



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Observação e instrumentação de obras geotécnicas: acompanhamento de um caso prático na região do Porto

Armando Miguel Vieira da Silva



isep Instituto Superior de
Engenharia do Porto

P. PORTO

2022

(página propositadamente em branco)



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Observação e instrumentação de obras geotécnicas: acompanhamento de um caso prático na região do Porto

Observation and instrumentation of geotechnical works: monitoring a practical case in the Porto region

Armando Miguel Vieira da Silva

1980278

*Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Meixedo, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*

(página propositadamente em branco)

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor Luís Carlos Correia Ramos

Assistente Convidado, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

*A dissertação de mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG) foi apresentada e defendida em prova pública, por Armando Miguel Vieira da Silva, em 25 de Julho de 2022 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **12 (doze) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

Dedico esta dissertação à minha Família, em especial à minha esposa, pelo seu incondicional apoio, que sempre acreditou e nunca me deixou desistir, apoiando-me até ao fim...a ti, MUITO OBRIGADO !

(página propositadamente em branco)

Agradecimentos

Não queria deixar passar esta oportunidade, sem prestar os meus sinceros agradecimentos, ao Professor João Paulo Meixedo, antes de mais, pela honra que me deu, em acompanhar-me como orientador, ao longo de todo este percurso, na elaboração deste trabalho, o que muito me sensibilizou. Sem dúvida, que a sua ajuda, apoio, paciência e disponibilidade, que sempre demonstrou em querer ajudar-me, contribuíram para que fosse possível, apesar de todas as dificuldades (e foram muitas), levar a bom porto, a elaboração desta dissertação, que de outra forma, seria bem mais difícil, e por tudo isso, a si, um Muito Obrigado.

Ainda um especial agradecimento ao Professor Helder I. Chaminé, pela forma cordial, simpática e esclarecedora com que, recebeu a mim e aos demais colegas, nesse nosso retorno, à comunidade académica e, em particular, ao Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Para concluir, um agradecimento à RRC, que ao longo deste tempo, acreditou no meu trabalho, e nas minhas capacidades, permitindo-me acompanhar e integrar projetos importantes, que contribuíram para o meu crescimento como técnico e como Homem.

(página propositadamente em branco)

Palavras-chave

Observação geotécnica, instrumentação e monitorização, escavação subterrânea, projecto.

Resumo

Este trabalho pretende ser uma abordagem à importância e necessidade da observação das obras geotécnicas, antes, durante a sua execução, e posteriormente, ao longo da sua vida útil, quer seja pela sua complexidade, ou apenas pela necessidade de controlar e aferir os pressupostos de projeto, no sentido de diminuir significativamente todos os fatores que possam contribuir para a incerteza, quer em termos de custos, quer em termos de prazos de conclusão das empreitadas, nomeadamente para obras de especial complexidade. A extensão e a natureza da instrumentação, a aplicar, não dependem apenas da complexidade da estrutura, mas também do potencial de perda que esta poderá gerar, nomeadamente de vidas e também danos às estruturas envolventes. Pretende-se, portanto, ao longo deste trabalho, abordar as técnicas e os instrumentos mais usados na implementação de planos de instrumentação, para a verificação, validação e controle dos parâmetros geológicos e geotécnicos dos maciços que serão alvo de intervenção por diferentes projetos e em diferentes meios. Por fim, é abordado um caso prático, de uma obra subterrânea, realizada em contexto urbano, onde foi implementado um plano de instrumentação, definido em fase de projeto, tendo sido posteriormente adaptado às condições encontradas no local, em fase obra, sendo por fim, feita a comparação das medições recolhidas ao longo da fase da obra, pelos vários instrumentos, com os valores de referência definidos pelo projetista.

(página propositadamente em branco)

Keywords

Geotechnical observation, instrumentation and monitoring, underground excavation, design.

Abstract

This work intends to be an approach to the importance and necessity of the observation of geotechnical works before, during its execution, and after, along with its useful life, either by its complexity or just by the need to control and check the project assumptions, to decrease significantly all the factors that may contribute to the uncertainty, both in terms of costs and in terms of deadlines for the completion of the works, namely for works of unique complexity. Furthermore, the extent and nature of the instrumentation to be applied depends not only on the complexity of the structure but also on the potential loss that this may generate, namely of lives and damage to surrounding structures. It is intended, therefore, throughout this work, to address the techniques and instruments most used in the implementation of instrumentation plans, for the verification, validation, and control of geological and geotechnical parameters of the rock masses that will be subject to intervention by different projects and in different environments. Finally, a practical case is addressed, of underground work carried out in an urban context, where an instrumentation plan was implemented, defined in the design phase, having been subsequently adapted to the conditions found on-site, in the construction phase, and finally, the comparison of the measurements collected throughout the construction phase, by the various instruments, with the reference values defined by the designer.

(página propositadamente em branco)

Índice

Capítulo I	1
1. Introdução	3
2. Breve Enquadramento Histórico Sobre a Instrumentação	5
3. Instrumentação e Monitorização Geotécnica	6
3.1. O que é a monitorização geotécnica?	6
3.2. Por que motivo a Instrumentação e Monitorização são fundamentais?	6
3.3. Monitorização nas Várias Fases de uma Estrutura/Obra Geotécnica – Benefícios	7
3.3.1. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de projeto	7
3.3.2. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de obra	7
3.3.3. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de exploração	8
3.4. Vantagens da Instrumentação Geotécnica nas suas Diferentes Fases	8
3.4.1. Verificação do projeto	8
3.4.2. Controlo de construção	8
3.4.3. Segurança	9
3.4.4. Proteção legal	9
3.4.5. Áreas de atuação	9
4. Instrumentação Geotécnica e os seus Campos de Aplicação	9
4.1. Monitorização de Barragens	9
4.2. Monitorização de Túneis	11
4.3. Monitorização de Estruturas	13
5. Instrumentação e Principais Grandezas a Controlar	15
5.1. O que é a Instrumentação?	15
5.2. Características da instrumentação	15
5.3. Grandezas a Observar	15
5.3.1. Deslocamentos Superficiais	16
5.3.2. Deslocamentos Internos	16
5.3.3. Medição de Tensões	16
6. Tipos de Monitorização e Instrumentos	17
6.1. Monitorização de Deslocamentos Internos	17
6.1.1. Inclínómetros	17
6.1.2. Extensómetros	20
6.2. Monitorização de Inclinação e Rotação	25
6.2.1. Clinómetro	25
6.2.2. Tiltmeter	26
6.3. Monitorização de grandezas relativas à água	27
6.3.1. Piezómetros	27
6.4. Monitorização de juntas e fissuras	31
6.4.1. Fissurómetros	31
6.5. Monitorização de tensões	33
6.5.1. Células de carga	33
7. Deslocamentos Superficiais	34
7.1. Deslocamentos Verticais	34
7.2. Alvos Topográficos	34
7.2.1. Aparelhos de medição	34
7.2.2. Método de medição	35
7.2.3. Instalação	35
7.2.4. Leituras iniciais (zeragem)	36
7.3. Marcas Topográficas Superficiais	36
7.3.1. Instalação em obra	36

7.4. Marcas Topográficas para Edifícios	37
7.4.1. Instalação	37
Capítulo II	39
8. Introdução	41
8.1. Geologia do traçado	41
8.2. Granito do Porto.....	42
9. Principais Aspetos Geológico-Geotécnicos	43
10. Túnel.....	45
10.1. Considerações Gerais	45
10.2. Características Geométricas das Secções.....	45
10.2.1. Secção Tipo I.....	45
10.2.2. Secção Tipo II.....	46
10.3. Métodos de Escavação e Suporte Primário.....	47
10.3.1. Princípios Gerais.....	47
10.4. Faseamento Construtivo	47
10.4.1. Secção Tipo ZG1	48
10.4.2. Secção Tipo ZG2	50
10.4.3. Secção Tipo ZG3	51
10.4.4. Síntese do suporte primário.....	53
11. Plano de Monitorização	55
11.1. Princípio Geral de Monitorização.....	55
11.2. Túnel.....	55
11.3. Emboquilhamentos	58
11.4. Emboquilhamento Poente (e Suspensão de Via)	58
11.5. Emboquilhamento Nascente.....	58
11.6. Edificações.....	59
11.6.1. Galerias existentes	60
11.7. Frequência das leituras	61
12. Critérios de Alerta para a Instrumentação.....	63
13. Recolha e Apresentação de Resultados – Caso de Obra.....	67
13.1. Registo de deslocamentos profundos com Extensómetros de barras multipontos	68
13.1.1. Registo das leituras e respetivos gráficos interpretativos	69
13.2. Registo dos deslocamentos profundos com Inclínómetros	72
13.2.1. Registo das leituras e respetivos gráficos interpretativos	72
13.3. Registo da variação do nível de água com piezómetros	74
13.4. Registo de deslocamentos superficiais com marcas topográficas.....	75
14. Interpretação dos Dados e Conclusões.....	77
Bibliografia	81

Índice de figuras

Figura 1. Exemplos de monitorização e as suas aplicações.	6
Figura 2. Perfil longitudinal de uma barragem de terra e instrumentação associada.....	10
Figura 3. Perfil longitudinal de uma barragem de betão e instrumentação associada.	10
Figura 4. Perfil transversal de um túnel, com meios mecânicos.....	12
Figura 5. Perfil transversal de um túnel executado com TBM.	12
Figura 6. Perfil transversal de escavação profunda com contenção periférica.	13
Figura 7. Perfil transversal de uma estrutura de contenção.....	14
Figura 8. Roldana com cabo de leitura e sonda inclinométrica.	17
Figura 9. Inclinómetro vertical aplicado no tardo de parede de contenção.	18
Figura 10. Inclinómetro vertical aplicado em taludes e encostas.....	19
Figura 11. Inclinómetro horizontal aplicado em base de aterro.....	19
Figura 12. Implementação de um inclinómetro magnético.....	20
Figura 13. Esquema de um extensómetro de corda vibrante.....	21
Figura 14. Esquema de um extensómetro de haste múltipla.	22
Figura 15. Aplicação de extensómetro com ancoragens em maciço fraturado.	23
Figura 16. Aplicação de extensómetro de haste múltipla para o controlo de deslocamentos.	24
Figura 17. Exemplo de um clinómetro.	25
Figura 18. Exemplo de um tiltmeter (portátil).	26
Figura 19. Piezómetros de Casagrande e respetiva unidade de leitura.....	28
Figura 20. Piezómetros de tubo aberto.	28
Figura 21. Piezómetros hidráulicos.	29
Figura 22. Piezómetros de corda vibrante.	30
Figura 23. Processo de instalação de um piezómetro.	31
Figura 24. Fissurómetros Tell-Tale.	32
Figura 25. Fissurómetro de corda vibrante.	32
Figura 26. Ancoragem com célula de carga.	33
Figura 27. Equipamento para tensionar os cabos de ancoragens.	33
Figura 28. Aparelhos de leitura do tipo estação total e alvos topográficos.....	35
Figura 29. Pormenor - instalação de alvos.	36
Figura 30. Marca de nivelamento de superfície e <i>Benchmark</i> (marca de nivelamento profunda. .	37
Figura 31. Localização da obra subterrânea do alargamento e beneficiação da Auto-Estrada A4 - Porto-Amarante, no sublanço Ermesinde-Águas Santas.	41
Figura 32. Extrato da carta geológica de Portugal, na escala de 1.200.000, Folha 1.	42
Figura 33. Túnel - Via Descendente - Geologia e Geotecnia - Perfil Longitudinal e Perfis Transversais.....	44
Figura 34. Secção Tipo I para Zonamento ZG1 e ZG2.....	46
Figura 35. Secção Tipo II para Zonamento ZG3.....	46
Figura 36. Secção Tipo II - <i>Cut & Cover</i>	47
Figura 37. Secção Tipo ZG1.	49
Figura 38. Secção Tipo ZG1emb.	50
Figura 39. Secção Tipo ZG2.	51
Figura 40. Secção Tipo ZG3.	52
Figura 41. Secção Tipo ZG3emb - perfil longitudinal.	52
Figura 42. Diagrama do fluxo do designado "projeto flexível".	55
Figura 43. Secção Tipo A. de monitorização.	57
Figura 44. Instrumentação nas vigas de aço (suspensão de via).	58
Figura 45. Secção Tipo E1.	59
Figura 46. Esquema tipológico de instrumentação dos edifícios.....	60
Figura 47. Secção tipo H.	61
Figura 48. Secção de monitorização P2N.	67

Figura 49. Perfil Tipo A.	68
Figura 50. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários – P2N – Ext.1 (instalado junto aos hasteais).	70
Figura 51. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - P2N - Ext.1 (instalado junto ao hasteal esquerdo).	70
Figura 52. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - P2N - Ext.2 (instalado ao eixo da escavação).	70
Figura 53. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - P2N - Ext.2 (instalado ao eixo da escavação).	71
Figura 54. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários - P2N - Ext.3 (instalado junto ao hasteal direito).	71
Figura 55. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - P2N - Ext.3 (instalado junto ao hasteal direito).	71
Figura 56. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - P2N - i3	73
Figura 57. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - P2N- i4	73
Figura 58. Gráfico referente à evolução da variação do nível da água, em função do avanço da escavação - P2N - Pz2	74
Figura 59. Localização MPT - Perfil P2N.	75
Figura 60. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários das MTP em função do avanço dos trabalhos.	75
Figura 61. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos das MTP em função da distância à frente de trabalho.	76
Figura 62. Gráfico referente aos deslocamentos acumulados das MTP.	76

Índice de tabelas

Tabela 1. Monitorização de barragens.....	10
Tabela 2. Monitorização de túneis.....	11
Tabela 3. Monitorização de Estruturas.....	14
Tabela 4. Zonamento Geotécnico Adotado para os Emboquilhamentos.....	43
Tabela 5. Zonamento Geotécnico Adotado para os Emboquilhamentos.....	44
Tabela 6. Zonamento Geotécnico Adotado para os Túneis.....	44
Tabela 7. Classificação Geotécnica RMR (Bieniawski, 1989) e GSI (Hoek & Marinos, 2000).....	44
Tabela 8. Síntese do Suporte Primário (Secção Corrente).....	53
Tabela 9. Síntese do Suporte Primário (Emboquilhamentos).....	54
Tabela 10. Secções de instrumentação previstas para o túnel.....	57
Tabela 11. Plano de frequência de medição para o túnel.....	61
Tabela 12. Plano de frequência de medição para a zona do emboquilhamento nascente.....	62
Tabela 13. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para o novo túnel....	63
Tabela 14. Tabela resumo dos limites da instrumentação da monitorização para a estrutura de suporte do emboquilhamento nascente.....	64
Tabela 15. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para os edifícios e infraestruturas existentes.....	65
Tabela 16. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para as vigas da linha da estrada de ferro (suspensão de via).....	65
Tabela 17. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para as galerias existentes.....	66
Tabela 18. Registos de leituras de extensómetros.....	69
Tabela 19. Quadro síntese dos valores dos deslocamentos previstos em projeto vs deslocamentos registados em fase de construção.....	78
Tabela 20. Informação relativa à frente de escavação.....	78

(página propositadamente em branco)

Capítulo I

Enquadramento Teórico

(página propositadamente em branco)

1. Introdução

O crescente desenvolvimento das obras de engenharia civil, aliado à necessidade de ocupação de áreas geotecnicamente menos favoráveis à implantação de estruturas e atendendo a fatores socioeconômicos, tem permitido a expansão de novas técnicas de construção que interagem diretamente com as características intrínsecas dos terrenos.

Uma completa caracterização geológico-geotécnica e a realização de estudos geotécnicos dos terrenos intersectados por estes empreendimentos, na fase de projeto, revela-se importante no sentido de diminuir significativamente todos os fatores que possam contribuir para a incerteza, quer em termos de custos, quer em termos de prazos de conclusão das empreitadas, nomeadamente para obras de especial complexidade como pontes, barragens e escavações subterrâneas.

Esta incerteza significa, em regra, para os Donos de Obra, na fase de construção, o aumento de trabalhos não previstos e derrapagem nos prazos de execução. Considerando que a realização de estudos geológico-geotécnicos adequados não ultrapassam, geralmente, 1% dos custos de execução e cerca de 10 a 20% do custo da elaboração do Projeto, é atualmente reconhecida a importância da realização destes trabalhos preliminares, bem como de um adequado e permanente acompanhamento em obra por técnicos especializados em Geotecnia.

À medida que o mundo se desenvolve rapidamente e se vai transformando, a necessidade de controlar essas incertezas é fundamental, para o sucesso das obras de engenharia civil. Deste modo, a instrumentação geotécnica desempenha um papel fundamental na monitorização de segurança de estruturas e pessoas, fornecendo as informações necessárias relativas ao seu desempenho e ao detetar problemas numa fase inicial.

A extensão e a natureza da instrumentação não dependem apenas da complexidade da estrutura, mas também do potencial de perda de vidas e propriedades próximas.

Esta informação é fundamental para o proprietário da estrutura que é diretamente responsável por quaisquer consequências de sua falha.

Os instrumentos utilizados na monitorização geotécnica são diversos e incluem diferentes tipos de sensores usados para medir, desde a pressão de poros, nível de água subterrânea, fluxo de água, movimentos laterais, deformação, tensão e temperatura, incluindo ainda alvos geodésicos, os quais são medidos usando técnicas de levantamento.

Atualmente os grandes avanços na instrumentação geotécnica, tecnologias de levantamento e sistemas de transmissão de dados possibilitam a monitorização de estruturas, como barragens,

pontes, ferrovias, metro, etc., permitindo a avaliação da sua integridade e funcionamento em tempo real.

Mais à frente vamos então desenvolver e aprofundar os vários tipos, o modo de funcionamento e as principais aplicações dos equipamentos de instrumentação geotécnica.

2. Breve Enquadramento Histórico Sobre a Instrumentação

A utilização de instrumentos para a monitorização de movimentos de terra mais antiga conhecida é datada de 1853, quando foram realizadas medições topográficas na barragem em Cantaria de Grosbois, em França, para a observação dos deslocamentos da crista.

Alguns anos mais tarde, os piezómetros foram utilizados na Índia, com o intuito de estudar a percolação na fundação de barragens destinadas à irrigação.

Entretanto, de 1917 em diante, os piezómetros passaram a ser utilizados nos Estados Unidos da América, em barragens de terra, sendo que, posteriormente, surgiram as células de pressão que resultaram de modificações e alterações dos piezómetros.

Em 1931, em França, regista-se um grande avanço no campo da instrumentação, com André Coyne (engenheiro francês de estradas e barragens) quando este obteve a patente para um sensor de corda vibrante. Ainda neste país, surgiu o primeiro grande programa de auscultação, no qual 78 extensómetros foram instalados no corpo da barragem de Maréges, assim como outros 40 nas ombreiras.

3. Instrumentação e Monitorização Geotécnica

3.1. O que é a monitorização geotécnica?

A monitorização geotécnica é o ramo da engenharia geotécnica que trata da constante verificação das estruturas. Os projetos de engenharia civil exigem um amplo acompanhamento pré e pós-construção, para garantir a segurança de todos.

A monitorização começa, desde logo, com o levantamento do terreno de construção e áreas próximas e continua até à construção da estrutura.

Para edifícios, estruturas e pontes, etc., recomenda-se que estas estruturas sejam monitorizadas continuamente, de forma a garantir a devida manutenção e segurança do homem e dos materiais.

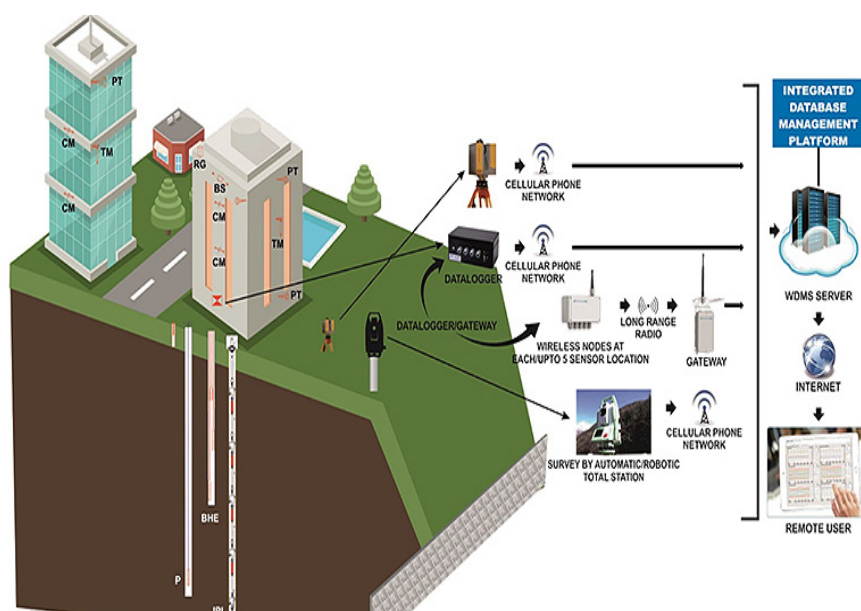


Figura 1. Exemplos de monitorização e as suas aplicações. (Encardio-rite, 2021)

3.2. Por que motivo a Instrumentação e Monitorização são fundamentais?

Uma estrutura pode falhar devido a inúmeras razões, como erro de projeto, instabilidade geológica, manutenção incompleta, deterioração do material de construção, etc.

No entanto, um bom plano de monitorização geotécnico pode prevenir tais falhas, fornecendo a informação fundamental para perceber onde e quando atuar. Essa informação poderá ser recolhida em diferentes fases, as quais abordaremos mais à frente.

3.3. Monitorização nas Várias Fases de uma Estrutura/Obra Geotécnica – Benefícios

A monitorização fornece elementos essenciais para a elaboração de um projeto e a sua execução nas diferentes fases em que este se desenvolve. Todos os projetos que assumam uma importância relevante exigem estudos geotécnicos, não só antes e durante a fase de projeto, como também durante e após a fase de construção. Quando se opta por recorrer à monitorização desde a fase de projeto pode-se obter vários benefícios, tanto para o bom funcionamento e durabilidade da obra como para a segurança da mesma.

3.3.1. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de projeto

A monitorização na fase de projeto pode, assim, trazer benefícios para que todas as fases seguintes corram da melhor maneira possível, tais como:

- a) Obtenção de parâmetros como a pressão intersticial e suas variações (utilização de piezómetros) durante os trabalhos de prospeção;
- b) Verificação das condições hidrogeológicas (posição do nível freático, permeabilidade);
- c) Determinação de estados de tensão e de deformabilidade *in-situ*. Para a verificação destes fatores numa fase de projeto há que elaborar um plano de observação e estabelecer que tipo de instrumentação tem que ser instalada no local. Muitas das vezes, o plano de observação é apenas elaborado durante a fase de obra, passando assim os objetivos pelo controlo de instrumentação e estruturas geotécnicas durante os processos de construção.

3.3.2. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de obra

- a) Realização de ensaios em aterros experimentais para verificar deformações que resultam de assentamentos, ensaios de carga estáticos e dinâmicos em estacas;
- b) Confirmação de todos os parâmetros geotécnicos tidos em conta em fase de projeto;
- c) Controlo do comportamento da estrutura em execução, maciço envolventes e estruturas vizinhas;
- d) Definição da velocidade de avanço da obra;
- e) Controlo de qualidade da execução de obra;
- f) Segurança da obra.

Os benefícios a serem retirados da aplicação de monitorização nesta fase estão dependentes do tipo e do tamanho da obra, das condições existentes e do planeamento da mesma. Nesta fase, a instrumentação pode ser utilizada como um auxiliar na construção.

3.3.3. Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de exploração

- a) Controlo da estrutura durante o seu período de vida;
- b) Comportamento do maciço envolvente e a interação deste com a estrutura;
- c) Verificação das condições de operação e segurança;
- d) Antecipação a qualquer tipo de ocorrência na estrutura geotécnica em questão;
- e) Avaliação dos pressupostos de projeto com o intuito de reduzir os riscos;
- f) Minimização dos danos em estruturas adjacentes ou na próxima obra;
- g) Avaliação e melhoria dos vários métodos construtivos e meios para execução da obra;
- h) Fornecimento de garantias de qualidade, especialmente no caso de projetos de construção;
- i) Controlo de obra (fator de decisão na velocidade de avanço de obra);
- j) Facilidade na conceção de ações de correção em situações de alarme;
- k) Auxílio na gestão de projetos politicamente sensíveis e redução de litígios;
- l) Promoção de correções em projetos futuros, se necessário.

3.4. Vantagens da Instrumentação Geotécnica nas suas Diferentes Fases

3.4.1. Verificação do projeto

Os equipamentos são usados para verificar/validar os pressupostos do projeto e para verificar ainda se o desempenho para as estruturas projetadas é o previsto;

Os dados recolhidos ainda na fase inicial de um projeto podem revelar a necessidade (ou a oportunidade) de modificar o projeto em fases posteriores.

3.4.2. Controlo de construção

Os equipamentos são usados para monitorizar os efeitos da construção. Os dados que vão sendo recolhidos podem ajudar os responsáveis pelo desenvolvimento do projeto a determinar a rapidez com que a construção pode prosseguir sem o risco de falha.

3.4.3. *Segurança*

Os instrumentos podem fornecer avisos antecipados de falhas iminentes, dando tempo para a evacuação segura da área e tempo para implementar ações corretivas.

A implementação de instrumentação para efeitos de segurança requer a rápida recolha, dos dados, processamento e apresentação desses dados para que as decisões possam ser tomadas prontamente, caso seja necessário.

3.4.4. *Proteção legal*

Os dados da instrumentação podem fornecer evidências para uma defesa legal dos projetistas e empreiteiros contra proprietários de propriedades adjacentes, se estes alegarem que a construção causou danos.

3.4.5. *Áreas de atuação*

A instrumentação geotécnica é ainda usada para monitorizar o desempenho em serviço (vida útil) de uma estrutura, como por exemplo: parâmetros de monitorização como caudal, pressão da água dos poros e deformação podem fornecer uma indicação do desempenho de uma barragem.

A monitorização de cargas em tirantes ou tirantes em movimentos instalados num talude pode fornecer uma indicação do desempenho de um sistema de drenagem instalado em um talude estabilizado.

4. Instrumentação Geotécnica e os seus Campos de Aplicação

4.1. Monitorização de Barragens

A monitorização deste tipo de estruturas, envolve, em regra, quase sempre riscos elevados, e consequências, potencialmente desastrosas, seja para a estrutura em si, ou para as estruturas na sua proximidade. Tendo em conta essas possíveis consequências, deverá ser elaborado e implementado, um plano de observação, rigoroso que possibilite um acompanhamento cuidado destas obras, durante a sua fase de execução, e posteriormente, durante a sua vida útil. Nestes casos, a instrumentação desempenha um papel fundamental no controlo das atividades de segurança, monitorização, inspeção e ensaios. Os sistemas de monitorização, afetos a estas estruturas, incluem em regra, dispositivos para monitorização de grandezas relacionadas com as ações e com as respostas térmica, estrutural e hidráulica do conjunto barragem-fundação. A definição deste tipo de instrumentação e principais parâmetros que importa controlar, são os que se encontram indicados na tabela que segue abaixo:

Tabela 1. Monitorização de barragens

Parâmetros a controlar/medir	Nível de água, pressão da água e infiltração Movimento lateral do solo, Deformação, Deslocamento Tensão, Carga Temperatura Inclinação, Assentamento de Superfície
Tipos de Instrumentação Geotécnica	Piezómetros Células de Pressão de Terra Medidores de tensão Inclinómetros Linhas de prumo Extensómetros Fissurómetros, medidores de juntas Células de carga de medidores de temperatura Registadores de dados Alvos Geodésicos Sistema de gestão de banco de dados

Nas figuras 2 e 3, pretende-se identificar, os diferentes tipos de instrumentação, e sua localização, normalmente aplicada nas estruturas que constituem as barragens de terra e betão, nomeadamente, inclinómetros, extensómetros, células de carga, fissurómetros e piezómetros no corpo de aterro e na base da fundação.

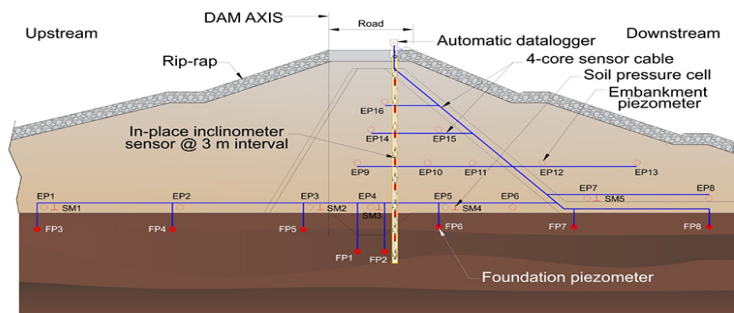


Figura 2. Esquema de Instrumentação Típico – Barragem de Terra: Perfil longitudinal de uma barragem de terra e instrumentação associada. (Adaptado de Encardio-rite, 2021)

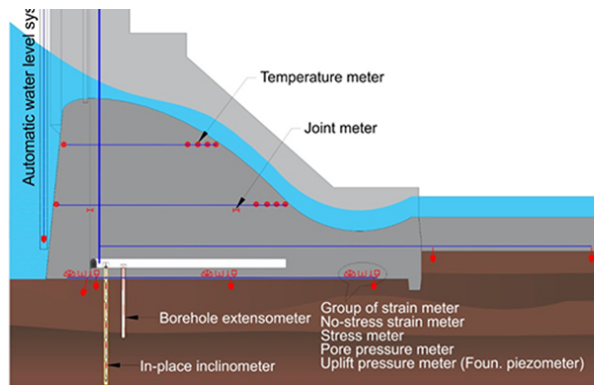


Figura 3. Esquema de Instrumentação Típico – Barragem de Betão: Perfil longitudinal de uma barragem de betão e instrumentação associada. (Adaptado de Encardio-rite, 2021)

4.2. Monitorização de Túneis

A monitorização de obras subterrâneas, em particular os túneis, possuem especificidades próprias relativamente às demais obras geotécnicas, dado que, se trata geralmente de obras com elevada complexidade técnica, nomeadamente as que se desenvolvem em áreas urbanas, quer seja pela heterogeneidade dos maciços atravessados, ou pela possibilidade de ocorrência de incidentes ou acidentes, alguns deles com enormes consequências do ponto de vista material, ambiental e social, que deverão merecer da parte de todos os envolvidos, a maior atenção.

A definição dos parâmetros e tipo de instrumentação que importa controlar, para este tipo de obras, são os que se encontram indicados de um modo geral, nas tabelas que seguem abaixo:

Tabela 2. Monitorização de túneis.

Parâmetros a controlar/medir	Movimento lateral do solo, Deformação, Tensão de Deslocamento, Deformação, Variação da Temperatura de Carga Assentamento de Superfície
Tipos de estruturas Geotécnica	Túneis subterrâneos e escavações a céu aberto Pilares Paredes de diafragma Fundações de estacas e estacas-pranchas contíguas a edifícios, estruturas, pavimentos, etc.
Tipo de Instrumentação Geotécnica	Piezómetros Células de Pressão <i>Strain Gauges</i> (medidores de tensão) Inclinómetros Linhas de Prumo Extensómetros Medidores de Fissuras, Medidores de Juntas Medidores de Temperatura Células e Alvos Topográficos Sistema de Gestão de Dados

Esquema de instrumentação – túnel executado segundo método NATM

Na figura abaixo, é representada uma secção de instrumentação, normalmente aplicada às escavações subterrâneas, realizadas com recuso a explosivos. Este tipo de método, induz ao longo de toda a sua execução, perturbações no maciço envolvente, que importa medir e monitorizar, de forma a poder ir ajustando a velocidade de progressão dos trabalhos, e ainda, prevenir a ocorrência de fenómenos de instabilidade, que possam pôr em causa a viabilidade do projeto, e ainda mais importante, danos nas estruturas que se encontram à superfície.

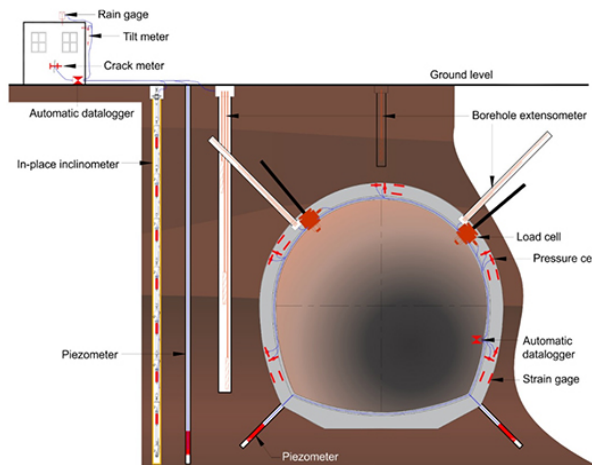


Figura 4. Perfil transversal de um túnel, com meios mecânicos (Adaptado de Encardio-rite, 2021)

Neste perfil, podemos identificar os diversos tipos de instrumentação aplicados, dos quais se destacam, inclinómetro para o controle dos movimentos laterais, piezómetros para medição do nível freático, extensómetros para medição de deformações e tensões, alvos topográficos e células de carga.

Esquema de Instrumentação Típico – Túnel TBM

Para as seções de instrumentação, a implementar em túneis realizados com equipamentos do tipo tuneladora (TBM), as alterações a que o maciço envolvente é sujeito são pouco significativas, nesse sentido, a instrumentação é essencialmente aplicada na monitorização do nível freático, controle de assentamentos à superfície e na monitorização de estruturas, na proximidade dos trabalhos.

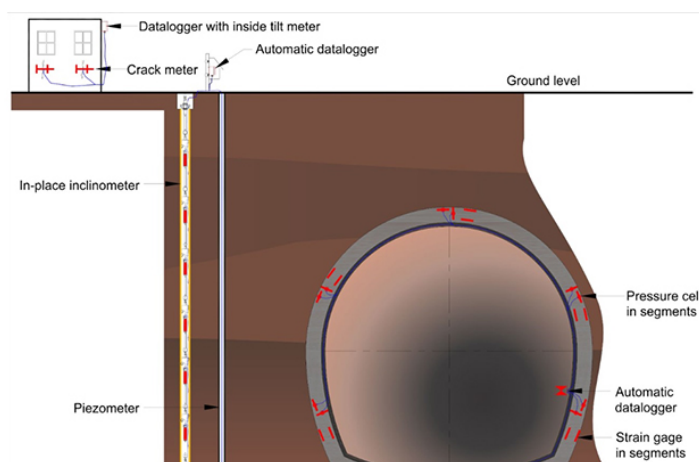


Figura 5. Perfil transversal de um túnel executado com TBM. (Adaptado de Encardio-rite, 2021)

Esquema de Instrumentação – Escavação Profunda

Secção de instrumentação, geralmente aplicada, na execução de contenções periféricas, associadas a escavações profundas, com paredes verticais, e grandes limitações de espaço, que ocorrem frequentemente em meios urbanos.

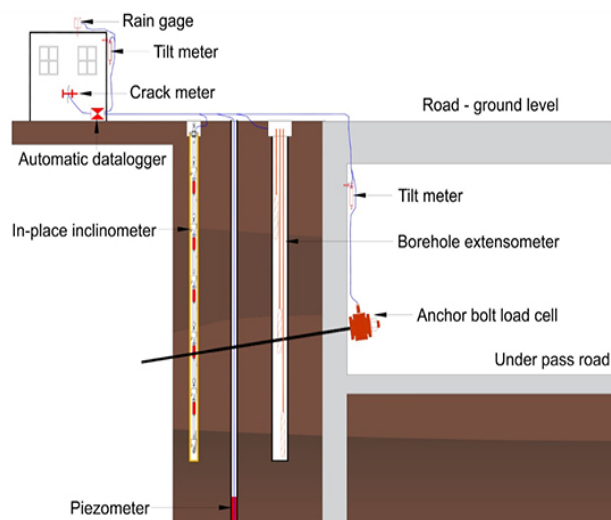


Figura 6. Perfil transversal de escavação profunda com contenção periférica. (Adaptado de Encardio-rite, 2021)

4.3. Monitorização de Estruturas

A monitorização e instrumentação, assume-se como uma ferramenta fundamental na medição e registo do comportamento de estruturas, em particular as de maior dimensão, tais como, pontes, viadutos e túneis. A importância e fiabilidade destes sistemas de monitorização, permitem o apoio e o controlo ao longo da construção, e posteriormente durante a vida útil da estrutura, permitindo tomar atempadamente soluções, que de outro modo, dificilmente poderiam ser tomadas, seja durante a construção, seja durante a fase de exploração. A implementação de sistemas de monitorização nas estruturas, permite desta forma, uma gestão adequada dos recursos, traduzindo-se na economia das soluções e na garantia da durabilidade e da segurança estrutural. Neste sentido, podemos afirmar que os sistemas de monitorização asseguram ou aumentam o período de exploração das mesmas, com qualidade e eficiência económica.

Na tabela 3, e figura 7, seguem alguns dos exemplos dos principais parâmetros a controlar, e tipo de equipamentos a implementar.

Tabela 3. Monitorização de Estruturas.

Parâmetros a controlar/medir	Monitorização de inclinação Monitorização de fissuras Deslocamentos (assentamento) verticais Deslocamentos lateral do solo Monitorização de temperatura Monitorização de pressão de poros
Tipos de estruturas	Segurança de edifícios durante a construção Segurança das infraestruturas durante a atividade de construção e nas proximidades Segurança de edifícios antigos Segurança de monumentos e estruturas de importância histórica
Instrumentação Geotécnica	Piezómetros Terra Células de Pressão <i>Strain Gauges</i> Inclínómetros Linhas de Prumo Extensómetros Medidores de Fissuras, Medidores de Juntas Medidores de Temperatura Células de Carga e Registo de Dados Alvos topográficos Sistema de Gerenciamento de Banco de Dados

Esquema de Instrumentação – Estruturas

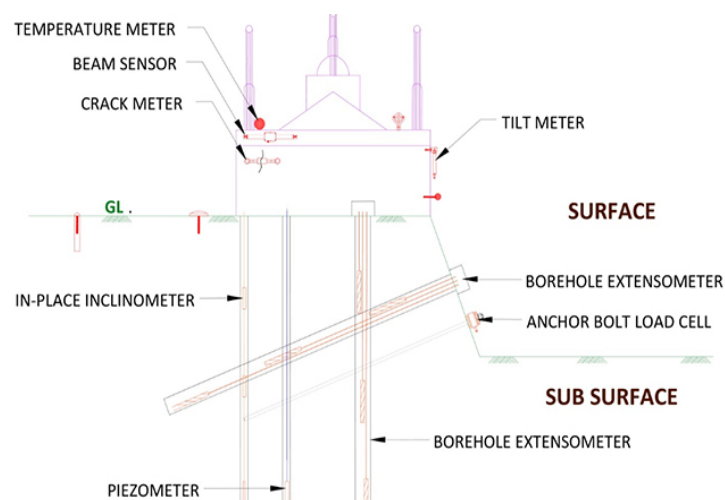


Figura 7. Perfil transversal de uma estrutura de contenção. (Adaptado de Encardiorite, 2021)

Principal instrumentação aplicada e parâmetros a controlar (Figura 7):

-
- ❖ Medidor de temperatura - Monitorização de temperatura;
 - ❖ Fissurómetros – Monitorização de fissuras;
 - ❖ Tiltmeter - Monitorização de inclinação;
 - ❖ Marcas de Superfície – Controle assentamentos;
 - ❖ Inclínómetros - Deslocamentos laterais do solo;
 - ❖ Extensómetros - Deslocamentos (assentamento) verticais;
 - ❖ Piezómetros – Monitorização pressão dos poros;
 - ❖ Células de carga – Monitorização de tensões.

5. Instrumentação e Principais Grandezas a Controlar

5.1. O que é a Instrumentação?

A instrumentação compreende um conjunto de técnicas que implicam a instalação de equipamentos em estruturas de suporte, taludes, obras subterrâneas, etc., para a obtenção de dados do terreno, através de métodos geotécnicos ou topográficos, no âmbito de um plano de instrumentação.

Visto que a monitorização é uma ação que se apoia na instrumentação, os objetivos da instrumentação seguem as mesmas diretrizes em relação aos da monitorização, tendo sempre em conta que, segundo Ralph Peck (1973), a instrumentação não substitui um projeto bem definido.

5.2. Características da instrumentação

Os instrumentos de medição de determinada grandeza devem estar em conformidade com o local onde são instalados, para que a presença do instrumento não altere os valores do parâmetro a verificar, ou seja, durante o processo de instalação, os materiais utilizados devem possuir uma deformabilidade próxima do meio envolvente (por exemplo, caldas de injeção utilizadas na instalação de tubos inclinómetros e extensómetros), devem ter um grau de precisão elevado, para uma maior aproximação ao valor real do parâmetro a medir.

5.3. Grandezas a Observar

Como já foi referido, durante as ações de monitorização é esperada a observação de certas grandezas, para garantir a qualidade e segurança da estrutura em questão.

Entre essas várias grandezas podemos então enumerar as referidas nos subpontos seguintes.

5.3.1. Deslocamentos Superficiais

a) Horizontais

Este tipo de deslocamento pode ser observado, por exemplo, através de um *tiltmeter*¹. É esperada a detecção de possíveis escorregamentos ou deslocamentos horizontais na superfície da estrutura.

b) Verticais

Este tipo de deslocamento pode ser observado através de instrumentação topográfica (tais como marcas de superfície ou alvos topográficos) e por instrumentação geotécnica (inclinómetro horizontal) e é pretendido a detecção de assentamentos.

5.3.2. Deslocamentos Internos

a) Horizontais

A monitorização deste tipo de deslocamento ocorre em taludes, onde se pretende verificar a sua estabilização, o que também nos possibilita descobrir zonas de corte e a sua geometria, assim como medir a deformação, se já existir, e a sua velocidade; em muros de suporte e escavações profundas onde se pretende verificar a deformada da estrutura de contenção, os movimentos ocorrentes a tardo do muro.

b) Verticais

A monitorização deste tipo de deslocamento é verificada, normalmente, em aterros, onde se deve monitorizar a consolidação e características da fundação; em escavações, onde a monitorização deve incidir no comportamento do fundo e assentamentos laterais; e em fundações, onde se monitoriza o comportamento da fundação.

5.3.3. Medição de Tensões

Deve realizar-se a medição de tensões que possam estar a ocorrer, por exemplo, num aterro com um muro de contenção, onde as células de carga permitem avaliar o comportamento do aterro.

a) Nível hidrostático

É importante ser monitorizada a pressão intersticial, pois a sua existência influencia:

Aterros – onde esta pressão está associada ao controlo de assentamentos;

¹ Instrumento utilizado para medir a inclinação da Terra.

Escorregamentos – associada, por exemplo, à lubrificação de superfícies de escorregamento;

Estrutura de suporte - onde se encontra associada aos impulsos sobre as estruturas e a sua variação sazonal;

Escavações profundas: quando relacionada com assentamentos de estruturas adjacentes, tensões no fundo e rebaixamentos do nível freático local (manter escavação seca);

Compactação de aterros ou terrenos com más características geotécnicas – verificam o aumento da pressão intersticial por adensamentos dos materiais.

6. Tipos de Monitorização e Instrumentos

6.1. Monitorização de Deslocamentos Internos

6.1.1. Inclínómetros

O inclinómetro é um instrumento que mede deslocamentos e é constituído por um tubo inclinométrico, torpedo e unidade de leitura. Existem dois tipos de inclinómetro, o inclinómetro vertical, que mede deslocamentos profundos horizontais, e o inclinómetro horizontal, que mede assentamentos que possam ocorrer.



Figura 8. Roldana com cabo de leitura e sonda inclinométrica. (SISGEO SRL, 2021)

a) Características do Equipamento Inclinométrico

Sonda inclinométrica biaxial, capaz de medir simultaneamente segundo duas direções perpendiculares entre si. A sua resolução é de 0,02mm e a sua escala de medida é de $\pm 30^\circ$ desde a vertical. O torpedo é dotado de rodas espaçadas de 0,5m. Os sensores de inclinação situados no seu interior são servoacelerómetros, montados com um desfasamento de 90° , o que permite realizar a medição segundo as duas direções ortogonais, metro a metro ao longo da calha.

Tubagem constituída por calhas de 3,0 m em ABS, duplamente encanada segundo duas direções perpendiculares entre si, através das quais se introduz a sonda inclinométrica.

Roldana com cabo de leitura de ligação entre a sonda inclinométrica e a unidade de leitura.

Unidade de leitura que regista um conjunto de valores a cada 0,5m.

b) Instalação dos Inclínómetros

Os furos inclinométricos são realizados de forma destrutiva através de uma máquina perfuradora rotopercurativa, com um diâmetro de furação de 101mm.

Neste furo instalam-se, de seguida, as calhas inclinométricas, de forma que um dos seus eixos de medida seja perpendicular ao eixo da estrutura que se pretende controlar e, conseqüentemente, o outro será paralelo.

As calhas têm habitualmente um comprimento de 3,0m, sendo interligadas através de uniões que são constituídas pelo mesmo material das calhas e fixadas a estas através de rebites. Para impedir a entrada de água através destas ligações, estas são isoladas com goma, geotêxtil e fita.

À superfície, é colocada uma tampa nas calhas, para impedir a entrada de material dentro do furo e é executada uma caixa, também ela com uma tampa, metálica, que servirá de proteção à boca da furação.

c) Exemplos de Aplicações

Em escavações profundas com contenção periférica

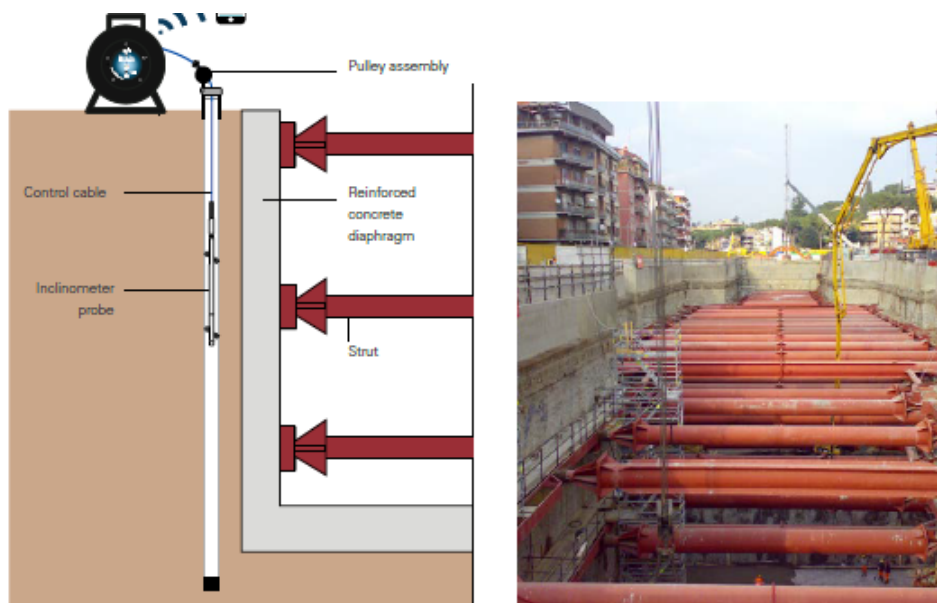


Figura 9. Inclínómetro vertical aplicado no tardoz de parede de contenção. (SIGGEO SRL, 2021)

Em fenómenos associados a deslizamentos de terras

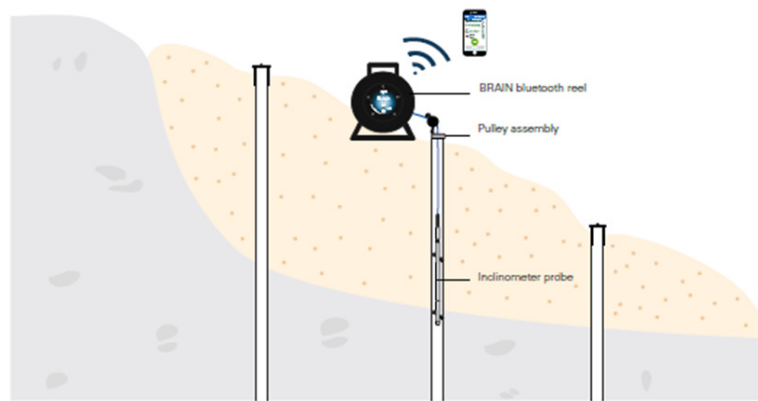


Figura 10. Inclinómetro vertical aplicado em taludes e encostas. (SISGEO SRL, 2021)

Em base de aterros

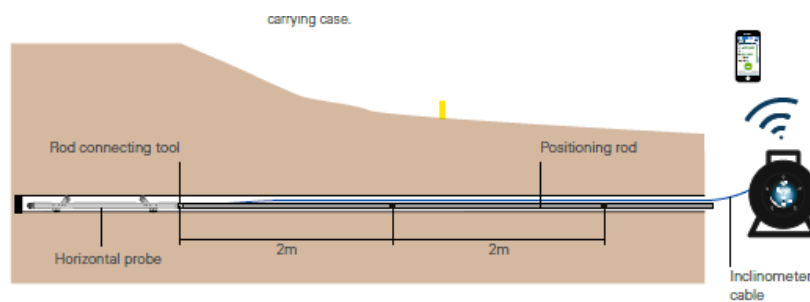


Figura 11. Inclinómetro horizontal aplicado em base de aterro. (SISGEO SRL, 2021)

d) As principais vantagens e limitações dos inclinómetros

Vantagens:

- ❖ Simples instalação e manuseamento;
- ❖ Possibilidade de obtenção de leituras segundo dois planos ortogonais;
- ❖ Fácil transporte;
- ❖ O cabo encontra-se moldado à sonda para uma integridade e confiança a longo prazo;
- ❖ Leitura rápida do aparelho e armazenamento eficiente de dados.

Limitações:

- ❖ É possível haver problemas na instalação dos tubos inclinométricos pois o terreno em que vão ser instalados pode não garantir condições para a sua verticalidade.

6.1.2. Extensómetros

Os extensómetros têm como objetivo a obtenção de informação sobre deslocamentos verticais que possam ocorrer na envolvente onde estão inseridos.

Existem dois tipos de extensómetros, os de sonda e os de haste. Os extensómetros são usados nos seguintes campos de aplicação:

- Monitorização de deslocamentos verticais em escavações, fundações e aterros;
- Monitorização de descolamentos verticais à superfície de zonas de construção de túneis;
- Monitorização de convergência em paredes de túneis;
- Monitorização de deslocamentos em aterros.

a) Extensómetros magnéticos

O extensómetro consiste numa sonda, uma fita graduada e um carretel com lâmpada e sinais sonoros e um certo número de placas magnéticas que estão posicionadas ao longo do tubo de acesso. As placas magnéticas são acopladas ao terreno e movem-se para cima ou baixo dependendo do movimento do terreno.

As leituras são obtidas descendo a sonda pelo tubo. Sempre que a sonda passar por uma das placas magnéticas emite um som. Neste ponto, o operador verifica a profundidade na fita métrica e aponta. Quando o tubo se encontra fixo a um maciço estável, os valores serão sempre comparados com o valor do ponto mais profundo, pois esse encontra-se estável. Se tal não for

possível, os valores obtidos podem ser comparados com o valor do ponto de superfície controlando-o por medição topográfica antes de se efetuarem leituras.

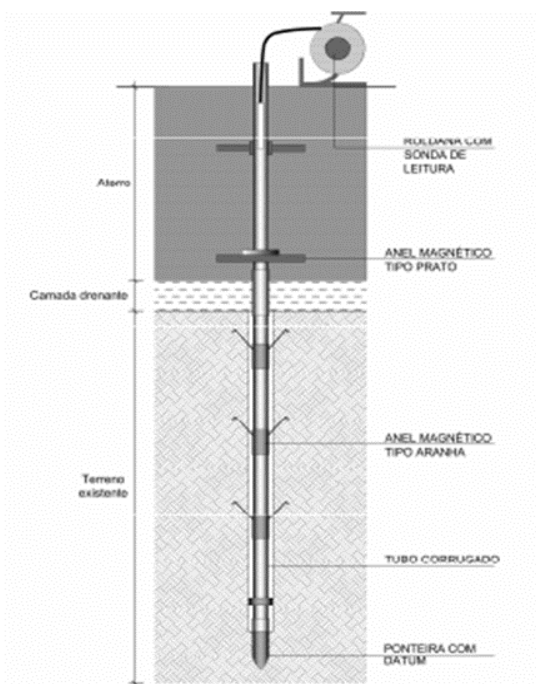


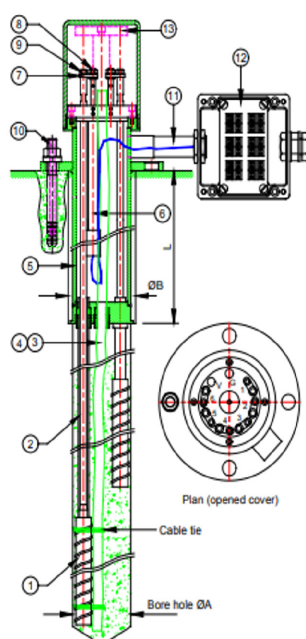
Figura 12. Implementação de um inclinómetro magnético. (Slope Indicator, 2004)

b) Extensómetro com corda vibrante

O extensómetro de corda vibrante consiste num transdutor de corda vibrante que se encontra selado e numa haste coberta com uma camada de PVC para proteção, que assegura o seu livre movimento.

Ao longo do furo existem várias âncoras magnéticas.

À medida que o movimento ocorre, a distância entre o transdutor de corda vibrante e as âncoras altera-se, o que provoca uma alteração de frequência no transdutor. Essa alteração na frequência é medida e convertida nas unidades pretendidas.



Sl #	Description	Qty	Sl #	Description	Qty
1.a	Anchor for fiber glass rod	*	10	Expandable anchor	4
1.b	Anchor for stainless steel rod	*	11	Pipe nipple (1" x 6" long)	1
	Fiber glass connecting rod (Ø 6.3 mm) assembly with PVC protective tube (o.d.-14 mm x 2 mm thick)	#	12	Junction box assembly	1
2.a	SS connecting rod (Ø 8 mm) with PVC tube (o.d.-14 mm x 2 mm thick)	#	13	Reference plate with mounting accessories	1
2.b	SS connecting rod (Ø 8 mm) with PVC tube (o.d.-14 mm x 2 mm thick)	#	#	Quantity depends upon number of positions and depth of anchors	
3	Air vent tube (o.d.-12 mm x 1 mm thick)	●	*	Quantity depends upon number of positions	
4	Grout tube (o.d.-12 mm x 1 mm thick)	●	●	Length varies from application to application	
5	Reference head assembly	1	■	For use with model EDS-70M only	
6	Vibrating wire displacement sensor	1	ØA	- 76 mm for 1 - 3 point & 102 mm for 4 - 6 point	
7	Link plate	1	ØB	- 90 mm for 1 - 3 point & 125 mm for 4 - 6 point	
8	Lock nut	1	L	= for 50 mm sensor - 255 mm., 100 mm sensor - 385 mm	
9	Reference button	1			

Figura 13. Esquema de um extensómetro de corda vibrante (SIGGEO SRL, 2021)

c) Extensómetro de haste

Os extensómetros de haste são usados para monitorizar pequenos deslocamentos, verticais e horizontais, que possam ocorrer ao longo do eixo do furo.

O extensômetro de haste de uma leitura é constituído por uma âncora, uma haste e uma cabeça de referência.

A âncora, que tem a haste acoplada, é instalada no fundo do furo. A cabeça de referência é instalada à entrada do furo. A haste preenche o intervalo entre a âncora e a cabeça de referência, uma alteração nessa distância indica que ocorreu algum movimento. As leituras são obtidas na cabeça de referência que tem instalado um micrómetro de profundidade ou um sensor eletrônico que medem a magnitude, taxa e aceleração dos deslocamentos.

O extensômetro de haste multileituras consiste num extensômetro de haste, que pode ter até seis âncoras e hastes e apenas uma cabeça de referência. As âncoras são instaladas perto de limites estratigráficos. O modo de leitura é semelhante ao extensômetro de haste de uma leitura.

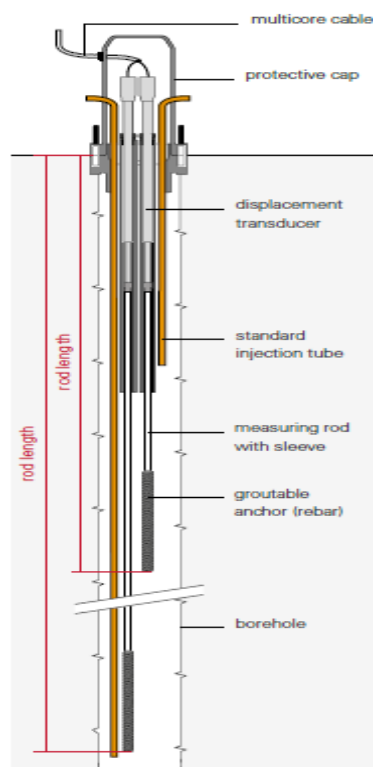


Figura 14. Esquema de um extensômetro de haste múltipla. (SIGGEO SRL, 2021)

d) Extensômetros de haste tensionados

Os extensômetros de haste tensionados são tipicamente utilizados em furos fundos. Em instalações deste tipo de extensômetro, a fricção entre a haste e a sua camada de proteção torna-se um fator significativo que pode ocultar o verdadeiro movimento do terreno. Um mecanismo na cabeça de referência mantém a haste sob tensão, reduzindo o efeito de fricção.

e) Extensômetro de haste não tensionado

Similar ao extensômetro de haste tensionado. Não necessita de nenhum mecanismo de tensão na cabeça de referência.

f) Instalação de Extensômetros de haste

Os furos dos extensômetros são realizados de forma destrutiva através de uma máquina perfuradora rotopercussiva, com um diâmetro de furação de 101mm.

Neste furo instalam-se, de seguida as ancoragens de cada vara do extensômetro, sendo seladas com calda de cimento.

Cada ancoragem fica ligeiramente acima da anterior, de modo a ter os pontos de leitura a diferentes cotas, para obter distâncias relativas entre esses pontos. São depois fixadas as cabeças dos extensômetros às varas que vêm até à superfície. Estes extensômetros podem ter uma ou várias ancoragens, nestes casos, podem ter dois, três ou mais pontos de ancoragem.

À superfície, geralmente, é executada uma caixa com uma tampa para proteger o equipamento.

g) Exemplos de Aplicações

Aplicação em obras de escavação subterrâneas – túneis

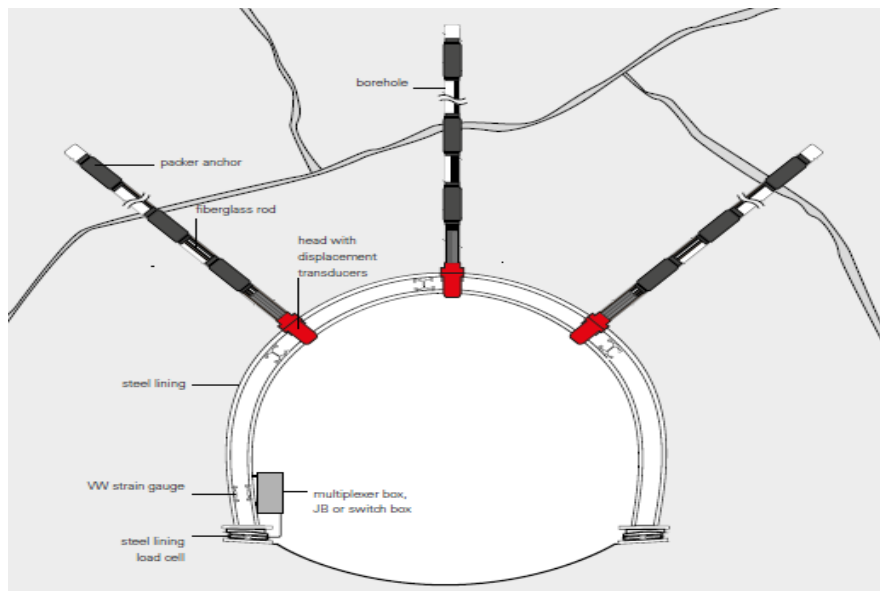


Figura 15. Aplicação de extensômetro com ancoragens em maciço fraturado. (SIGGEO SRL, 2021)

Aplicação em Taludes

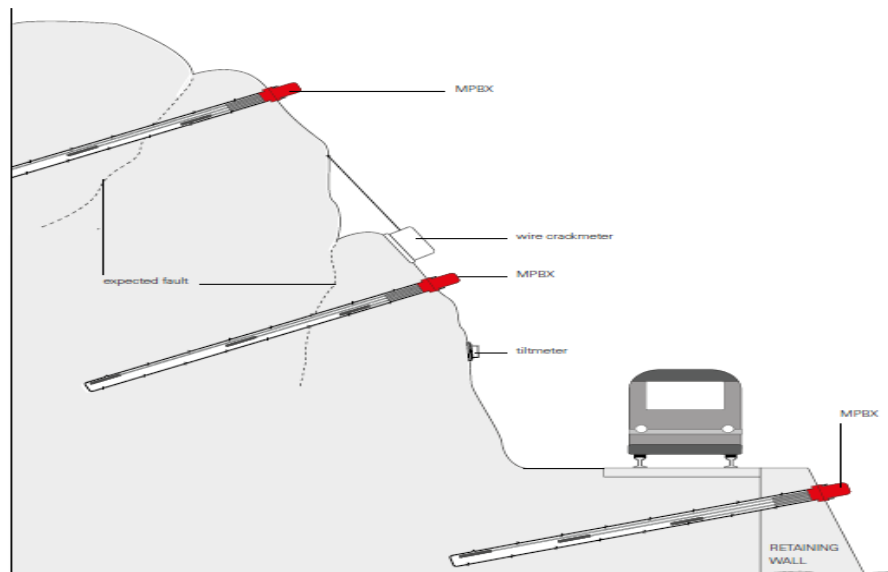


Figura 16. Aplicação de extensômetro de haste múltipla para o controlo de deslocamentos. (SIGGEO SRL, 2021)

h) As principais vantagens e limitações dos extensómetros

Vantagens:

- ❖ Simples instalação e manuseamento;
- ❖ Fornece várias leituras, indicando, não só o assentamento total, como os assentamentos que vão sendo verificados em cada placa magnética;
- ❖ Se o tubo estiver fixo no maciço, não são necessárias medições complementares;
- ❖ Económicos;
- ❖ Leitura fácil;
- ❖ Pode ser combinado com inclinómetros em alguns solos;
- ❖ Possibilidade de serem automatizados;
- ❖ Funcionamento em qualquer orientação, horizontal ou vertical;
- ❖ Bom funcionamento à tração e compressão.

Limitações:

- ❖ Podem Interferir com a atividade da construção, e a sua automatização é complicada;
- ❖ O peso dos materiais (extensómetros corda vibrante);
- ❖ Deformações laterais podem afetar as leituras;

- ❖ O comprimento limitado das hastes é limitado, 30m em fibra de vidro e 50m em aço (extensómetros de haste tensionada);
- ❖ Peso dos materiais (corda vibrante).

6.2. Monitorização de Inclinação e Rotação

Para a medição destas duas grandezas podemos utilizar o clinómetro ou o *tiltmeter*. O objetivo destes dois instrumentos é a medição de movimentos verticais e horizontais de estruturas, edifícios, pilares de pontes, postes de catenária, entre outros.

6.2.1. Clinómetro

Tem como objetivo o controlo de deformações horizontais em estruturas (edifícios, pilares de pontes, postes de catenária, etc.). Para efetuar medições são necessárias bases de referência para ponto de referência de leitura. A sua leitura é uniaxial. O clinómetro tem como vantagens o facto de ser portátil e os valores provenientes da sua leitura serem apresentados em graus.



Figura 17. Exemplo de um clinómetro. (Cidepe, 2020)

a) Instalação dos Clinómetros

Os clinómetros são geralmente fixados no interior dos edifícios num elemento estrutural vertical (pilar). No caso de um prédio/condomínio, deverá ser instalado numa zona comum do mesmo, de forma a facilitar as leituras sem incomodar as pessoas que lá habitam.

6.2.2. Tiltmeter

O sistema do *tiltmeter* é constituído por uma base, o *tiltmeter* (portátil) e a base de leitura.

O *tiltmeter* portátil funciona através de uma força equilibrada de servo-acelerómetros que medem a inclinação. O *tiltmeter* tem, à sua volta, 3 faces para facilitar a sua colocação nas bases, desta maneira, a face de baixo é utilizada quando as bases estão instaladas horizontalmente, e as faces laterais são usadas quando as bases se encontram instaladas verticalmente.

As bases são instaladas em sítios específicos da estrutura, normalmente são cimentadas à mesma, mas podem também ser aparafusadas.



Figura 18. Exemplo de um *tiltmeter* (portátil). (Encardio-rite, 2021)

b) Exemplos de aplicações

- Monitorização de estabilidade de uma zona onde esteja a decorrer a obras de escavação;
- Monitorizar a deflexão e deformação de paredes de contenção;
- Avaliar o desempenho de pontes, vigas e barragens que estejam sobre carga.

6.3. Monitorização de grandezas relativas à água

6.3.1. Piezómetros

Os piezómetros são utilizados para efetuar medições da pressão hidrostática e do nível de água subterrânea nos locais de estudo.

Existem, basicamente, dois tipos de piezómetros, os piezómetros de tubo ascendente, muitas vezes chamados de piezómetros de tubo aberto ou de Casagrande e os piezómetros com diafragma, onde estão incluídos os piezómetros de corda vibrante, os piezómetros pneumáticos e os piezómetros *strain-gauge*.

O uso do piezómetro como instrumento permite-nos obter informação sobre a posição do nível, ou níveis, freático e a sua variação ao longo do tempo, o que é condicionante para:

- Verificar a estabilidade de taludes;
- Elaborar projetos e construir em terrenos com grandes pressões exercidas;
- Controlo da construção de aterros.

a) Piezómetros de tubo aberto ou de Casagrande

O piezómetro de tubo aberto, ou de Casagrande, é constituído por um filtro de ponta de alta porosidade, ligado a um tubo vertical que comunica com a superfície, como se pode verificar na Figura 19.

O filtro encontra-se rodeado de areia, no fundo do furo, sendo que, sobre a areia, é efetuada uma selagem de bentonite, para garantir o isolamento da pressão no fundo do furo.

Desta maneira, o aumento ou decréscimo de pressão hidráulica irá fazer com que o nível de água suba ou desça dentro do tubo.

A leitura é realizada através de um instrumento, indicador no nível de água (Figura 19), constituído por um torpedo contendo uma chave elétrica, um fio graduado e um carroto. Quando o torpedo atinge o nível de água, fecha-se um circuito elétrico e é emitido um sinal sonoro.

Em seguida é feita uma leitura direta (visual) da profundidade a que se encontra o torpedo através do fio graduado.



Figura 19. Piezômetros de Casagrande e unidade de leitura. (SIGGEO SRL, 2021)

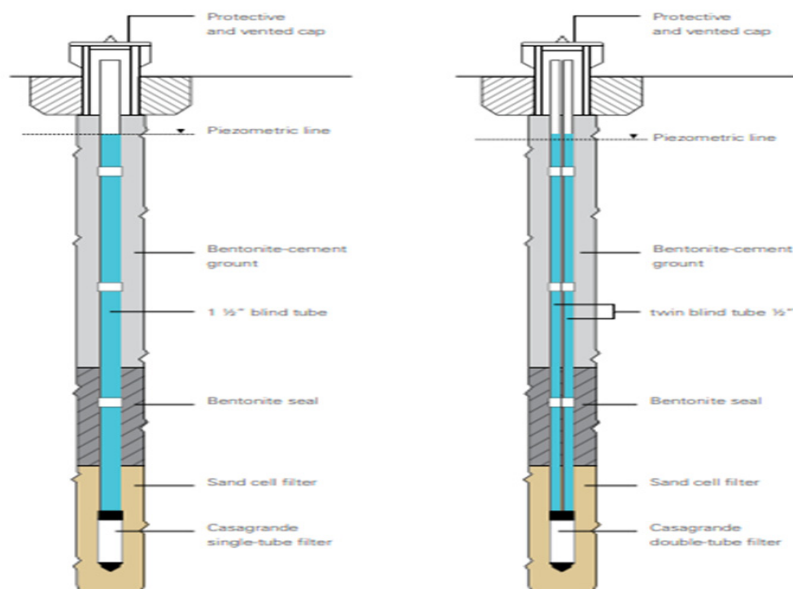


Figura 20. Piezômetros de tubo aberto. (SIGGEO SRL, 2021)

b) Piezômetro hidráulico

O piezômetro hidráulico inclui uma ponteira, um tubo com um líquido (líquido sem a presença de gases suscetíveis de condensação [O₂ e CO₂]) e uma unidade de leitura, como um manômetro.

A pressão hidrostática atua na ponteira do piezômetro e o líquido que se encontra no tubo transmite a pressão para a unidade de leitura. Em solos saturados são utilizadas ponteiras de baixa porosidade, enquanto, em solos insaturados, ou onde são esperadas pressões negativas, são utilizadas ponteiras de alta porosidade.

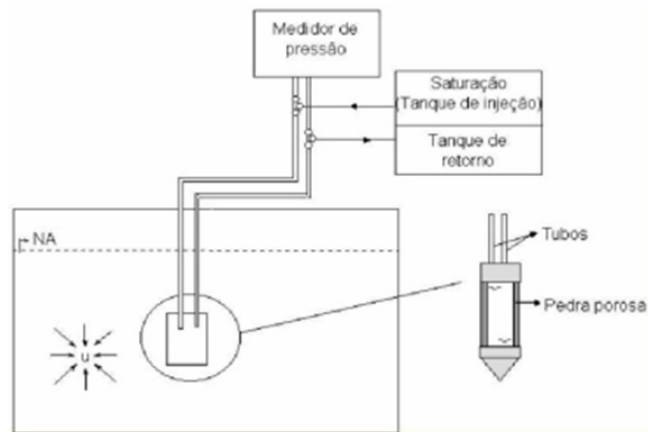


Figura 21. Piezômetros hidráulicos. (adaptado de SAM Rocha 2014)

A utilização de tubos gémeos no circuito permite a substituição do líquido e permite efetuar leituras sobre a permeabilidade do solo.

O líquido no tubo tem de ser desairado, pois a existência de bolhas de ar no sistema pode originar erros de leitura e uma demora na resposta do aparelho. Quando as leituras dos tubos são distintas uma da outra é necessário substituir o líquido do tubo com a leitura anómala.

Estes tipos de piezômetros foram desenvolvidos para serem instalados na fundação e no aterro de barragens de terra durante a fase de construção.

Estes piezômetros são ainda considerados por vários engenheiros como sendo os mais indicados para realizarem a medição da pressão dos poros, tanto na fase construtiva, como na fase de enchimento e ainda de exploração dos empreendimentos.

c) Piezómetro pneumático

O piezómetro pneumático é operado através de gás pressurizado. O tubo é selado com um rolhão de bentonite num furo e tubos gémeos fazem a ligação entre o piezómetro e o terminal à superfície, onde as leituras são obtidas através de um manómetro pneumático.

Este piezómetro é constituído por um diafragma, que funciona como uma válvula, que é acionado com a pressão da água e do gás, este que se encontra dentro dos tubos gémeos.

d) Piezómetro de corda vibrante

O piezómetro de corda vibrante funciona através de um mecanismo que consiste num fio de aço tensionado, um diafragma e uma bobina eletromagnética, como se pode observar na Figura 22.

Uma das pontas do fio encontra-se ligada ao diafragma: quando há um aumento de pressão, o diafragma deflete, reduzindo a tensão no fio (que se encontra tracionado). De seguida, a bobina “puxa” o fio, obrigando-o a vibrar, sendo que a vibração do fio junto das bobinas origina uma frequência que é transmitida através de cabos eléctricos até o aparelho de leitura. O sinal da

frequência pode ser transmitido a distâncias até dois quilômetros, sem perda de qualidade e sem sofrer influência da resistência do cabo. O sinal de frequência é também totalmente imune a entradas de umidade.



Figura 22. Piezômetros de corda vibrante. (Encardio-rite, 2021)

e) Método de instalação

O método de instalação, cujo processo se encontra ilustrado na Figura 22, que pode variar de acordo com o tipo de piezômetro que se pretende instalar. Na instalação de um piezômetro pneumático e de corda vibrante é preciso ter o cuidado de saturar filtros e piezômetro:

- 1) Execução de um furo com perfuração por percussão ou rotação, com um diâmetro entre os 75 e os 100 mm, com água limpa; não se deve usar lama de perfuração, pois poderia impermeabilizar as paredes do furo; fixar o filtro ao tubo; ir descendo o tubo até se chegar à profundidade pretendida; se o tubo for constituído por troços, sempre que for necessário acrescentar um troço é necessário ligar as juntas com fita-cola ou cola.
- 2) Colocar a areia em redor do filtro com a ajuda de um tubo de *tremie*; a areia deve encontrar-se molhada.
- 3) Executar a selagem de bentonite, é uma argila coloidal natural, uma das suas características é a sua capacidade de retenção de água, que provoca um aumento do seu volume; nesta primeira camada de bentonite são colocados grãos mais grosseiros para que o restante furo se preencha com calda de bentonite, para se assegurar a estabilidade do furo; necessário garantir a hidratação da bentonite.
- 4) Preencher o restante do furo com calda de cimento e bentonite.
- 5) Cortar o topo do tubo para ficar com a altura desejada e instalar uma caixa de proteção, para evitar a violação do material por terceiros.

Para evitar o aparecimento de vazios no material introduzido no furo, todas as tarefas deverão ser submetidas a uma ligeira vibração para que o material fique devidamente compactado.

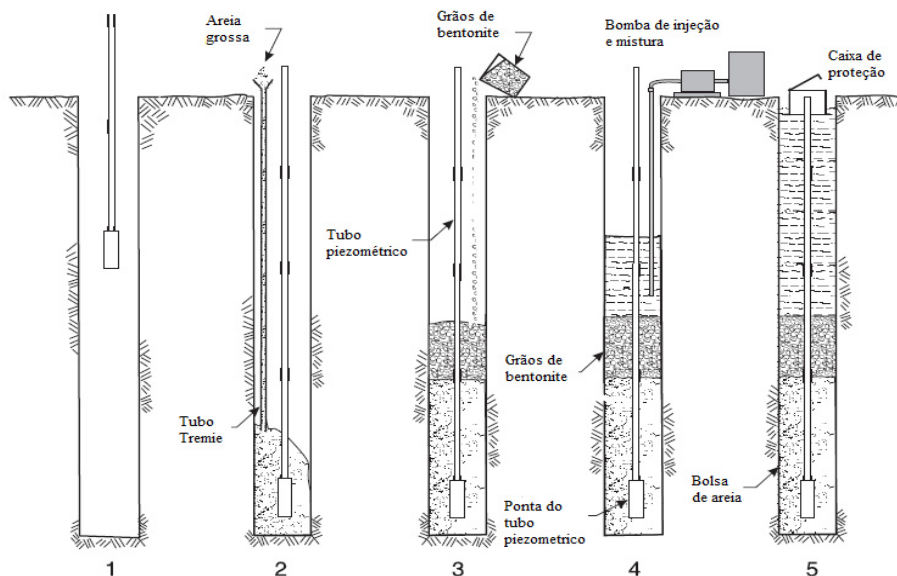


Figura 23. Processo de instalação de um piezômetro (Slope Indicator 2010)

6.4. Monitorização de juntas e fissuras

6.4.1. Fissurómetros

O Fissurómetro é um instrumento destinado a medir os movimentos relativos que se verificarem num ponto de uma fissura ou fenda que possa ocorrer numa estrutura. Podem ser *tell-tale* ou *Crackmeter* (corda vibrante). A escolha do tipo de Fissurómetros utilizado vai depender da acessibilidade para leitura, precisão, amplitude esperada de movimento e do preço.

a) Fissurómetros Tell-Tale

O Fissurómetro é constituído por duas partes executadas em plástico flexível e transparente (representadas na Figura 24) – Fissurómetro *Tell-Tale*.

A primeira parte, em forma de T, tem impresso dois traços de referência em esquadria e a segunda um reticulado graduado em 0,5 mm. Elas são sobrepostas de maneira que os traços de referência e o reticulado fiquem centrados. Tem como vantagem ser barato e de fácil leitura.

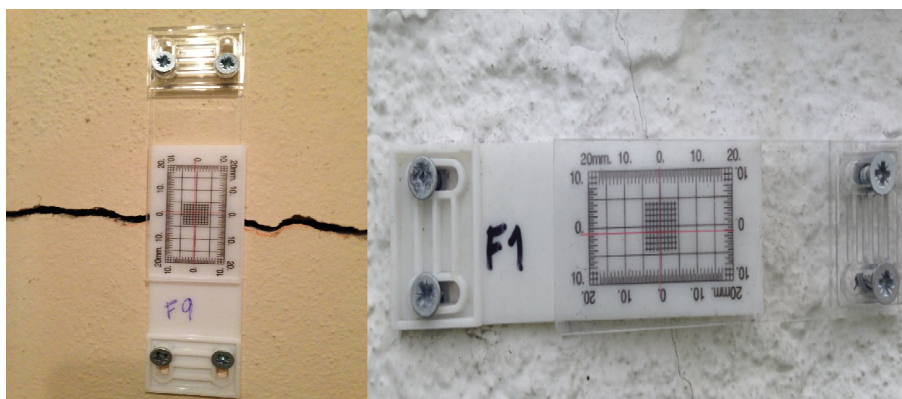


Figura 24. Fissurômetros *Tell-Tale* (arquivo fotos RRC; com autorização).

b) Fissurômetro com corda vibrante (crackmeter)

O fissurômetro de corda vibrante, exemplificado na Figura 25 abaixo, consiste num transdutor de deslocamentos de corda vibrante. São instaladas umas âncoras de cada lado da fissura e o transdutor é montado entre ambas, ligando-as. Quando há uma alteração de distância na fissura, há uma alteração de frequência no transdutor.

O aparelho de leitura registra esse sinal, aplica fatores de calibração e converte essa alteração de frequência em milímetros. As leituras iniciais são tomadas como base para comparação, as restantes são comparadas com a mesma com o objetivo de se calcular a magnitude, taxa e aceleração do movimento que está a ocorrer. A sua alta precisão e a possibilidade de se automatizar o equipamento são as vantagens que se podem garantir com a utilização deste fissurômetro.



Figura 25. Fissurômetro de corda vibrante. (arquivo fotos RRC; com autorização).

6.5. Monitorização de tensões

6.5.1. Células de carga

As células de carga consistem em transdutores capazes de converter pressões em impulsos elétricos que produzem um determinado *output*. São utilizadas para controlar as variações das tensões das ancoragens provocadas pelas ações do maciço na estrutura, ou da estrutura sobre o maciço. Na Figura 26 é apresentado um exemplo de constituição da célula de carga.

Os testes envolvem a aplicação de carga no varão da ancoragem com um macaco hidráulico. Uma célula de carga é colocada entre a parede de contenção e o macaco hidráulico. O *output* da célula de carga é apontado enquanto o macaco aumenta a sua carga. Posteriormente, a célula é monitorizada no que toca a alteração de carga na ancoragem. Uma perda de carga pode indicar uma falha da ancoragem, ou perda de material na parte de trás do muro, por outro lado, um aumento de carga pode significar que a parede precise de uma ação para prevenir que a mesma não entre em rotura, que as ancoragens vizinhas estejam a falhar, ou também que o material por trás do muro se encontra subcarregado.

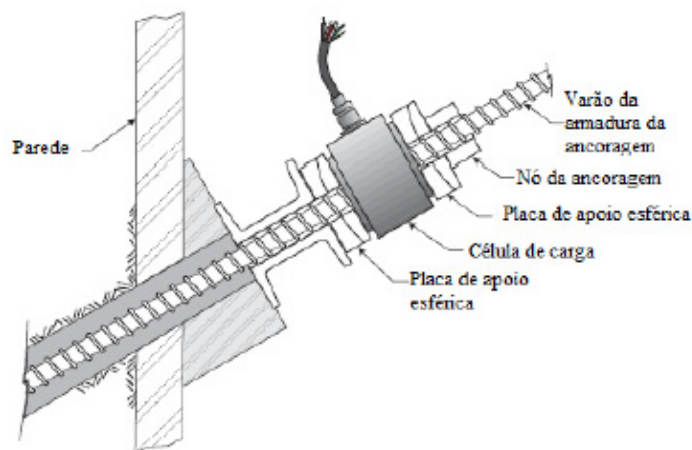


Figura 26. Ancoragem com célula de carga. (adaptado Slope Indicator, 2010)



Figura 27. Equipamento para tensionar os cabos de ancoragens (*arquivo fotos RRC; com autorização*).

7. Deslocamentos Superficiais

7.1. Deslocamentos Verticais

Para medição dos assentamentos superficiais e deslocamentos horizontais, empregam-se, geralmente, métodos topográficos que fazem a aplicação das técnicas e equipamentos da topografia e da geodesia e que se baseiam na medição das três coordenadas dos pontos observados. Assim, os instrumentos mais usados incluem réguas, marcas superficiais (profundidade máxima de 1m) (Figura 30) e profundas, *bench marks* (Figura 30), e alvos topográficos.

As réguas podem ser colocadas em edifícios (de preferência associadas a um elemento estrutural) e muros de contenção, enquanto as marcas superficiais se colocam na superfície do terreno ou são enterradas até uma profundidade de 1m.

A deformação medida numa régua e numa marca, ainda que ambas estejam no mesmo local, poderá não ser igual. A marca permite medir a deformação no terreno, enquanto a régua mede o assentamento da estrutura em que está colocada (por exemplo, o pilar de um edifício). A diferença nas leituras advém do facto de a presença de uma estrutura condicionar os assentamentos superficiais.

7.2. Alvos Topográficos

Os alvos topográficos permitem a medição, por meio de instrumentos topográficos, do tipo estação total, dos deslocamentos absolutos no espaço de pontos de leitura instalados em edifícios ou estruturas de suporte, com a finalidade de avaliar o seu comportamento durante a execução de uma obra.

7.2.1. Aparelhos de medição

Para a execução das medições, são geralmente usados equipamentos do tipo Estação Total com as seguintes características:

- Precisão Angular: (0.15 mgon) 0.5"
- Precisão linear: 1 mm +1 ppm.



Figura 28. Aparelhos de leitura do tipo estação total e alvos topográficos.
(adaptado Carlson CR+)

7.2.2. Método de medição

Com o objetivo de alcançar a melhor precisão possível, as medições deverão ser executadas ou com o método da “estação fixa” com três (3) pontos de arranque ou com o método da “estação livre” com cinco (5) pontos de arranque localizados fora da zona de influência da obra.

Para condições normais de leitura, o erro máximo associado aos alvos topográficos não deverá ultrapassar os ± 2 mm.

7.2.3. Instalação

Os pontos de leitura são constituídos por pinos colocados mediante perfuração e consequente selagem com resina epóxi ou calda de cimento de presa rápida.

No caso de secções de convergência, em escavações subterrâneas, os pinos deverão ser instalados imediatamente após a colocação do revestimento.

No caso dos alvos instalados em contenções de obras a céu aberto, os mesmos deverão ser instalados uma vez alcançada a cota prevista.

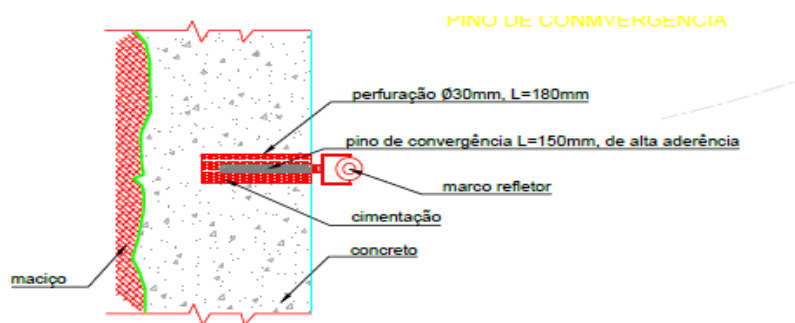


Figura 29. Pormenor - instalação de alvos. (adaptado Plano Instrumentação TAS)

7.2.4. Leituras iniciais (zeragem)

A leitura das seções de convergência e dos alvos instalados nas contenções das obras a céu aberto deverão ser efetuadas antes do início da escavação.

Para os alvos instalados nos edifícios existentes, as leituras iniciais deverão ser realizadas num número mínimo de quatro, em diferentes dias, em intervalos divididos, o mais uniformemente possível, no mês anterior ao início das obras.

7.3. Marcas Topográficas Superficiais

Estes instrumentos permitem a medição, através do nivelamento geométrico de precisão, dos movimentos verticais (assentamento e levantamento), induzidos pelas obras, do solo em superfície e deverão ser instaladas nas áreas próximas ao desenvolvimento dos trabalhos.

7.3.1. Instalação em obra

As marcas superficiais são instaladas mediante execução manual de um poço de profundidade de 80 cm. Uma vez que o poço esteja completo, instala-se o ponto de leitura e procede-se ao preenchimento do mesmo com betão pobre até uma altura de 30cm a partir do fundo.

A seguir, coloca-se uma camada de terreno compactado numa altura de 10 cm, depois disso será instalado um tubo em PVC de alta resistência de Ø2" cravado no terreno, previamente compactado por um comprimento de 5 cm.

O espaço nulo entre o tubo e o terreno será preenchido com solo de escavação compactado.

A profundidade do poço para a instalação da instrumentação e o comprimento do mesmo instrumento poderá variar em função das características do terreno encontrado.

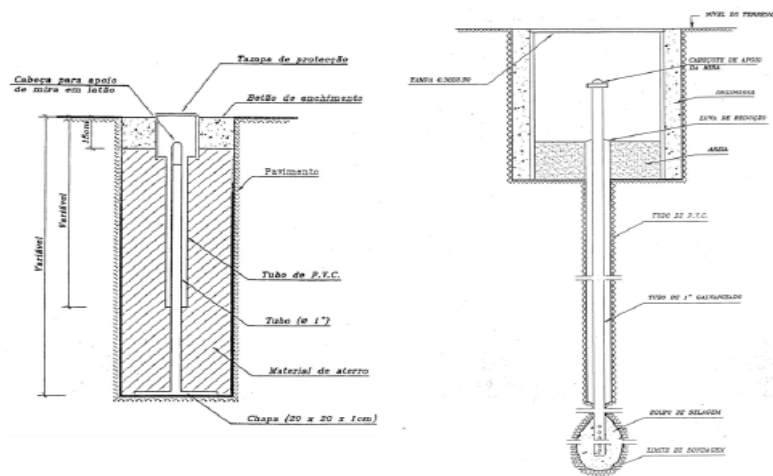


Figura 30. Marca de nivelamento de superfície e *Benchmark* (marca de nivelamento profunda). (adaptado Tecnasol-FGE,2000)

7.4. Marcas Topográficas para Edifícios

Estes instrumentos permitem a medição dos deslocamentos verticais que podem ser induzidos nas edificações existentes pela execução dos trabalhos nas suas proximidades.

7.4.1. Instalação

As marcas são instaladas mediante perfuração e consequente cimentação com resina epóxi ou caldas de cimento de pega rápida.

Os pontos de leitura serão constituídos por barras de aço de \varnothing 10mm e de 10cm de comprimento, roscas com cabeça esférica de latão para o apoio da mira.

As medições serão executadas por meio de Nível Ótico de precisão dotado com “Placa Plano Paralela” e mira invar adequada para o nível de precisão requerido ou, em alternativa, com Nível digital.

O nível deverá possuir as seguintes características:

- Precisão: 0.3 mm (nivelamento duplo de 1 Km)
- Resolução: 0.01 mm

(página propositadamente em branco)

Capítulo II

Caso Prático – Descrição da Obra

(página propositadamente em branco)

8. Introdução

A obra que servirá de base para análise ao estudo de implementação de um plano de monitorização, durante a fase de construção, trata-se da Empreitada de Construção do Novo Túnel de Águas Santas, túnel que actualmente já se encontra em serviço. Esta obra deveu-se à necessidade de alargamento de 2x4 vias, a Norte, no sentido descendente (Amarante-Porto) e de reabilitação dos túneis existentes para serviço no sentido ascendente (Porto-Amarante).

Trata-se, portanto, de um túnel em meio urbano com riscos geotécnicos acrescidos, que, pela sua especificidade associada à fenomenologia envolvente às obras subterrâneas, nomeadamente no que respeita aos deslocamentos induzidos, requer necessariamente uma monitorização e um controlo construtivo muito cuidadosos, plano de monitorização que iremos abordar mais à frente.

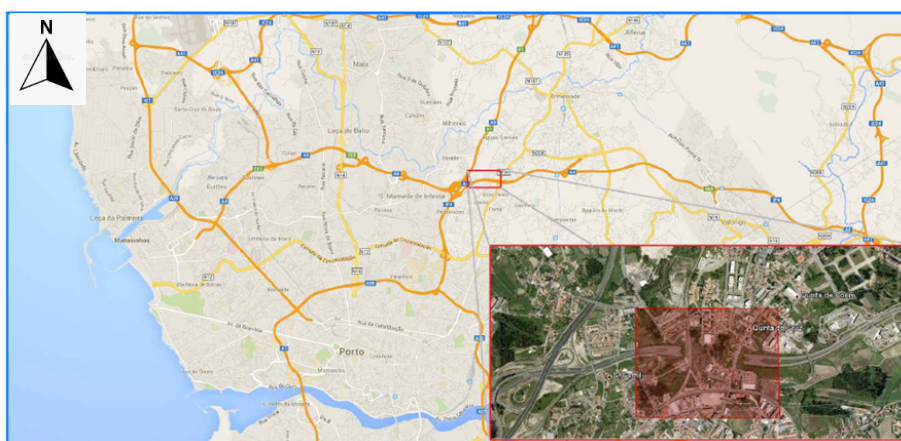


Figura 31. Localização da obra subterrânea do alargamento e beneficiação da Autoestrada A4 - Porto-Amarante, no sublanço Ermesinde-Águas Santas, escala de 1:100.000 (adaptado Relatório GIC, TAS, 2015)

8.1. Geologia do traçado

O traçado da atual autoestrada desenvolve-se na unidade morfoestrutural designada de Zona Centro-Ibérica, correspondendo a formações do maciço Hespérico, sujeitas a sucessivas e importantes ações tectónicas no decurso da Orogenia Hercínica, traduzidas por intensos dobramentos e fraturação das formações paleozoicas e pré-câmbricas, que foram intrudidas por massas granitoides, a que, neste sublanço, correspondem aos designados “Granitos do Porto”, os dominantes e metamórficos com carácter xistoso (Pereira et al., 1992).

Os granitóides hercínicos são muito variados e afloram em manchas muito extensas. Compreendem, sobretudo, os granitóides da série alcalina e calco-alcalina. As rochas básicas são muito menos importantes (Pereira et al., 1992).

8.2. Granito do Porto

O traçado do novo túnel norte de Águas Santas actual autoestrada desenvolve-se particularmente no granito do Porto.

Predominam, nesta zona, os granitos de duas micas, com carácter leucocrata, com percentagem de moscovite idêntica à de biotite. Têm tendência a acompanhar as fases compressivas. Os mais representativos têm idades à volta de 300 Ma (Pereira et al., 1992).

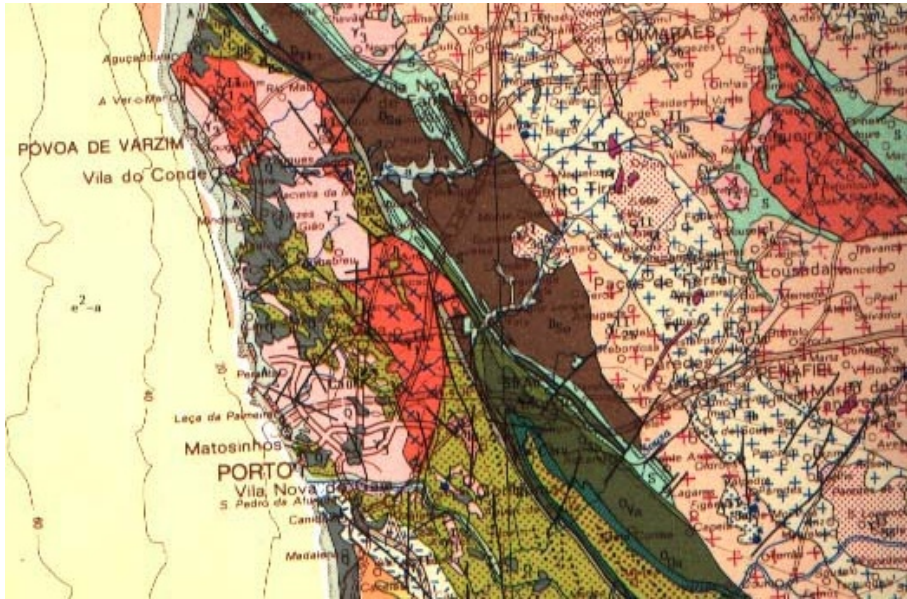


Figura 32. Extrato da carta geológica de Portugal, na escala de 1.200.000, Folha 1, SGP (Pereira et al. 1992).

Estão estritamente controlados pelo metamorfismo regional e parecem produzir-se por anatexia da parte média da crosta no decurso do metamorfismo regional. Sendo assim, relacionam-se com as áreas envolventes através de auréolas de metamorfismo regional, bastante extensas. Estas apresentam sequências em que se parte de rochas como os gneisses, migmatitos e micaxistos, junto ao foco granítico e se passa, depois, para xistos mosqueados e, finalmente, xistos luzentes (Pereira et al., 1992).

9. Principais Aspetos Geológico-Geotécnicos

Do ponto de vista geológico, o túnel de Águas Santas localiza-se exclusivamente em terrenos do denominado “Granito do Porto”. Trata-se de um maciço constituído por um granito alcalino, leucocrata, de grão essencialmente médio a grosseiro, de duas micas, apresentando uma textura não porfiroide.

Este maciço ocorre, geralmente, medianamente a pouco alterado, exceto junto à superfície e no emboquilhamento Nascente, cujo granito ocorre profundamente alterado a decomposto, o que contrasta com os terrenos que afloram junto ao emboquilhamento Poente.

O maciço decomposto aflora sob a forma de saibro de natureza feldspática, solto a medianamente compacto até aos 10m de profundidade, seguindo-se um granito decomposto sob a forma de saibro muito compacto. O maciço granítico decomposto é constituído essencialmente por areia grosseira, vulgarmente denominada por saibro, podendo-se apresentar, por vezes, com alguma componente argilosa.

Em função destas características geológicas-geotécnicas, e das campanhas de prospeção realizadas em fase preliminar, definiram-se então essencialmente 3 zonas geotécnicas, ZG3, ZG2 e ZG1 (Tabela 4).

De modo a preconizar soluções construtivas mais adequadas foi elaborado, no âmbito deste estudo, um zonamento geotécnico no qual foram individualizadas 3 subzonas no horizonte de alteração ZG3, em função das características de compacidade obtidas nos ensaios de N_{SPT} .

Tabela 4. Zonamento Geotécnico Adotado para os Emboquilhamentos.

ZG3 (Maciço de fraca qualidade)	Ocorre essencialmente junto às imediações do emboquilhamento Nascente. Trata-se de uma zona geotécnica constituída essencialmente por granito decomposto a muito alterado (W_5 a W_4), formado por saibros arenosos soltos a muito compactos, aumentando a sua compacidade em profundidade e localizadamente, no emboquilhamento Nascente por aterros de saibro granítico. Normalmente a partir dos 10m de profundidade, o maciço corresponde a valores de N_{SPT} superiores a 60 pancadas.
ZG2 (Maciço de qualidade intermédia)	Trata-se de uma zona geotécnica em que o maciço se encontra medianamente alterado, com fracturas medianamente afastadas a próximas. A percentagem de recuperação obtida nas sondagens é inferior a 70% e o índice de qualidade RQD, inferior a 50%. Corresponde a uma zona de transição entre o maciço granítico decomposto e o maciço granítico de melhor qualidade.
ZG1 (Maciço de boa qualidade)	Corresponde essencialmente às zonas mais profundas do maciço rochoso, no qual se verificam as melhores características geotécnicas. Ocorre essencialmente na zona central dos túneis e nas proximidades do emboquilhamento Poente, encontrando-se pouco alterado e com fracturas medianamente afastadas a afastadas. O índice de RQD característico desta zona geotécnica é superior a 50%, traduzindo desta forma a relativa qualidade do maciço presente.

Nas tabelas abaixo identificam-se as principais características geomecânicas e geotécnicas das unidades identificadas para a área dos emboquilhamentos e do túnel.

Tabela 5. Zonamento Geotécnico Adotado para os Emboquilhamentos.

Zona Geotécnica	Características do Maciço				
	Grau de Alteração (W)	Grau de Fraturação (F)	Recuperação (%)	RQD (%)	N _{SPT}
ZG3	A	W ₅	-	-	<20
	B	W ₅	-	-	20-50
	C	W ₅ a W ₄	F ₄₋₅ a F ₅	-	50-60
ZG2	W ₃₋₄ a W ₃	F ₃₋₄ a F ₄	<70	<50	-
ZG1	W ₂₋₃	F ₂ a F ₃	>70	>50	-

Tabela 6. Zonamento Geotécnico Adotado para os Túneis.

Zona Geotécnica	Características do Maciço				
	Grau de Alteração (W)	Grau de Fraturação (F)	Recuperação (%)	RQD (%)	N _{SPT}
ZG3	W ₅ a W ₄	F ₄₋₅ a F ₅	-	-	5-60
ZG2	W ₃₋₄ a W ₃	F ₃₋₄ a F ₄	<70	<50	-
ZG1	W ₂₋₃	F ₂ a F ₃	>70	>50	-

Na Tabela 7 é apresentada a correlação das unidades geotécnicas com as classes RMR e GSI.

Tabela 7. Classificação Geotécnica RMR (Bieniawski, 1989) e GSI (Hoek & Marinos, 2000).

ZONA	RMR Básico	GSI*	Classe	Descrição
ZG3	<30	<25	IV	Maciço fraco
ZG2	30-60	25-55	IV - III	Maciço fraco a razoável
ZG1	>60	>55	II	Maciço bom

*valores indicativos de referência, por definição os resultados do índice são expressos em gama de valores

No perfil longitudinal abaixo encontram-se ilustradas duas secções-tipo das zonas geotécnicas mais desfavoráveis, nas quais foi elaborado um zonamento vertical do maciço.

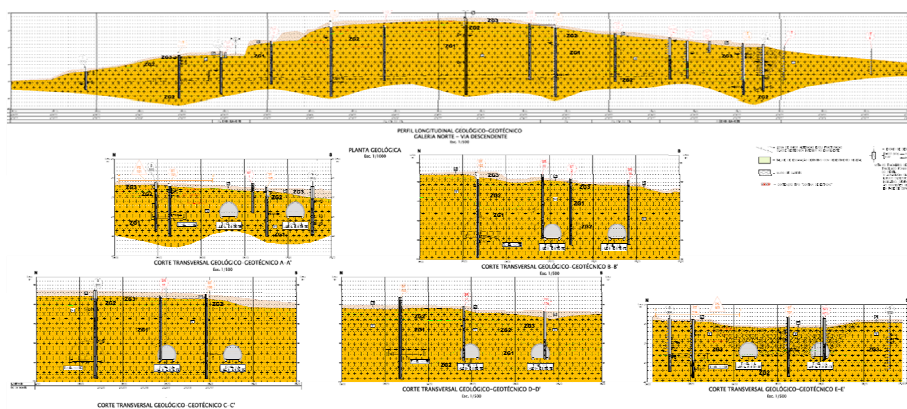


Figura 33. Túnel - Via Descendente - Geologia e Geotecnia - Perfil Longitudinal e Perfis Transversais. (adaptado Relatório GIC, TAS, 2015)

10. Túnel

10.1. Considerações Gerais

Face às condicionantes rodoviárias impostas, a geometria interior das secções tipo apresentadas foi definida, de forma a circunscrever um gabarito rodoviário, de 16,65 x 5,25 (L x H), que permite albergar 4 vias com 3,5 m, berma direita com 2,0 m e berma esquerda com 0,65 m.

Na conceção da secção procurou-se manter uma certa proporção entre a área útil, incluindo os passeios e o espaço necessário para a instalação do equipamento de ventilação e a área total de escavação, assim como manter um fator geométrico mais adequado à provável deformação dos terrenos envolventes.

As secções Tipo I e II foram geometricamente resolvidas com recurso a curvas policêntricas de raios internos: 11,0 m, 5,70 m e 6,70 m, com centros desfasados dos centros dos raios externos, de forma a ganhar espessura necessária nos hasteais. Assim, a peça apresenta espessura variável.

Por outro lado, para instalar as diversas redes e sistemas - abastecimento de energia, iluminação, sinalização e segurança - foram previstas, sob os passeios, caleiras contínuas para colocação das condutas.

Também, para prever a eventualidade de derrames no interior do túnel e escoamento das águas de lavagem, foram previstos coletores corridos ao longo da galeria, que irão conduzir as águas de lavagem ao exterior, de forma independente, relativamente às águas do maciço.

Como as características do maciço condicionam o tipo de fundação necessário em cada zona geotécnica, foram adotadas duas secções tipo, diferindo no processo construtivo, na espessura do revestimento e no modo de fundação.

O revestimento definitivo do túnel é constituído por uma casca em betão armado de espessura mínima de 0,50 m.

Esta casca é obtida por betonagem direta sobre o suporte primário, após colocação das armaduras e instalação do sistema de impermeabilização e drenagem.

10.2. Características Geométricas das Secções

10.2.1. Secção Tipo I

A secção Tipo I (Figura 34), definida para as zonas geotécnicas de melhor qualidade, incluindo o trecho em *cut-and-cover*, numa espessura de betão na calote de 0,50 m, apoiando-se os hasteais sobre uma sapata corrida, não possuindo qualquer elemento estrutural contínuo na soleira.

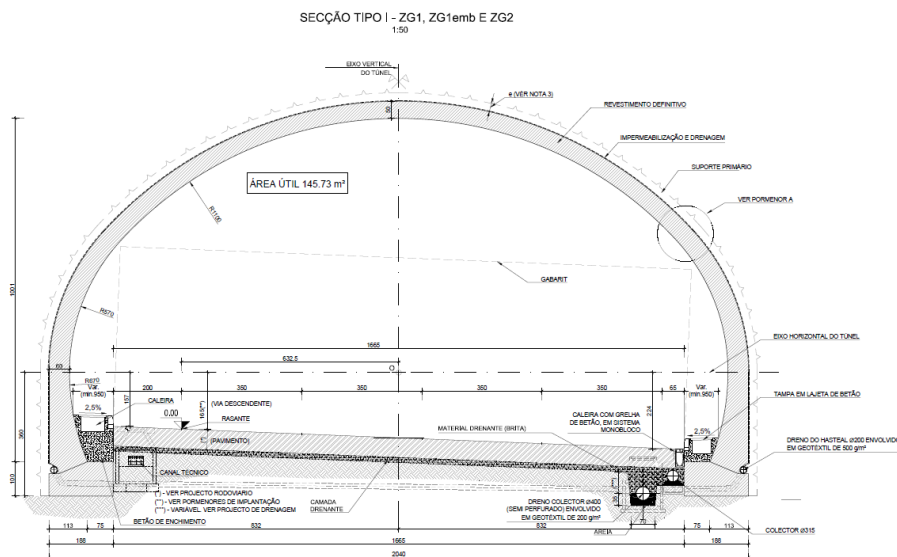


Figura 34. Secção Tipo I para Zonamento ZG1 e ZG2. (adaptado MDJ – TAS, 2015)

10.2.2. Secção Tipo II

A secção Tipo II (Figura 35), definida para os troços com condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis, é uma secção troncocónica com espessura na zona da abóbada variável desde 50 cm para a secção mínima até 115 cm para a máxima.

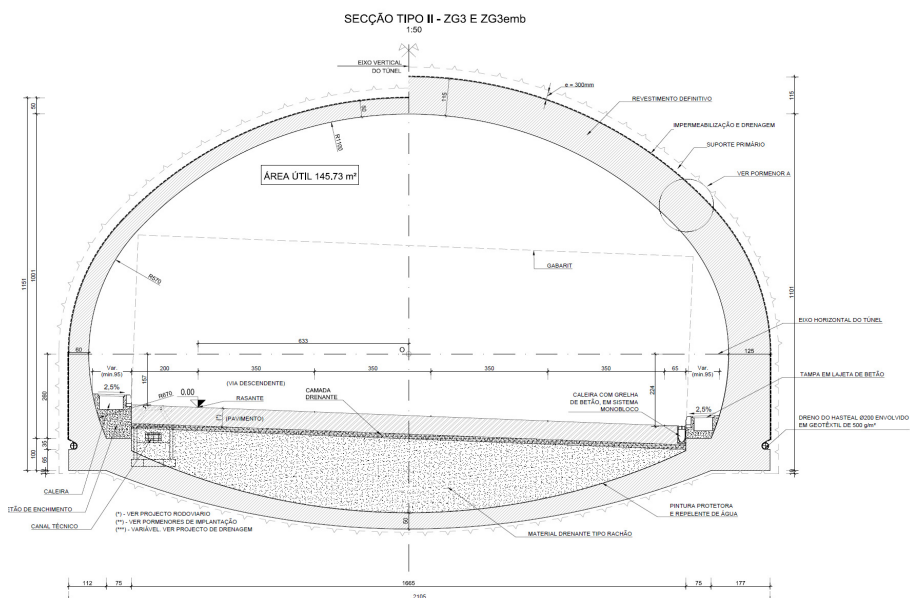


Figura 35. Secção Tipo II para Zonamento ZG3. (adaptado MDJ – TAS, 2015)

A secção Tipo II “cut & cover” (Figura 36), tem espessura de 1,15 m e soleira curva de betão com uma espessura mínima de 0,50 m.

suporte para fazer um arco e seguida do primeiro rebaixo (subdivide em duas fases laterais, desfasados de acordo com a zona geotécnica e respetivos comprimentos de avanço). O rebaixo final é também realizado em duas fases laterais, conjuntamente com a escavação do arco invertido.

Esta metodologia permite controlar melhor os deslocamentos à superfície e por outro lado é vantajosa do ponto de vista de aplicação do suporte uma vez que assim é possível prever (pelo menos em parte) as condições para as fases adjacentes e para o rebaixo. Diminui-se, deste modo, a probabilidade de ocorrência inesperada de zonas de muito má qualidade geotécnica, em frentes com uma maior área de escavação.

Foram definidas 5 secções tipo de primeira fase para a escavação do túnel em estudo:

- Secção tipo ZG1 e ZG1Emb
- Secção tipo ZG2
- Secção tipo ZG3 e ZG3Emb

Como nota geral para todas as zonas geotécnicas/faseamentos há, a considerar, os seguintes aspetos:

- Em secções transversais de zonamento misto, onde ocorrem bolsadas de material de qualidade distinta, o suporte primário deverá ser adaptado, tendo em conta o tratamento tipo preconizado;
- Só podem ser realizados avanços, após ganho de resistência do betão projetado, superior a 10MPa, em avanços adjacentes;
- O betão projetado reforçado com fibras metálicas (BPRFM) deve ter valores de absorção de energia em ensaio de placa de E=700J em ZG1 e ZG2 e E=1000J em ZG3.

Os trabalhos de escavação devem ser acompanhados de cartografia geológico-geotécnica das superfícies escavadas (*face mapping*), de forma a melhor acompanhar e interpretar os resultados da instrumentação e a fenomenologia envolvida nos trabalhos mineiros, ajudando ao incremento das condições globais de segurança ao permitir introduzir os eventuais ajustes necessários ao faseamento e/ou suportes de forma atempada.

10.4.1. Secção Tipo ZG1

No que respeita à secção tipo ZG1 (Figura 37), pertencente às classes II e III de RMR, evidenciam-se instabilidades devidas à mobilização de blocos (nesta zona, o modo de rotura consiste na queda, por gravidade, de blocos definidos pela intersecção das descontinuidades existentes); as

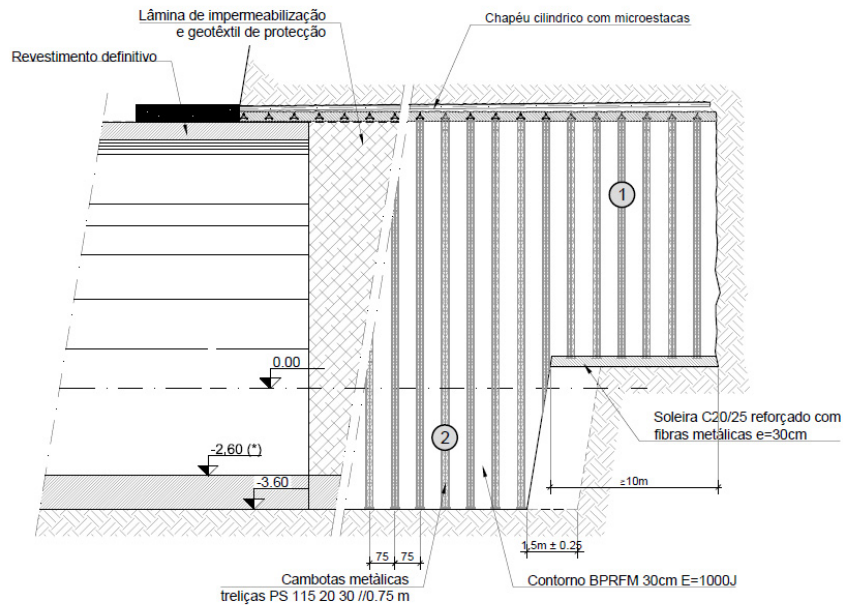


Figura 38. Secção Tipo ZG1emb. (adaptado MDJ – TAS, 2015)

10.4.2. Secção Tipo ZG2

Para as secções tipo ZG2 (pertencentes à classe IV de RMR), os riscos potenciais devem-se ao comportamento de instabilidade do vão, dependendo das condições de cobertura. Nesta zona geotécnica, o modo de rotura pode ser misto, ou seja, pode incluir a queda de blocos de uma forma semelhante à indicada para a ZG1 e/ou haver escorregamento de rocha em zonas muito fraturadas ou em zonas de esmagamento.

A secção tipológica prevê betão projetado e cambotas treliçadas com a execução de eventual *forepoling* em avanço, definido em função do contexto geoestrutural.

Relativamente ao suporte primário a aplicar, a escavação é suportada com recurso a betão projetado reforçado com fibras metálicas $E=700J$ em espessura $e=0,30$ m e ainda a pregagens do tipo Swellex, de 200 kN (mín.), de carga de rotura e 6 m de comprimento ou equivalente, distribuídas em malha quadrada de 1,5 m (± 0.25 m) desfasadas em quincôncio.

Também são considerados perfis metálicos treliçados do tipo PS 115 20 30, afastados de 1.5 m (± 0.25 m).

Nas zonas de pior qualidade (com RMR próximo de 30), o suporte radial é substituído por chapéus de *forepoling* com varão de aço $\varnothing 32$ mm com 6 m de comprimento e 3 m de sobreposição, afastados radialmente de 0,30 m.

10.4.4. Síntese do suporte primário

Na tabela seguinte sintetizam-se as intervenções para cada secção tipo descrita anteriormente.

Tabela 8. Síntese do Suporte Primário (Secção Corrente).

Zona Geotécnica	Avanços		Inclusões				Betão			Cambotas metálicas	Geodrenos
	Abóbada superior	Rebaixo inferior	Long.	Frontais	Radiais	Laterais	Contorno	Frente	Soleira		
ZG1	2	2	-	-	Tipo Swellex 200kN (mín.), L=6,0 m // 2,0±0,5m	-	BPRFM 0,25 E=700J	-	-	-	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)
ZG2	1,5	1,5	Eventual uso de <i>forepoling</i> de Swellex, L=6 m, com 3 m de sobreposição radial de 0,35 m (3)	-	Tipo Swellex 200kN (mín.), L=6,0 m // 1,5±0,25m	-	BPRFM 0,30 E=700J	Eventual BPRFM 0,05 E=700J	BPRFM 0,20 E=700J	Treliças PS 115 20 30 // 1,5±0,25m	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)
ZG3	0,8	0,8	Guarda-chuva troncocónico de microestacas (L=12 m) sobreposição 3m; armados com tubos TM80 (88.9mm/6.5mm)	Per-Ground L=15 m sobreposição 6m	-	Microestacas de pé de cambota (L=6 m);// 0,8, armadas com tubos TM80	BPRFM 0,30 E=1000J	BPRFM 0,05 E=1000J	BPRFM 0,30 E=1000J	2IPN200 // 0,8 m, ou equivalentes	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)

1 – Em secções de zonamento misto, onde ocorram bolsadas de material de qualidade diferente, o suporte primário deverá ser adaptado, tendo em conta o tratamento tipo preconizado para cada zona geotécnica.

2 – Só podem ser realizados avanços, após ganho de resistência do betão projectado superior a 10 MPa, em avanços adjacentes.

3 – A utilizar nas zonas de pior qualidade (com RMR próximo a 30) em substituição dos elementos radiais.

Tabela 9. Síntese do Suporte Primário (Emboquilhamentos).

Zona Geotécnica	Avanços		Inclusões				Betão			Cambotas metálicas	Geodrenos
	Abóbada superior	Rebaixo inferior	Long.	Frontais	Radiais	Laterais	Contorno	Frente	Soleira		
Emboquilhamento Poente (ZG1 Emb)	1,5	1,5	Guarda-chuva cilíndrico de microestacas (L=14 m); armados com tubos TM80 (88.9mm/6.5mm)	-	-	-	BPRFM 0,30 E=1000J	BPRFM 0,05 E=1000J	-	Treliças PS 115 20 30 // 0,75 m	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)
Emboquilhamento Nascente (ZG3 Emb)	0,8	0,8	Guarda-chuva troncocónico de microestacas (L=12 m); armados com tubos TM80 (88.9mm/6.5mm)	<i>PerGround</i> L=15 m	-	Microestacas de pé de cambota (L=6 m);// 0,8, armadas com tubos TM80 (88.9mm/6.5mm)	BPRFM 0,30 E=1000J	BPRFM 0,05 E=1000J	BPRFM 0,30 E=1000J	2IPN200 // 0,8 m, ou equivalentes	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)

1 – Em secções de zonamento misto, onde ocorram bolsadas de material de qualidade diferente, o suporte primário deverá ser adaptado, tendo em conta o tratamento tipo preconizado para cada zona geotécnica.

11. Plano de Monitorização

11.1. Princípio Geral de Monitorização

A metodologia adotada no desenvolvimento deste projeto teve como base os princípios da designada “filosofia de projeto flexível que prevê o controlo sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o propósito de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo para garantir o cumprimento dos prazos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico/geotécnico e urbano em que a obra se insere, sem subestimar a segurança.

O plano de monitorização implementado teve como finalidade a de permitir, desde as primeiras fases de construção, a validação das soluções adotadas no projeto a fim de poder seguir corretamente os passos da figura 42.

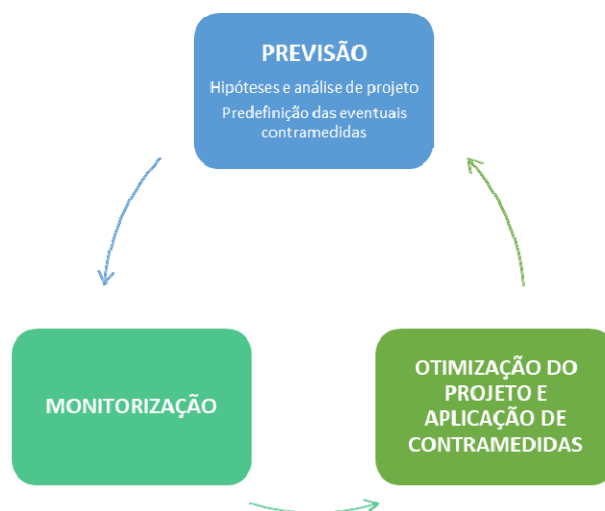


Figura 42. Diagrama do fluxo do designado "projeto flexível". (adaptado MSM – TAS, 2015)

O plano de monitorização visa, assim, verificar as condições de estabilidade dos suportes previstos em projeto em termos de deslocamentos e do comportamento estrutural e monitorizar os edifícios mais próximos que poderiam ser afetados pela execução das obras.

11.2. Túnel

As metodologias seguidas na construção de túneis, baseadas na adoção de suportes primários, que, por um lado, assegurem que o vão seja autoportante, mas que, por outro lado permitam uma certa deformação do maciço, por serem suficientemente flexíveis, têm-se revelado menos onerosas que as soluções tradicionais de suporte rígido, instalado à medida que se abre o túnel.

Tratando-se de túneis de grande dimensão, abertos em meio urbano, a monitorização assume um papel central, não apenas no que respeita ao controlo do comportamento e segurança da obra como também no que respeita à afetação dos edifícios na envolvente dos túneis.

No sentido de avaliar, com razoável precisão, o modo de deformação do maciço e, conseqüentemente, confirmar a validade do suporte primário preconizado, pretendeu-se estabelecer, em fase de obra, um programa de observação dos deslocamentos que, na sua essência, foram divididos da seguinte forma:

No interior do Túnel:

- Medições de convergência;
- Medições de tensão sobre o suporte com células de carga.

Desde o exterior do Túnel:

- Medições de deslocamentos com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros;
- Medições de assentamentos com marcas topográficas com nivelação precisa;
- Medições piezométricas;
- Medição de vibrações;
- Auscultação de estruturas à superfície.

Foram consideradas então, na fase de projeto, 4 secções tipo para o túnel com as seguintes características:

- Secção tipo A:

Constituída por 3 extensómetros multiponto, 2 inclinómetros, 1 piezómetro, 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão e 7 alvos pela respetiva secção de convergências no túnel.

- Secção tipo B:

Constituída por 3 extensómetros multiponto, 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão e 7 alvos pela respetiva secção de convergências no túnel.

- Secção tipo C:

Constituída por 1 extensómetros multiponto, 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão e 7 alvos pela respetiva secção de convergências no túnel.

11.3. Emboquilhamentos

O plano de instrumentação e observação proposto contempla a medição dos movimentos tridimensionais do talude/estruturas de contenção, à superfície e em profundidade, nomeadamente assentamentos e deslocamentos horizontais, o controlo da evolução e magnitude dos esforços nas ancoragens ao longo do tempo e a medição da presença de água. Para este efeito, será necessário recorrer à colocação de alvos topográficos, marcas topográficas, inclinómetros, células de carga e piezómetros.

O posicionamento definitivo da instrumentação prevista dependerá sempre das condições existentes no local, pelo que a posição indicada nas peças de projeto poderá vir a sofrer ajustes no decorrer dos trabalhos, desde que esta alteração seja devidamente justificada.

11.4. Emboquilhamento Poente (e Suspensão de Via)

O plano de instrumentação e observação proposto contempla a medição dos movimentos induzidos à superfície pelo novo túnel norte e a medição da inflexão das vigas de aço posicionadas abaixo da linha da estrada de ferro, na entrada oeste do túnel.

Neste último caso será necessário recorrer à colocação de barras extensométricas nas vigas.

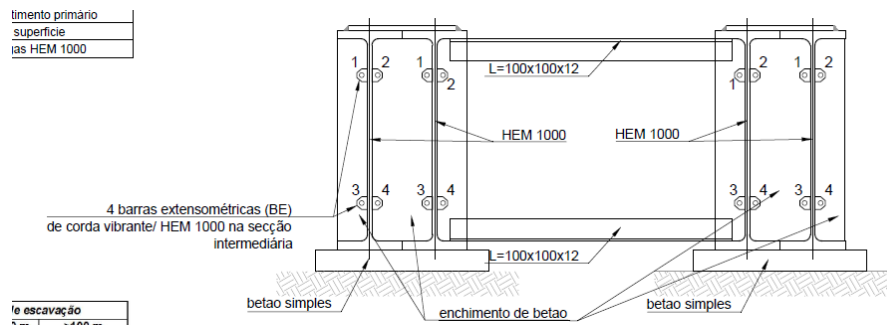


Figura 44. Instrumentação nas vigas de aço (suspensão de via). (adaptado MSM – TAS, 2015)

11.5. Emboquilhamento Nascente

Foram consideradas 3 seções tipo para o Emboquilhamento Nascente, com as seguintes características:

- Seção Tipo E:

Constituída por 1 inclinómetro, 1 piezómetro, 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão, 1 célula de carga e 1 alvo para medições topográficas 3D.

- Seção Tipo E1:

Constituída por 1 inclinómetro, 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão, 4 células de carga e 3 alvos para medições s topográficas 3D (Figura 45).

- Secção Tipo E2:

Constituída por 1 inclinómetro, 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão, 4 células de carga e 3 alvos para medições s topográficas 3D.

- Secção Tipo F:

Constituída por 1 inclinómetro, 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão, 3 células de carga e 2 alvos para medições topográficas 3D.

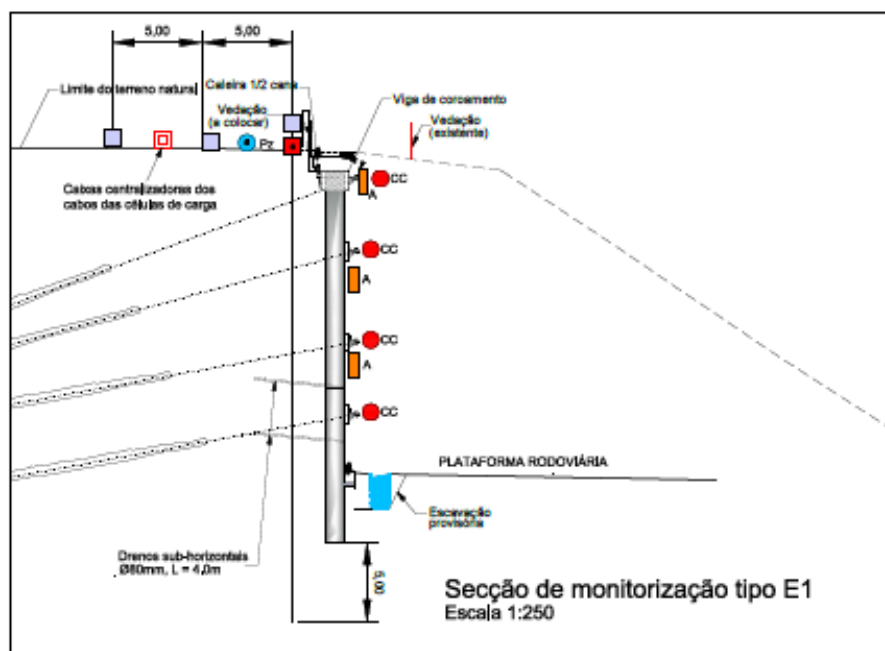


Figura 45. Secção Tipo E1. (adaptado MSM – TAS, 2015)

11.6. Edificações

Para o controlo das edificações próximas às obras, foi implementado um sistema de monitorização composto por:

- Alvos topográficos para o controlo dos deslocamentos das estruturas;
- Marcas de nivelamento para o controlo dos deslocamentos verticais;
- Sismógrafo para controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
- Fissurómetros para controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações;
- Clinómetros para o controlo das inclinações;

- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

A secção de instrumentação dos edifícios está representada na Figura 46.

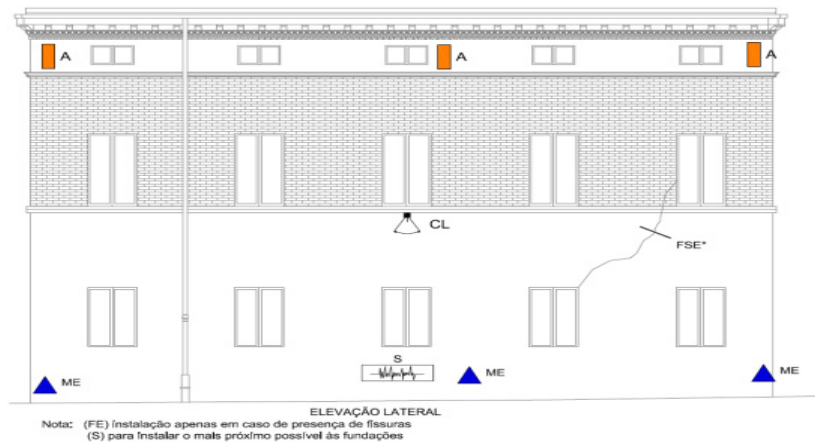


Figura 46. Esquema tipológico de instrumentação dos edifícios. (adaptado MSM – TAS, 2015)

11.6.1. Galerias existentes

Foi decidido monitorar somente o túnel norte existente, que é o mais próximo do novo túnel norte. A monitorização inclui as seguintes medições:

No interior do Túnel norte existente:

- Medições de convergência;
- Medições de deformação com barras extensométricas;
- Medição de vibrações.

Desde o exterior do Túnel norte existente:

- Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros.

Desde o exterior do Túnel norte existente:

- Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros.

Foram consideradas, para esta estrutura, 2 secções tipo para o túnel (ver desenho P4A.1.A.T-E-190-01-07-08):

Secção tipo G

Constituída por 5 alvos para leitura de convergências no túnel, 5 barras extensométricas para leitura de deformações no túnel e 1 sismógrafo para leitura de vibrações no túnel.

Secção tipo H

Constituída por 1 inclinómetros, 5 alvos para leitura de convergências no túnel, 5 barras extensométricas para leitura de deformações no túnel e 1 sismógrafo para leitura de vibrações no túnel.

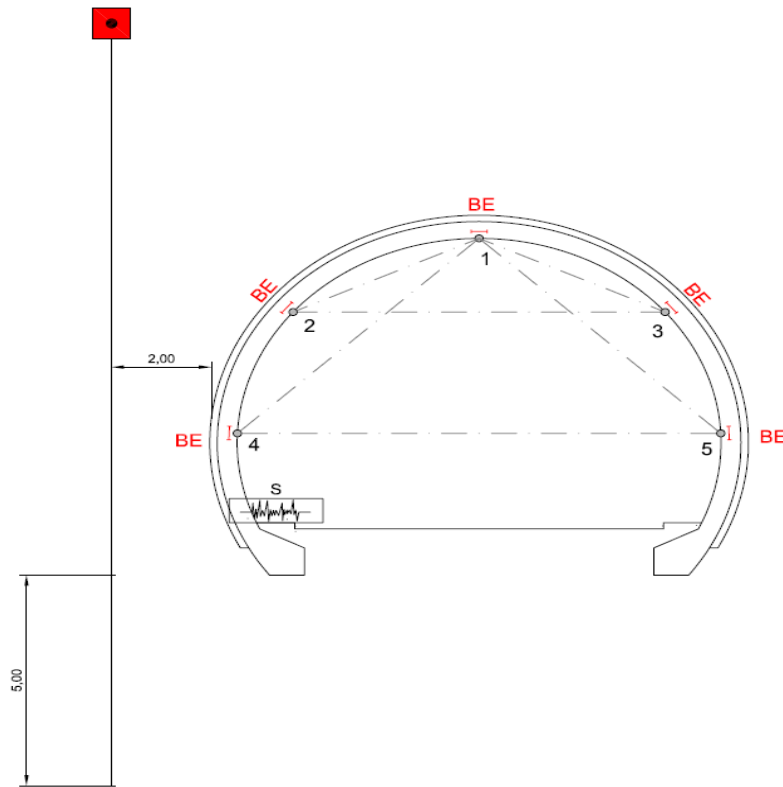


Figura 47. Secção tipo H. (adaptado MSM – TAS, 2015)

11.7. Frequência das leituras

As leituras iniciais (zeragem) deverão ser efetuadas de acordo com as indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do começo dos trabalhos de escavação.

Durante a execução das obras, a frequência de leitura da instrumentação é apresentada nos quadros seguintes.

A frequência de leitura da instrumentação do túnel é definida na Tabela 11.

Tabela 11. Plano de frequência de medição para o túnel.

Instrumento	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
Marcas Topográficas	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Extensómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente

Instrumento	<i>Distância relativa à frente de escavação</i>			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
Inclinómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Piezómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel			
Sismógrafo	A cada pega de fogo			
Inspeção visual do revestimento	Diariamente			
Medição de convergências	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente

A frequência de leitura da instrumentação da zona de emboquilhamento nascente é definida no Tabela 12.

Tabela 12. Plano de frequência de medição para a zona do emboquilhamento nascente.

instrumento	Avanço dos trabalhos		
	Durante a escavação	Com a escavação finalizada	Com medições estabilizadas
Marcas Topográficas	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
Alvos	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
Células de Carga	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
Inclinómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente
Piezómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente
	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel		

A frequência de leitura para a instrumentação das edificações será de acordo aos critérios estabelecidos para o túnel e para as obras a céu aberto.

A frequência de leitura poderá variar em função dos resultados obtidos e do comportamento das estruturas monitorizadas.

Após a conclusão da obra e durante os primeiros 6 meses, a realização das leituras deverá ser efetuada mensalmente. No restante período, as leituras poderão ser conduzidas de forma semestral.

Os dados recolhidos nas medições serão entregues no dia seguinte à realização das leituras às entidades intervenientes no projeto/obra, sob a forma de gráficos e tabelas. Semanalmente, será entregue um relatório que deverá incluir a elaboração de gráficos interpretativos, apresentados de forma sequencial, assinalando, nos mesmos, as fases mais significativas de desenvolvimento da construção.

12. Critérios de Alerta para a Instrumentação

A possibilidade de um controlo da situação real baseia-se principalmente sobre a definição de limites que têm, como objetivo, a indicação do desenvolvimento de uma situação particular de deformações e/ou tensões. Em função destes limites são definidas as soluções preventivas ou de emergência a implementar.

Os valores dos limites são definidos em função dos resultados obtidos pelos cálculos do projeto.

Os limites são definidos por cada parâmetro medido, como:

- i. **Limite de atenção:** percentagem (80%) do valor resultante dos cálculos de projeto. A superação do limite implica o aumento da frequência de medição para permitir a avaliação e o monitoramento da velocidade de desenvolvimento do fenómeno.
- ii. **Limite de alarme:** percentagem (100%) do valor resultante dos cálculos de projeto que indica um nível de deformação, um nível tensional, etc. mais grave. Superar o limite implica a ativação dos procedimentos de ponderação e das contramedidas a serem implementadas.

As contramedidas a implementar, no caso de se superar o limite de alarme, têm como objetivo a recuperação da situação dentro dos limites de projeto, através de ações que visam reforçar as estruturas para garantir a sua estabilidade.

Nas tabelas seguintes apresentam-se, de forma resumida, os parâmetros de monitorização, os limites de atenção e alarme e uma indicação das contramedidas a implementar.

Considerando o elevado número de combinações possíveis dos resultados de monitorização de cada instrumento, a definição exata das condições que determinam a aplicação das contramedidas não é automática. Cada situação deve ser aliada pelo projetista e a aplicação da contramedida deve ser de comum acordo com todas as partes envolvidas no projeto.

Todas as medições de monitorização devem ser avaliadas conjuntamente e de modo crítico, em relação ao comportamento global das estruturas.

Tabela 13. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para o novo túnel.

INSTRUMENTOS	SECÇÃO TIPO	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
ALVO PARA LEITURAS DE CONVERGÊNCIA	ZG1 Emb	8 mm	10 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	8 mm	10 mm	
	ZG3	12 mm	15 mm	
	ZG3 Emb	16 mm	20 mm	

MARCA TOPOGRÁFICA	ZG1 Emb	7 mm	9 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	6.5 mm	8 mm	
	ZG2	6.5 mm	8 mm	
	ZG3	8 mm	10 mm	
	ZG3 Emb	16 mm	20 mm	
EXTENSÓMETRO	ZG1 Emb	4 mm	5 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	4 mm	5 mm	
	ZG3	4 mm	5 mm	
	ZG3 Emb	4 mm	5 mm	
INCLINÓMETRO	ZG1 Emb	4 mm	5 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	4 mm	5 mm	
	ZG3	4.8 mm	6 mm	
	ZG3 Emb	4.8 mm	6 mm	
PIEZÓMETRO	ZG1 Emb	Nível de água > 2.40 m sobre a calote	Nível de água > 3 m sobre a calote	<ul style="list-style-type: none"> - Construção de novos drenos - Se necessário enchimento das escavações
	ZG3 Emb	Nível de água > 2.40 m sobre a calote	Nível de água > 3 m sobre a calote	

Tabela 14. Tabela resumo dos limites da instrumentação da monitorização para a estrutura de suporte do emboquilhamento nascente.

INSTRUMENTOS	SECÇÃO	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
CÉLULA DE CARGA	todas as seções	800 kN	1000 kN	- Aumento do número das ancoragens
ALVO TOPOGRÁFICO	todas as seções	27.3 mm	34.1 mm	- Aumento do número das ancoragens
MARCA TOPOGRÁFICA	P1NE	1.5 cm	2 cm	- Aumento do número das ancoragens
	P2NE	2.5 cm	3 cm	
	P3NE	2.5 cm	3 cm	
	P4NE	2.5 cm	3 cm	
	P5NE	2.5 cm	3 cm	
	P6NE	2.5 cm	3 cm	
	P7NE	2.5 cm	3 cm	
	P8NE	0.8 cm	1 cm	
PIEZÓMETRO	P1NE	Profundidade do nível de água < 6 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 5 m do nível do solo	<ul style="list-style-type: none"> - Construção de novos drenos - Se necessário enchimento das escavações
	P2NE	Profundidade do nível de água < 10.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 9 m do nível do solo	
	P3NE	Profundidade do nível de água < 10.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 9 m do nível do solo	
	P4NE	Profundidade do nível de	Profundidade do nível	

		água < 4.80 m do nível do solo	de água < 4 m do nível do solo	
	P5NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P6NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P7NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P8NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
INCLINÓMETRO	todas as secções	27.3 mm	34.1 mm	- Aumento do número das ancoragens

Tabela 15. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para os edifícios e infraestruturas existentes.

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
MARCA TOPOGRÁFICA	40 mm	50 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
MEDIDOR DE FISSURAS ELÉTRICO*	2.5 mm	3 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
ALVOS TOPOGRÁFICOS	40 mm	50 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
CLINÓMETRO*	0.16°	0.20°	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

*os fissurómetros elétricos e os clinómetros elétricos podem ser substituídos por fissurómetros e clinómetros convencionais.

Tabela 16. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para as vigas da linha da estrada de ferro (suspensão de via).

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
BARRA EXTENSOMÉTRICA	43.4 $\mu\epsilon$	54.3 $\mu\epsilon$	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

Tabela 17. Tabela resumo dos limites da instrumentação de monitorização para as galerias existentes.

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
ALVOS PARA LEITURAS DE CONVERGÊNCIA	1.6 mm	2 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
BARRA EXTENSOMÉTRICA	166.4 $\mu\epsilon$	208.0 $\mu\epsilon$	<ul style="list-style-type: none"> - Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

13. Recolha e Apresentação de Resultados – Caso de Obra

Para validação dos parâmetros definidos em projeto, os quais foram tidos em consideração na definição dos perfis e no tipo de instrumentação a instalar, vamos analisar, de forma mais concreta e detalhada, o comportamento da instrumentação que foi instalada ao Pk 8+896, do emboquilhamento de poente, ao longo da execução da empreitada.

De acordo com o plano de instrumentação inicial, esta secção de instrumentação estava prevista ser implementada ao Pk 8+888, mas, após uma primeira vistoria ao local, constatou-se que devido à existência de outras estruturas, não foi possível essa implementação, desta forma, esta secção foi então ripada para o Pk 8+896, a qual está identificada na planta abaixo.

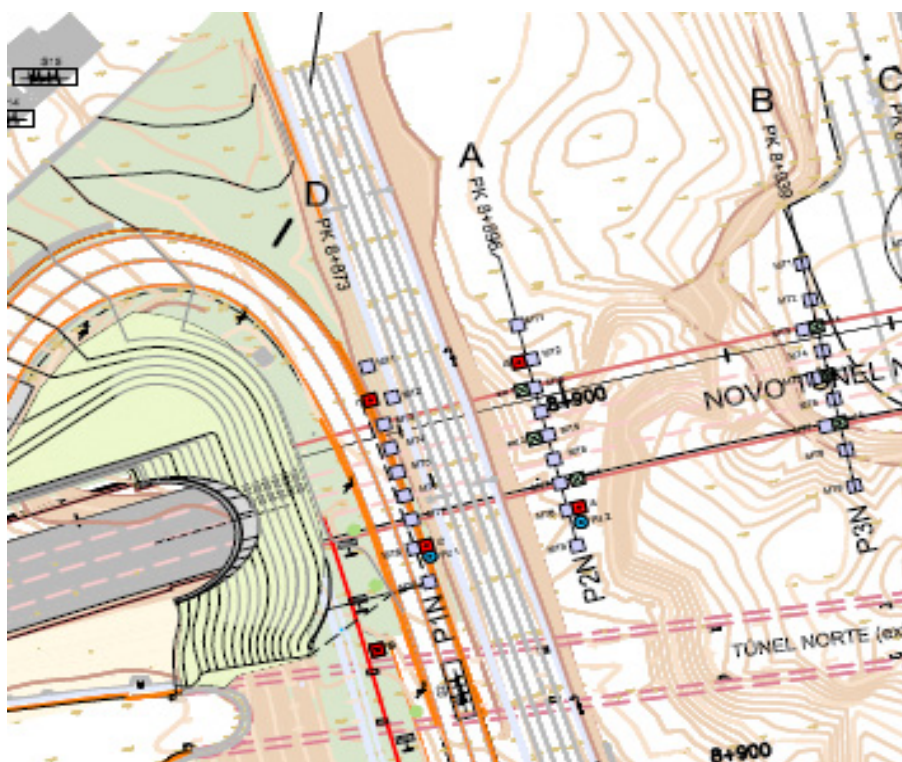


Figura 48. Secção de monitorização P2N.

Foi então instalada, nesta secção, a seguinte intrumentação:

- ❖ 2 inclinómetros, I3 e I4;
- ❖ 3 extensómetros, Ext.1, Ext.2 e Ext.3;
- ❖ 1 piezómetro, Pz.1;
- ❖ 9 Marcas de Superfície, MT1, MT2 e MT9.

Perfil Tipo A – Secção P2N 8+896

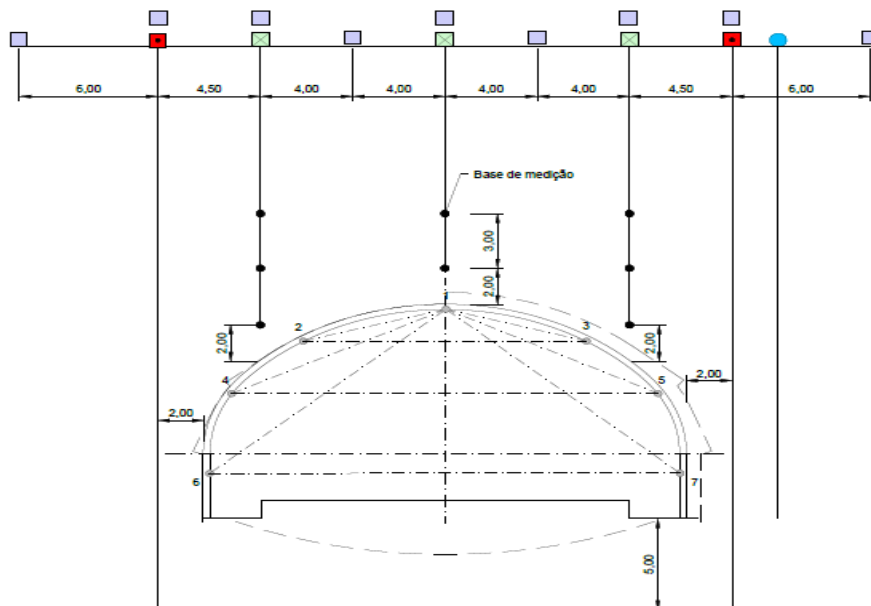


Figura 49. Perfil Tipo A.

13.1. Registo de deslocamentos profundos com Extensómetros de barras multipontos

Para a avaliação dos deslocamentos profundos foram então instalados extensómetros de barras multiponto, dois deles de cabeça tripla, com 3 pontos de ancoragem, instalados na transição dos hasteais e abóbada, as ancoragens distanciadas 3m entre elas, com a mais próxima da escavação a cerca de 2m da linha teórica de escavação.

Foi instalado um terceiro extensómetro, agora localizado no eixo da escavação, com 2 pontos de ancoragem, e distanciadas entre elas e da escavação à mesma distância que as anteriores (3m entre elas e 2 metros acima da linha teórica da escavação).

Estes equipamentos foram instalados em furos abertos a partir da superfície. Pretende-se, com este tipo de instrumentação, avaliar o comportamento do maciço numa fase anterior à escavação e, posteriormente, avaliar o seu comportamento durante a realização da escavação e eventual evolução no tempo das deformações.

Associado ainda a estes, estão as marcas, cujo nivelamento da base da cabeça do extensómetro é feito utilizando o mesmo equipamento usado para leitura das marcas de nivelamento. A leitura das selagens profundas é feita com o auxílio de um micrómetro digital com precisão de 0,01 mm.

O micrómetro mede a diferença entre o ponto A e o ponto B, ou seja, mede os deslocamentos existentes em ambos os pontos. No entanto, existem adversidades que dificultam a leitura, entre

elas o tipo de aparelho utilizado, que neste caso é digital, logo, extremamente sensível à água, o que, dependendo das condições atmosféricas, condiciona a leitura. Dado que a precisão do aparelho é elevada, diferentes utilizadores originam diferentes posicionamentos e, conseqüentemente, ligeiras variações dos valores, sendo que, em determinados casos, a construção das caixas dos extensómetros não é adequada, uma vez que caixas construídas com demasiada altura não permitem um correto posicionamento do aparelho.

As leituras foram realizadas sempre com a mesma orientação e, quando possível, pelo mesmo utilizador, de modo a minimizar eventuais erros de leitura.

13.1.1. Registo das leituras e respetivos gráficos interpretativos

Tabela 18. Registos de leituras de extensómetros.

Data	P2N - Ext.1								Observações
	Cota da cabeça		Anc. 1	15,5000	Anc. 2	12,5000	Anc. 3	9,5000	
	Leitura	d (mm)	Leitura	d (mm)	Leitura	d (mm)	Leitura	d (mm)	
22/12/2015	145,7864	0,00	9,13	0,00	18,54	0,00	30,68	0,00	Zeragem
11/02/2016	145,7864	0,00	8,39	-0,74	17,94	-0,61	29,51	-1,17	
12/04/2016	145,7864	0,00	8,28	-0,85	14,26	-4,29	29,44	-1,24	
21/04/2016	145,7867	0,30	8,24	-0,59	10,16	-8,08	29,37	-1,01	
26/04/2016	145,7864	0,00	8,19	-0,94	10,54	-8,01	29,38	-1,30	
28/04/2016	145,7863	-0,10	8,12	-1,11	10,95	-7,70	29,32	-1,46	
03/05/2016	145,7867	0,30	8,20	-0,63	10,48	-7,76	29,37	-1,02	
19/05/2016	145,7847	-1,70	1,91	-8,92	11,44	-8,80	24,65	-7,74	
19/05/2016	145,7840	-2,40	3,21	-8,32	11,99	-8,95	24,54	-8,54	
20/05/2016	145,7832	-3,20	4,27	-8,06	11,38	-10,37	24,47	-9,42	
20/05/2016	145,7829	-3,50	3,56	-9,07	12,49	-9,56	24,49	-9,69	
23/05/2016	145,7826	-3,80	2,03	-10,90	10,68	-11,67	24,69	-9,80	
23/05/2016	145,7822	-4,20	2,03	-11,30	11,18	-11,57	24,66	-10,22	
24/05/2016	145,7825	-3,90	1,58	-11,45	10,15	-12,29	24,61	-9,97	
24/05/2016	145,7822	-4,20	1,58	-11,75	7,88	-14,87	24,60	-10,29	
25/05/2016	145,7823	-4,10	1,58	-11,65	11,10	-11,54	24,60	-10,18	
27/05/2016	145,7822	-4,20	1,58	-11,75	7,85	-14,89	24,60	-10,28	
27/05/2016	145,7821	-4,30	1,58	-11,85	4,62	-18,22	24,61	-10,38	Valor máx.
27/05/2016	145,7821	-4,30	1,58	-11,85	12,00	-10,85	24,61	-10,38	
30/05/2016	145,7821	-4,30	1,75	-11,68	11,56	-11,29	24,51	-10,48	
30/05/2016	145,7820	-4,40	1,91	-11,62	11,50	-11,44	24,57	-10,52	
13/10/2016	145,7827	-3,70	1,12	-11,71	8,16	-14,08	23,91	-10,47	
25/10/2016	145,7822	-4,20	1,06	-12,26	8,13	-14,61	23,89	-11,00	

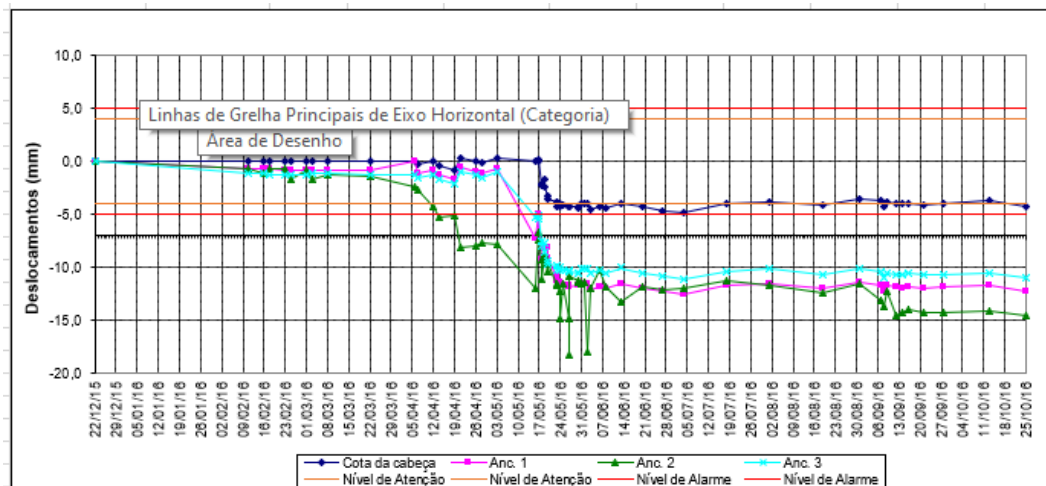


Figura 50. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários – P2N – Ext.1 (instalado junto aos hasteais).

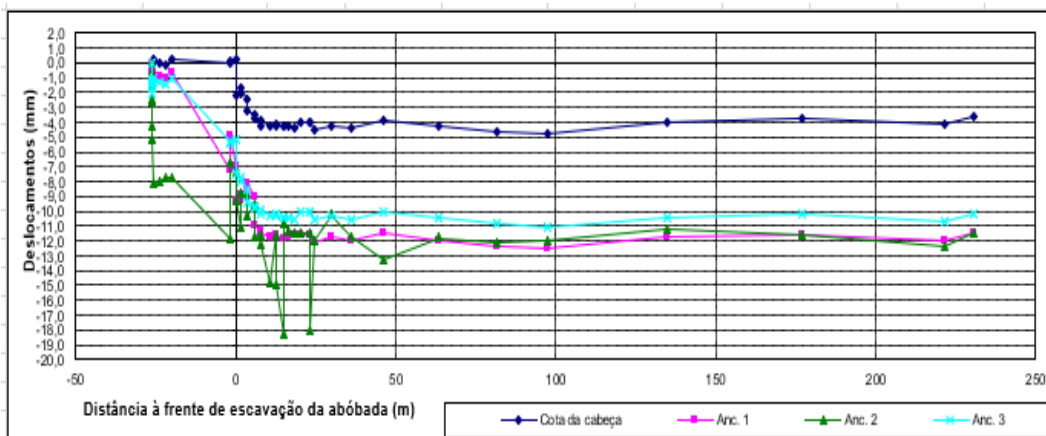


Figura 51. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - P2N - Ext.1 (instalado junto ao hasteal esquerdo).

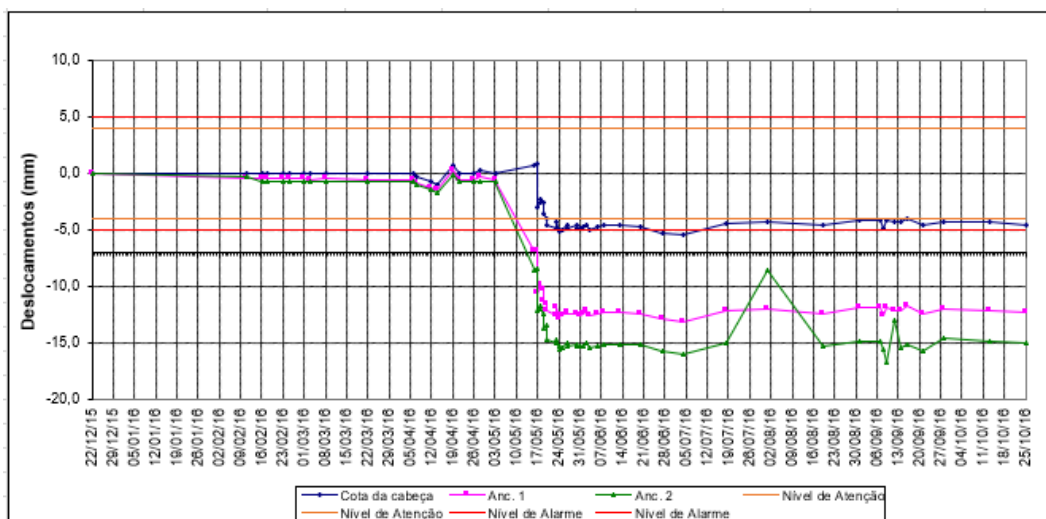


Figura 52. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - P2N - Ext.2 (instalado ao eixo da escavação).

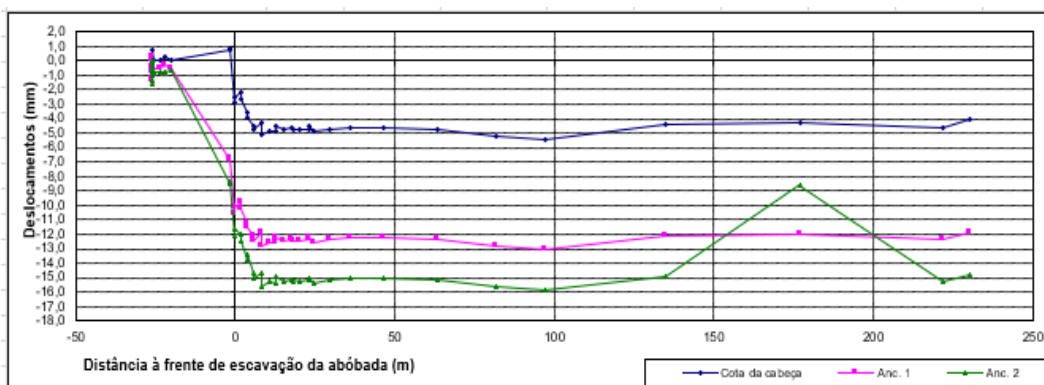


Figura 53. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - **P2N - Ext.2** (instalado ao eixo da escavação).

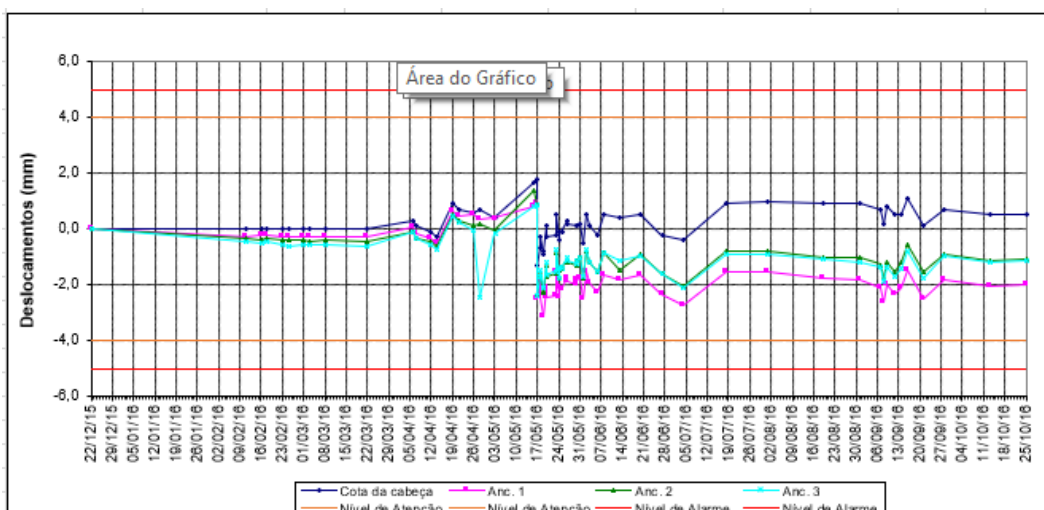


Figura 54. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários - **P2N - Ext.3** (instalado junto ao hasteal direito).

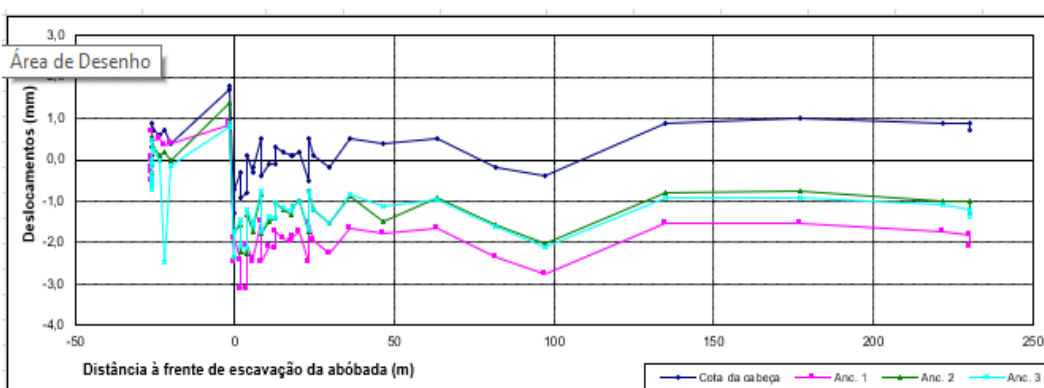


Figura 55. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos em função da distância à frente de trabalho - **P2N - Ext.3** (instalado junto ao hasteal direito).

13.2. Registo dos deslocamentos profundos com Inclínómetros

Para a avaliação dos deslocamentos profundos das deformações horizontais do maciço, conforme definido no plano de instrumentação da obra, foram ainda instalados nesta secção de monitorização, 2 inclinómetros, i3 e i4, localizados na proximidade dos hasteais, afastados cerca de 2m, com profundidades entre os 30 e os 32m.

Os deslocamentos foram registados com recurso a uma Sonda inclinométrica biaxial, capaz de medir simultaneamente segundo duas direcções perpendiculares entre si. A sua resolução é de 0,02mm e a sua escala de medida é de $\pm 30^\circ$, desde a vertical. O torpedo dotado de rodas espaçadas de 0,5m. Os sensores de inclinação situados no seu interior são servo-acelerómetros montados com um desfasamento de 90° , o que permite realizar a medição segundo as duas direcções ortogonais, metro a metro ao longo da calha.

A tubagem instalada é constituída por calhas de 3,0 m em ABS, duplamente encanada segundo duas direcções perpendiculares entre si, através das quais se introduz a sonda inclinométrica.

As leituras são efetuadas no sentido ascendente, do fundo do furo para a superfície, fazendo com que o torpedo deslize pelas calhas e registando valores, através da unidade de leitura, metro a metro.

A leitura inicial ou leitura zero – zeragem – é realizada antes de qualquer influência geomecânica provocada pelo túnel, onde se efetuarão cinco leituras consecutivas que resultem na mesma ordem de grandeza e se consideram como a leitura inicial. A partir dessa leitura, todas as outras terão a utilizarão como referência para cálculo das deformações.

Estas leituras serão descarregadas, por intermédio de software próprio, para um computador, onde serão tratados os dados recolhidos no campo de forma a serem apresentados em gráficos, onde constará a profundidade do inclinómetro correspondente bem como o seu deslocamento acumulado quer na direcção X – perpendicular ao eixo do traçado do túnel, quer na direcção Y – paralela ao eixo do traçado do túnel.

13.2.1. Registo das leituras e respetivos gráficos interpretativos

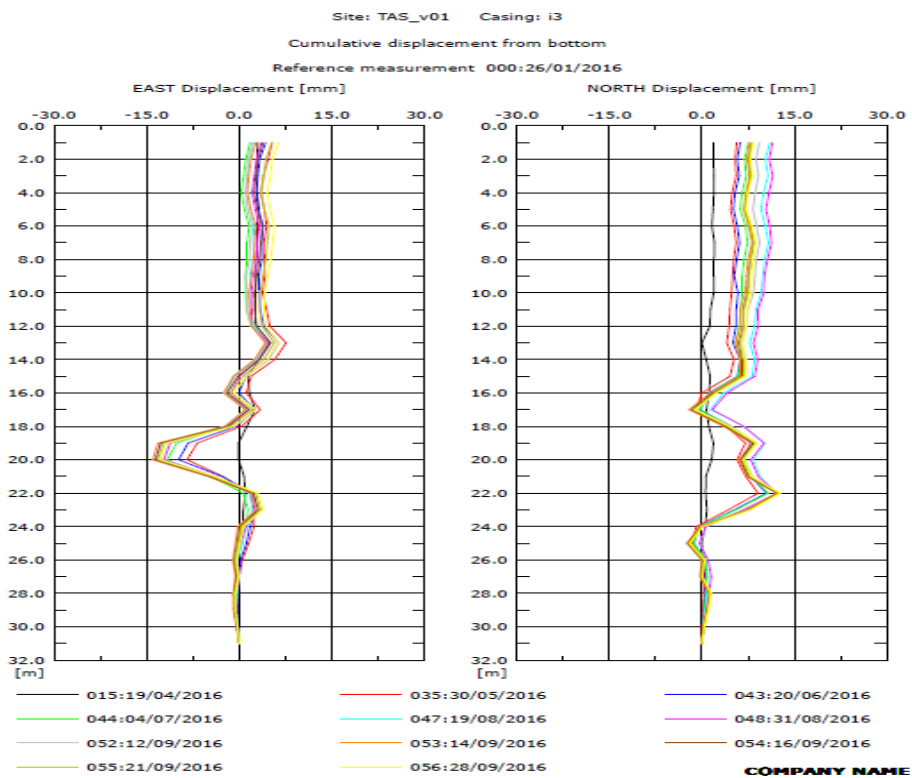


Figura 56. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - **P2N - i3**.

Direção A+, direção perpendicular ao eixo do túnel (sentido do avanço da escavação) corresponde a "NORTH", e direção B+, paralela ao eixo do túnel, corresponde "EAST".

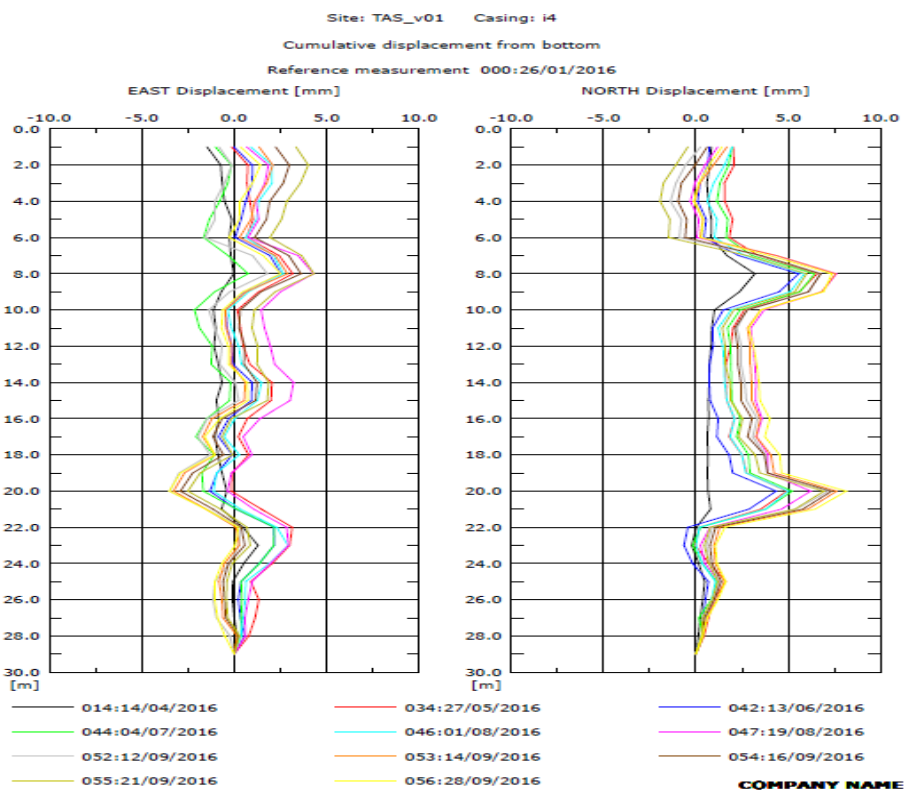


Figura 57. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários em função dos avanços da escavação - **P2N- i4**.

13.3. Registo da variação do nível de água com piezómetros

Para o controlo da variação das pressões hidrostáticas, foi instalado um piezómetro com cerca de 20m de profundidade, conforme definido no plano de instrumentação da obra.

Os furos para a instalação destes piezómetros são realizados de forma destrutiva, através de uma máquina perfuradora rotopercussiva, com um diâmetro de furação de 101mm.

Neste furo instala-se uma calha em PVC e, de seguida, procede-se à execução do filtro na zona mais profunda da furação com uma altura de 3 m. À superfície, é executada uma caixa com uma tampa para proteger o equipamento

Para fazer a leitura, é colocada a sonda piezométrica no interior da calha. Deve deixar-se correr o cabo lentamente até ouvir um som emitido pelo equipamento. Depois do som ser emitido, vê-se qual a profundidade da sonda em relação à cota da calha na superfície, através da graduação do próprio cabo.

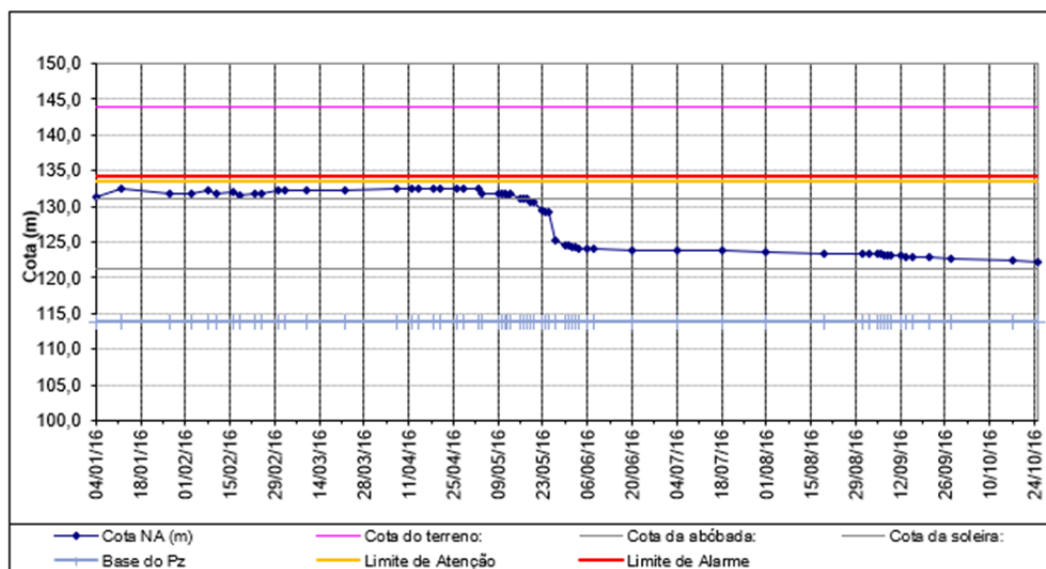


Figura 58. Gráfico referente à evolução da variação do nível da água, em função do avanço da escavação - P2N - Pz2.

13.4. Registo de deslocamentos superficiais com marcas topográficas

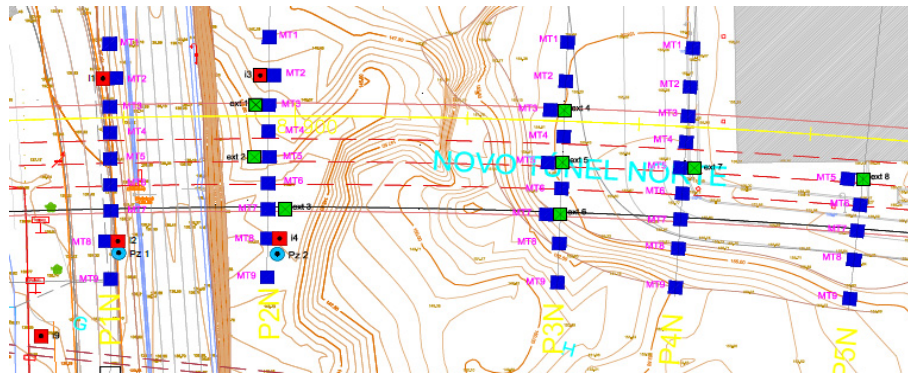


Figura 59. Localização MPT - Perfil P2N.

A leitura inicial ou leitura zero – zeragem – será realizada antes de qualquer influência geomecânica provocada pelo túnel ou escavação dos emboquilhamentos, onde serão efetuadas cinco leituras consecutivas que resultem na mesma ordem de grandeza e se consideram como a leitura inicial. A partir dessa leitura, todas as outras a utilizarão como referência para cálculo das deformações.

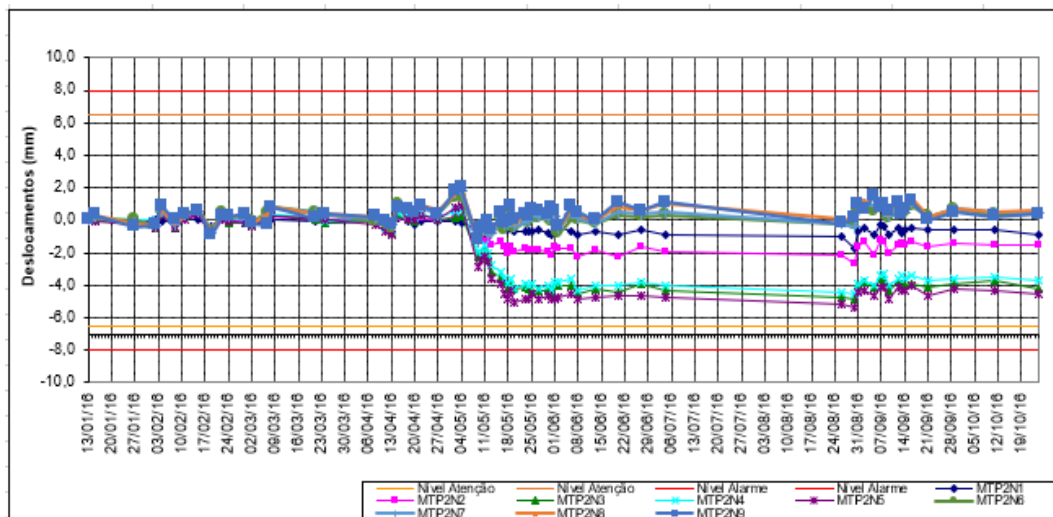


Figura 60. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos diários das MPT em função do avanço dos trabalhos.

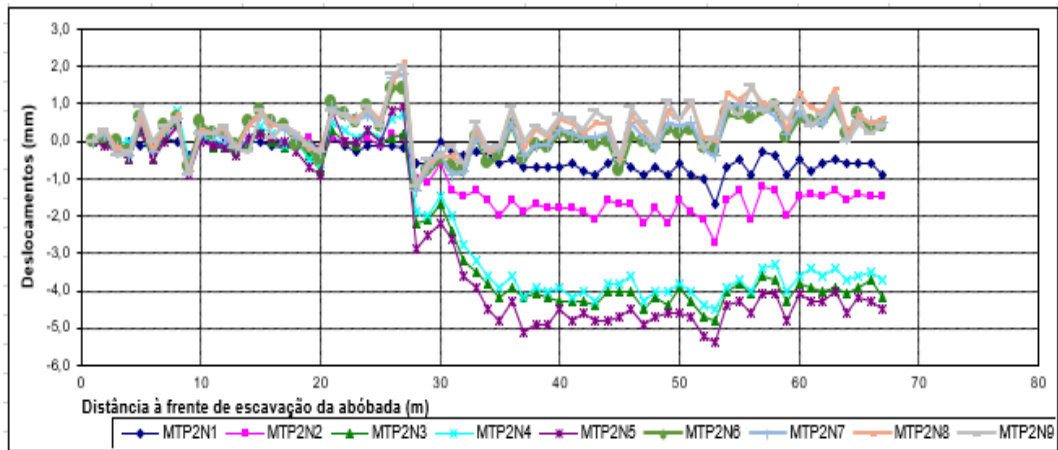


Figura 61. Gráfico referente à evolução dos deslocamentos das MTP em função da distância à frente de trabalho.

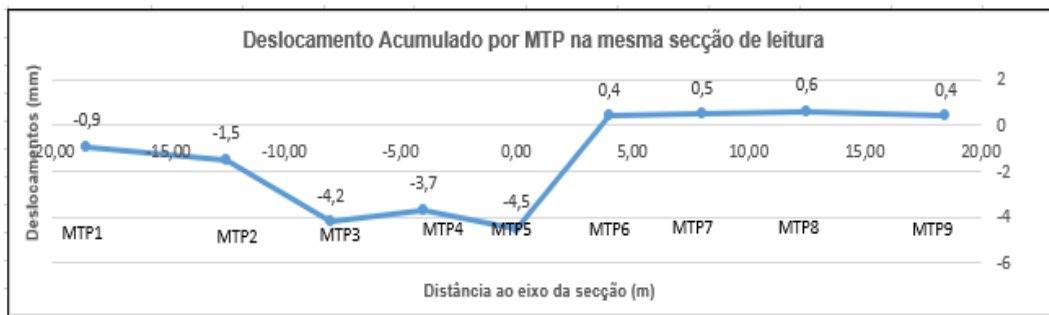


Figura 62. Gráfico referente aos deslocamentos acumulados das MTP.

14. Interpretação dos Dados e Conclusões

Através da leitura dos gráficos, da evolução dos deslocamentos ao longo dos dias e ao cruzar esta informação com os gráficos dos deslocamentos em função das distâncias da secção de monitorização à frente de trabalho, é possível constatar um agravar dos deslocamentos à medida que a frente de escavação se aproxima desta secção de monitorização.

Os deslocamentos mais significativos ocorrem de forma mais significativa e acelerada, antes e depois da aproximação da frente de escavação da secção de monitorização, no intervalo compreendido entre +/- 25 a 30m, a montante e jusante, da localização dos instrumentos de monitorização.

À medida que os trabalhos vão avançando, verifica-se uma estabilidade destes assentamentos, tendendo para a sua estabilização.

Podemos então deduzir que estes ajustes no interior do maciço rochoso se devem sobretudo às vibrações induzidas pelos trabalhos de escavação do túnel mineiro, nomeadamente, com uso dos explosivos, para a realização dos avanços. Estas vibrações, resultantes do desmonte com recurso a explosivos, induzem a fissuração do maciço envolvente que, por sua vez, resultará em assentamentos e ao reajuste do maciço.

Estes assentamentos são também consequência da descida significativa do nível freático que, como se pode verificar no gráfico do registo da evolução do nível freático, entre os meses de abril e maio, regista-se um abaixamento substancial do nível da água. Este abaixamento do nível freático tem como consequência a diminuição da pressão intersticial, aumentando assim os vazios no interior do maciço que, por sua vez, irá aumentar a pressão interna (pressão entre poros), originando mais fraturação e consequente reajuste do maciço rochoso às novas condições, que terá como consequência o aumento dos assentamentos, como acabou por acontecer nesta secção do túnel, o que se encontra bem refletido nos gráficos dos diversos instrumentos instalados.

Para esta secção de monitorização, podemos ainda constatar no Quadro Síntese, que segue abaixo, com o registo dos assentamentos mais significativos ocorridos durante a fase de construção, que os limites definidos em projeto, para os “Níveis Atenção” e “Alarme” foram excedidos, sendo que os mais significativos foram registados nos extensómetros, nas ancoragens intermédias, tendo-se verificado em todas estas, um deslocamento acumulado de quase o triplo do valor previsto.

Tabela 19. Quadro síntese dos valores dos deslocamentos previstos em projeto vs deslocamentos registados em fase de construção.

QUADRO SÍNTESE - VALORES DOS DESLOCAMENTOS PREVISTOS EM PROJETO Vs DESLOCAMENTOS REGISTADOS EM FASE CONSTRUÇÃO						
Secção/Perfil	Instrumentação	PK	Limites		Limites Máximos Observados	Observações
			Limite de Atenção	Limite de Alarme		
P2N - Pk 8+896,00	I3	8+894,839	4 mm	5 mm	12,5mm	Direção A+
	I4	8+897,645	4 mm	5 mm	7,5mm	Direção A+
	Pz2	8+897,285	Nível de água > 2.40 m sobre a calota	Nível de água > 3 m sobre a calota	10m	Nível de água abaixo da calota
	Ext 1	8+894,178	4 mm	5 mm	18,22mm	Assentamento Ancoragem 2
	Ext 2	8+893,943	4 mm	5 mm	16,22mm	Assentamento Ancoragem 2
	Ext 3	8+898,478	4 mm	5 mm	15,91mm	Assentamento Ancoragem 2
	Marcas Topográfica					
	MTP1	8+896,000	7 mm	9 mm	0,9mm	Assentamento
	MTP2	8+896,000	7 mm	9 mm	1,5mm	Assentamento
	MTP3	8+896,000	7 mm	9 mm	4,2mm	Assentamento
	MTP4	8+896,000	7 mm	9 mm	3,7mm	Assentamento
	MTP5	8+896,000	7 mm	9 mm	4,5mm	Assentamento
	MTP6	8+896,000	7 mm	9 mm	0,4mm	Elevação
	MTP7	8+896,000	7 mm	9 mm	0,5mm	Elevação
	MTP8	8+896,000	7 mm	9 mm	0,6mm	Elevação
MTP9	8+896,000	7 mm	9 mm	0,4mm	Elevação	

Se fizermos ainda o cruzamento dos dados obtidos através da instrumentação, com os vários mapeamentos da frente de trabalho nestes Pk's (ver figura abaixo), podemos constatar, por sua vez, que o agravamento destes assentamentos se deve também ao agravamento das características geomecânicas do maciço rochoso.

Neste perfil em concreto, o zonamento geotécnico definido em fase de projeto previa um maciço com características de ZG1 e o que se verifica é um maciço mais fraturado e alterado, com características que se encaixam num ZG2.

Tabela 20. Informação relativa à frente de escavação.

MAPEAMENTO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO (MFE)		No. EP016/16	Preparado:	LGN	
NOVO TÚNEL NORTE	Emboque Poente		Data/Hora	17-05-2016	4:53 PM
PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO					
Tipo de avanço	Calota superior	Cambota No.			29
Ponto Kilométrico - Pk [m]	8895.9	Rasante [m anm]			123.58
Distância da frente ao emboque [m]	26.55	Cobertura [m]			14.5
Comprimento não suportado [m]	3.90	Tipo de suporte instalado (actual)			ZG2
Máximo comprimento de avanço [m]	2.00	Tipo de suporte previsto (no PdE)			ZG1
Notas:					
DESCRIÇÃO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO					
Foto					
Legenda					

Podemos, então, concluir que os trabalhos de escavação, nomeadamente o uso dos explosivos e as características do maciço intercetado, foram as principais razões para o agravamento dos assentamentos, que estavam previstos na fase inicial do projeto.

Torna-se assim evidente, que a instrumentação é uma ferramenta fundamental para apoiar o empreiteiro na fase da construção, uma vez que permite ir fazendo ajustes aos métodos empregues para a realização da obra, minimizando os riscos, prevenindo a ocorrência de acidente potencialmente graves e, desta forma, garantir o cumprimento dos prazos, estabelecidos com o Dono da Obra.

(página propositadamente em branco)

Bibliografia

Alarcón-Reyero, C. (2016). Instrumentación y monitorización geotécnica del nuevo túnel “El Melón”. Disponível em WWW:<URL: <https://oa.upm.es/42989/>

Amaral, M. J. (2006). Análise dos Resultados de Observação dos Túneis do Metropolitano de Lisboa. Disponível em WWW: <URL:<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/11621/2/Texto%20integral.pdf>

Cabral, M. A. P. (2013) Método Observacional numa contenção de taludes na Praia dos Pescadores, Ericeira - Disponível em WWW:<URL: <https://run.unl.pt/handle/10362/11013>

Consórcio RRC, Conduril e Amândio de Carvalho (2015). A4 - Auto-Estrada Porto / Amarante, Sublanço Águas Santas / Ermesinde, Novo Túnel Norte De Águas Santas, Projeto de Execução, Monitorização, Memória Sistema Monitorização, (Relatório inédito)

Consórcio RRC, Conduril e Amândio de Carvalho (2015). A4 – Auto-Estrada Porto / Amarante, Sublanço Águas Santas / Ermesinde, Novo Túnel Norte De Águas Santas, Projeto de Execução, Geologia e Geotecnia, Relatório Geológico e Geotécnico Interpretativo Complementar (Relatório inédito)

Consórcio RRC, Conduril e Amândio de Carvalho (2015). A4 – Auto-Estrada Porto / Amarante, Sublanço Águas Santas / Ermesinde, Novo Túnel Norte De Águas Santas, Projeto de Execução, Túnel, Memória descritiva e justificativa (Relatório inédito)

Consórcio RRC, Conduril e Amândio de Carvalho (2016). A4 – Auto-Estrada Porto / Amarante, Sublanço Águas Santas / Ermesinde, Novo Túnel Norte De Águas Santas Relatórios Mensais de Instrumentação (Relatório inédito)

Durham Geo Slope Indicator (2004). Guide to Geotechnical Instruments. Disponível em WWW><https://durhamgeo.com/pdf/documents/course%20material/guide-to-instrumentation.pdf>

Encardio-Rite, Geotechnical Instrumentation & Structural – <https://www.encardio.com/blog/a-guide-on-geotechnical-instruments-types-application/> (consultado em janeiro de 2022).

Geodata (2002). Projecto NORMETRO (METRO DO PORTO - Linhas C, S e ramal de ligação C-S) - Projecto de execução desenvolvido durante o período 1999-2001 (Relatório inédito)

Geonor, Inc - Precision Instrumentation – <https://geonor.com/live/products/geotechnical-instrumentation/inclinometers/digital-inclinometer-system-icb0021q/> (consultado em janeiro de 2022).

Glötzl Baumesstechnik, Technical Data Sheet/Sensors, Load and anchor load, <http://www.gloetzl.de/en/products/sensors/load-and-anchor-load.htm#c292>. (consultado em fevereiro 2022).

Pereira E. (1992). Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal, escala 1/200.000, Folha 1. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Rocha, S.A.M. (2014). Instrumentação e Monitorização de estruturas geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional Estudo de caso do talude de aterro entre o km 236+450 e o km 236+720 da Linha do Sul. ISEL, Lisboa Disponível em WWW: <URL:<http://hdl.handle.net/10400.21/3914>

SISGEO, Geotechnical Instruments and Structural Monitoring – <https://www.sisgeo.com/> (consultado em fevereiro 2022).

SIXENSE, Monitoring - Instrumentation and monitoring solutions for your worksites and structures, <https://www.sixense-group.com/en/offer/monitoring> (consultado em fevereiro 2022).

SPAM, Catálogo “Instrumentación y auscultación para cimentaciones, presas, túneles, taludes, rellenos, estructuras y minería”, <http://www.spamsl.com/sites/default/files/catalogo-instrumentacion-2014.pdf>. (consultado em setembro 2021).

TMH Instrumentations, Catálogo TMH Instrumentation, <http://www.tmhinstrumentation.com/pt/produtos>. (consultado em fevereiro de 2022).

Torres, J.M.S-M. (2010). Métodos de observação durante a execução de obras subterrâneas. Instituto Superior de Engenharia do Porto, ISEP, Dissertação de Mestrado - Disponível em WWW: <URL: <http://recipp.ipp.pt/handle/10400.22/2063>>.

Vallejo, L.G., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Pearson Prentice Hall, Madrid