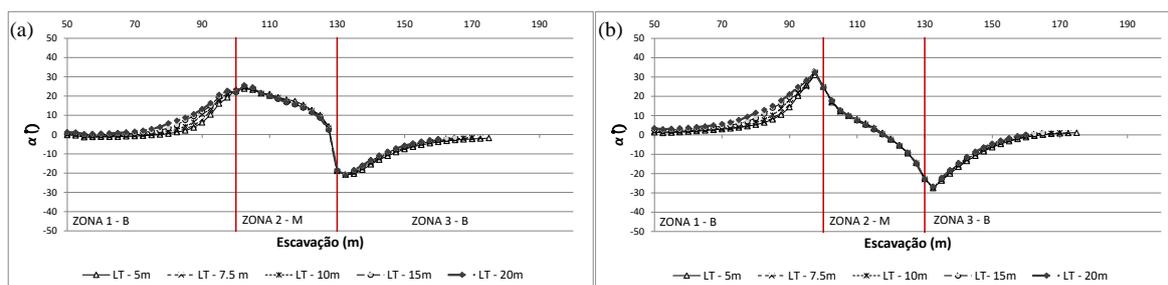


Figura 6.21 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPBM3D; (b) TRBM3D.

As linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento do teto com distância do monitoramento mais próxima da face (5 a 10 m) apresentaram um aumento mesmo após a entrada da escavação na Zona 2 em túneis em que há a ocorrência de colapso (Figura 6.22 e Figura 6.23), comportamento contrário ao observado por Schubert & Budil (1995), no colapso do túnel Galgenberg. Este comportamento pode ser associado a não estabilização do maciço. O comportamento em materiais em que a escavação é estável por toda a Zona 2, logo após a entrada no material de pior qualidade, ou mesmo de melhor qualidade, a orientação do vetor deslocamento tende a voltar ao seu valor normal e se alterar novamente com a aproximação da nova interface, agora entre Zona 2 e Zona 3 (igual à Zona 1). Entretanto, em situações em que há o colapso, a orientação do vetor deslocamento continua se voltando para inclinações contra o sentido da escavação, pois o material escavado não é suficientemente resistente para suportar a escavação.

Já as linhas de tendência com distância do monitoramento maiores (15 e 20 m), observa-se uma diminuição da orientação do vetor, para os túneis escavados com grande contraste de rigidez, Rocha Boa e Rocha Péssima (Figura 6.22ab e Figura 6.23ab), comportamento semelhante ao observado por Schubert & Budil (1995), no colapso do túnel Galgenberg.

Estes comportamentos são promissores na avaliação de estabilidade da abertura, mas cautela deve ser tomada na interpretação dos mesmos, pois podem estar associados a colapso ou a irregularidades das linhas de tendência (Figura 6.24 e Figura 6.25). Esta irregularidade pode ser associada no campo a uma série de fatores, como alta heterogeneidade do maciço. Entretanto, valores menores que 20° podem ser considerados seguros para o prosseguimento da escavação.

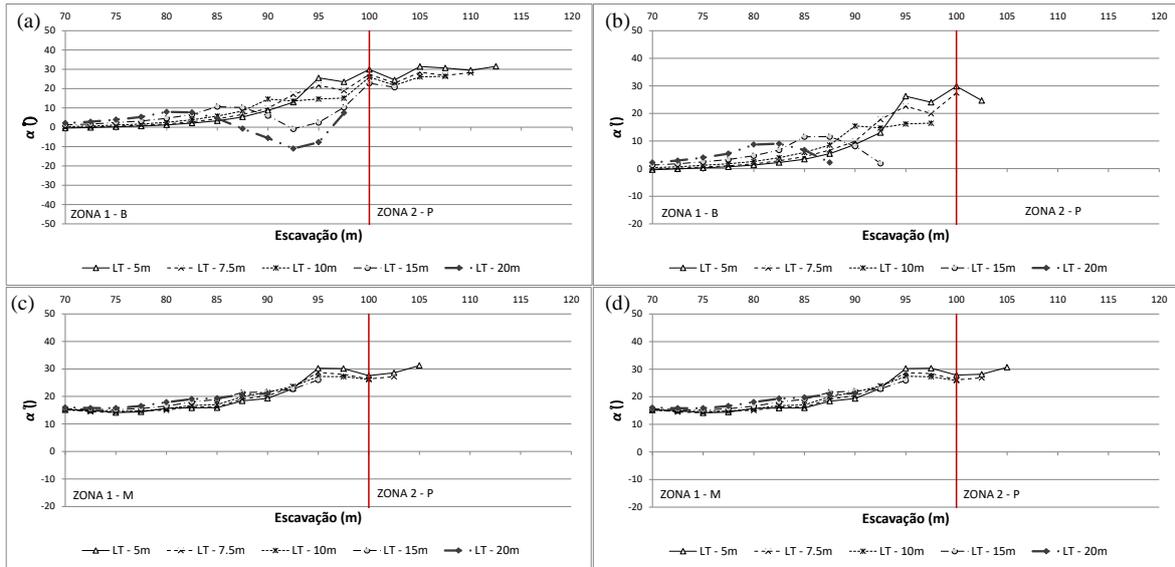


Figura 6.22 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPBP3D; (b); TPBP5D; (c) TPMP3D; (d) TPMP5D.

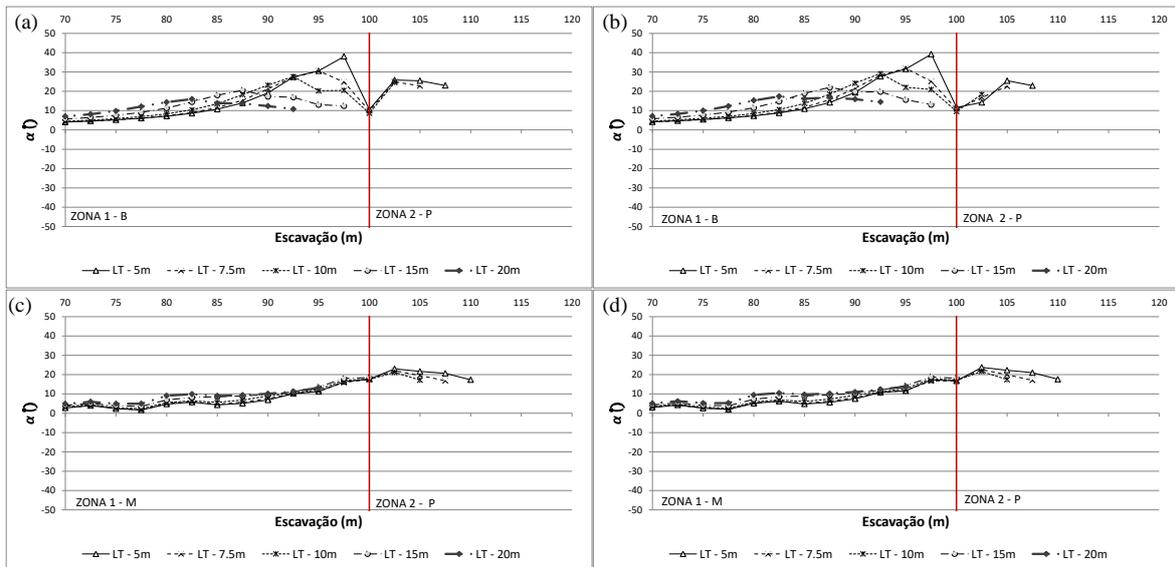


Figura 6.23 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TRBP3D; (b) TRBP5D; (c) TRMP3D; (d) TRMP5D.

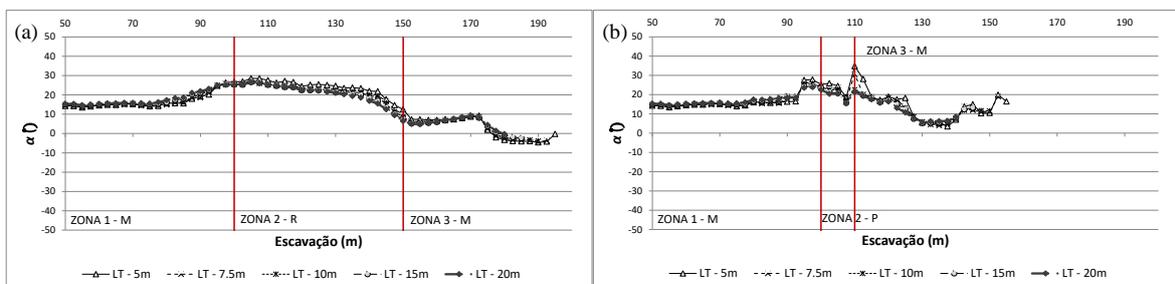


Figura 6.24 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TPMP5D; (b) TPMP1D.

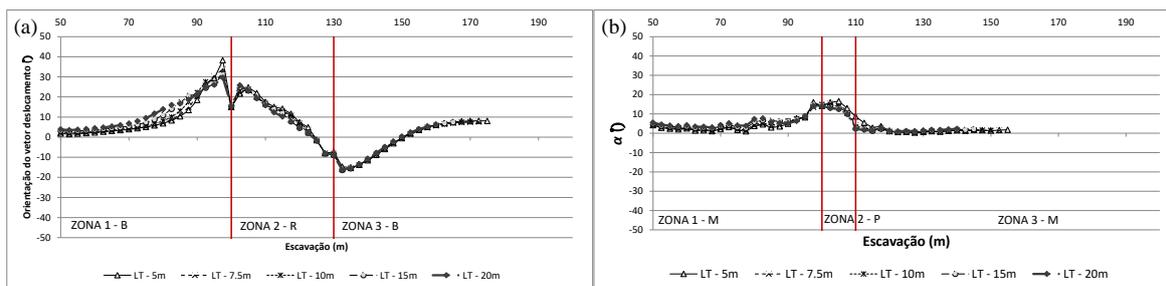


Figura 6.25 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto: (a) TRBR3D; (b) TRMP1D.

Avaliando somente as linhas de tendência mais próximas da face, referentes às distâncias de 5, 7,5 e 10 m atrás da face, foram resumidos os comportamentos da orientação do vetor deslocamento dentro da Zona 2, que são apresentados na Tabela 6.2. Foram observados quatro comportamentos: comportamento de normalização do vetor deslocamento após a entrada na Zona 2 e posterior mudança com a aproximação com a Zona 3 (normal), como na Figura 6.21; aumento das linhas de tendência após entrada na Zona 2 (colapso), comportamento relacionado à ocorrência de colapso apresentado na Figura 6.22 e Figura 6.23; ocorrência de pequeno pico nas linhas de tendência logo após a entrada na Zona 2 (pico), como na Figura 6.25a; irregularidade das linhas de tendência (irregularidade), como na Figura 6.24b. Os comportamentos de pico e de irregularidade podem levar a falsos alarmes.

Tabela 6.2 – Comportamento da orientação do vetor deslocamento na Zona 2.

Caso	Comportamento	Caso	Comportamento
TPB	-	TRB	-
TPBM1D	normal	TRBM1D	normal
TPBM3D	normal	TRBM3D	normal
TPBM5D	irregularidade	TRBM5D	normal
TPBR1D	normal	TRBR1D	normal
TPBR3D	normal	TRBR3D	pico
TPBR5D	pico	TRBR5D	pico
TPBP1D	irregularidade	TRBP1D	pico
TPBP3D	colapso	TRBP3D	colapso
TPBP5D	colapso	TRBP5D	colapso
TPMB1D	irregularidade	TRMB1D	normal
TPMB3D	normal	TRMB3D	normal
TPMB5D	normal	TRMB5D	normal
TPMR1D	irregularidade	TRMR1D	pico
TPMR3D	irregularidade	TRMR3D	pico
TPMR5D	normal	TRMR5D	normal
TPMP1D	irregularidade	TRMP1D	normal
TPMP3D	colapso	TRMP3D	colapso
TPMP5D	colapso	TRMP5D	colapso

Quanto à orientação do vetor deslocamento na superfície, observa-se comportamento bem diferente em relação ao teto, apresentando orientações com ângulos maiores e diferentes entre linhas de tendência (Figura 6.26). Quanto mais a frente da face, maiores os ângulos, chegando a valor de cerca de 70° para a linha de tendência 10 m a frente da face (Figura 6.26a). Este comportamento pode ser interpretado com a ocorrência de deslocamentos quase que verticais (eixo y) no teto de túnel escavado em material homogêneo e que, pela distribuição 3D das tensões, há a ocorrência de deslocamentos longitudinais (eixo z) contra a direção da escavação na superfície, em relação aos deslocamentos verticais (eixo y). Desta forma, o aumento da orientação do vetor deslocamento a frente da escavação pode ser relacionado ao movimento de massa em direção da face. Este comportamento pode ser verificado na Figura 6.27, que apresenta os vetores deslocamento no maciço rochoso simulado.

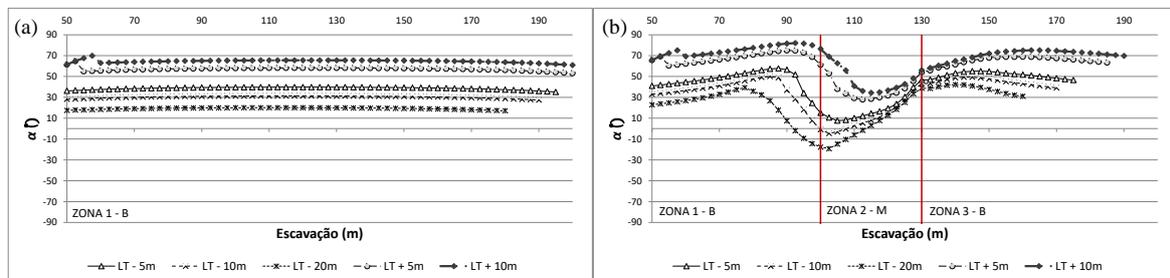


Figura 6.26 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRB; (b) TRBM3D.

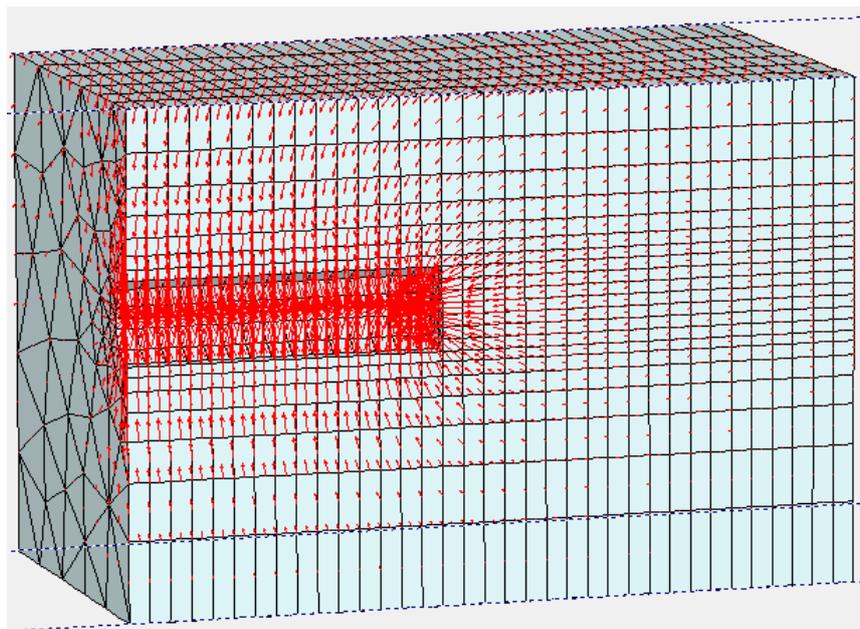


Figura 6.27 – Vetores deslocamento no maciço- TRB.

As linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície se apresentaram diferentes às observadas no teto do túnel. Além de altos valores de ângulo de orientação, também se observa que as linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento apresentam formatos diferentes, com ocorrência de picos antes da entrada do material diferente, nas linhas atrás da face, e valores negativos na entrada na Zona 2.

Quanto às linhas de tendência antes da ocorrência de colapso (Figura 6.28), não se observa mudança do comportamento próximo à desestabilização, em comparação com o apresentado nos túneis estáveis (Figura 6.26b).

Além disso, observa-se menor irregularidade das linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície em comparação com o teto, como pode ser observado na Figura 6.29, em comparação com a Figura 6.24 e Figura 6.25.

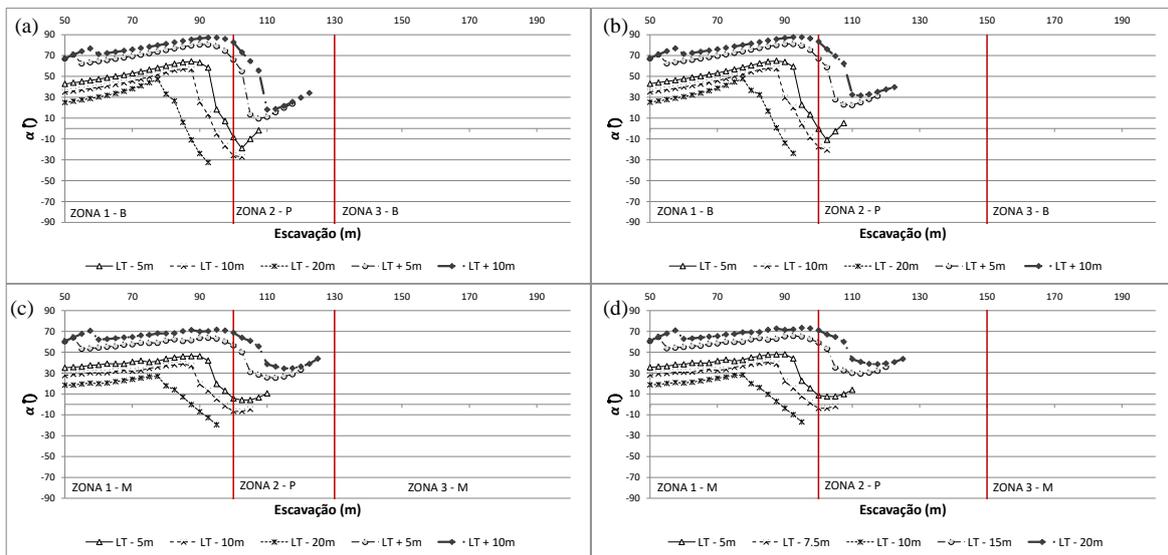


Figura 6.28 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRBP3D; (b) TRBP5D; (c) TRMP3D; (d) TRMP5D.

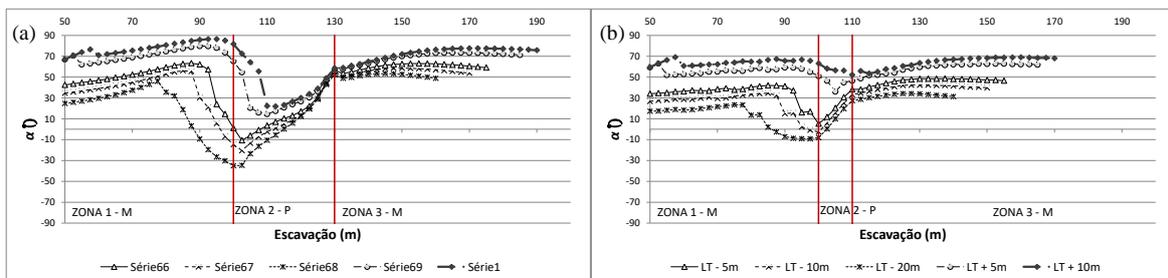


Figura 6.29 – Linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento na superfície: (a) TRBR3D; (b) TRMP1D.

6.3.4 EXTRUSÃO

Altos valores de medidas de extrusão foram observados em todos os casos de entrada da escavação em material menos competente, como pode ser exemplificado pela Figura 6.30 e Figura 6.31. Entretanto, em casos em que há colapso, o aumento da taxa de extrusão continuou por vários passos de escavação após a entrada em material menos competente, comportamento suavizado nos túneis estáveis.

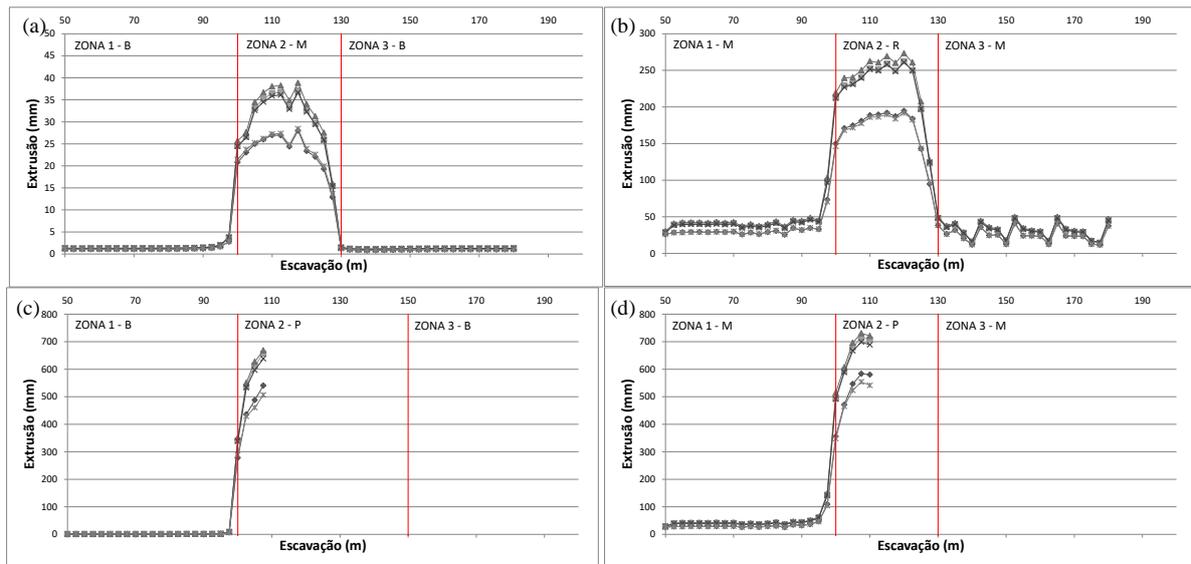


Figura 6.30 – Extrusão da face: (a) TPBM3D; (b) TPMR3D; (c) TPBP5D; (d) TPMP3D.

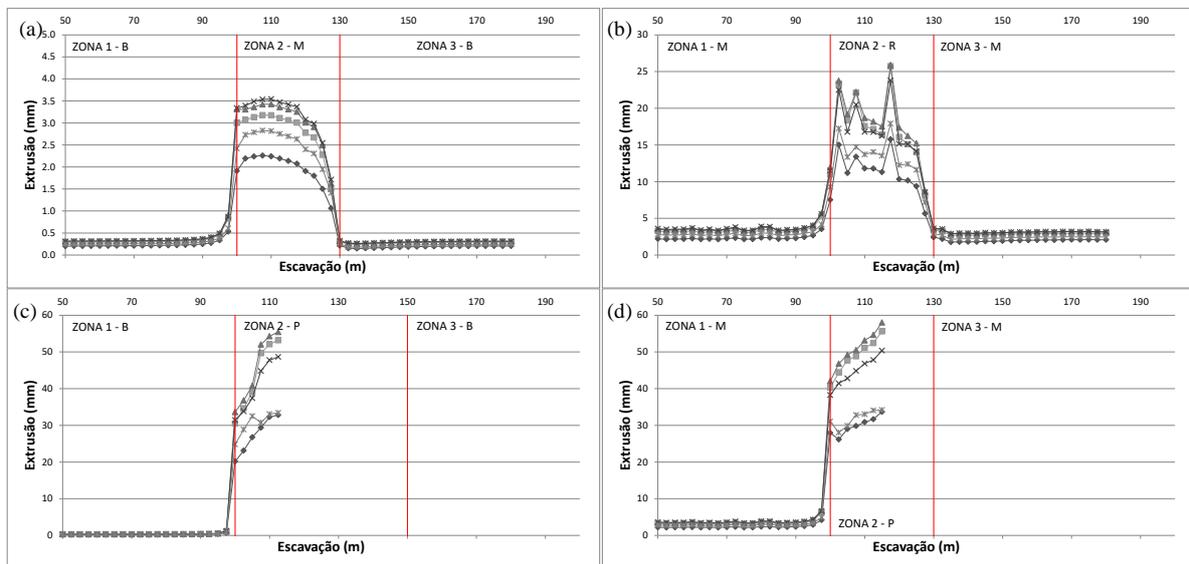


Figura 6.31 – Extrusão da face: (a) TRBM3D; (b) TRMR3D; (c) TRBP5D; (d) TRMP3D.

6.3.5 INDICADORES RESUMIDOS POR NEGRO *ET AL.* (2009)

O valor limite de 0,03 para a razão entre o recalque do teto e o diâmetro do túnel foi

ultrapassado em oito casos. Em todos os casos de colapso em túneis profundos o valor limite foi atingido, mas nenhum dos casos de colapso em túneis rasos apresentou valores maiores ou iguais ao valor limite. A Tabela 6.3 resume os casos em que o valor limite foi atingido e em que passo de escavação isto ocorreu.

Tabela 6.3 – Casos em que o valor limite foi atingido para Sc/D .

Caso	Local do colapso (m)	$Sc/D > 0,03$ começando a partir de (m)
TPBR5D		127,5
TPBP3D	120,0	107,5
TPBP5D	110,0	107,5
TPMR3D		122,5
TPMR5D		122,5
TPMP1D		110,0
TPMP3D	112,5	107,5
TPMP5D	112,5	107,5

Pode-se observar que a ocorrência de valores maiores que o limite em casos em que não há colapso se apresentam próximos à segunda metade da Zona 2, desta forma, analisando conjuntamente com as linhas de tendência da orientação do vetor deslocamento no teto (Figura 6.24 e Figura 6.25), é possível se prever a aproximação de uma transição com material de melhor qualidade. Avaliando estes dois indicadores, é possível em campo se tomar decisões com mais informação sobre o maciço e seu comportamento.

A razão entre recalque da superfície e teto somente alcançou valor limite de 1,0 na interface dos materiais para os casos TRBM1D e TRBR1D. Mesmo ocorrendo deslocamentos consideráveis na superfície da escavação dos túneis rasos, estes são bem menores que os ocorridos nas paredes do túnel, característica resultante do maciço em rocha simulado.

O LDI na superfície apresentou valores negativos em vários casos e somente nos casos de geologia homogênea o LDI do teto não se tornou negativo em algum momento. A Figura 6.32 e Figura 6.33 apresentam exemplos da distribuição do LDI da superfície e teto da escavação, respectivamente. Valores negativos de LDI ocorrem logo após a entrada da escavação em material diferente, se mantendo valores negativos mesmo após a passagem da face. Como o colapso geralmente ocorre próximo à face, uma correção foi proposta para avaliar o LDI, considerando somente os valores negativos ocorridos até um diâmetro atrás da face.

A Tabela 6.4 resume o comportamento dos túneis simulados. A consideração de valores

negativos dentro de um diâmetro atrás da face previu consideravelmente bem a ocorrência de colapso em túneis rasos. Somente três casos de túneis rasos estáveis apresentaram valores negativos de LDI, mas após a escavação de um ou dois diâmetros dentro da Zona 2, o indicador se tornou positivo novamente.

Além disso, vale ressaltar que os casos de túneis rasos em que há ruptura, o LDI da superfície se apresentou menor que $-0,30$. Estes valores são bem maiores considerando os LDI um diâmetro atrás da face de escavação para os casos em que não ocorre ruptura. Entretanto, considerando os valores para toda a escavação, observa-se LDI superficiais menores que $-0,50$ em casos em que não ocorre a ruptura. Estes valores baixos são restritos às proximidades da transição entre materiais, não afetando o indicador quando considerado somente a um diâmetro atrás da face.

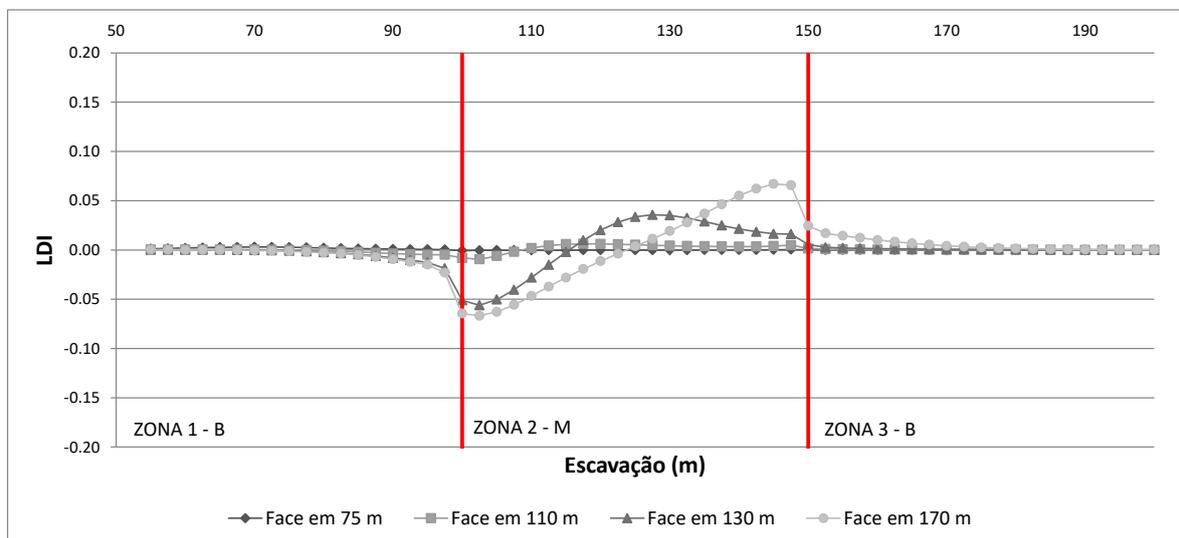


Figura 6.32 – Distribuição do LDI na superfície – TRBM5D.

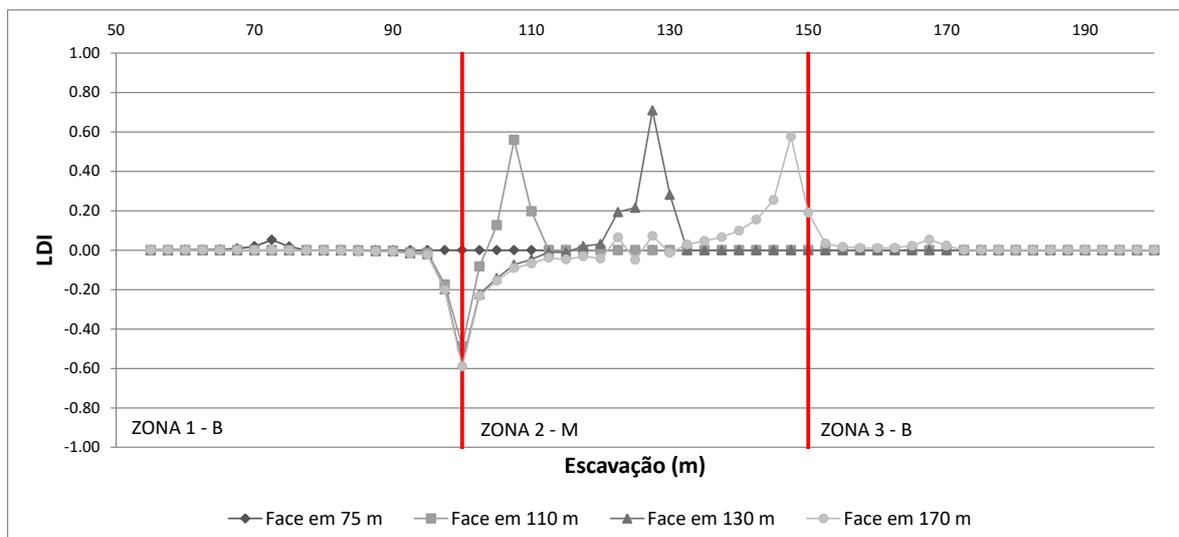


Figura 6.33 – Distribuição do LDI no teto – TRBM5D.

Tabela 6.4 – Ocorrência de LDI negativos.

Caso	Local do colapso (m)	LDI superfície	LDI superfície 1D atrás da face	LDI teto	LDI teto 1D atrás da face
Túneis Profundos					
TPB					
TPBM1D				x	até 105,0
TPBM3D				x	até 110,0
TPBM5D				x	até 115,0
TPBR1D				x	até 105,0
TPBR3D				x	até 112,5
TPBR5D		x		x	até 110,0
TPBP1D				x	até 110,0
TPBP3D	120,0			x	até 110,0
TPBP5D	110,0			x	até o colapso
TPMB1D				x	x
TPMB3D				x	x
TPMB5D				x	x
TPMR1D				x	até 110,0
TPMR3D				x	até 110,0
TPMR5D		x		x	até 110,0
TPMP1D				x	até 110,0
TPMP3D	112,5			x	até o colapso
TPMP5D	112,5			x	até o colapso
Túneis Rasos					
TRB					
TRBM1D				x	até 112,5
TRBM3D		x		x	até 115,0
TRBM5D		x		x	até 115,0
TRBR1D				x	até 110,0
TRBR3D		x	até 120,0	x	até 115,0
TRBR5D		x	até 120,0	x	até 115,0
TRBP1D		x	até 110,0	x	até 110,0
TRBP3D	115,0	x	até o colapso	x	até o colapso
TRBP5D	115,0	x	até o colapso	x	até o colapso
TRMB1D		x		x	x
TRMB3D		x		x	x
TRMB5D		x		x	x
TRMR1D		x		x	até 110
TRMR3D		x		x	até 112,5
TRMR5D		x		x	até 112,5
TRMP1D		x		x	até 110,0
TRMP3D	117,5	x	até o colapso	x	até o colapso
TRMP5D	117,5	x	até o colapso	x	até o colapso

Obs: x = ocorrência de LDI negativo; até 110=ocorrência de LDI negativo até escavação em 110 m.

Somente os casos homogêneos não alcançaram o valor limite do deslocamento adimensional do teto de 1,8. Para túneis profundos este valor foi muito pequeno, sendo alcançado logo nos primeiros passos de escavação, mas nos túneis rasos este valor só foi alcançado após a escavação do material da Zona 2.

Os valores do volume normalizado da bacia de recalques foram pequenos em todos os casos avaliados, não alcançando o valor limite de 3%, nem chegando a 1%. Por se tratar de simulação em rocha, eram esperados valores baixos de deslocamentos na superfície.

6.3.6 DEFORMAÇÕES

Para os casos de colapso as deformações foram maiores que 8%, para túneis profundos, e que 1%, para túneis rasos. Entretanto, em casos em que a zona de material de Rocha Péssima em 1D de comprimento (TPBP1D, TPMP1D, TRBP1D e TRMP1D) grandes deformações também ocorreram sem a ocorrência de colapso. Nestes casos, a distribuição 3D das tensões foi suficiente para evitar o colapso, mas grandes deformações ainda ocorreram.

A deformação crítica proposta por Sakurai (1981) se mostrou muito conservadora em todos os cenários. A estimativa de baixos valores de compressões uniaxiais, 5,0 e 2,5 MPa, gerou deformações críticas extremamente baixas, situação que possivelmente não deve ocorrer em campo, e não concordantes com os valores apresentados por Sakurai (1981) e Chern (1998). As deformações críticas de cada material, calculadas pelo método proposto por Sakurai (1981), são apresentadas na Tabela 6.5 e as deformações ocorridas nas simulações são apresentadas na Tabela 6.6.

Tabela 6.5 – Deformações críticas de cada material.

Material	E(GPa)	σ'_{cm} pela Equação 2.3		σ'_{cm} pela Equação 2.11	
		σ'_{cm} (MPa)	ε_0 (%)	σ'_{cm} (MPa)	ε_0 (%)
Túneis Profundos					
Rocha Boa	12,574	1,909	0,015	1,912	0,015
Rocha Média	1,257	0,676	0,054	0,698	0,056
Rocha Ruim	0,3976	0,385	0,097	0,406	0,102
Rocha Péssima	0,2812	0,274	0,097	0,203	0,072
Túneis Rasos					
Rocha Boa	12,574	1,523	0,012	1,912	0,015
Rocha Média	1,257	0,330	0,026	0,698	0,056
Rocha Ruim	0,3976	0,172	0,043	0,406	0,102
Rocha Péssima	0,2812	0,121	0,043	0,203	0,072

Tabela 6.6 – Deformações máximas observadas em cada caso.

Caso	Colapso (m)	Deformação máxima	Caso	Colapso (m)	Deformação máxima
TPB		0,039%	TRB		0,006%
TPBM1D		0,371%	TRBM1D		0,044%
TPBM3D		0,777%	TRBM3D		0,072%
TPBM5D		0,911%	TRBM5D		0,084%
TPBR1D		2,053%	TRBR1D		0,210%
TPBR3D		6,055%	TRBR3D		0,642%
TPBR5D		8,448%	TRBR5D		0,932%
TPBP1D		5,866%	TRBP1D		0,596%
TPBP3D	120,0	16,362%	TRBP3D	115,0	1,025%
TPBP5D	110,0	8,104%	TRBP5D	115,0	1,112%
TPMB1D		1,093%	TRMB1D		0,089%
TPMB3D		1,078%	TRMB3D		0,089%
TPMB5D		1,076%	TRMB5D		0,089%
TPMR1D		2,596%	TRMR1D		0,365%
TPMR3D		7,920%	TRMR3D		0,716%
TPMR5D		10,051%	TRMR5D		0,893%
TPMP1D		8,721%	TRMP1D		0,977%
TPMP3D	112,5	11,432%	TRMP3D	117,5	1,709%
TPMP5D	112,5	12,329%	TRMP5D	117,5	1,760%

7 ESTUDO DE CASO - LINHA 5 – LILÁS - METRÔ-SP

A Linha 5-Lilás do Metrô da cidade de São Paulo foi inaugurada em 20 de outubro de 2002 no trecho entre a Estação Capão Redondo e Largo Treze, na Zona Sul da cidade. Em 2014, foi inaugurada a Estação Adolfo Pinheiro, completando sete estações e 9,6 km de extensão.

Atualmente, a linha está em expansão até a futura Estação Chácara Klabin, quando passará a ter dezessete estações e 20 km de extensão, ligando o bairro de Santo Amaro a importantes polos de atividades terciárias, como Moema, Vila Mariana e Brooklin. Em setembro de 2017 foram abertas as estações Alto da Boa Vista, Borba Gato e Brooklin, em março de 2018 a estação Eucaliptos e em abril de 2018 a estação Moema. As demais estações têm previsão de entrega durante 2018.

O trecho de estudo é do final do túnel do poço de ventilação e saída de emergência Roque Petrella até o poço de ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel, passando pela estação Campo Belo. Este trecho faz parte do Lote 3 da licitação da obra de expansão da linha, como pode ser observado na Figura 7.1.



Figura 7.1 – Esquemático de linha – Linha 5 - Lilás – Lote 3 (Geodata, 2013).

O trecho foi escavado em duas vias, Via 1 e Via 2, por duas tuneladoras (*Tunneling Boring Machines* - TBM), Nila e Tarsila, respectivamente. As duas tuneladoras são do tipo face pressurizada por terra (*Earth Pressure Balance* - EPB), que possuem recursos operacionais que permitem o controle da estabilidade local da frente de escavação mediante a adoção de pressão interna na câmara de terras junto à frente do equipamento. Cada TBM tem 6,9 m de diâmetro e 11,0 m de comprimento.

O trecho foi dividido em dois, Roque Petrella – Campo Belo (RPET-CPB), entre Progressivas 14+100 e 14+320, e Campo Belo – Jesuíno Maciel (CPB-VSE JM), entre Progressivas 14+460 e 15+020, sendo o primeiro escavado sem maiores complicações, apesar de

ocorrência de materiais superficiais mais desfavoráveis como aluviões, e o segundo escavado com algumas ocorrências de capelas.

A distância média entre as duas vias é de 12 m no trecho Roque Petrella – Campo Belo, variando entre 9 e 15 m, e de 20 m no trecho Campo Belo – Jesuíno Maciel, variando entre 11 e 27 m. O cobrimento dos túneis varia entre 13 e 15 m no trecho Roque Petrella – Campo Belo e entre 14 e 25 m no trecho Campo Belo – Jesuíno Maciel. As frentes de escavação das duas vias não eram muito próximas, variando entre 125 e 610 m de distância, sempre com a TBM Tarsila (Via 2) a frente, o que representa pelo menos dezoito diâmetros de distância entre as faces, o que é suficiente para evitar a influência da escavação da Via 1 na escavação da Via 2. Desta forma, a Via 2 foi escolhida para o estudo de caso, já que não há influência da Via 1.

A Via 2 do primeiro trecho foi escavado do dia 20 de julho de 2015 a 08 de agosto de 2015. A estação Campo Belo foi escavada até o dia 19 de agosto. A Via 1 começou a ser escavada em 11 de setembro. Desta forma, não havendo influência da escavação da linha 1 na escavação da linha 2 até sua conclusão com fechamento do último anel do trecho. A Via 2 do segundo trecho foi escavada do dia 19 de agosto de 2015 até o dia 29 de outubro de 2015. A Via 1 começou a ser escavada em 11 de outubro, estando no anel 2290 no dia da finalização da Via 2 com o fechamento de seu último anel do trecho. Desta forma, cuidado foi tomado em avaliar os deslocamentos, evitando confundir os deslocamentos ocorridos pela escavação da Via 1. Os avanços médios e máximos diários da Via 2 e o número de dias parados por trecho são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Avanços diários da Via 2 (Metrô, 2017).

Trecho	Avanço diário médio (m)	Avanço diário máximo (m)	Dias parados
RPET-CPB	12	21	3
CPB-VSE JM	8	28	25

A época do início das escavações pela tuneladora Tarsila, o túnel do poço de ventilação e saída de emergência Roque Petrella já estava concluído, entretanto, a estação Campo Belo estava em construção. A previsão era de iniciar os trabalhos no trecho com a estação pronta, composta por cinco poços de fazem corpo da mesma (Figura 7.2), mas somente os poços 2 e 4 estavam escavados. Desta forma, a escavação da estação foi paralisada e os poços reaterrados com cauli para passagem das tuneladoras. Tanto na construção do túnel NATM do poço

Roque Petrella, quanto na escavação dos poços da estação Campo Belo, o lençol freático foi rebaixado, sendo o trecho RPET-CPB afetado pelos rebaixamentos.

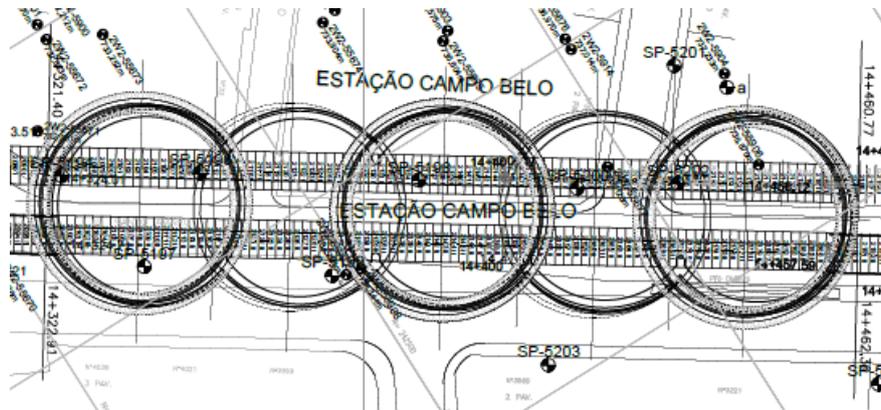


Figura 7.2 – Poços da Estação Campo Belo (Metrô, 2017).

7.1 CARACTERÍSTICAS DAS TUNELADORAS

As duas tuneladoras são do tipo *Earth Pressure Balance* (EPB) de face fechada HERRENKNECHT modelo S-789/S-790 (Figura 7.3) que são capazes de escavar o maciço e simultaneamente instalar o revestimento do túnel formado por anéis de aduelas de 6,5 m de diâmetro externo, 6,0 m de diâmetro interno e 1,5 de comprimento (Geodata, 2013). Este tipo de equipamento permite a aplicação de uma pressão constante na frente de escavação gerada pelo próprio material de escavado na câmara da máquina, com o objetivo de reduzir a geração de recalques superficiais, mantendo seguras as estruturas vizinhas da populosa cidade de São Paulo. Esta pressão é controlada através da velocidade de avanço na TBM e extração do material pelo parafuso de rosca sem-fim (Figura 7.4). Para obter as características necessárias para contrapressão e movimento do material no parafuso de rosca sem-fim, é realizada injeção de espuma na cabeça de corte gerando um material plástico, com baixa fricção interna e permeabilidade.

As principais características das máquinas são apresentadas na Tabela 7.2.



Figura 7.3 – Registros fotográficos da obra (a) Cabeça de corte da TBM Tarsila (b) Emboque das duas vias (Geodata, 2013).

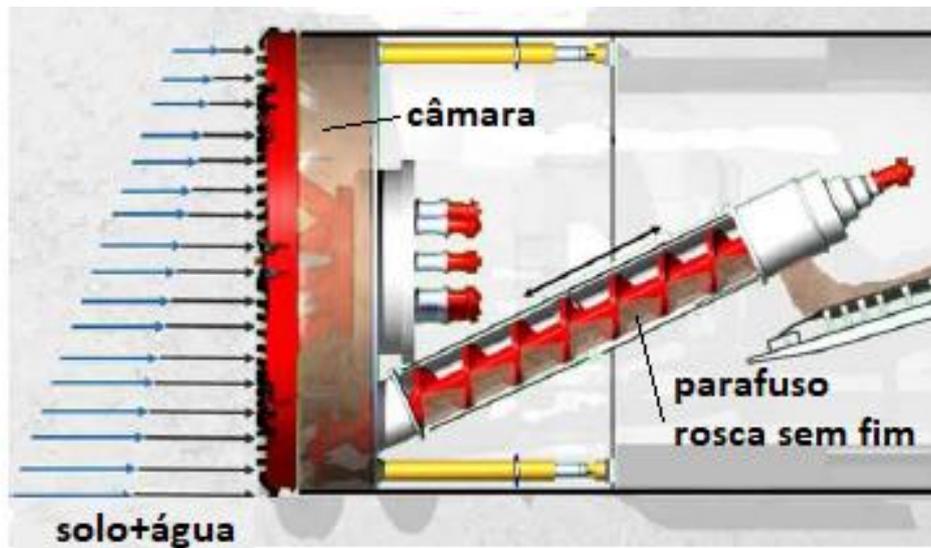


Figura 7.4 – Esquema da EPB (modificado, *Federal Highway Administration*, 2009).

Tabela 7.2 – Características das TMB (Geodata, 2013).

Diâmetro da cabeça de corte (m)	6,90
Comprimento TBM (m)	11,00
Peso Total TBM (ton)	779
Peso Total Back up (ton)	360
Número de cilindros de empuxo (-)	16 pares
Número sensores de pressão de terra (-)	5
Número linhas de injeção de <i>Grout</i> (-)	4
Número de balanças para medição do material escavado (-)	2
Número de bombas de injeção de espuma de condicionamento (-)	7

7.2 GEOLOGIA

Segundo Geodata (2012), o perfil geológico da região apresenta materiais das seguintes unidades: depósitos aluvionares, formação São Paulo, formação Resende e embasamento cristalino.

Os depósitos aluvionares correspondem aos depósitos recentes dos rios, apresentando materiais argilosos compostos por turfa muito mole, argila siltosa com matéria orgânica disseminada, argila arenosa e argila siltosa arenosa com pedregulhos e materiais arenosos compostos de areia pouco argilosa e areia argilosa com pedregulhos.

A Formação São Paulo corresponde a depósitos de sistema fluvial meandrante (Monteiro *et al.*, 2012), sendo presente materiais argilosos vermelhos, constituídos por argila siltosa pouco arenosa, porosa, vermelha e amarela, material argiloso variegado, argila siltosa pouco arenosa, variegada (amarela, cinza e vermelha) e argila arenosa pouco siltosa, e materiais arenosos, constituídos por areia fina a média argilosa, cor amarela e vermelha; areia de granulação variada com pedregulhos finos e médios, cor vermelha.

A Formação Resende, apresenta materiais argilosos, formados por argila siltosa pouco arenosa (areia fina e média) de cor cinza esmeralda, argila arenosa (areia fina e média), pouco micácea, cor cinza; argila arenosa pouco siltosa com pedregulhos variados, cor cinza e marrom e materiais arenosos, formados por areia fina e média argilosa, pouco siltosa, pouco micácea, cor cinza amarela; areia média e grossa, pouco siltosa, cor cinza amarela; areia média e grossa, pouco siltosa, com fragmentos de quartzo e pedregulhos variados, cor cinza amarela.

O embasamento cristalino nesta região tem características granito-gnáissico com diferentes graus de intemperização. Durante os estudos e escavações foram reconhecidos solo residual maduro, rochas altamente alterados em que a estrutura original é dificilmente reconhecível, solo residual jovem, embasamento mediamente alterado com estrutura original reconhecível, saprolito, embasamento em que zonas alternativas mais ou menos alteradas, e embasamento cristalino, constituído por gnaisse de textura proto-milonítica, granulação média, pouco a mediamente alterado, com bandas de alteração muito alta.

Os principais materiais escavados nos dois trechos são intemperizados de gnaisse, sendo tratados pelo Metrô-SP como 5SR2 e 5SP, silte arenoso (areia fina e média), micáceo, compacto a muito compacto, cinza escuro (solo residual jovem) e silte argiloso pouco arenoso (areia fina e média), micáceo, compacto a muito compacto, verde (saprolito),

respectivamente. Eventualmente a escavação passa pelo material 5R, gnaiss de textura promilonítica, granulação média. O material de cobertura é constituído por depósitos aluvionares, materiais da formação São Paulo e Resende. A Tabela 7.3 apresenta os parâmetros geotécnicos dos materiais

Tabela 7.3 – Parâmetros geotécnicos dos materiais (Geodata, 2012).

Material	Formação	SPT	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	Es (MPa)	k (cm/s)
1	Aterro	1-8	16	10	20	5	10 ⁻⁵
2Tf	Depósito Aluvionar	0-1	14	5	15	1	10 ⁻⁴
2Ag1	Depósito Aluvionar	0-4	16	8	20	1	10 ⁻⁵
2Ag2,3	Depósito Aluvionar	0-4	16	8	22	5	10 ⁻⁵
2Ar1	Depósito Aluvionar	1-9	17	5	28	15	10 ⁻³
2Ar2,3	Depósito Aluvionar	2-15	17	5	30	20	10 ⁻³
3Agp1	Formação São Paulo	≤8	14-16	20	27	8-12	5x10 ⁻⁴
3Agp2	Formação São Paulo	>8	16-18	40	25	25-30	10 ⁻⁴
3Ag1,2	Formação São Paulo	10-20	17-20	40-100	22-24	10-50	5x10 ⁻⁴
3Ar1,2	Formação São Paulo	5-40	19	10	30-35	25-60	5x10 ⁻⁴
4Ag1,2	Formação Resende	8-40	19-21	40-100	21-24	25-75	10 ⁻⁷
4Ag3	Formação Resende	15-50	19-21	>25	27	35-115	10 ⁻⁷
4Ar1,2,3	Formação Resende	10-40	19-21	1	30-35	20-80	10 ⁻³
5SR1	Solo Residual	2-25	18	0-5	25-27	10-50	10 ⁻⁶
5SR2	Solo Residual	10-40	19	5-10	26-30	20-70	10 ⁻⁶
5SP	Solo Residual	30-R	20	10-20	28-34	50-100	10 ⁻⁶

A Figura 7.5 apresenta toda a classificação adotada pelo Metrô-SP, e a Figura 7.6 a 7.9 apresentam os perfis geotécnicos dos trechos.

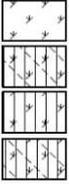
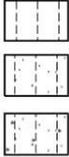
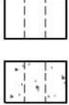
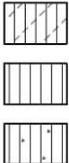
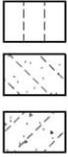
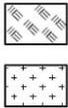
① DEPÓSITOS TECNOGÊNICOS ATERROS COM MATERIAIS DIVERSOS COM PREDOMÍNIO DE ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, GERALMENTE COM PEDREGULHOS E/OU MATÉRIA ORGÂNICA.			
② DEPÓSITOS ALUVIONARES (QUATERNÁRIO)			
<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARGILOSAS <p>(2Tf) TURFA MUITO MOLE, PRETA.</p> <p>(2Ag₁) ARGILA SILTOSA COM MATÉRIA ORGÂNICA DISSEMINADA, PLÁSTICA, MUITO MOLE, CINZA E MARROM.</p> <p>(2Ag₂) ARGILA ARENOSA (AREIA FINA), COM MAT. ORGÂNICA, MUITO MOLE A MED. CONSISTENTE, MARROM E CINZA.</p> <p>(2Ag₃) ARGILA SILTOSA ARENOSA, COM PEDREGULHOS E MAT. ORGÂNICA, PLÁSTICA, MOLE, CINZA E MARROM.</p>		<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARENOSAS <p>(2Ar₁) AREIA FINA E MÉDIA ARGILOSA, POUCO PLÁSTICA, FOFA, MARROM E CINZA.</p> <p>(2Ar₂) AREIA MÉDIA E GROSSA POUCO ARGILOSA, FOFA, CINZA.</p> <p>(2Ar₃) AREIA MÉDIA E GROSSA ARGILOSA COM PEDREGULHOS, FOFA A MED. COMPACTA, CINZA E MARROM.</p>	
③ FORMAÇÃO SÃO PAULO (TERCIÁRIO)			
<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARGILOSAS <p>- ARGILAS VERMELHAS</p> <p>(3Ag_{P1}) ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, POROSA, DE CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA, VERMELHA E AMARELA.</p> <p>(3Ag_{P2}) ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, DE CONSISTÊNCIA MÉDIA A RIJA, VERMELHA.</p> <p>- ARGILAS VARIEGADAS</p> <p>(3Ag₁) ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, DE CONSISTÊNCIA RIJA A DURA, VARIEGADA (AMARELA, CINZA E VERMELHA)</p> <p>(3Ag₂) ARGILA ARENOSA POUCO SILTOSA, DE CONSISTÊNCIA MÉDIA A DURA, VARIEGADA (AMARELA, CINZA E VERMELHA)</p>		<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARENOSAS <p>(3Ar₁) AREIA FINA A MÉDIA ARGILOSA MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA, AMARELA E VERMELHA.</p> <p>(3Ar₂) AREIA DE GRANULAÇÃO VARIADA ARGILOSA COM PEDREGULHOS FINOS E MÉDIOS, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA, VERMELHA.</p>	
④ FORMAÇÃO RESENDE (TERCIÁRIO)			
<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARGILOSAS <p>(4Ag₁) ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA (AREIA FINA E MÉDIA) MEDIANAMENTE PLÁSTICA A PLÁSTICA, RIJA A DURA, CINZA ESVERDEADA.</p> <p>(4Ag₂) ARGILA ARENOSA (AREIA FINA E MÉDIA), POUCO MICACEA, POUCO A MEDIANAMENTE PLÁSTICA, RIJA A DURA, CINZA.</p> <p>(4Ag₃) ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS VARIADOS, MEDIANAMENTE PLÁSTICA A PLÁSTICA, RIJA A DURA, CINZA E MARROM.</p>		<ul style="list-style-type: none"> • CAMADAS ARENOSA <p>(4Ar₁) AREIA FINA E MÉDIA ARGILOSA, POUCO SILTOSA, POUCO MICACEA, POUCO PLÁSTICA, POUCO COMPACTA A COMPACTA CINZA AMARELA.</p> <p>(4Ar₂) AREIA MÉDIA E GROSSA, POUCO SILTOSA, MEDIANAMENTE A MUITO COMPACTA, CINZA AMARELA.</p> <p>(4Ar₃) AREIA MÉDIA E GROSSA, POUCO SILTOSA, COM FRAGMENTOS DE QUARTZO E PEDREGULHOS VARIADOS, MEDIANAMENTE A MUITO COMPACTA, CINZA AMARELA.</p>	
⑤ EMBASAMENTO CRISTALINO (PRE-CAMBRIANO)			
<p>(5SR₁) SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, POUCO A MEDIANAMENTE COMPACTO, CINZA AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL MADURO).</p> <p>(5SR₂) SILTE ARENOSO (AREIA FINA E MÉDIA), MICÁCEO, COMPACTO A MUITO COMPACTO, CINZA ESCURO (SOLO RESIDUAL JOVEM).</p>		<p>(5SP) SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO (AREIA FINA E MÉDIA), MICÁCEO, COMPACTO A MUITO COMPACTO, VERDE (SAPROLITO).</p> <p>(5R) GNAISSE DE TEXTURA PROTOMILONÍTICA, GRANULAÇÃO MÉDIA, FOLIÇÃO SUBVERTICAL A 60° - 70°, FRATURAS INCLINADAS (45°) A SUBVERTICAIS, POUCO A MEDIANAMENTE ALTERADO (A2/A3), COERENTE (C2), FRATURADO (F2).</p>	

Figura 7.5 – Legenda do modelo geotécnico – Classificação adotada pelo Metrô-SP.

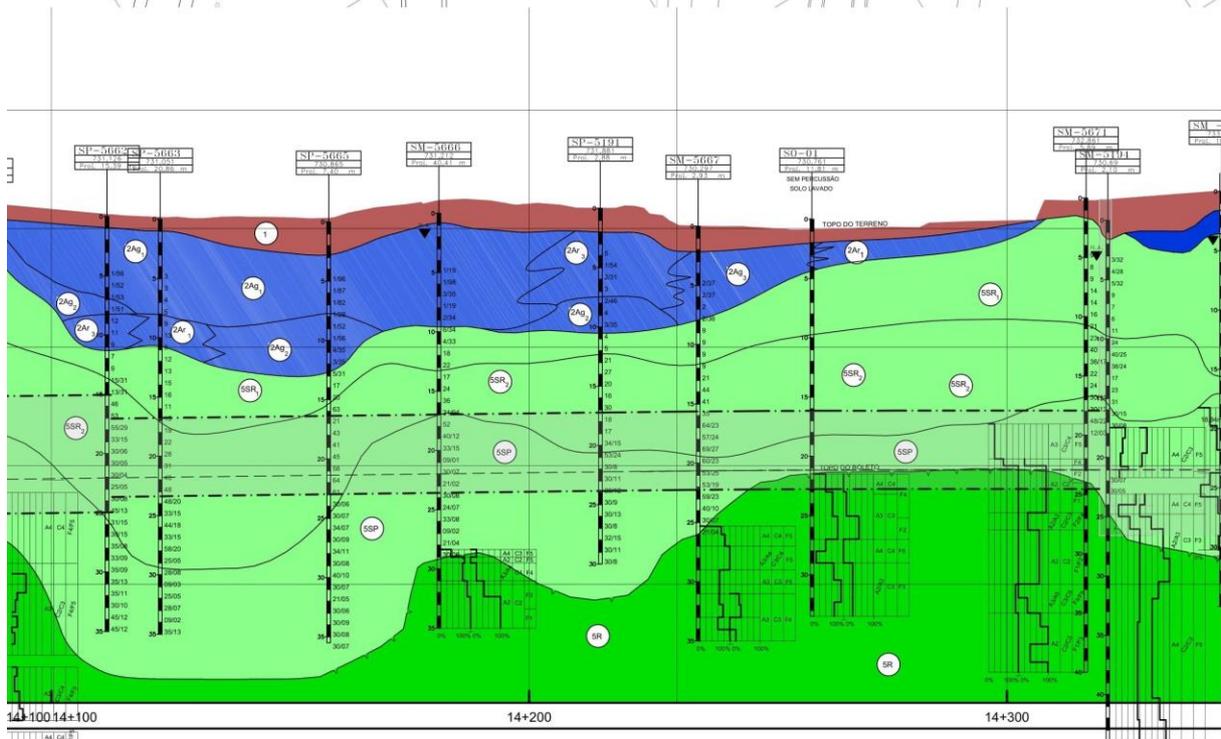
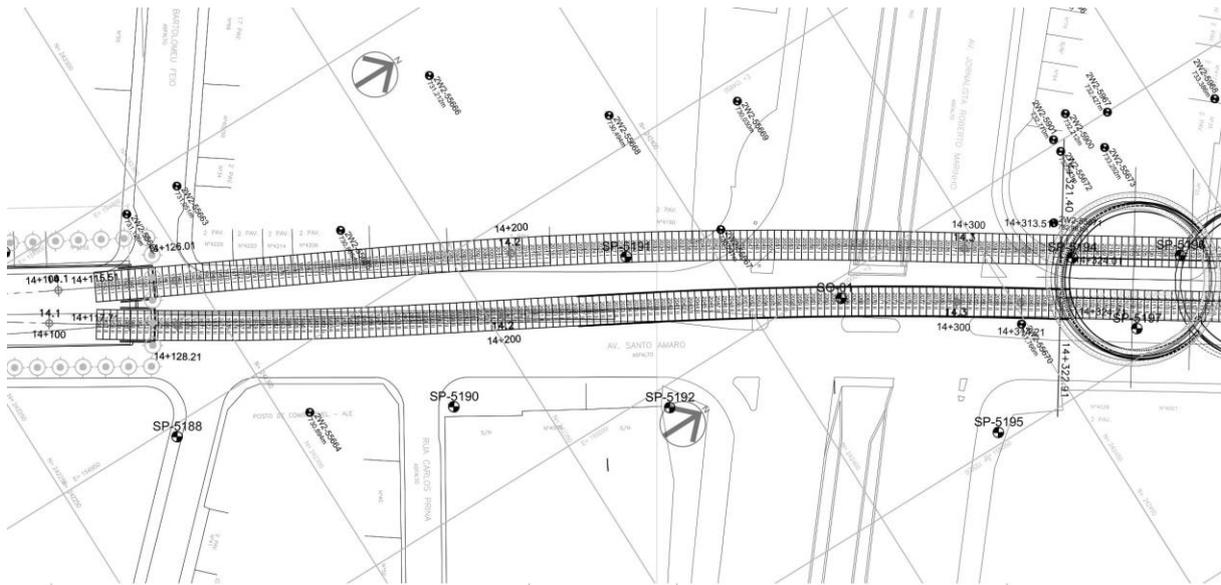
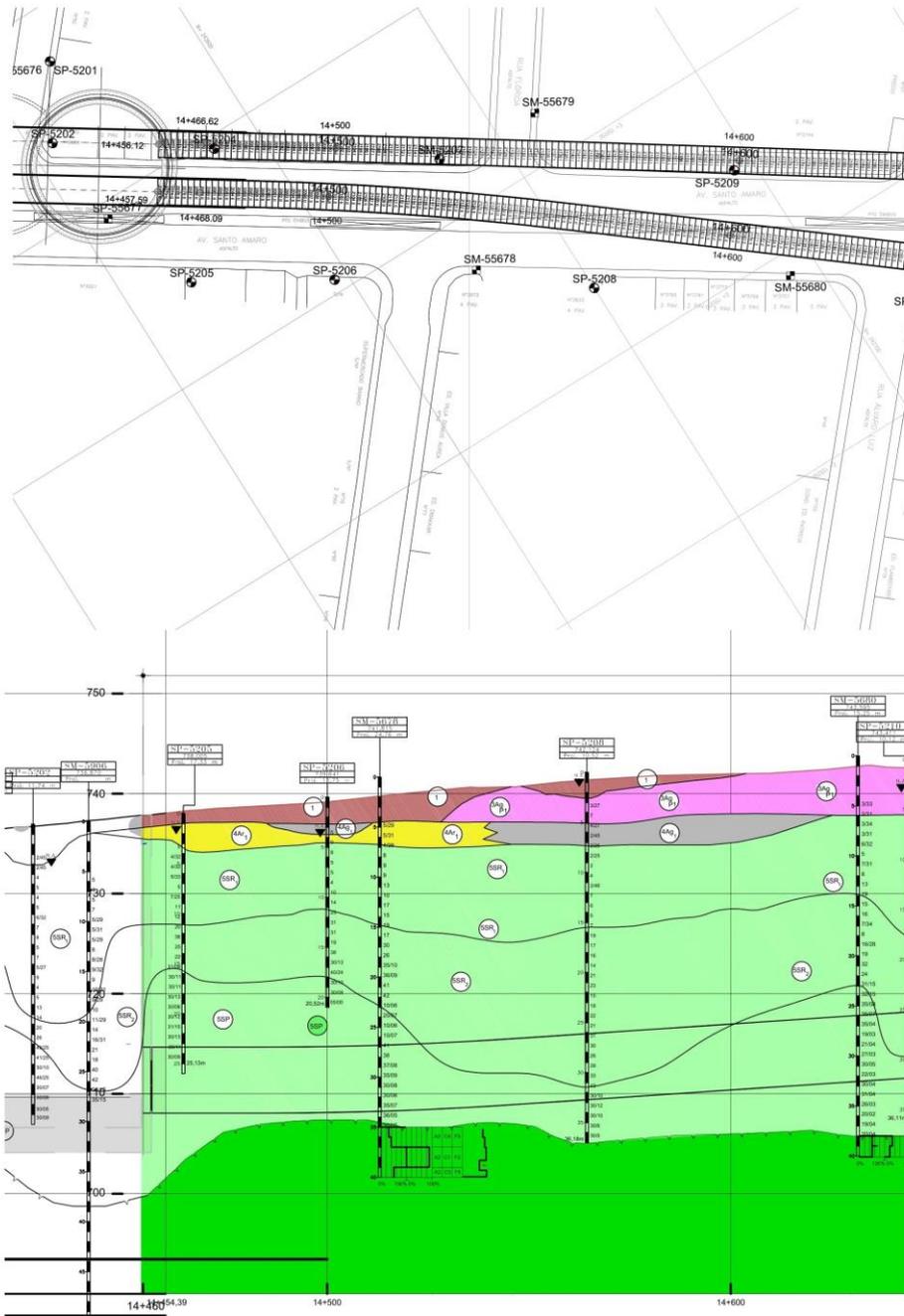


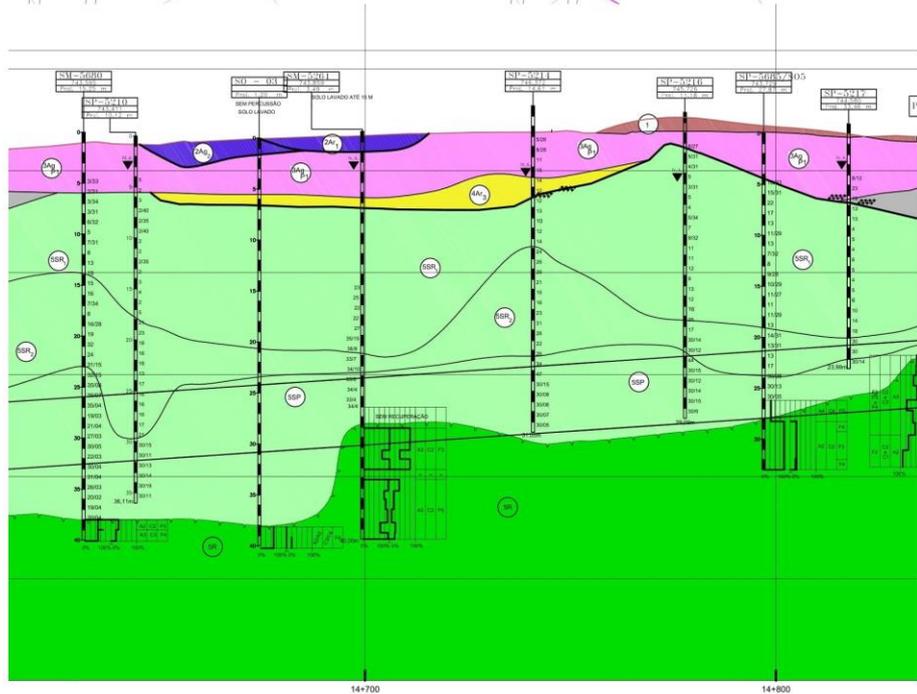
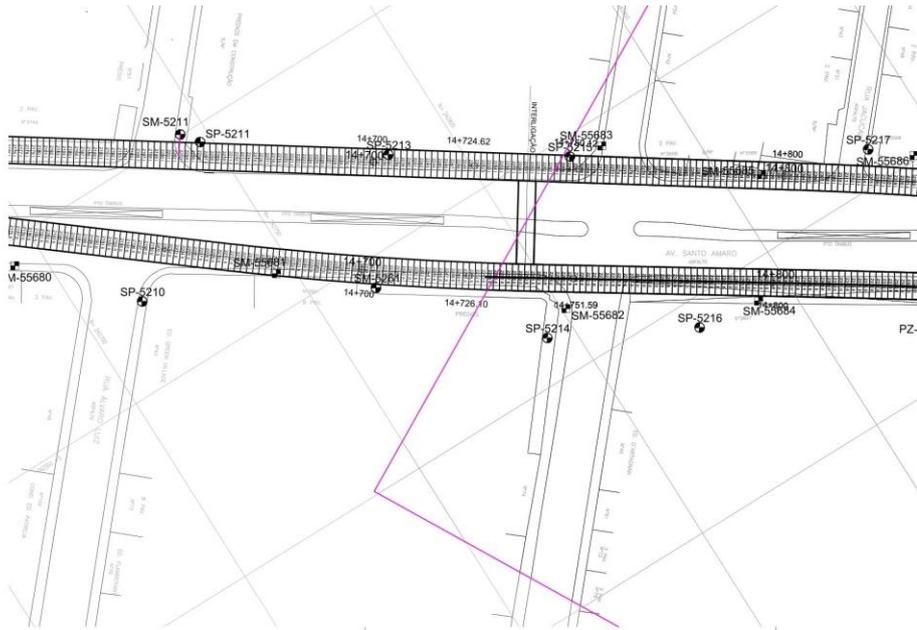
Figura 7.6 – Modelo geotécnico final – Túnel Roque Petrella – Estação Campo Belo (Metrô, 2017).



Legenda

<p>Aterro</p> <ul style="list-style-type: none"> Materiais diversos <p>Sedimentos Terciários - Formação São Paulo</p> <ul style="list-style-type: none"> Argila arenosa variegada/vermelha Areia argilosa variegada 	<p>Aluvião - Quaternário</p> <ul style="list-style-type: none"> Argila orgânica e areia siltosa <p>Sedimentos Terciários - Formação Resende</p> <ul style="list-style-type: none"> Argila siltosa cinza Areia siltosa cinza e amarela 	<p>Embasamento Cristalino - Pré-Cambriano</p> <ul style="list-style-type: none"> Sapolito de gnaíse Gnaíse granítico medianamente alterado
--	--	--

Figura 7.7 – Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel – Parte 1 (Metrô, 2017).



Legenda

<p>Aterro</p> <ul style="list-style-type: none"> Materiais diversos Sedimentos Terciários - Formação São Paulo Argila arenosa variegada/vermelha Areia argilosa variegada 	<p>Aluvião - Quaternário</p> <ul style="list-style-type: none"> Argila orgânica e areia siltosa Sedimentos Terciários - Formação Resende Argila siltosa cinza Areia siltosa cinza e amarela 	<p>Embasamento Cristalino - Prê-Cambriano</p> <ul style="list-style-type: none"> Sapolito de gnaiss Gnaiss granítico medianamente alterado
---	---	--

Figura 7.8 - Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuíno Maciel – Parte 2 (Metrô, 2017).

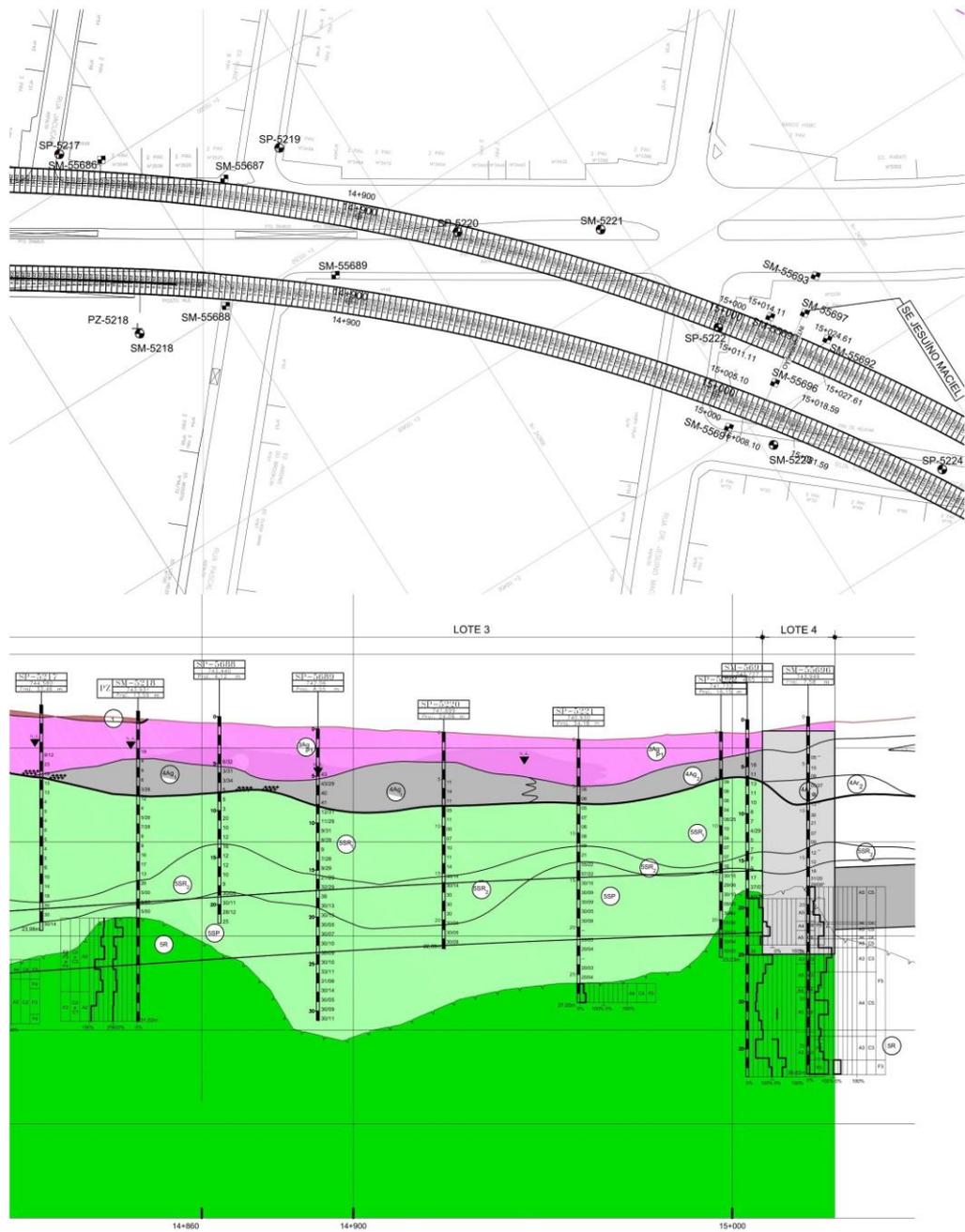


Figura 7.9 - Modelo geotécnico final – Estação Campo Belo – Ventilação e saída de emergência Jesuino Maciel – Parte 3 (Metrô, 2017).

7.3 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

O monitoramento consistia em seções de instrumentação normalmente espaçadas de 20 m com marcos superficiais (MS) e tassômetros (TS), além de piezômetros (PZ) de Casagrande e elétricos.

As leituras das elevações das hastes dos marcos superficiais foram realizadas por níveis topográficos. Já as leituras dos tassômetros, instrumentos para medições de recalques profundos, foram realizadas pela transferência do recalque para superfície por de hastes de transferência e quantificado por leituras topográficas. A Figura 7.10 apresenta os detalhes desses instrumentos.

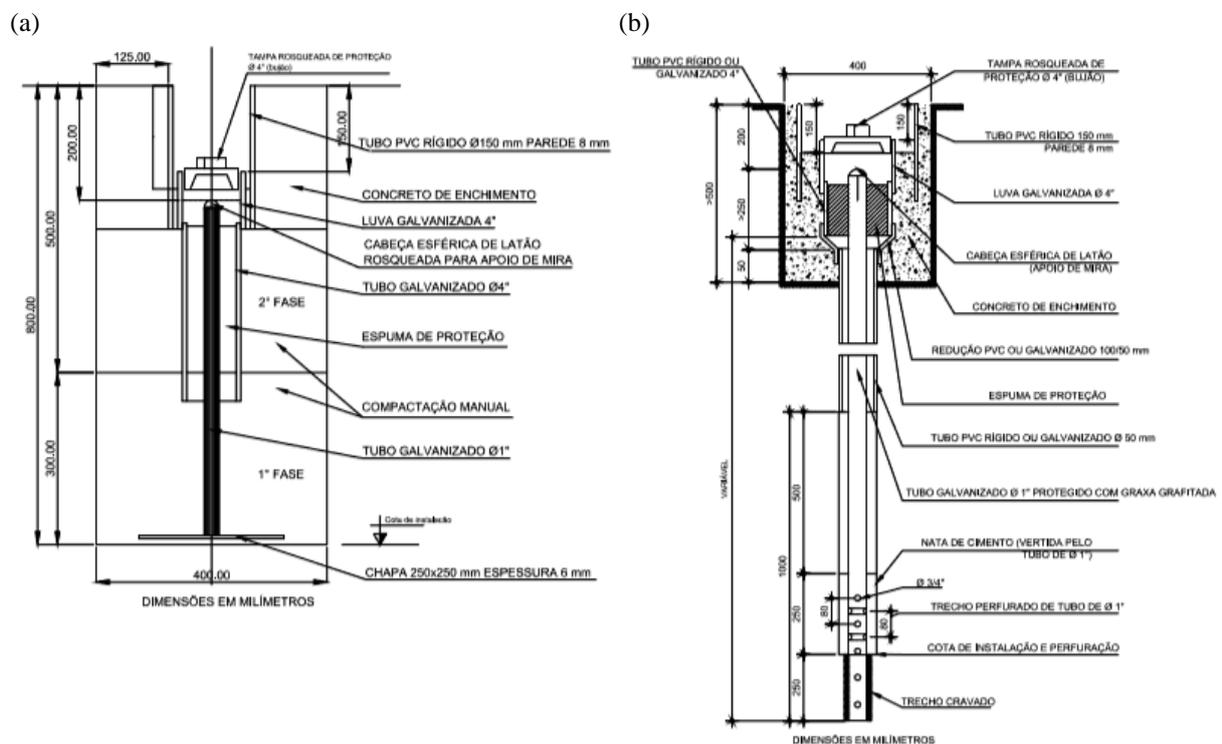


Figura 7.10 – Detalhe da instalação dos instrumentos de recalques: (a) marcos superficiais; (b) tassômetros (Geodata, 2015a).

Os trabalhos eram realizados em três turnos de escavação 24 h por dia, com avanço programado como constante. Os dados disponíveis de avanço são diários, computados a partir das 6 h da manhã de cada dia. Desta forma, o avanço total diário foi uniformemente distribuído pelas horas do dia.

A instrumentação era monitorada em espaços de tempo variáveis, com leituras de até 2 em 2 h, a leituras a cada dia. Desta forma, leituras ocorridas dentro do espaço de tempo de 2 h são consideradas do mesmo momento.

É importante ressaltar que a numeração dos instrumentos em cada seção é diferente do trecho RPET-CPB e CPB-VSE JM. No trecho RPET-CPB a numeração dos marcos superficiais ocorre da esquerda para direita, enquanto no trecho CPB-VSE JM esses instrumentos são numerados partindo da posição entre as vias, e numerando os instrumentos da esquerda com valores pares e da direita com valores ímpares, partindo da posição entre vias. Para os tassômetros, a numeração do trecho RPET-CPB ocorre numerando inicialmente o tassômetro do eixo da linha 1, seguindo para o localizado no eixo da linha 2 e por fim entre as linhas, para o trecho CPB-VSE JM segue-se a lógica da numeração dos marcos, iniciando-se pelo instrumento localizado entre vias e numerando com números pares os da esquerda e números ímpares os da direita. Entretanto, para evitar enganos, adotou-se a nomenclatura, instrumentos “entre vias” para os situados entre as vias, “Via 1” e “Via 2” para os situados no eixo de cada via, “Lateral esquerda Via 1” para os instrumentos situados à esquerda da Via 1 e “Lateral direita Via 2” para os instrumentos situados à direita da Via 2. O esquema de nomenclatura dos instrumentos é apresentado na Figura 7.11, Figura 7.12 e Figura 7.13.

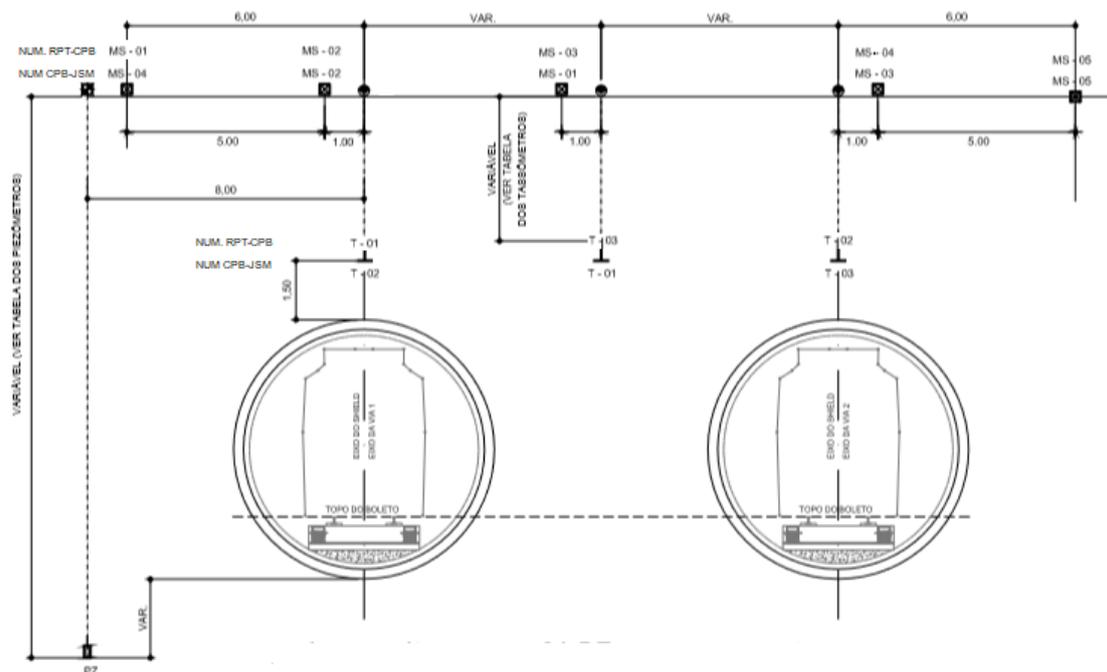


Figura 7.11 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo A (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).

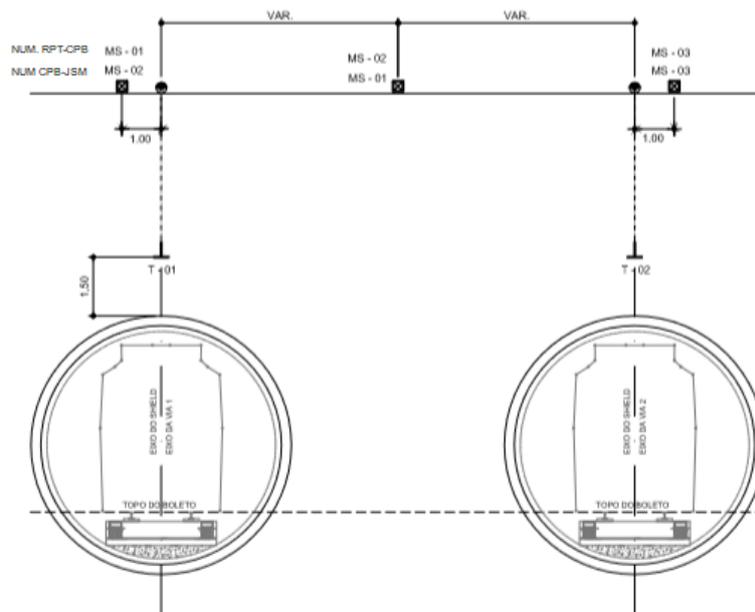


Figura 7.12 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo B (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).

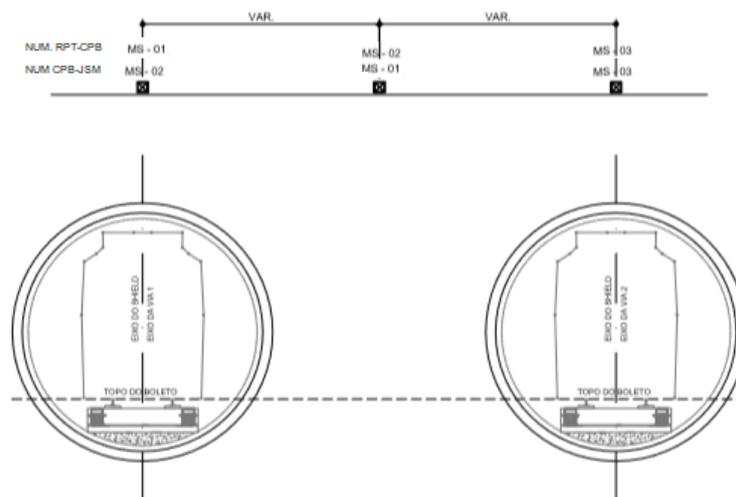


Figura 7.13 – Seção esquemática de instrumentação – Seção tipo C (modificado - Geodata, 2015a; 2015b; 2015c).

7.4 AVALIAÇÃO DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO

Propôs-se avaliar os dados dos marcos superficiais e tassômetros como principais fontes de informações para verificação da estabilidade da escavação da Via 2. Desta forma, os dados piezométricos foram observados somente para verificar grandes recalques por rebaixamento do lençol freático, que poderia ser confundidos com desestabilização do maciço.

Os dados de recalque dos marcos superficiais (S_s) e tassômetros (S_T) foram avaliados em diagramas tempo-deslocamento, distância-deslocamento, curvas de deslocamento e linhas de tendência. As curvas de deslocamento foram geradas pela simples ligação entre leituras de diferentes pontos ao longo da escavação do túnel, gerando curvas de deslocamento para os pontos acima dos eixos dos túneis, entre túneis e nos pontos localizados a 6 metros do eixo dos túneis à direita da Via 2 e à esquerda da Via 1. Desta forma, as linhas de tendência foram geradas a partir dessas retas entre as leituras. As linhas de tendência foram geradas para sete distâncias da face, 20 e 15 m atrás da face, pontos em que os anéis já estavam instalados, 11 e 5,5 m atrás da face, pontos referentes ao final e meio da tuneladora, na face, e 5 e 10 m a frente da face, pontos em que o maciço ainda não havia sido escavado. A Figura 7.14 apresenta o esquema dos pontos das linhas de tendência.

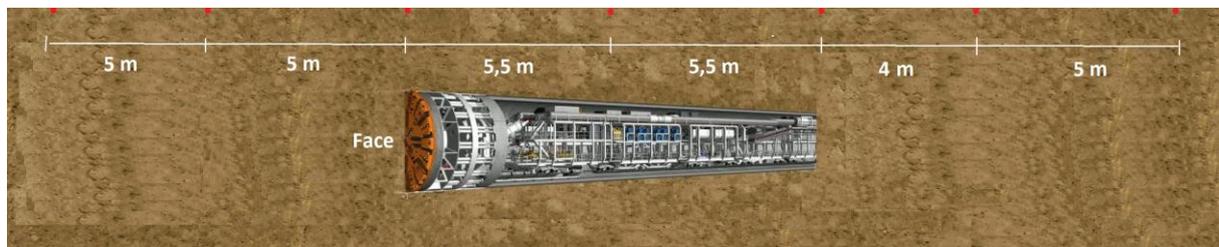


Figura 7.14 – Posicionamento dos pontos para avaliação das linhas de tendência (modificado - Herrenknecht AG, 2018).

Dos indicadores de Negro *et al.* (2009), o LDI e volume normalizado da bacia de recalques foram comparados com os valores limite. O LDI foi calculado para as leituras de recalque superficiais e profundos pela derivada das curvas de deslocamento, que foram assumidas lineares entre pontos de instrumentação. A bacia de recalques foi calculada pelo ajuste de uma distribuição gaussiana pelos dados dos marcos superficiais e posterior cálculo de sua integral pela Equação 3.3. Este cálculo só ocorreu quando pelo menos três marcos adjacentes apresentaram leituras menores ou igual a zero, configurando uma bacia de recalques sem soerguimento de material.

Levando em conta os resultados dos LDI superficiais das simulações numéricas, discutidos na Seção 6.3.5, o LDI limite não será considerado como zero, como proposto por Negro *et al.* (2009), mas sim -0,3, evitando falsos alarmes excessivos por conta da heterogeneidade do material escavado.

Além disso, foram verificadas as deformações pelas leituras dos tassômetros e marcos superficiais instalados nos eixos das duas vias, que foram comparadas com as deformações máximas propostas por Sakurai (1981). Para isto considerou-se a deformação máxima calculada para os materiais um diâmetro acima do teto do túnel, correspondente ao solo jovem residual (5SR2) e saprólito (5SP). Os dados disponíveis eram o módulo, coesão e ângulo de atrito, desta forma, a resistência à compressão uniaxial foi calculada a partir da coesão e ângulo de atrito pela Equação 2.3, como apresentado na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Parâmetros dos materiais e cálculo da deformação crítica.

Material	c (kPa)		ϕ (°)		E (MPa)		σ_c (kPa)	ϵ_0 (%)
	Intervalo	Adotado	Intervalo	Adotado	Intervalo	Adotado	Calculado	Calculado
5SR2	5-10	7,5	26-30	28	20-70	45	24,96	0,06
5SP	10-20	15	28-34	31	50-100	75	53,02	0,07

7.5 OCORRÊNCIA DE CAPELAS

Durante a escavação ocorreram algumas rupturas de teto, conhecidas como capelas, desestabilizações do material da face, formando uma cavidade a frente da escavação, no trecho CPB-VSE JM. As ocorrências foram registradas em plantas e planilhas com a indicação do dia da ocorrência e localização. A Tabela 7.5 e Figura 7.15 resumem as informações dessas ocorrências.

Tabela 7.5 – Dados das ocorrências das capelas do trecho CPB-VSE JM – Via 2 (Metrô, 2017).

Capela	Data	Último anel instalado	Progressiva anel	Progressiva face
1	08/09/2015	2249	14+550,8	14+561,8
2	12/09/2015	2294	14+618,3	14+629,3
3	18/09/2015	2340	14+687,3	14+698,3
4	05/10/2015	2398	14+774,3	14+785,3

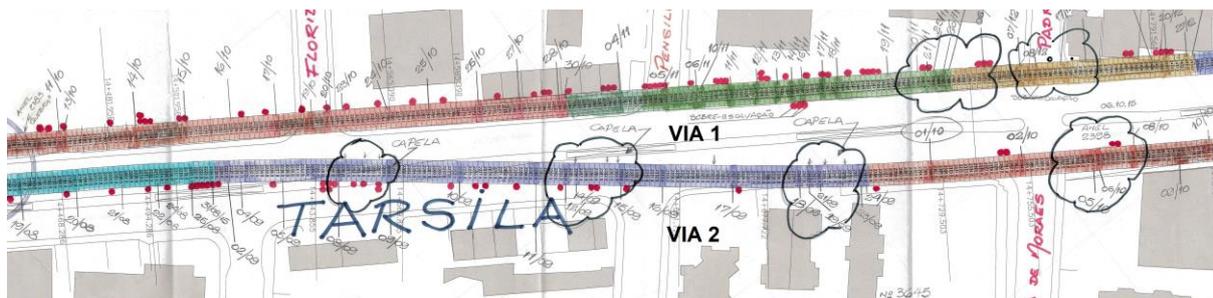


Figura 7.15 – Registro de ocorrência de capelas (Metrô, 2017).

Nenhuma das capelas chegou à superfície, mas geraram grandes recalques superficiais, ocorrências indesejadas em meio tão urbanizado como a cidade de São Paulo.

7.6 TRECHO ROQUE PETRELLA – ESTAÇÃO CAMPO BELO

O trecho Roque Petrella – Estação Campo Belo apresenta doze seções de instrumentação. A nomenclatura de cada seção e seu posicionamento no eixo de escavação são apresentados na Tabela 7.6.

Tabela 7.6 – Seções de instrumentação – RPET-CPB (Geodata, 2015a).

Seção	M97C	M98C	M99A	M100C	M101B	M102A	M103C	M104B	M105A	M106B	M107C	M108C
Progressiva	14+120	14+125	14+130	14+152	14+173	14+195	14+217	14+241	14+263	14+290	14+305	14+310

7.6.1 DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO

Para os deslocamentos superficiais, foram avaliados os marcos superficiais (MS) acima e entre os eixos dos túneis, e, nas seções de tipo A, foram avaliados os MS nas laterais dos túneis. A Figura 7.16 apresenta os deslocamentos verticais ocorridos no eixo da Via 2.

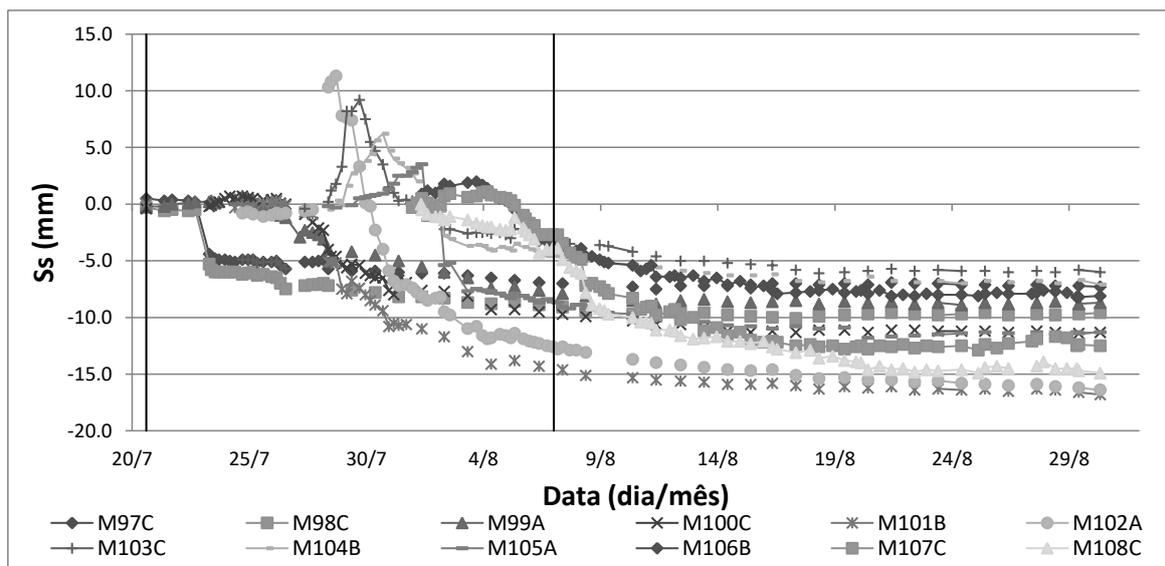


Figura 7.16 – Diagrama tempo-deslocamento dos MS no eixo da Via 2 – RPET-CPB.

As seções M102A à seção M107C apresentaram comportamento de soerguimento do material da superfície com a passagem da tuneladora, com posterior recalque após a instalação dos anéis. As demais seções do trecho não apresentaram o soerguimento, com a ocorrência dos recalques logo com a passagem da face da tuneladora. Estes comportamentos são exemplificados na Figura 7.17 e Figura 7.18.

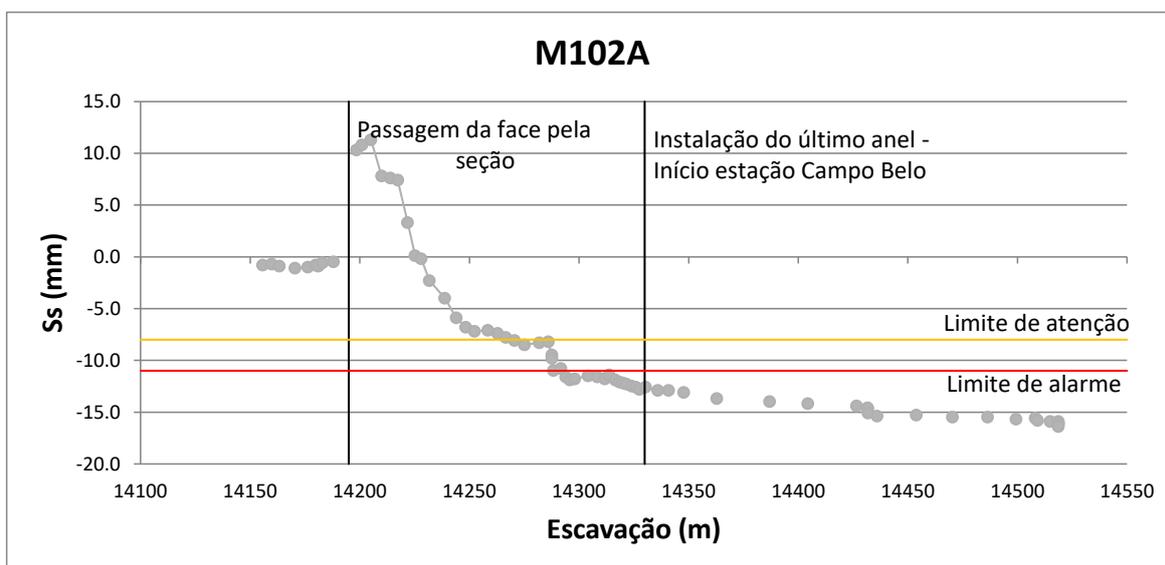


Figura 7.17 – Diagrama distância-deslocamento do MS no eixo da Via 2 – seção M102A – RPET-CPB.

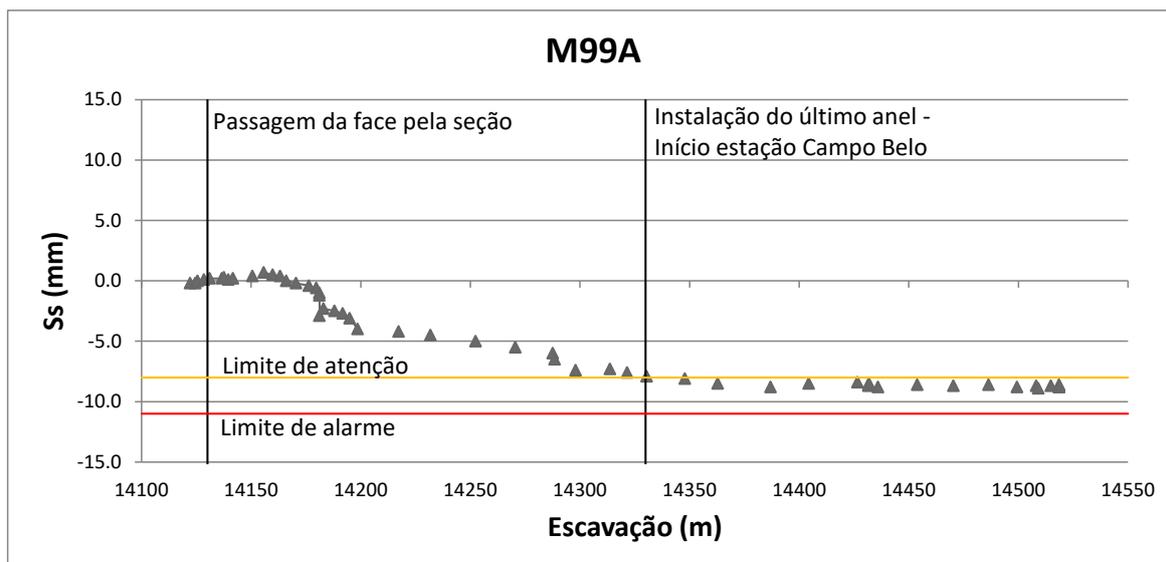


Figura 7.18 – Diagrama distância-deslocamento do MS no eixo da Via 2 – seção M99A – RPET-CPB.

Os marcos mais próximos do eixo da Via 2, entre as vias e na lateral direita da Via 2, apresentaram os mesmos comportamentos. Para os MS mais longe da Via 2, à sua esquerda, referentes aos MS acima da Via 1 e na sua lateral, apresentaram deslocamentos bem menores.

Além disso, observaram-se recalques superficiais maiores que o limite de atenção e alarme em várias seções. É importante ressaltar que os limites foram previstos para a escavação de ambas as vias, desta forma, a passagem de uma única via, como no caso de estudo, deveria causar deslocamentos bem menores que os limites. Desta forma, se mostra a dificuldade de prever o valor dos deslocamentos, especialmente com obras lindeiras ocorrendo simultaneamente. A Tabela 7.7 apresenta os limites para cada seção para os MS no eixo da Via 2 e os deslocamentos máximos ocorridos com a passagem da mesma.

A Figura 7.19 apresenta o diagrama tempo-deslocamento dos tassômetros no eixo da Via 2. Todas as seções apresentaram soerguimento de material com a passagem da tuneladora, com o posterior recalque após a instalação dos anéis. Sendo que este comportamento foi mais acentuado na seção M102A, que apresentou soerguimento de 15 mm, comportamento semelhante ao ocorrido superficialmente.

Na seção M106B, o tassômetro no eixo da Via 2, na Progressiva 14+290, apresentou recalque abrupto no dia 05/08, com acréscimo de 7 mm em relação à última leitura do dia anterior (Figura 7.20), comportamento que não foi observado no eixo da Via 1. Somente este evento se caracteriza como um aumento da taxa de deslocamento em todo o trecho.

Tabela 7.7 – Limites de atenção e alarme e deslocamentos superficiais máximos – RPET-CPB.

Seção	Progressiva	Limite atenção (mm)	Limite alarme (mm)	Ss máximo (mm)
M97C	14+120	-9	-12	-7,3
M98C	14+125	-9	-12	-10,1
M99A	14+130	-8	-11	-8,8
M100C	14+152	-9	-12	-11,4
M101B	14+173	-8	-11	-16,8
M102A	14+195	-8	-11	-16,4
M103C	14+217	-9	-12	-6,1
M104B	14+241	-8	-11	-7,1
M105A	14+263	-8	-11	-11,8
M106B	14+290	-8	-11	-8,2
M107C	14+305	-9	-12	-12,6
M108C	14+310	-9	-12	-14,9

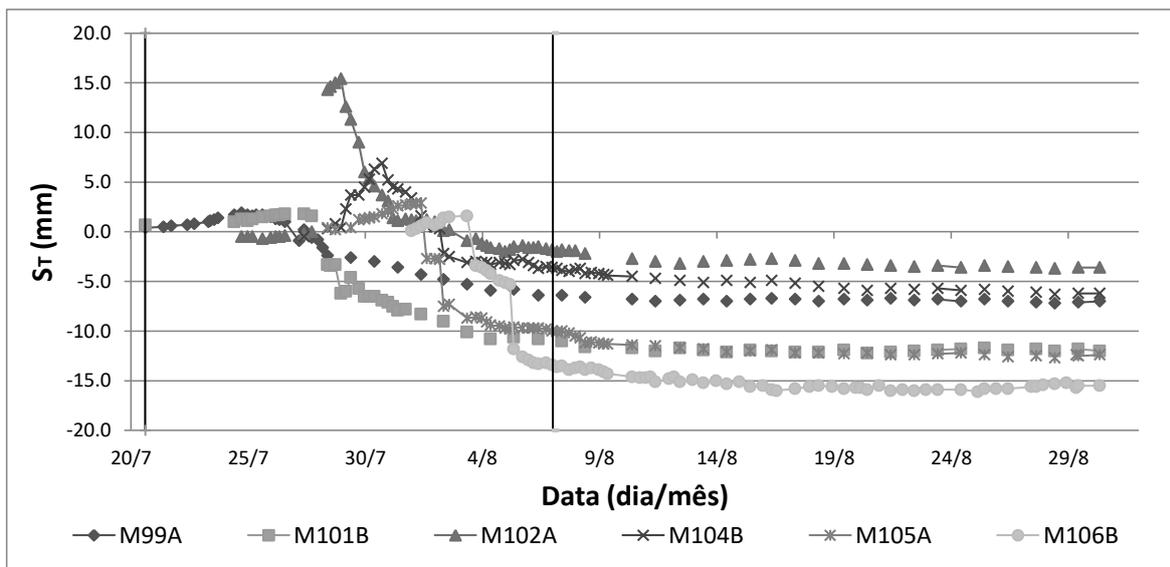


Figura 7.19 – Diagrama tempo-deslocamento dos tassômetros no eixo da Via 2 – RPET-CPB.

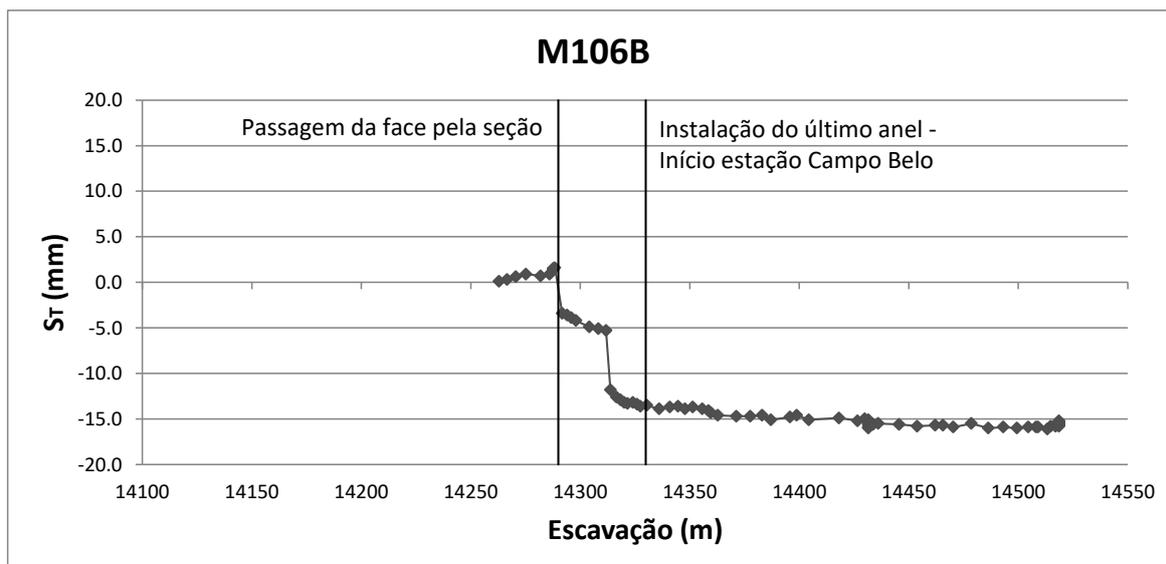


Figura 7.20 – Diagrama tempo-deslocamento do tassômetro da seção M106B no eixo da Via 2 – RPET-CPB.

7.6.2 CURVAS DE DESLOCAMENTO

As curvas de deslocamento do trecho são apresentadas na Figura 7.21. Este gráfico apresenta 108 curvas de deslocamento da escavação do túnel. Pela dificuldade de apresentar a legenda de cada curva, referente à cada tempo avaliado na instrumentação, as curvas foram separadas por períodos para melhor entendimento, apresentadas na Figura 7.22.

Apesar do comportamento de soerguimento e posterior recalque, não se observa grande variação do distanciamento entre curvas consecutivas, o que poderia ser indicador de instabilidade. A variação entre os deslocamentos ocorridos em cada porção do trecho pode ser relacionada aos diferentes materiais encontrados mais superficialmente no maciço.

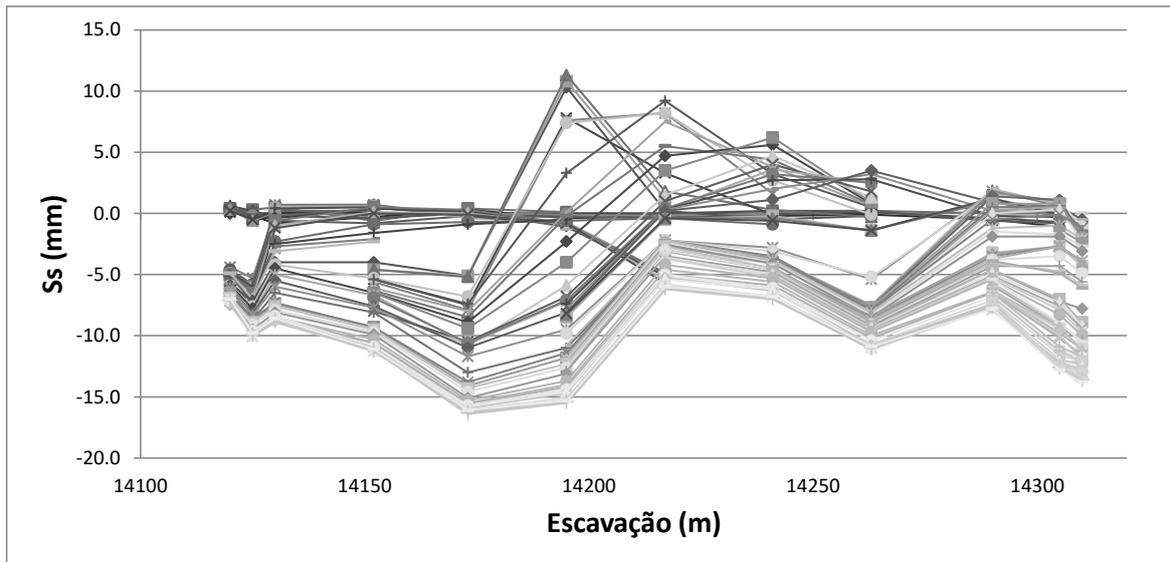


Figura 7.21 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de 20/07/2015 a 18/08/2015.

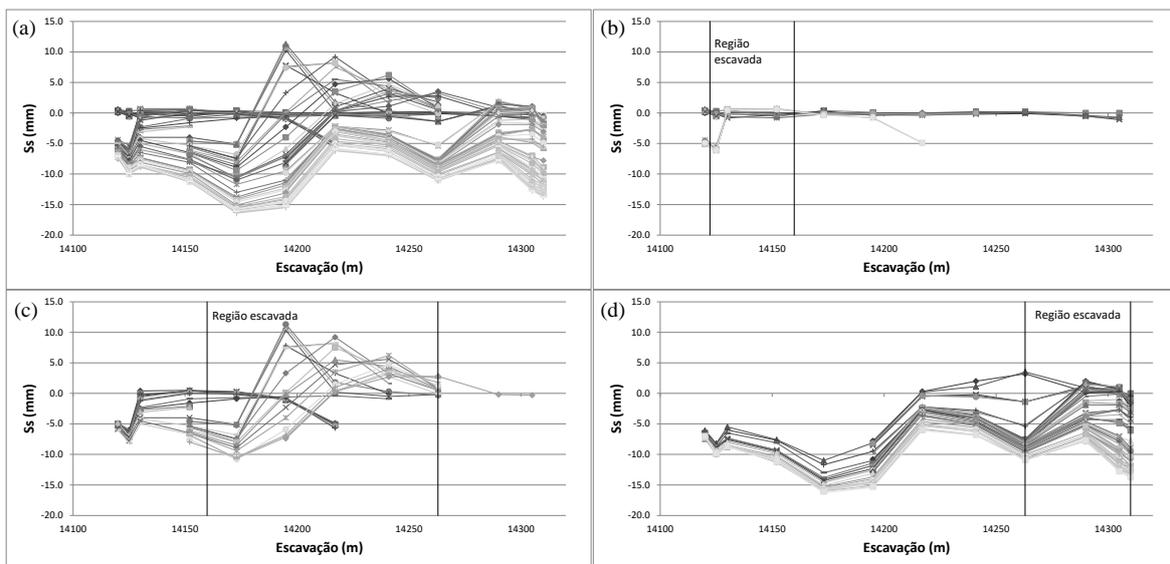


Figura 7.22 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.

As curvas de deslocamento para os outros MS também são apresentados na Figura 7.23 e Figura 7.24. Maiores soerguimentos e menores recalques podem ser observados nos marcos superficiais ao lado do eixo da Via 2.

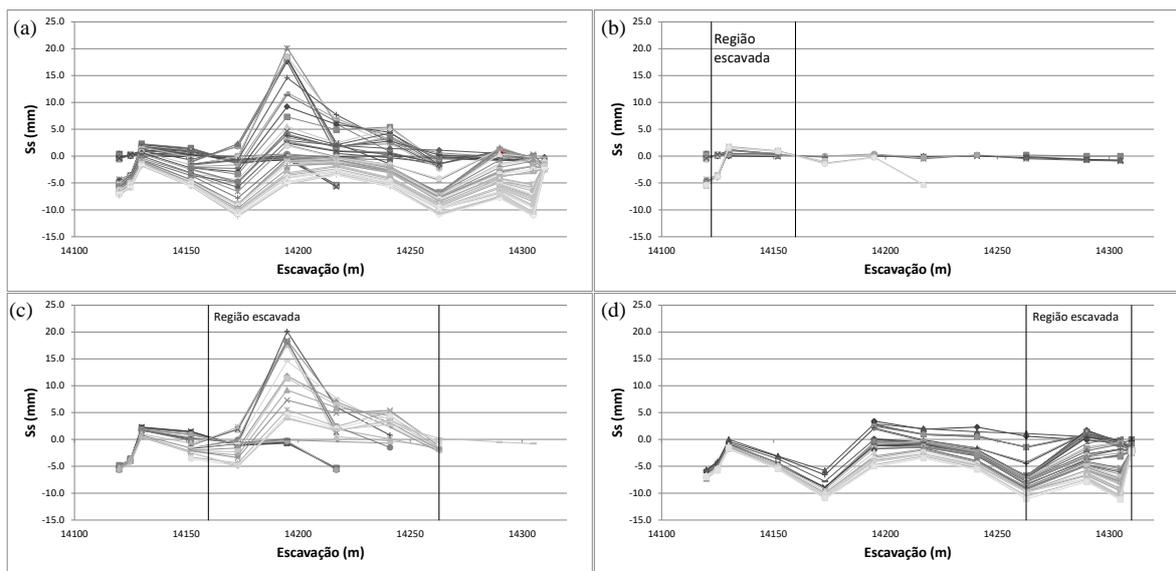


Figura 7.23 – Curvas de deslocamento superficial S_s entre vias do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.

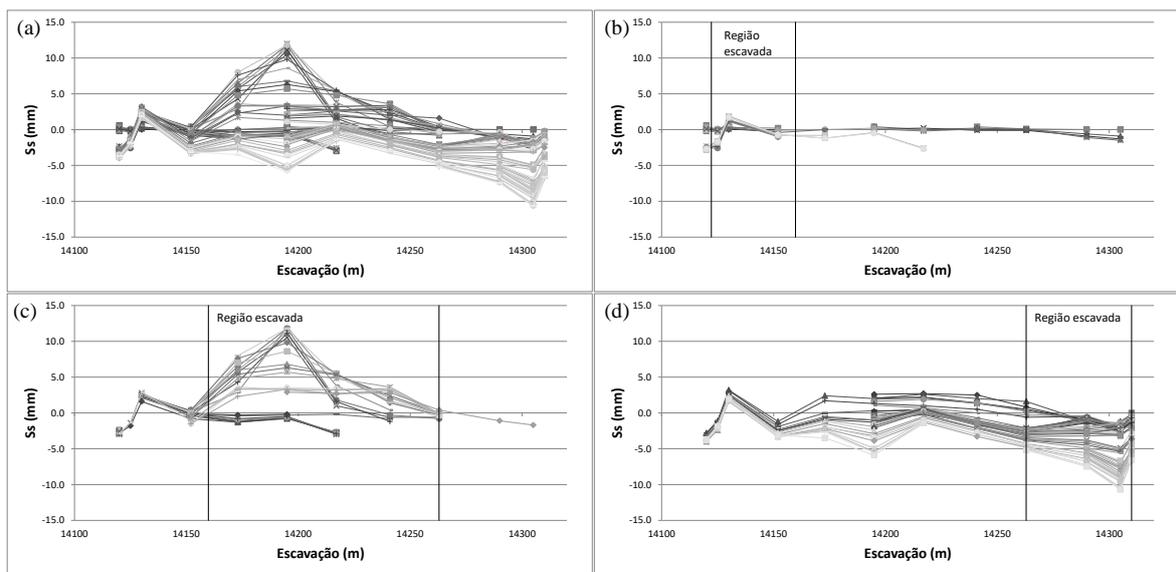


Figura 7.24 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 1 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.

As curvas de deslocamento ocorridos em profundidade são apresentadas na Figura 7.25 e Figura 7.26. Observa-se na Figura 7.25d na posição da seção M106B, na Progressiva 14+290, distanciamento entre curvas de deslocamento, mas sem posterior distanciamento nas curvas seguintes, resultado do acréscimo de recalque abrupto no dia 05/08/2015.

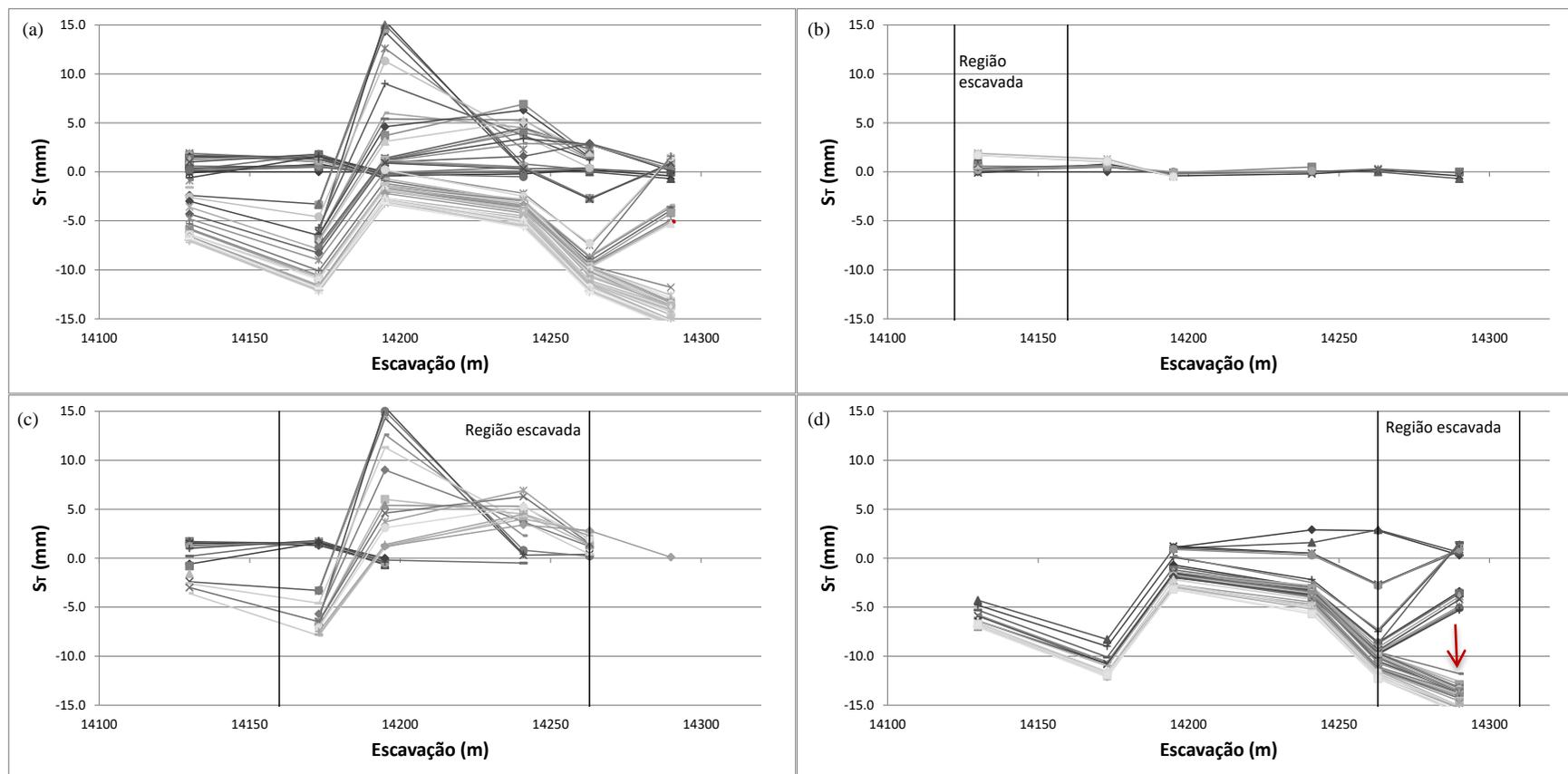


Figura 7.25 – Curvas de deslocamento em profundidade S_r no eixo da Via 2 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.

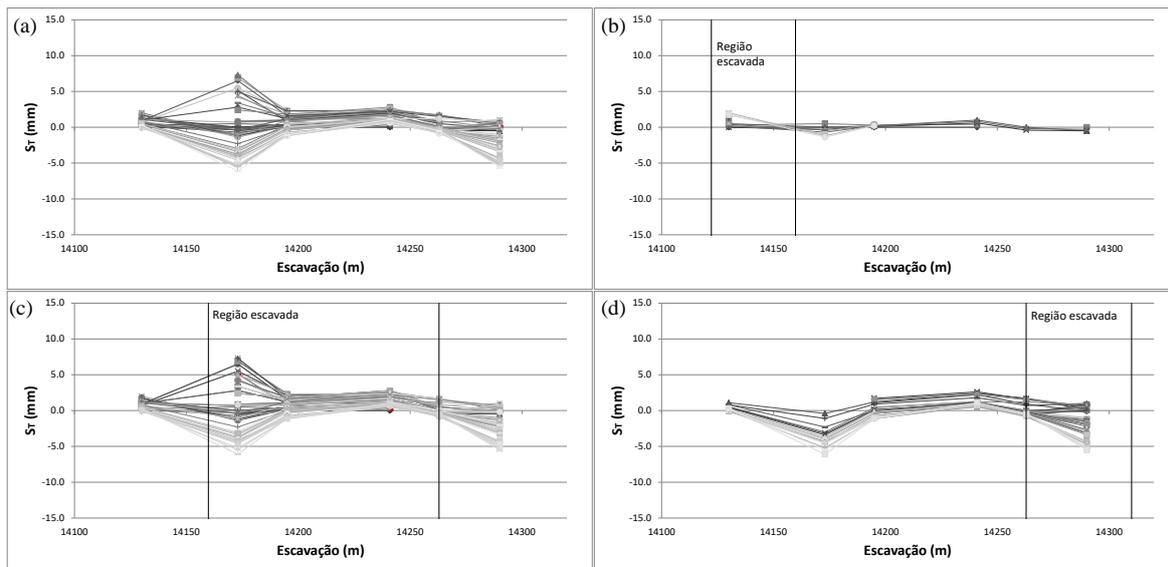


Figura 7.26 – Curvas de deslocamento em profundidade S_T no eixo da Via 1 do trecho RPET-CPB de: (a) 20/07/2015 a 18/08/2015; (b) 20/07/2015 a 24/07/2015; (c) 25/07/2015 a 31/07/2015; (d) 01/08/2015 a 18/08/2015.

7.6.3 LINHAS DE TENDÊNCIA

As linhas de tendência concentram informações dos deslocamentos ocorridos mais próximos da face, no caso de estudo, entre 20 m atrás e 10 m a frente da mesma. Em todas as linhas de tendência se observa deslocamentos pequenos, entre -5 e 10 mm para os deslocamentos da superfície, e entre -7 e 15 mm para os deslocamentos em profundidade. Além disso, o comportamento é em geral horizontal, com alguns picos de deslocamentos ascendentes.

Observa-se na Figura 7.27 e Figura 7.28, que, assim como nas simulações numéricas, as linhas de tendência dos deslocamentos são muito próximas umas das outras. Como comportamento do trecho se observa as linhas de tendência mais a frente da face com deslocamentos mais ascendentes e atrás da face com deslocamentos mais descendentes. Isso como resultado da passagem da tuneladora empurrando o material da face com a pressurização da mesma e posterior subsidência.

Somente na Figura 7.28a, nos deslocamentos profundos ocorridos no eixo da Via 2, observa-se um distanciamento significativo dessas linhas, como pode ser melhor observado pelo detalhe da Figura 7.29. Observa-se diferença entre linhas de tendência de até 8 mm. Este comportamento é bem próximo da seção M106B, que, como já apresentado nas Seções 7.6.1 e 7.6.2, apresentou deslocamento brusco.

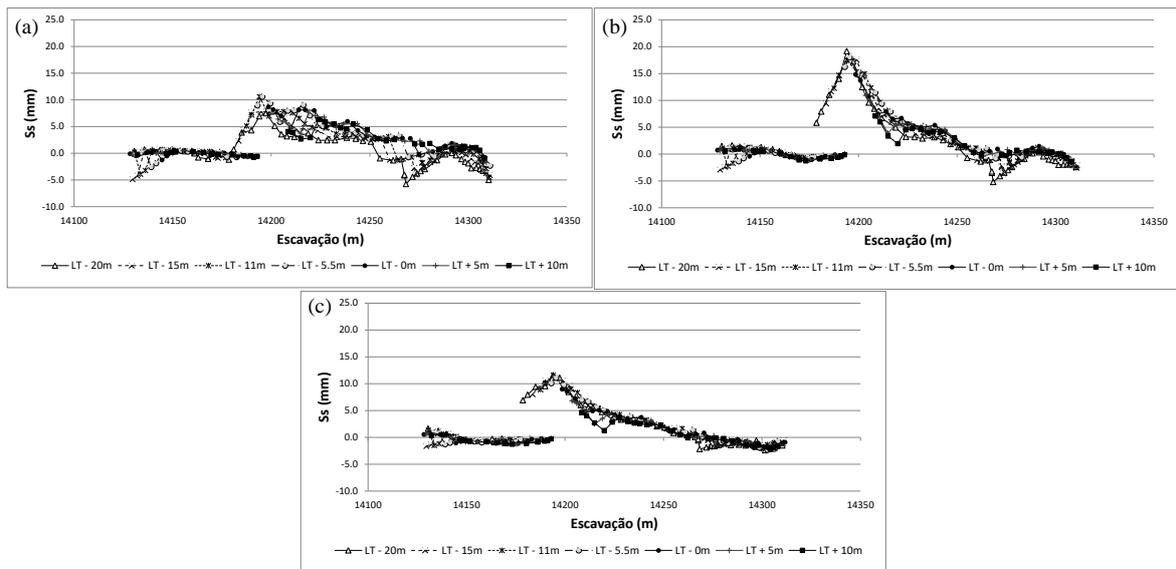


Figura 7.27 – Linhas de tendência dos deslocamentos superficiais S_s : (a) no eixo da Via 2; (b) entre vias; (c) no eixo da Via 1 – RPET-CPB.

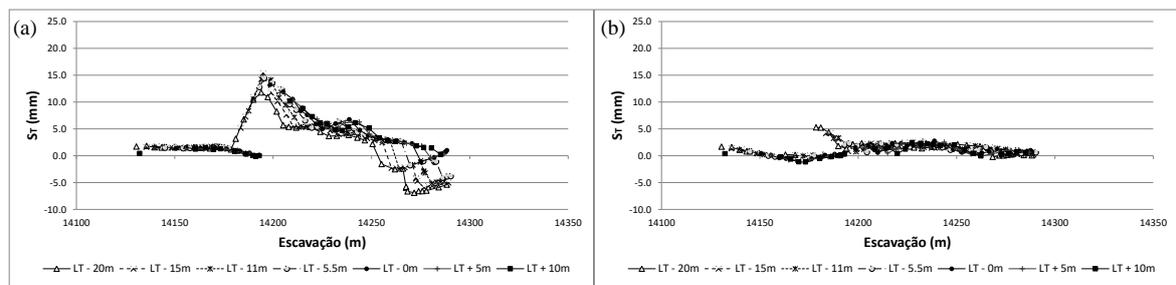


Figura 7.28 – Linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade S_r : (a) no eixo da via 2; (b) no eixo da Via 1 – RPET-CPB.

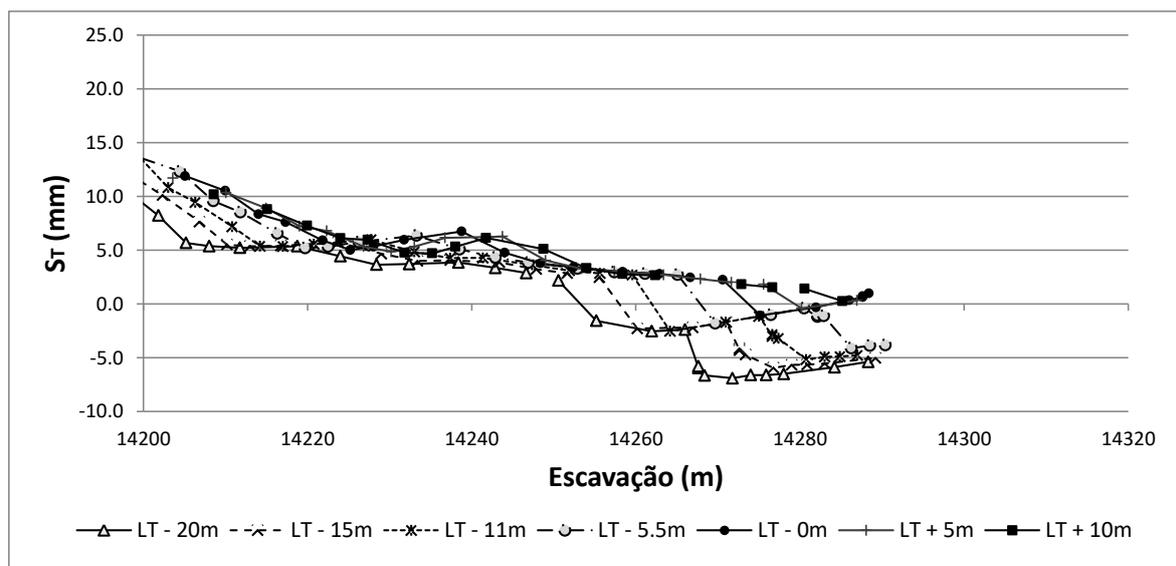


Figura 7.29 – Detalhe das linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade S_r no eixo da Via 2 – RPET-CPB.

7.6.4 INDICADORES LDI E VOLUME NORMALIZADO DA BACIA DE RECALQUE

A Tabela 7.8 e Tabela 7.9 apresentam os valores mínimos de LDI ocorridos em cada trecho.

Tabela 7.8 – LDI superficiais mínimos no eixo na Via 2 – RPET-CPB.

Entre seções	M97C M98C	M98C M99A	M99A M100C	M100C M101B	M101B M102A	M102A M103C
Entre Progressivas	14+120 14+125	14+125 14+130	14+130 14+152	14+152 14+173	14+173 14+195	14+195 14+217
LDI_{min}	-0,62	-0,14	-0,13	-0,26	-0,05	-0,46
Entre seções	M103C M104B	M104B M105A	M105A M106B	M106B M107C	M107C M108C	
Entre Progressivas	14+217 14+241	14+241 14+263	14+263 14+290	14+290 14+305	14+305 14+310	
LDI_{min}	-0,28	-0,25	-0,11	-0,33	-0,62	

Tabela 7.9 – LDI em profundidade mínimos no eixo na Via 2 – RPET-CPB.

Entre seções	M99A M101B	M101B M102A	M102A M104B	M104B M105A	M105A M106B
Entre Progressivas	14+130 14+173	14+173 14+195	14+195 14+241	14+241 14+263	14+263 14+290
LDI_{min}	-0,13	-0,10	-0,33	-0,33	-0,15

A ocorrência de baixos LDI superficiais entre as seções M97C e M98C podem estar relacionada a alguma influência do Túnel Roque Petrella na região da seção M97C, mais próxima a este.

A ocorrência de baixos LDI superficiais entre a seção M102A e M103C pode estar relacionado à transição entre materiais 2Ag1 e 2Ar3 que ocorre por volta da Progressiva 14+200, como apresentado na Figura 7.6. Estes materiais apresentam contraste de rigidez alto, com a razão de 20, como já apresentado na Tabela 7.3. A Figura 7.30 apresenta o desenvolvimento do LDI superficial nesta região demonstrando que valores negativos já eram observados antes da passagem da face, mas que somente ocorrem valores menores que -0,30 muito próximo à transição.

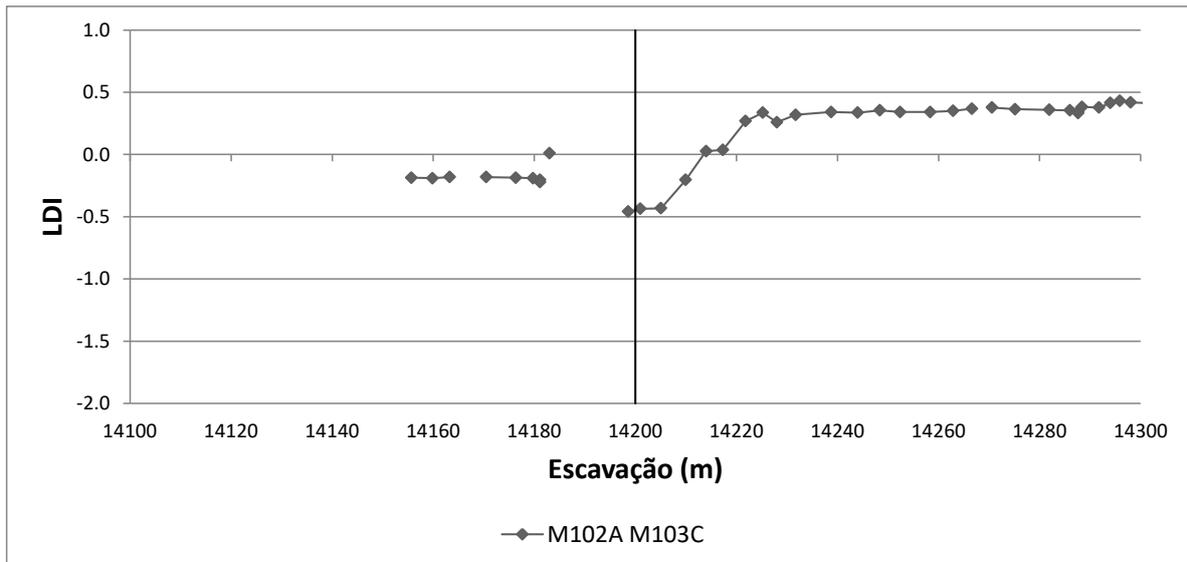


Figura 7.30 – Desenvolvimento do LDI superficial entre as seções M102A e M103C na região de transição entre os materiais 2Ag1 e 2Ar3 – RPET-CPB.

Algumas hipóteses possíveis para a ocorrência de baixos LDI superficiais entre as seções M107C e M108C podem estar relacionadas ao contraste de rigidez entre maciço e paredes dos poços da Estação Campo Belo, ao contraste de rigidez entre os materiais 2Ar1 e 5SR1, este último praticamente aflorando nesta região, ou até mesmo como influência dos rebaixamentos realizados na construção da estação.

A Tabela 7.10 apresenta os volumes normalizados das bacias de recalques máximos para cada seção de instrumentação. A seção M106B foi a única a apresentar valor maior que 3%, A Figura 7.31 apresenta o desenvolvimento da bacia de recalques no tempo para esta seção, que só ultrapassou valor de 3% dias após a passagem da face de escavação pela seção.

Tabela 7.10 – Máximos volumes normalizados das bacias de recalque – RPET-CPB.

Seção	Progressiva	m	Vs(%)	Observações
M97C	14+120	14120	0,44	
M98C	14+125	14125	0,37	
M99A	14+130	14130	0,35	
M100C	14+152	14152	0,52	
M101B	14+173	14173	1,13	
M102A	14+195	14195	1,19	
M103C	14+217	14217	0,47	
M104B	14+241	14241	0,48	
M105A	14+263	14263	0,94	
M106B	14+290	14290	5,47	
M107C	14+305	14305	2,32	
M108C	14+310	14310	0,87	Baixo r ²

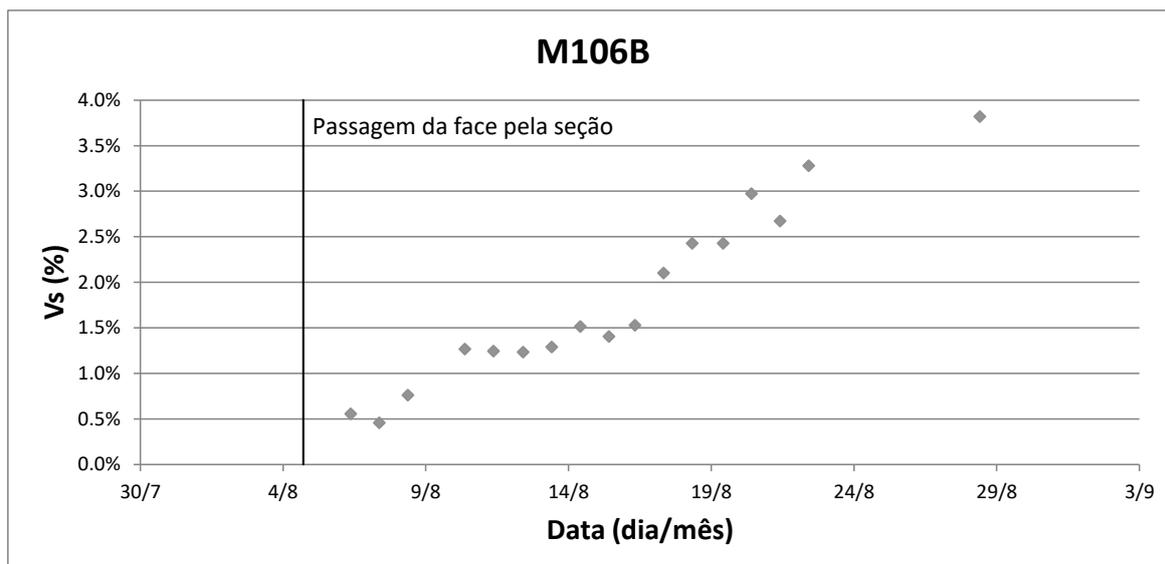


Figura 7.31 – Desenvolvimento do volume normalizado da bacia de recalques com o tempo para a seção M106B – RPET-CPB.

7.6.5 DEFORMAÇÕES

As deformações máximas ocorridas com a passagem da Via 2 no eixo de ambas vias são apresentadas na Tabela 7.11, conforme apresentado na Seção 3.3.5.2.

Tabela 7.11 – Deformações máximas ocorridas no eixo da Via 2 e 1 – RPET-CPB.

Seção	Progressiva	Eixo Via 2		Eixo Via 1	
		ϵ_{max} compressão	ϵ_{max} tração	ϵ_{max} compressão	ϵ_{max} tração
M99A	14+130	0,017%	0,000%	0,001%	-0,016%
M101B	14+173	0,033%	0,000%	0,010%	-0,020%
M102A	14+195	0,087%	-0,001%	0,043%	-0,074%
M104B	14+241	0,011%	-0,001%	0,027%	-0,012%
M105A	14+263	0,006%	-0,015%	0,038%	-0,002%
M106B	14+290	0,003%	-0,078%	0,017%	0,000%

No eixo da Via 2, o único ponto que apresentou deformação maior que a crítica foi da seção M106B, isto ocorreu no dia 5 de agosto, como resultado do deslocamento abrupto ocorrido nesse dia, como já discutido e apresentado na Figura 7.20. Esta deformação apresentou diminuição após a estabilização dos deslocamentos profundos e ocorrência de deslocamentos superficiais, como pode ser verificado na Figura 7.32. Este mesmo comportamento ocorre na seção de instrumentação M102A no eixo da Via 1, com estabilização das deformações em valores positivos, referentes à compressão, após a acomodação do material mais superficial.

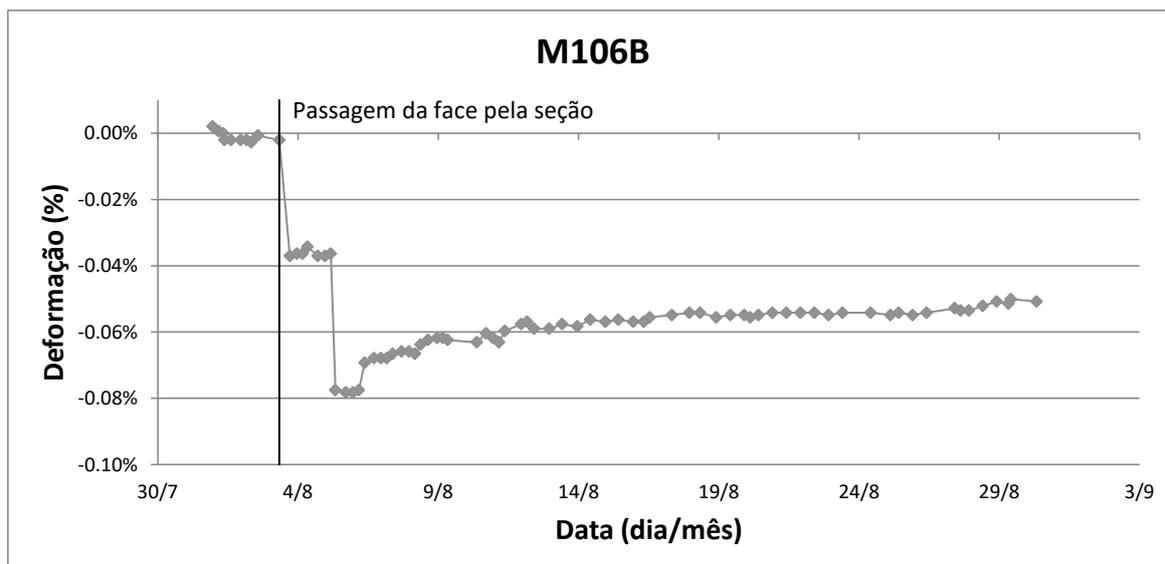


Figura 7.32 – Deformações ocorridas na seção M106B no eixo da Via 2 – RPET-CPB.

No eixo da Via 1, observa-se deformação de tração -0,074% no eixo da Via 1 na seção M102A. Este comportamento é referente ao soerguimento superficial ocorrido com a passagem da face de escavação. Esta deformação cai para valores normais depois da passagem da tuneladora e posterior recalque superficial que ocorre na seção.

Quanto às deformações de compressão, são referentes aos recalques superficiais que foram, em algumas seções, maiores que os recalques profundos, isto resultado dos grandes deslocamentos superficiais relacionados aos depósitos aluvionares da região.

7.6.6 COMENTÁRIOS DO TRECHO

A escavação do trecho Roque Petrella-Campo Belo apresentou comportamento estável, com a observação de curvas de deslocamento sem afastamentos consideráveis, linhas de tendência aproximadamente horizontais e com baixos valores de recalque e indicadores LDI, Vs e de deformação dentro do esperado. Entretanto, a seção M106B pode ser caracterizada como uma ruptura ou estado próximo a ruptura pelos seguintes indicadores:

- Curvas de deslocamento com afastamento abrupto no dia 5 de agosto de 2015.
- Valor da bacia de recalque de 5,47% acima do estipulado por Negro *et al.* (2009) e acima dos valores estipulados como boa prática de escavação pela Federal Highway Administration (2009);
- Deformações de tração de 0,078%, acima da deformação crítica de 0,07% do material; diminuindo após o recalque dos materiais mais superficiais que ocorreram posteriormente.

Quanto à possibilidade de previsão desse comportamento, a avaliação do padrão de deslocamento anormal pelo tassômetro no eixo da Via 2 na seção M106B já indicava a possibilidade de grandes recalques superficiais que só ocorreram ao longo do tempo, passando o valor de bacia de recalque de 2% somente no dia 17 agosto.

7.7 TRECHO ESTAÇÃO CAMPO BELO – VSE JESUÍNO MACIEL

O trecho Estação Campo Belo –VSE Jesuíno Maciel apresenta 29 seções de instrumentação. A nomenclatura de cada seção e seu posicionamento no eixo são apresentados na Tabela 7.12. As seções apresentadas em vermelho são as mais próximas das ocorrências de capelas apresentadas na Seção 7.5.

Tabela 7.12 – Seções de instrumentação – CPB-VSE JM (Geodata, 2015b; 2015c).

Seção	M94A	M95B	M96A	M97C	M98A	M99B	M100B	M101B	M102A	M103B
Progressiva	14+465	14+474	14+491	14+511	14+531	14+551	14+571	14+591	14+611	14+631
Seção	M104B	M105B	M106C	M107B	M108A	M109B	M110C	M111B	M112A	M113B
Progressiva	14+651	14+671	14+691	14+711	14+731	14+751	14+771	14+791	14+811	14+831
Seção	M114C	M115B	M116A	M117B	M118A	M119B	M120A	M121C	M122A	
Progressiva	14+851	14+871	14+891	14+911	14+930	14+949	14+969	14+989	15+010	

7.7.1 DIAGRAMAS TEMPO-DESLOCAMENTO E DISTÂNCIA-DESLOCAMENTO

O diagrama tempo-deslocamento dos MS no eixo da Via 2 são apresentados na Figura 7.33. Como discutido anteriormente, antes da finalização da Via 2 do trecho, há o início da escavação da Via 1, gerando novos recalques, como pode ser observado na Figura 7.33 indicado em vermelho. Desta forma, cada seção foi avaliada com a preocupação de não considerar os deslocamentos ocorridos pela escavação da Via 1.

As seções M96A à seção M98A, M110C à M111B e M114C à M118A apresentaram comportamento de soerguimento do material da superfície com a passagem da tuneladora, com posterior recalque após a instalação dos anéis. As demais seções do trecho não apresentaram o soerguimento, com a ocorrência dos recalques logo com a passagem da face da tuneladora.

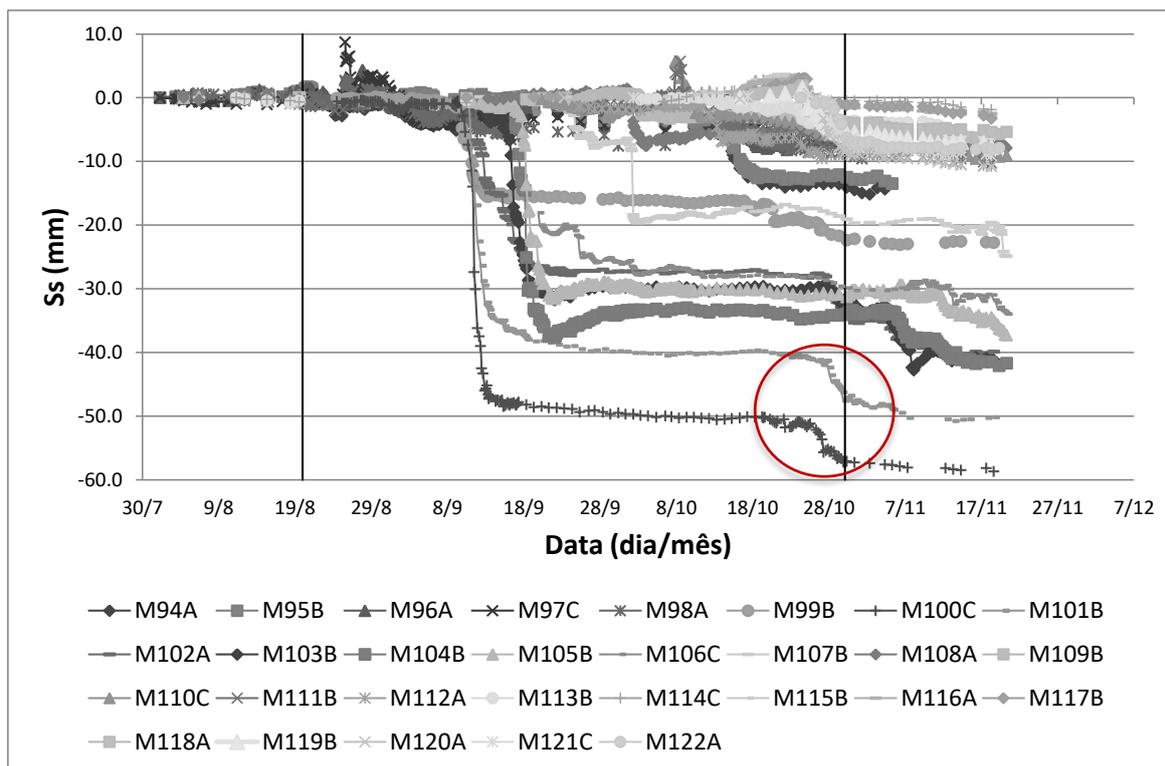


Figura 7.33 – Diagrama tempo-deslocamento dos marcos superficiais no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM.

A Figura 7.34 apresenta individualmente os deslocamentos ocorridos nas seções mais próximas das ocorrências de Capelas 1 a 3, onde ocorreram os maiores deslocamentos superficiais no eixo da Via 2. Observa-se que não há aumento da taxa de deslocamentos bem definido, e que estes grandes recalques só ocorrem após a passagem da face de escavação.

As leituras dos tassômetros do trecho apresentaram comportamento semelhante ao dos marcos superficiais. Somente na seção M107A ocorreu um acréscimo da taxa de deslocamento após a ocorrência da Capela 3 (Figura 7.35).

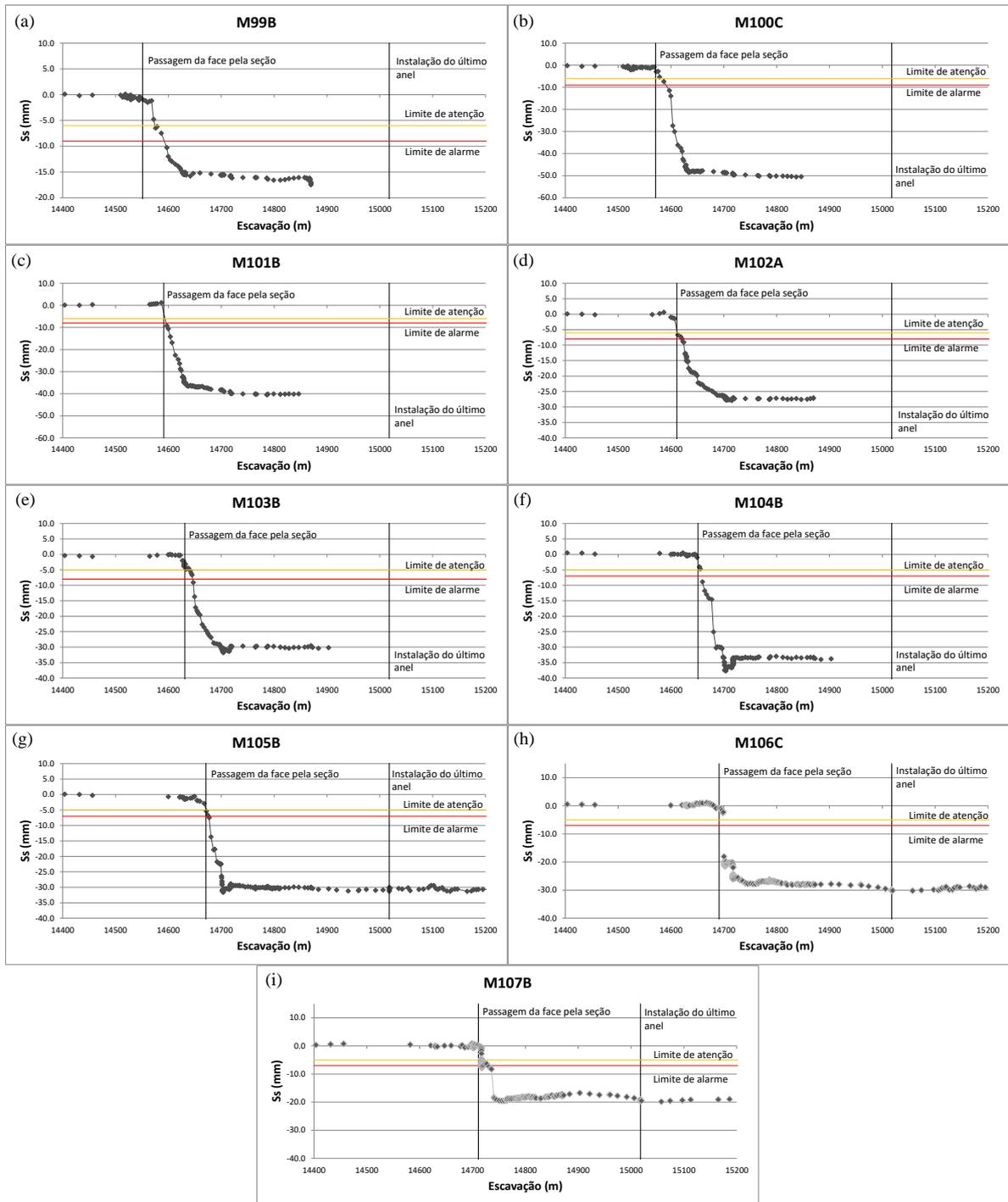


Figura 7.34 – Diagramas distância-deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 da seção: (a) M99B; (b) M100C; (c) M101B; (d) M102A; (e) M103B; (f) M104B; (g) M105B; (h) M106C; (i) M107B – CPB-VSE JM.

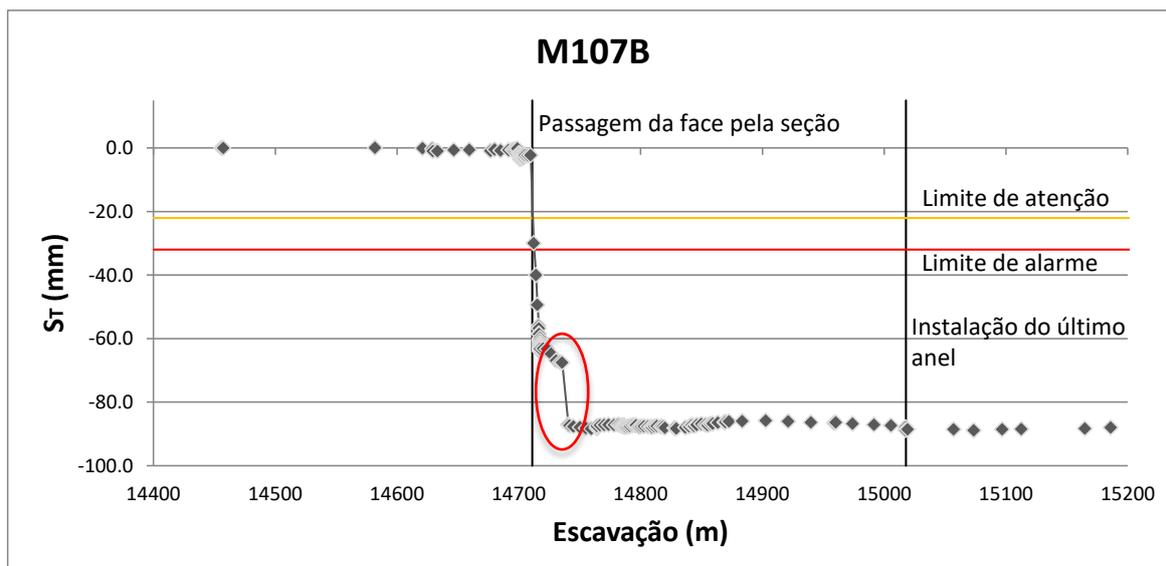


Figura 7.35 – Diagrama distância-deslocamento em profundidade S_T no eixo da Via 2 da seção M107B – CPB-VSE JM.

Assim como o trecho anterior, muitas seções apresentaram deslocamentos superficiais acima dos limites estipulados em projeto. Além disso, também se observou deslocamentos acima dos limites em profundidade.

7.7.2 CURVAS DE DESLOCAMENTO

Como já discutido na Seção 7.6.2, pelo número de curvas de deslocamentos, as mesmas são apresentadas por períodos, que são delimitados pelas ocorrências das capelas (Figura 7.36 a Figura 7.40). Observa-se que no eixo da Via 2 não é possível pelas curvas de deslocamento observar afastamento das linhas antes da ocorrência das capelas. Mesmos comportamentos são observados para as curvas de deslocamentos superficiais entre vias, no eixo da Via 1 e nas laterais das vias.

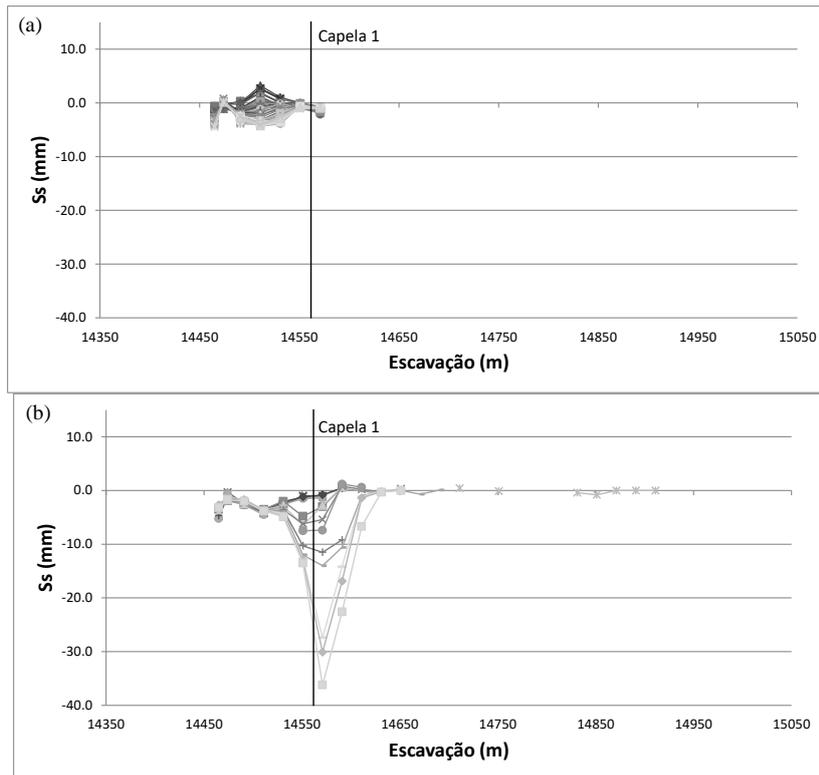


Figura 7.36 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1 (19/08/2015 a 07/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 1 (08/09/2015 a 12/09/2015).

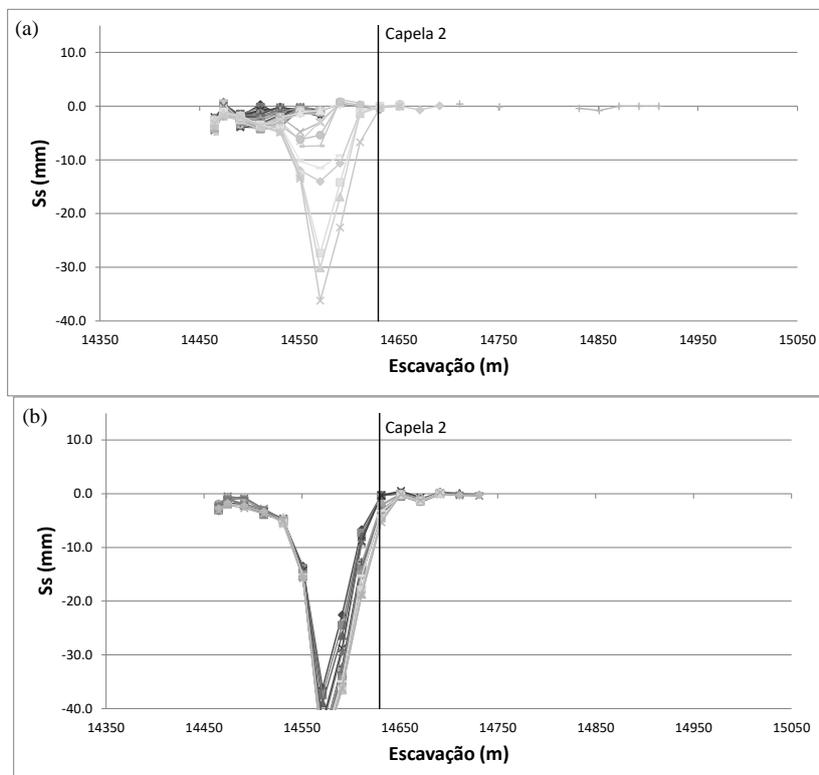


Figura 7.37 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 2 (08/09/2015 a 11/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 2 (12/09/2015 a 15/09/2015).

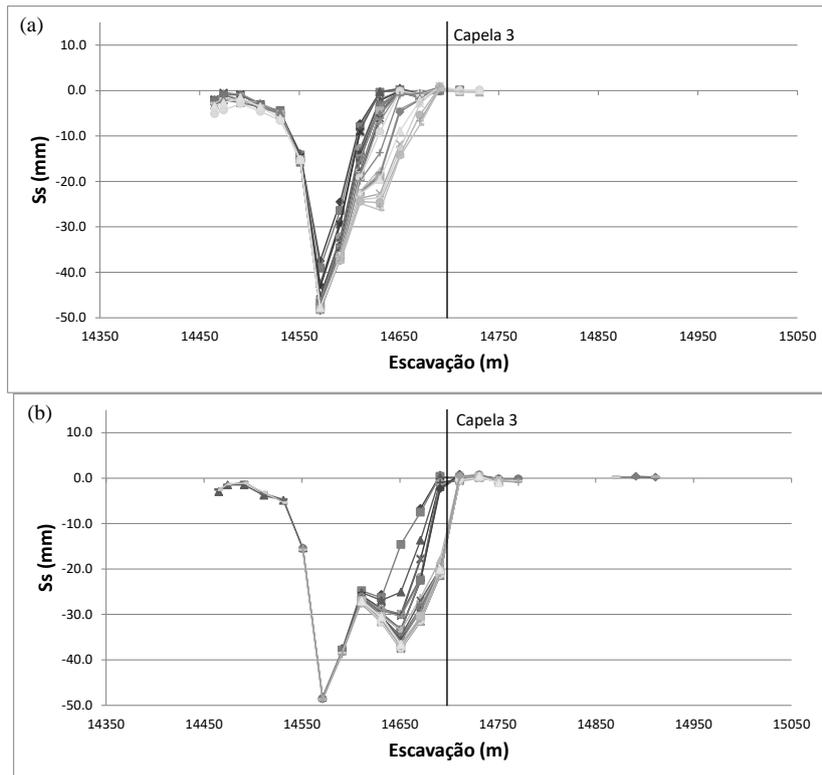


Figura 7.38 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 3 (12/09/2015 a 17/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 3 (18/09/2015 a 22/09/2015).

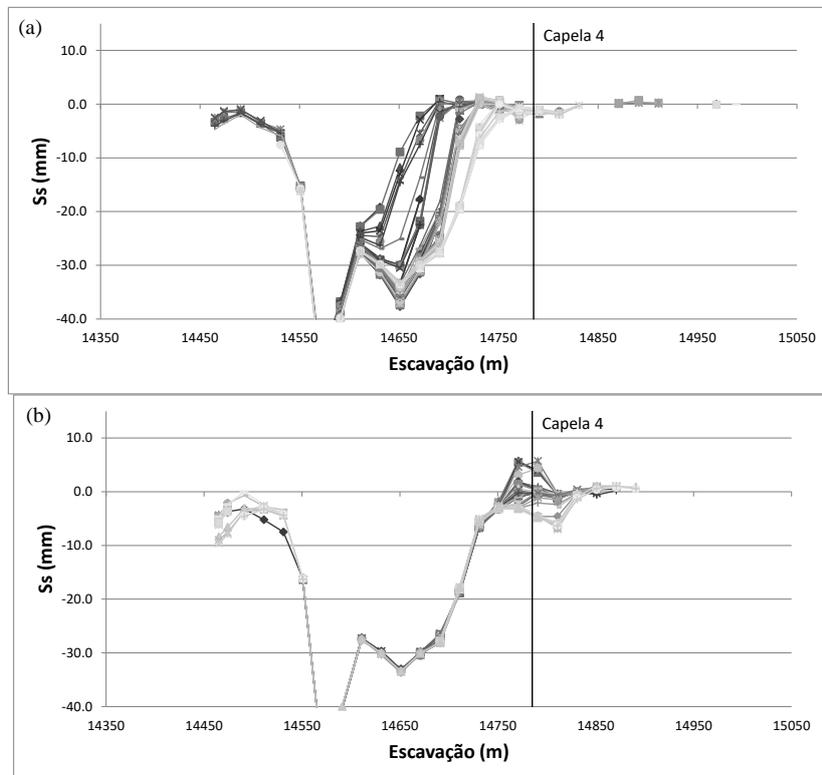


Figura 7.39 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 4 (17/09/2015 a 04/10/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 4 (05/10/2015 a 10/10/2015).

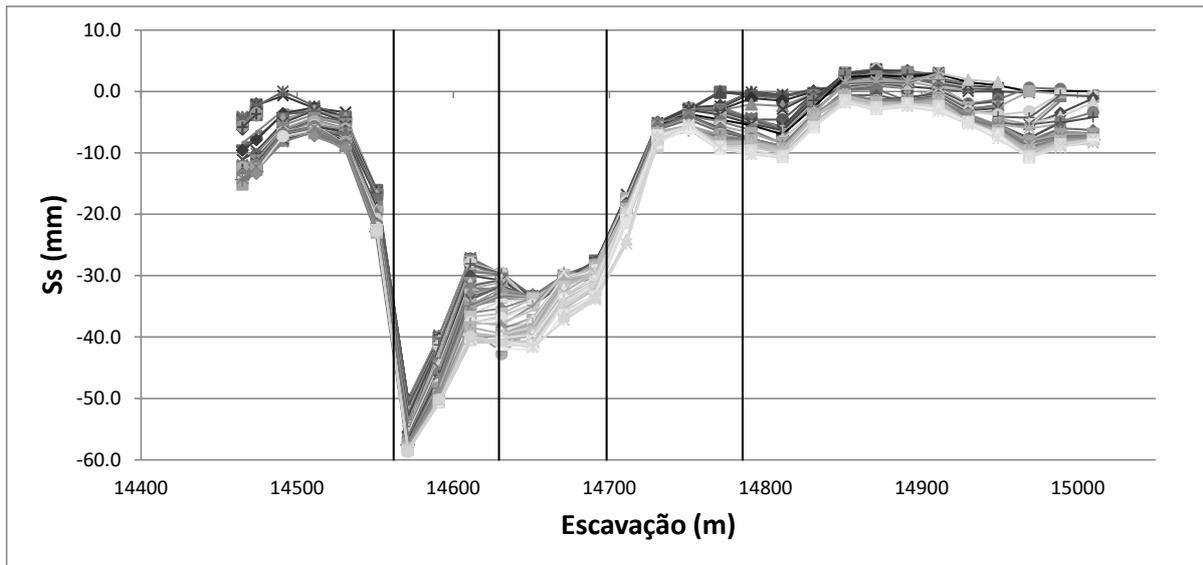


Figura 7.40 – Curvas de deslocamento superficial S_s no eixo da Via 2 após a escavação da zona de influência das Capelas 1 a 4 do trecho CPB-VSE JM (10/10/2015 a 20/11/2015).

A Figura 7.41 a Figura 7.45 apresentam as curvas de deslocamento em profundidade no eixo da Via 2. Comportamento semelhante é observado aos deslocamentos superficiais, não sendo observado afastamento entre linhas antes da ocorrência das capelas.

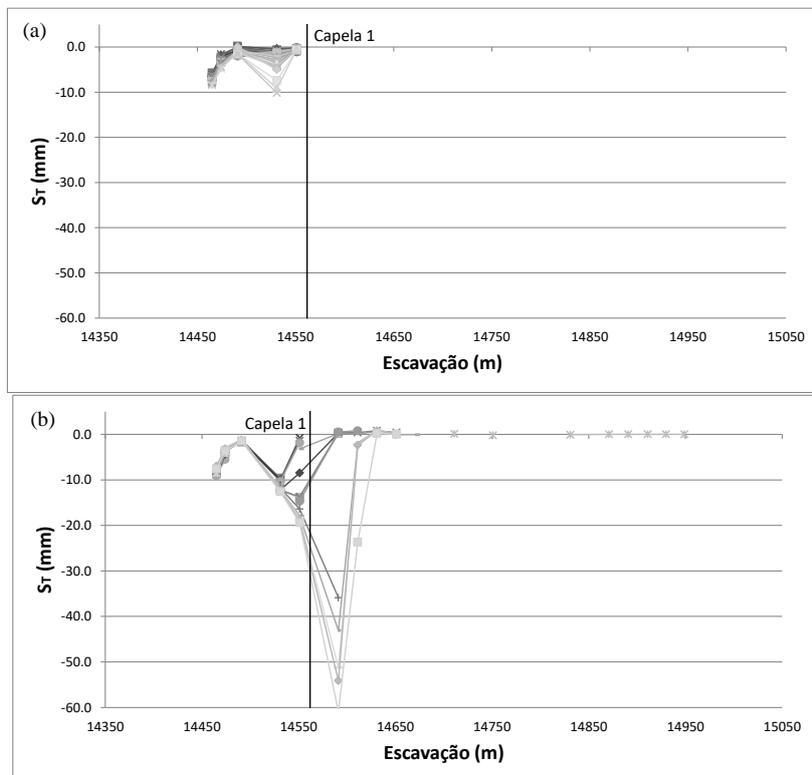


Figura 7.41 – Curvas de deslocamento em profundidade S_r no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1 (19/08/2015 a 07/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 1 (08/09/2015 a 12/09/2015).

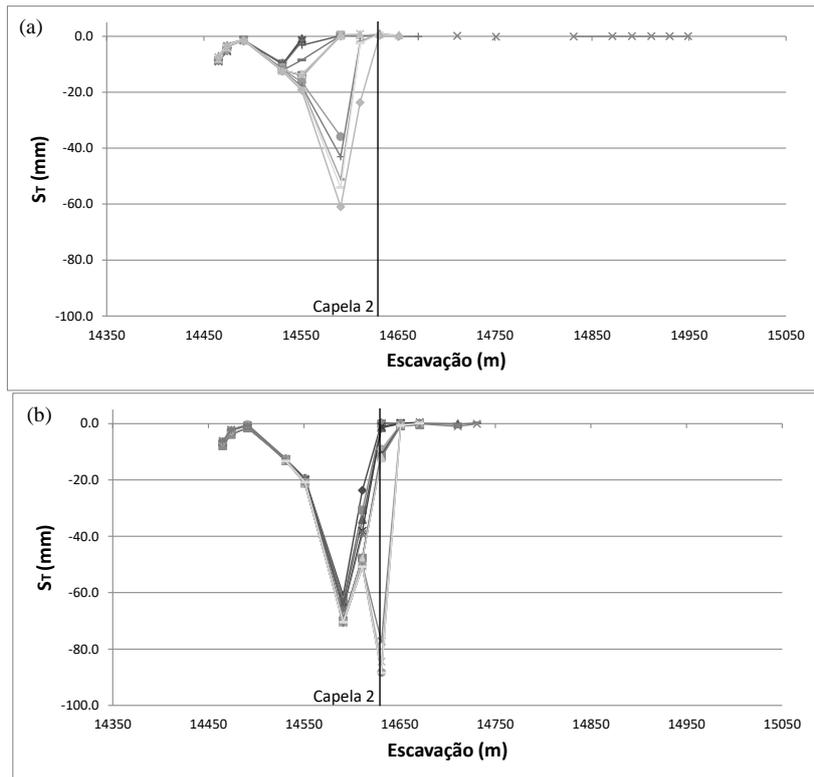


Figura 7.42 – Curvas de deslocamento em profundidade S_r no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 2 (08/09/2015 a 11/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 2 (12/09/2015 a 15/09/2015).

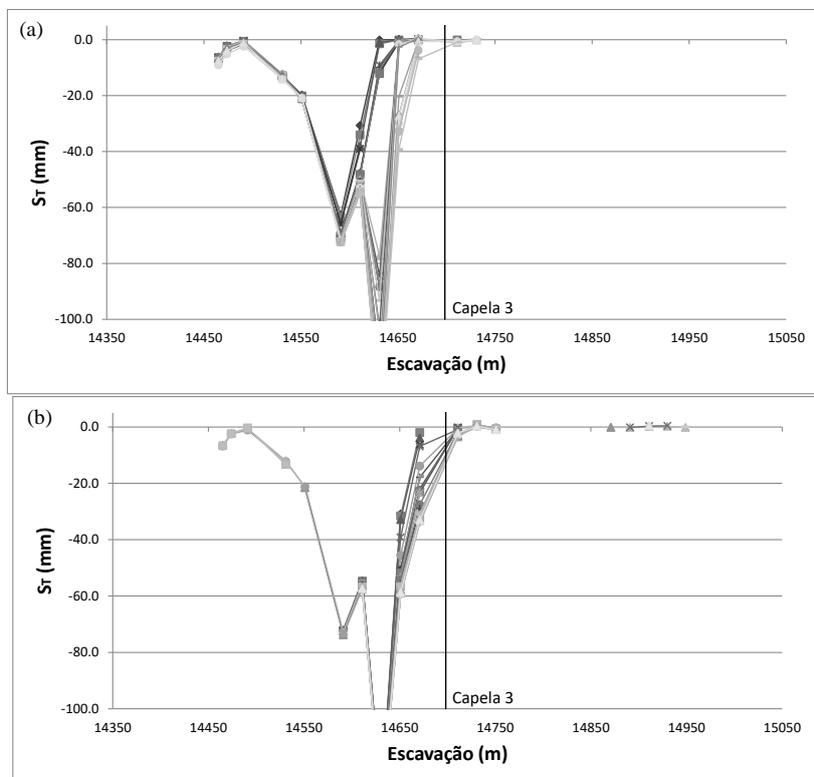


Figura 7.43 – Curvas de deslocamento em profundidade S_r no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 3 (12/09/2015 a 17/09/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 3 (18/09/2015 a 22/09/2015).

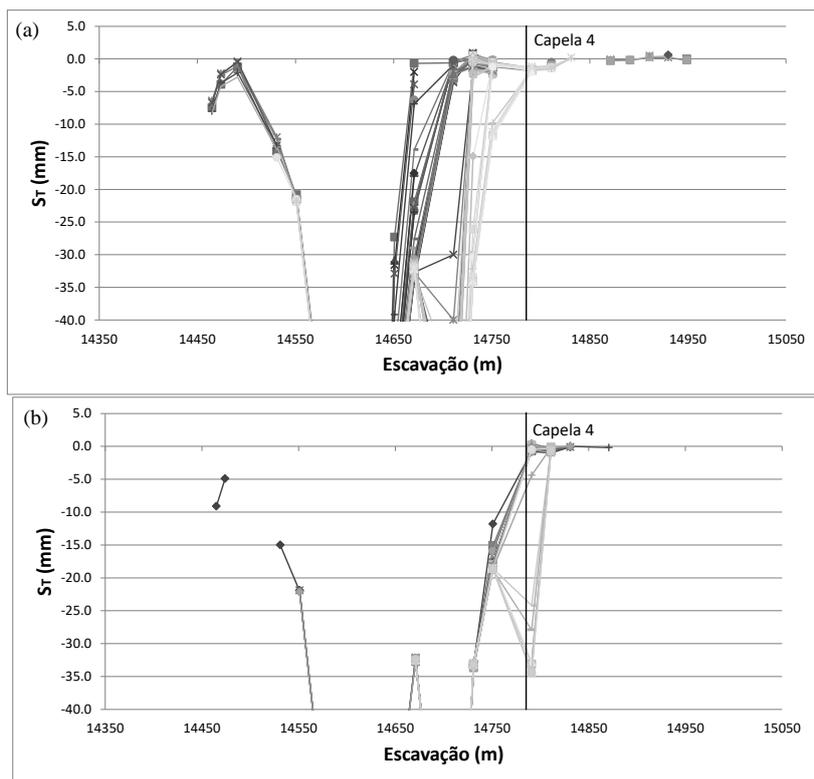


Figura 7.44 – Curvas de deslocamento em profundidade S_T no eixo da Via 2 do trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 4 (17/09/2015 a 04/10/2015);(b) depois da ocorrência da Capela 4 (05/10/2015 a 10/10/2015).

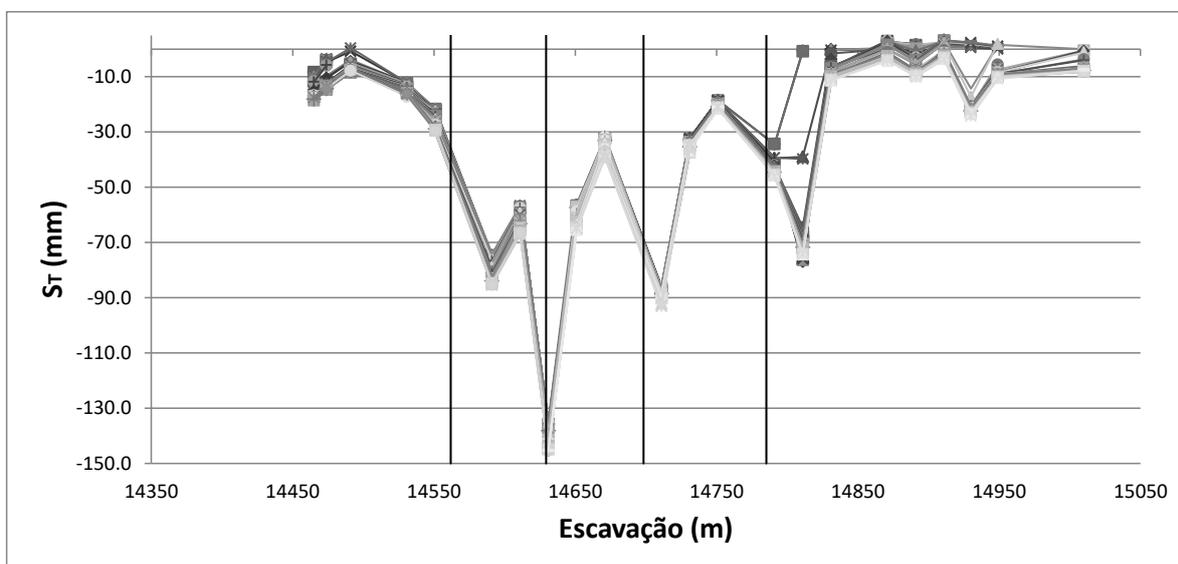


Figura 7.45 – Curvas de deslocamento em profundidade S_T no eixo da Via 2 após a escavação da zona de influência das Capelas 1 a 4 do trecho CPB-VSE JM (10/10/2015 a 20/11/2015).

7.7.3 LINHAS DE TENDÊNCIA

Na Figura 7.46 e Figura 7.47 são apresentadas as linhas de tendência dos deslocamentos superficiais no eixo da Via 2 e Via 1, respectivamente, em suas parciais para avaliação das mesmas antes da ocorrência das capelas.

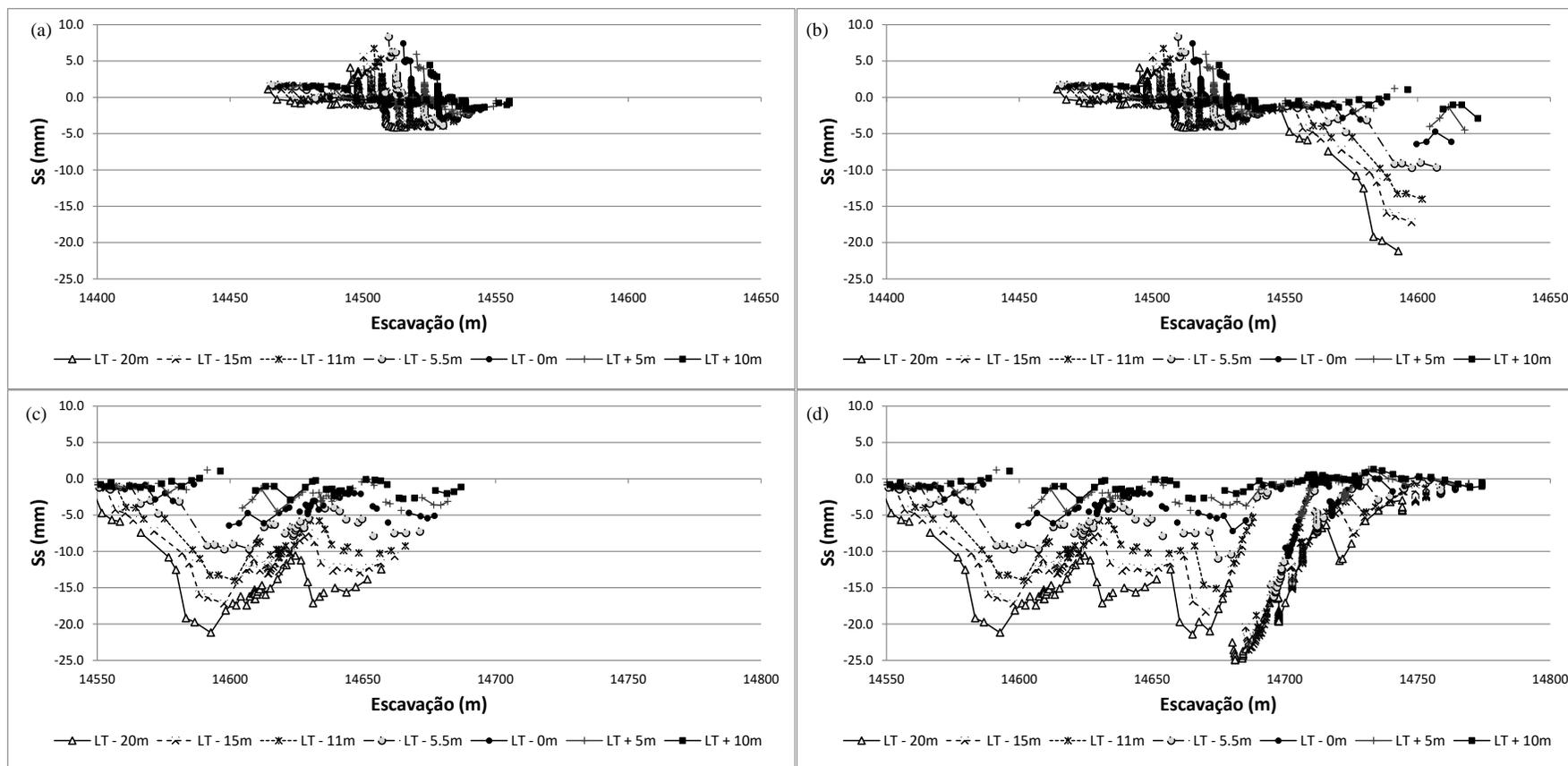


Figura 7.46 – Linhas de tendência dos deslocamentos superficiais Ss no eixo da Via 2 no trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1; (b) antes da ocorrência da Capela 2; (c) antes da ocorrência da Capela 3 (d) antes da ocorrência da Capela 4.

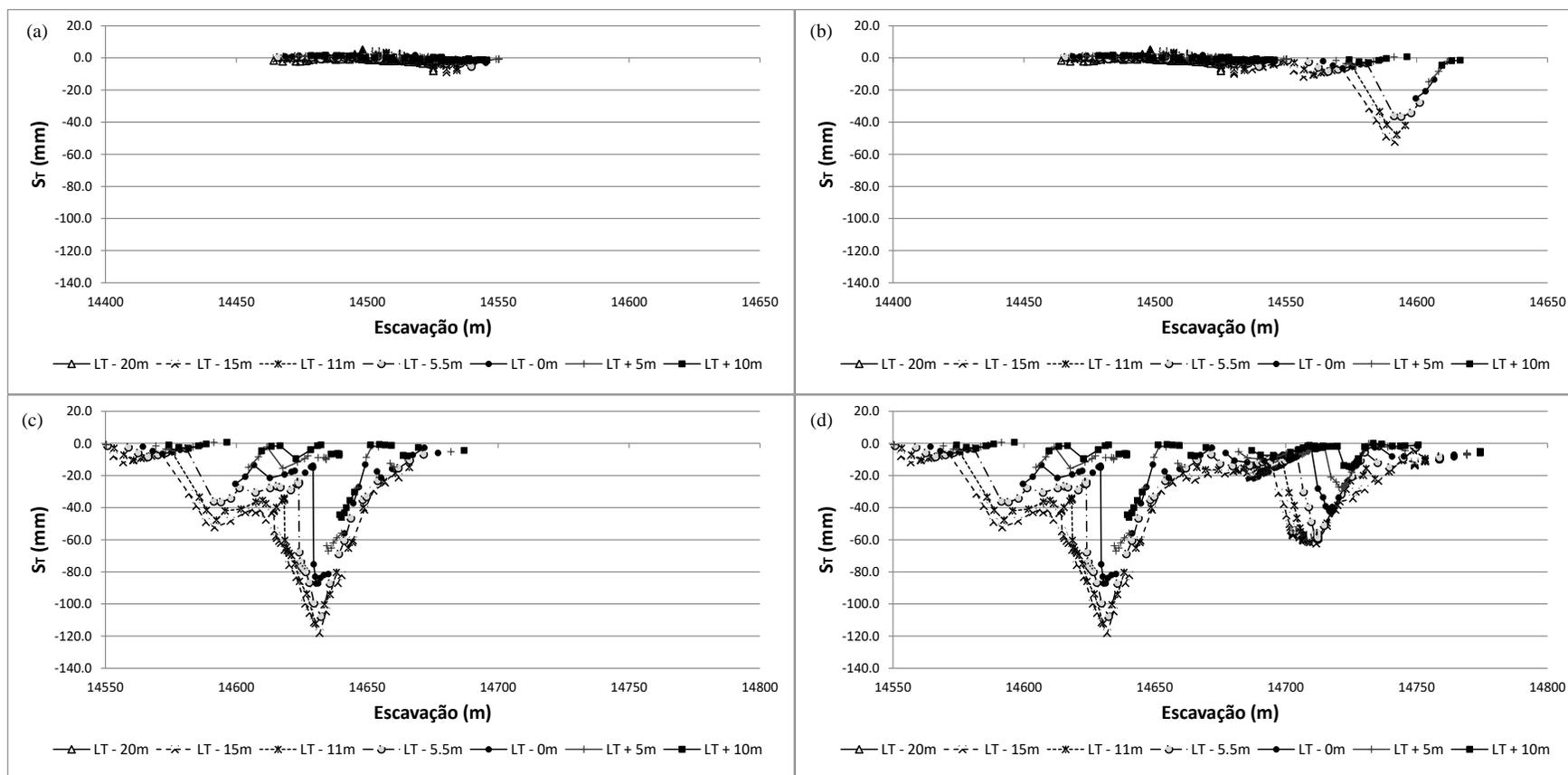


Figura 7.47 – Linhas de tendência dos deslocamentos em profundidade S_r no eixo da Via 2 no trecho CPB-VSE JM: (a) antes da ocorrência da Capela 1; (b) antes da ocorrência da Capela 2; (c) antes da ocorrência da Capela 3 (d) antes da ocorrência da Capela 4.

Na Figura 7.46b há uma tendência de maiores deslocamentos, o que poderia indicar a aproximação de um possível colapso, entretanto, estes deslocamentos podem também estar relacionados à influência da Capela 1, que está a apenas 68 m de distância da Capela 2. Também pode-se observar, que, assim como discutido na Seção 7.6.3, as linhas de tendência tendem a se afastar na região de ocorrência de capelas.

7.7.4 INDICADOR LDI E VOLUME NORMALIZADO DA BACIA DE RECALQUE

Tabela 7.13A Tabela 7.13 e Tabela 7.14 apresentam os valores mínimos de LDI ocorridos em cada trecho.

Tabela 7.13 – LDI superficiais mínimos no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM

Entre seções	M94A	M95B	M96A	M97C	M98A	M99B	M100B	M101B	M102A	M103B
	M95B	M96A	M97C	M98A	M99B	M100B	M101B	M102A	M103B	M104B
Entre	14+465	14+474	14+491	14+511	14+531	14+551	14+571	14+591	14+611	14+631
Progressivas	14+474	14+491	14+511	14+531	14+551	14+571	14+591	14+611	14+631	14+651
LDI_{min}	-0,10	-0,26	-0,13	-0,30	-0,70	-1,80	-0,01	-0,03	-0,22	-0,34
Entre seções	M104B	M105B	M106C	M107B	M108A	M109B	M110C	M111B	M112A	M113B
	M105B	M106C	M107B	M108A	M109B	M110C	M111B	M112A	M113B	M114C
Entre	14+651	14+671	14+691	14+711	14+731	14+751	14+771	14+791	14+811	14+831
Progressivas	14+671	14+691	14+711	14+731	14+751	14+771	14+791	14+811	14+831	14+851
LDI_{min}	-0,06	-0,03	-0,04	-0,02	-0,08	-0,19	-0,11	-0,31	0,00	-0,02
Entre seções	M114C	M115B	M116A	M117B	M118A	M119B	M120A	M121C		
	M115B	M116A	M117B	M118A	M119B	M120A	M121C	M122A		
Entre	14+851	14+871	14+891	14+911	14+930	14+949	14+969	14+989		
Progressivas	14+871	14+891	14+911	14+930	14+949	14+969	14+989	15+010		
LDI_{min}	-0,07	-0,10	-0,08	-0,19	-0,12	-0,19	-0,02	-0,02		

Tabela 7.14 – LDI superficiais mínimos no eixo da Via 2 – CPB-VSE JM.

Entre seções	M94A	M95B	M96A	M98A	M99B	M101B	M102A
	M95B	M96A	M98A	M99B	M101B	M102A	M103B
Entre	14+465	14+474	14+491	14+531	14+551	14+591	14+611
Progressivas	14+474	14+491	14+531	14+551	14+591	14+611	14+631
LDI_{min}	-0,07	0,00	-0,32	-0,65	-1,40	-0,01	-3,98
Entre seções	M103B	M104A	M105B	M107B	M108A	M109B	M111B
	M104A	M105B	M107B	M108A	M109B	M111B	M112A
Entre	14+631	14+651	14+671	14+711	14+731	14+751	14+791
Progressivas	14+651	14+671	14+711	14+731	14+751	14+791	14+811
LDI_{min}	-0,05	-0,01	-1,43	0,03	-0,08	-0,63	-1,88
Entre seções	M112A	M113B	M115B	M116A	M117B	M118A	M119B
	M113B	M115B	M116A	M117B	M118A	M119B	M122A
Entre	14+811	14+831	14+871	14+891	14+911	14+930	14+949
Progressivas	14+831	14+871	14+891	14+911	14+930	14+949	15+010
LDI_{min}	0,00	-0,01	-0,34	-0,02	-1,08	-0,07	-0,02

A Figura 7.48, Figura 7.49 e Figura 7.50 apresentam o desenvolvimento dos LDI com avanço da face de escavação. A Figura 7.48 e Figura 7.49 demonstram que o indicador só se torna negativo após a ocorrência das capelas, e a Figura 7.50 apresenta o desenvolvimento do LDI profundo para na região entre Progressivas 14+911 e 14+930, onde são observados recalques maiores na seção M118A.

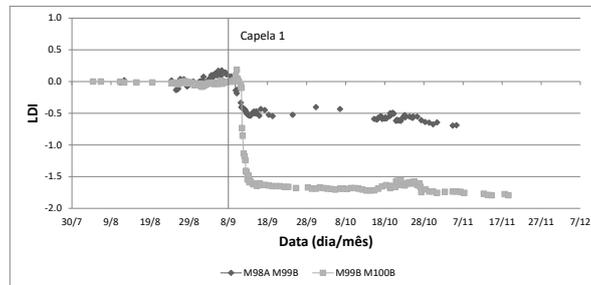


Figura 7.48 – Desenvolvimento do LDI superficial no eixo da Via 2 próximo à posição da Capela 1 – CPB-VSE JM.

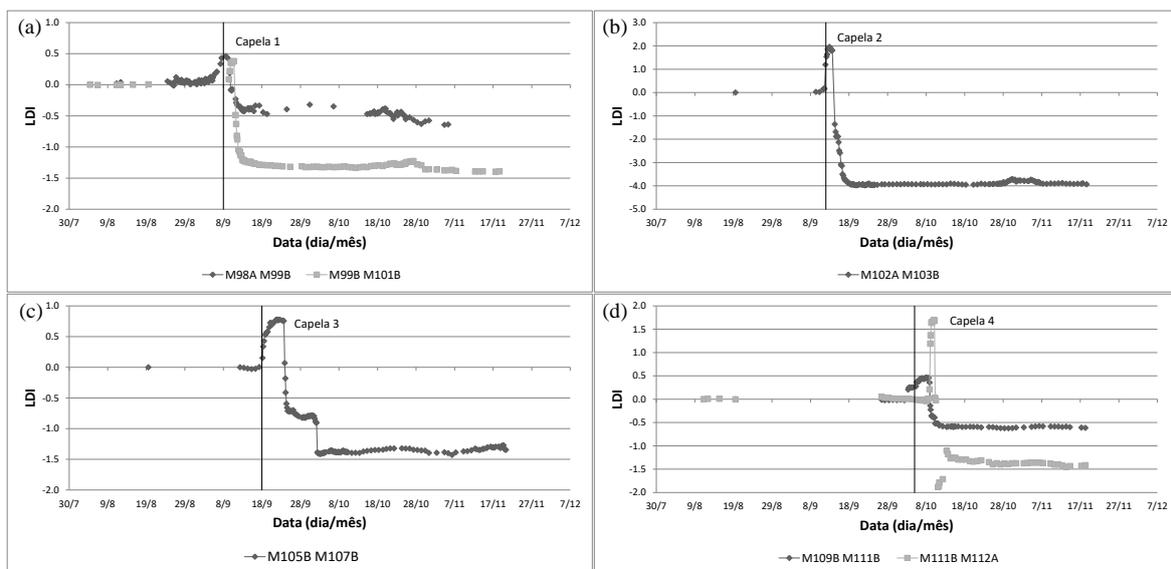


Figura 7.49 – Desenvolvimento do LDI profundo no eixo da Via 2 próximo à posição da (a) Capela 1; (b) Capela 2; (c) Capela 3; (d) Capela 4 – CPB-VSE JM.

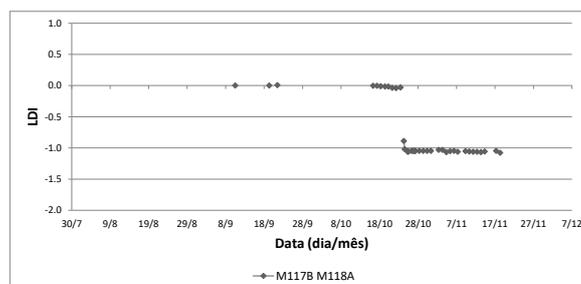


Figura 7.50 – Desenvolvimento do LDI profundo no eixo da Via 2 entre Progressivas 14+911 e 14+930 – CPB-VSE JM.

Quanto à bacia de recalques, como pode ser observado na Tabela 7.15, que apresenta os volumes normalizados das bacias de recalque máximos para cada seção de instrumentação, toda a região entre a Capela 1 e 3 foram afetadas gerando valores maiores à 3%. Os demais trechos, incluindo a região da Capela 4, apresentaram volumes normalizados da bacia de recalque dentro dos valores estipulados por Negro *et al.* (2009).

Na região da Capela 1, observa-se uma ruptura em bloco muito definida, gerando valores altos de perda de solo. Os deslocamentos dos 3 marcos da seção M100C foram entre 45 e 55 mm, valores altos.

Tabela 7.15 – Perda de solo máximas – CPB-VSE JM.

Seção	Progressiva	Vs(%)	Observações
M94A	14+465	1,06	
M95B	14+474	1,10	
M96A	14+491	-	$i^2 < 0$
M97C	14+511	1,09	
M98A	14+531	-	$i^2 < 0$
M99B	14+551	11,71	Baixo r^2 /Smax entre vias
M100C	14+571	14,71	Baixo r^2 /Ruptura em bloco
M101B	14+591	4,55	
M102A	14+611	4,27	
M103B	14+631	5,96	
M104B	14+651	5,03	
M105B	14+671	3,98	
M106C	14+691	2,84	
M107B	14+711	2,57	
M108A	14+731	0,80	
M109B	14+751	0,57	
M110C	14+771	1,32	
M111B	14+791	1,00	
M112A	14+811	1,30	
M113B	14+831	0,72	
M114C	14+851	0,30	
M115B	14+871	0,50	Baixo r^2
M116A	14+891	0,43	
M117B	14+911	-	$i^2 < 0$
M118A	14+930	0,29	
M119B	14+949	0,73	
M120A	14+969	1,26	
M121C	14+989	0,76	
M122A	15+010	0,67	

Infelizmente os valores de bacina de recalque somente ultrapassam os limites estipulados após a ocorrência das capelas, não sendo possível prever com antecedência a desestabilização.

7.7.5 DEFORMAÇÕES

As deformações no eixo da Via 2 e 1 não apresentadas na Tabela 7.16. Praticamente toda a região entre a Capela 1 e 4 apresentaram deformações no eixo da Via 2 acima do limite de 0,07%, o que não ocorre no eixo da Via 1, com somente um ponto com deformação acima do limite.

Tabela 7.16 – Deformações máximas no eixo da Via 2 e 1 – CPB-VSE JM

Seção	Progressiva	Eixo da Via 2		Eixo da Via 1	
		ϵ_{max} compressão	ϵ_{max} tração	ϵ_{max} compressão	ϵ_{max} tração
M94A	14+465	0,002%	-0,024%	0,005%	-0,016%
M95B	14+474	0,002%	-0,022%	0,005%	-0,004%
M96A	14+491	0,014%	-0,004%	0,003%	-0,009%
M98A	14+531	0,005%	-0,043%	0,006%	-0,014%
M99B	14+551	0,002%	-0,038%	0,025%	-0,004%
M101B	14+591	0,000%	-0,159%	0,049%	-0,002%
M102A	14+611	0,001%	-0,151%	0,057%	-0,002%
M103B	14+631	0,005%	-0,488%	0,032%	-0,006%
M104A	14+651	0,001%	-0,106%	0,073%	-0,002%
M105B	14+671	0,007%	-0,012%	0,044%	-0,008%
M107B	14+711	0,000%	-0,317%	0,005%	-0,089%
M108A	14+731	0,002%	-0,131%	0,000%	-0,012%
M109B	14+751	0,000%	-0,073%	0,002%	-0,008%
M111B	14+791	0,002%	-0,197%	0,001%	-0,006%
M112A	14+811	0,006%	-0,391%	0,008%	-0,004%
M113B	14+831	0,004%	-0,033%	0,005%	-0,005%
M115B	14+871	0,000%	-0,010%	0,006%	-0,010%
M116A	14+891	0,000%	-0,044%	0,004%	-0,004%
M117B	14+911	0,007%	-0,007%	0,010%	0,000%
M118A	14+930	0,007%	-0,110%	0,011%	-0,002%
M119B	14+949	0,003%	-0,030%	0,010%	-0,002%
M122A	15+010	0,004%	-0,003%	0,005%	-0,005%

Na última leitura dos instrumentos antes do dia da ocorrência da Capela 2, se observa a ocorrência de deformação de 0,072% na seção M102A, na Progressiva 14+611, 20 m da Capela 2. Entretanto, pela proximidade com a Capela 1, este comportamento pode ser associado com a ocorrência da Capela 1 do que da Capela 2, como apresentado na Figura 7.51 e que também foi discutido com o comportamento das linhas de tendência na Figura 7.46b.

Comportamento semelhante é observado na seção M104A, antes da ocorrência da Capela 3, que por estar entre as Capelas 2 e 3, pode ser uma resposta tardia à Capela 2, do que um comportamento que pode ser considerado como indicador prévio da ocorrência da Capela 3.

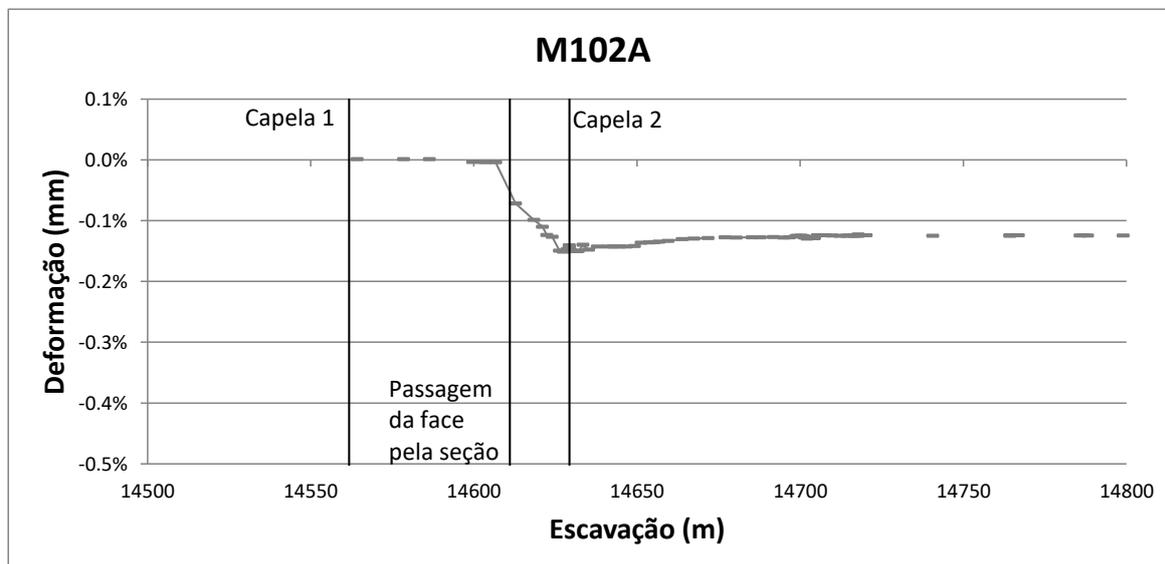


Figura 7.51 – Desenvolvimento das deformações no eixo da Via 2 na seção M102A – CPB-VSE JM.

7.7.6 COMENTÁRIOS DO TRECHO

Na região da Capela 2, a ocorrência de deslocamentos abruptos é observada em profundidade no eixo da Via 2, com acréscimo de recalque de mais de 20 mm entre as 15:00 e 22:00 do dia anterior à ocorrência. Este padrão de deslocamentos gera uma deformação de -0,072% na Progressiva 12+611 às 22:00 do dia anterior. Nesta mesma Progressiva, já se observa Vs de 1,37%. Este deslocamento pode ser reflexo da Capela 1 muito mais que aviso da Capela 2. Comportamento semelhante é observado na região da Capela 3. Contudo, nas regiões das Capelas 1 e 4, não se observa indícios de comportamento anormal antes da ocorrência das mesmas.

Na região da seção M118A, na Progressiva 14+930, observa-se a ocorrência de LDI negativo e deformação de -0,110%, valores que ultrapassam os critérios propostos. A ocorrência de deslocamentos profundos de cerca de -20 mm e superficiais de -4 mm, geraram esta deformação de tração, e o aumento do valor de deslocamento profundo causou o LDI negativo. Entretanto, não se observa características de ruptura ou capela, ou indicativos de comportamento relacionado à geologia apresentada na Figura 7.9.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são enunciadas as conclusões obtidas nesta pesquisa e com base nas conclusões, procura-se sugerir futuras linhas de desenvolvimento com objetivo de complementar esta pesquisa.

8.1 CONCLUSÕES

O estudo dos deslocamentos gerados pelas simulações numéricas demonstrou que as curvas de deslocamento e linhas de tendência das componentes dos deslocamentos são importantes para a visualização geral da escavação do túnel, mas não são adequadas para a previsão do comportamento a frente da escavação.

Além disso, a orientação do vetor deslocamento se mostrou o melhor indicador para prever o comportamento do material a frente da face, sendo capaz de indicar mudanças cerca de um diâmetro antes da transição entre materiais. O aumento da orientação do vetor deslocamento contra a direção de escavação foi observada em casos de colapso mesmo após a entrada no material de pior qualidade, mas este indicador deve ser melhor estudado por poder gerar muitos falsos alarmes.

Na avaliação dos diversos indicadores estudados, a razão entre o recalque no teto do túnel e seu diâmetro previu razoavelmente os casos de colapso quando associado à avaliação da normalização do vetor deslocamento nos casos de túneis profundos, e o indicador LDI considerado a um diâmetro atrás da face de escavação previu razoavelmente bem o colapso nos túneis rasos.

Para os parâmetros propostos para as simulações numéricas, a deformação crítica calculada gerou valores muito baixos em relação tanto às deformações observadas nos casos de colapso, quanto aos valores observados por Sakurai (1981) e Chern *et al.* (1991).

Quanto ao estudo de caso da Linha 5 – Lilás - Metrô-SP, também nota-se que avaliação de deslocamentos verticais da superfície, por apresentar deslocamentos maiores somente após a ocorrência de capela, não se mostrou tão interessante para previsão de comportamentos problemáticos.

O indicador LDI na superfície se mostrou interessante para a verificação de comportamentos relacionados ao contraste de rigidez entre materiais no trecho Roque Petrella – Estação Campo Belo. Enquanto o LDI em profundidade, apesar de se tornar negativo na região das ocorrências de capela, não foi capaz de prever estes acontecimentos.

Os valores das deformações ocorridas em caso de deformação crítica calculada por Sakurai (1981) se apresentaram como sendo um valor adequado para caracterização da ruptura nos materiais estudados, com a ocorrência de deformações maiores que a crítica nas regiões de ocorrência de capela. Infelizmente, valores acima da deformação crítica somente ocorreram após a ocorrência da capela, sem possibilidade de se prever o comportamento com antecedência.

Desta forma, é importante ressaltar a importância da adoção de indicadores que avaliam os deslocamentos no eixo longitudinal da escavação, muito mais que em uma seção específica. Indicadores como LDI e vetor deslocamento, são exemplos de formas de avaliar os deslocamentos na longitudinal e com componentes de deslocamento longitudinal, respectivamente. Ademais, tanto os resultados das simulações numéricas, quanto a instrumentação da Linha 5 – Lilás do Metrô-SP, mostraram que a avaliação dos deslocamentos verticais somente geralmente não é capaz de prever a ocorrência de rupturas, resultado concordante com os casos históricos apresentados.

8.2 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o desenvolvimento desta dissertação são levantadas as seguintes recomendações para pesquisas futuras:

- Estudo mais profundo da orientação do vetor deslocamento no teto, com objetivo de entender melhor seu comportamento antes da ocorrência de rupturas, com preocupação com as distâncias da face para avaliação das linhas de tendência;
- Abordagem de outros tipos de comportamento, como, por exemplo, o *overbreak* que já foram de alguma forma observadas modificação do vetor deslocamento na literatura;
- Estudo de transições entre materiais não horizontais, como transições com mergulhos diferentes de 0° e estudo de transições entre materiais seguindo o sentido litológico do maciço, situação em que o estado de tensões tem maior influência na configuração deformada.
- Estudo de caso de escavação em que há o monitoramento 3D dos deslocamentos ocorridos no maciço, especialmente das paredes escavadas, possibilitando a avaliação de relações entre as componentes dos deslocamentos, como a orientação do vetor deslocamento.
- Estudo de caso com diferentes tipos de ocorrências, como a ruptura da região já escavada do túnel, e não somente capelas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSIS, A.P. (2001). Geotecnia Aplicada à Mineração. Publicação G.AP-001/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 p.
- ASSIS, A.P. (2016). Role of monitoring on risk management. ITACET Training Course at WTC 2016, San Francisco, CA, USA.
- BARLOW, J.P. (1986). Interpretation of Tunnel Convergence Measurements. MSc. Thesis., University of Alberta, Edmonton, Canada, 253 p.
- CELESTINO, T.B., GOMES, R.A.M.P. & BORTOLUCCI, A.A. (2000) Errors in Ground Distortions Due to Settlement Trough Adjustment. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(1): 97-100.
- CHERN, J.C., YU, C.W. & SHIAO, F.Y. (1998). “Tunnelling in squeezing ground and support estimation.” *Proc. Reg. Symp.Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, pp. 192-202.
- DATE, K., MAIR, R.J. & SOGA, K. (2009). Reinforcing effects of forepoling and facebolts in tunnelling. *Geotech. Asp. Undergr. Constr. Soft Gr. - Proc. 6th Int. Symp. IS-Shanghai 2008*, : 635–641.
- DEÁK, F. & SCHUBERT, W. (2017). Displacement prediction possibilities from bátaapáti radwaste repository 191: 935–945.
- DICKMANN, T. & KRUEGER, D. (2013). Is geological uncertainty ahead of the face controllable? *World Tunnel Congress 2013*, Swiss Tunnelling Society, Geneva, Switzerland, 1426–1432.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements*. Washington, United States, 723p.
- GEODATA. (2013). Projeto Executivo - Acompanhamento de Obra (ATO) –Linha 5 – Lilás – Lote 3,RT-5.00.00.00/6A9-3002, São Paulo, SP, 86p.
- GEODATA. (2012). Projeto Executivo – Relatório Técnico Geologia/Geotecnia – Linha 5 – Lilás, RT- RT-5.10.00.00/6C3-002, São Paulo, SP, 58p.
- GEODATA. (2015a). Projeto Executivo de Instrumentação – Monitoramento do Trecho – Estação Campo Belo – Estação Brooklin – Locação dos Instrumentos – Planta e Cortes 2/2 – as biult, DE-5.10.00.00/6I7-002, São Paulo, SP, 1p.
- GEODATA. (2015b). Projeto Executivo de Instrumentação – Monitoramento do Trecho – Estação Campo Belo – VSE Bandeirantes – Locação dos Instrumentos – Planta e Cortes 1/2 – as biult, DE-5.08.04.00/6I7-001, São Paulo, SP, 1p.
- GEODATA. (2015c). Projeto Executivo de Instrumentação – Monitoramento do Trecho – Estação Campo Belo – VSE Bandeirantes – Locação dos Instrumentos – Planta e Cortes 2/2 – as biult, DE-5.08.04.00/6I7-002, São Paulo, SP, 1p.
- GOLSER, H. & STEINDORFER, A. (1992). Displacement vector orientations in tunnelling - what do they tell? (43): 1–7.
- GOMES, C.A. (2004). Utilização de Acelerômetro na Monitoração de Pré-Colapso em Túneis em Modelos Reduzidos. Dissertação de Mestrado,. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 125 p.
- GROSSAUER, K. (2001). *Tunnelling in Heterogeneous Ground - Numerical Investigation of Stresses and Displacements*. Diploma Thesis,. Graz University of Technology, Graz, Austria, 56 p.
- GROSSAUER, K. & SCHUBERT, W. (2007). Methods for the evaluation and interpretation of displacement monitoring data in tunnelling. *1st Canada-US Rock Mechanics*

- Symposium, Vancouver, Canada, . CRC Press, Vancouver, Canada, 1149–1156.
- GROSSAUER, K., SCHUBERT, W. & KIM, C.Y. (2003). Tunnelling in heterogeneous ground - numerical investigation of stresses and displacements. Technology Roadmap for Rock Mechanics; Proc. of the 10th Congress of the ISRM, Johannesburg, South Africa, 437–440.
- GROSSAUER, K., SCHUBERT, W. & LENZ, G. (2008). Automatic displacement monitoring data interpretation – the next step towards an expert system for tunneling. 42nd US Rock Mechanics Symposium and 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium, San Francisco, CA, USA.
- GROSSAUER, K., SCHUBERT, W. & SELLNER, P. (2005). The importance of displacement prediction. Proc. Int. World Tunn. Congr. 31st ITA Gen. Assem. Istanbul, Turkey, : 1239–1244.
- HERRENKNECHT AG. (2018). Large Diameter EPB Shield. Disponível em: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/epb-shield.html>. Data de acesso: 02/06/2018.
- HOEK, E. (1994). Strength of Rock and Rock Masses, ISRM News Journal, 2(2): 4-16.
- HOEK, E. (2000). Big tunnels in bad rock 2000 terzaghi lecture by evert hoek asce journal of geotechnical and geoenvironmental engineering the terzaghi lecture was presented at the asce civil engineering conference and exposition to be held in seattle , october 18-21 , 20. October, 127(9): 726–740.
- HOEK, E., CARRANZA, C. & CORKUM, B. (2002). Hoek-brown failure criterion – 2002 edition. Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC), Toronto, Canada, 267–273.
- HOEK, E. & DIEDERICHS, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 43(2): 203–215.
- ITA. (2011). Monitoring and Control in Tunnel Construction. International Tunneling and Underground Space Association. ITA Working Group No. 2 Report n°009, Suíça, 23 p.
- JEON, J.S., MARTIN, C.D., CHAN, D.H. & KIM, J.S. (2005). Predicting ground conditions ahead of the tunnel face by vector orientation analysis. Tunn. Undergr. Sp. Technol., 20(4): 344–355.
- KLOPČIĆ, J. & LOGAR, J. (2014). Effect of relative orientation of anisotropy planes to tunnel axis on the magnitude of tunnelling displacements. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 71(August 2014): 235–248.
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978). Handbook on Mechanical Properties of Rocks – Testing Techniques and Results. Trans Tech Publications, Bay Village, Ohio, USA, 318-453.
- LUNARDI, P. (2008). Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS). Springer Science & Business Media. Milano, Italy, 576 p.
- MARINOS, P & HOEK, E. (2000). GSI – A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. Proc. Geo Eng 2000 Conference, Melbourne, Australia, 1422-1442.
- METRÔ. (2017). Acompanhamento de obra da Linha 5 – Lilás – Documentação interna.
- MONTEIRO, M. D., GURGUEIRA, M. D. & ROCHA, H. C. (2012) Twin Cities: Solos da cidade de São Paulo e Curitiba. Publicação especial, São Paulo, 506p.
- MORITZ, B., GROSSAUER, K. & SCHUBERT, W. (2004). Short term prediction of system behaviour of shallow tunnels in heterogeneous ground. Felsbau, 22(5): 44–52.
- MORITZ, B., KOINIG, J. & VAVROVSKY, G.M. (2011). Geotechnical safety management in tunnelling – an efficient way to prevent failure. Geomech. und Tunnelbau, 4(5): 472–488.
- NEGRO, A. (1988). Design of Shallow tunnels in soft ground. PhD Thesis. University of

- Alberta, Edmonton, Canada, 1478 p.
- NEGRO, A. & EISENSTEIN, Z. (1991). Shallow Tunnels in Soft Ground. General Report on Underground Excavations in Urban Areas. Proceed. 9th Pan-American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Viña del Mar, 4, pp.2245-2275.
- NEGRO, A., KARLSRUD, K., SRITHAR, S., ERVIN, M. & VORSTER, E. (2009). Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering, 4: , 2930–3005.
- OGG. (2014). Geotechnical Monitoring in Conventional Tunneling Handbook. Austrian Society for Geomechanics, 90 p.
- ORSINI, B. de O. (2017). Inovação em Análise de Risco e Tomada de Decisão em Escavações em Túneis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96 p. .
- PECK, R.B (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics, *Geotechnique*, 19(1): 171-187.
- REINER, H. (2011). Developments in Tthe Tunnelling Industry Following - Introduction of the Tunnelling Code of Practice. IMIA Annual Conference, Amsterdam, Holanda.
- SAKURAI, S. (1981). Direct strain evaluation technique in the construction of underground openings. 22nd U.S. Symposium on Roc Mechanics, Cambridge, MA, 278–282.
- SAKURAI, S. (1983). Displacement measurements associated with the design of underground openings, *Proc. Int. Sympo. Field Measurements in Geomechanics*, Zurich, Suíça, 1163-1178.
- SAKURAI, S. (1997). Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 12(4): 453-460.
- SCHUBERT, P. (2004). Geotechnical risk management in tunnelling. *Risk Manag.*, : 53–62.
- SCHUBERT, W. (2007). Geotechnical safety management on site. *Underground Space-the 4th Dimension of Metropolises; Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress*, Prague, República Tcheca, 1603–1608.
- SCHUBERT, W. (2015). State of the art in tunnel monitoring. *Austria Tunneling Seminar* Ankara, Ankara, Turkey.
- SCHUBERT, W. & BUDIL, A. (1995). The importance of longitudinal deformation in tunnel excavation. 8th Int. Congress on Rock Mechanics (ISRM), Rotterdam: Balkema, 1411–1414.
- SCHUBERT, W. & GORICKI, A. (2004). Probabilistic assessment of rock mass behaviour as basis for stability analyses of tunnels. *Rock Mechanics Day 2004*, Stockolm, 1–20.
- SCHUBERT, W. & GROSSAUER, K. (2004). Evaluation and interpretation of displacements in tunnels. 14th International Conference on Engineering Surveying, Zurich, 1–12.
- SCHUBERT, W., GROSSAUER, K. & SELLNER, P. (2005). Advances in the observational approach in tunnelling by new techniques of monitoring data evaluation. 10th ACUUS International Conference, . Moscow State University of Civil Engineering, Moscow.
- SCHUBERT, W. & MENDEZ, J.M.D. (2017). Influence of foliation orientation on tunnel behavior. *Procedia Eng.*, 191: 880–885.
- SCHUBERT, W. & STEINDORFER, A. (2004). Selective displacement monitoring during tunnel excavation. *Felsbau*, 14(2): 93–97.
- SCHUBERT, W., STEINDORFER, A. & BUTTON, E. (2002). Displacement monitoring in tunnels. *Felsbau*, 20(2): 7–15.
- SELLNER, P.J. (2000) Prediction of Displacements in Tunnelling Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, Technical University Graz, Austria, 130p.
- SELLNER, P.J. & SCHUBERT, W. (2000). Prediction of displacements in tunnelling. *ISRM Int. Symp.*, (1986): 1–8.

- SELLNER, P.J. & STEINDORFER, A.F. (2000). Prediction of displacements in tunnelling. *Felsbau*, 2.
- SELLNER, S., GROSSAUER, P.J. & SCHUBERT, W. (2002). Advanced analysis and prediction of displacements and system behaviour in tunnelling. *ISRM Int. Symp. 2002*, (1985).
- SOZIO, L.E., FERREIRA, A.A. & NEGRO, A. (1998). Lições da ruptura de um tunel sob pequenos deslocamentos. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF*, 3:1623-1630.
- STEINDORFER, A. (1998). Short Term Prediction of Rock Mass Behaviour in Tunnelling by Advanced Analysis of Displacement Monitoring Data. *Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, Technical University Graz, Austria*, 127p.
- SULEM, J., PANET, M. & GUENOT, A. (1987). Closure analysis in deep tunnels. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 24(3): 145–154.
- THE BRITISH TUNNELLING SOCIETY AND THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. (2004). *Tunnel lining design guide*. Thomas Telford Publishing, London, UK.
- TONON, F. & AMADEI, B. (2000). Detection of rock mass weakness ahead of a tunnel - a numerical study. *Pacific Rocks 2000*, 1: 105–111.
- VAVROVSKY, G.M. & SCHUBERT, P. (1995). Advanced analysis of monitored displacements opens a new field to continuously understand and control the geotechnical behaviour of tunnels. *8th ISRM Congress, Tokyo, Japan*, 1415–1419.
- YONG, S., KAISER, P.K. & LOEW, S. (2013). Rock mass response ahead of an advancing face in faulted shale. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 60: 301–311.