

COMISSÃO PORTUGUESA DE TÚNEIS

# TÚNEIS

em Portugal

# TUNNELLING

in Portugal

Editores:

Raúl Sarra Pistone

António Pinto da Cunha



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Comissão Portuguesa de Túneis



Laboratório Nacional de Engenharia Civil

COMISSÃO PORTUGUESA DE TÚNEIS

# TÚNEIS em Portugal TUNNELLING in Portugal

Editores:

**Raúl Sarra Pistone**

**António Pinto da Cunha**



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Comissão Portuguesa de Túneis



Laboratório Nacional de Engenharia Civil

## COMISSÃO PORTUGUESA DE TÚNEIS E OBRAS SUBTERRÂNEAS – CPT

### **Presidente:**

João Bilé Serra (LNEC)

### **Vice-Presidente:**

Raúl Sarra Pistone (Coba)

### **Vice-Presidente:**

Frederico Melâneo (ISEL)

### **Tesoureiro:**

Ricardo Resende (ISCTE - IUL)

### **Secretário:**

Luís Miranda (LNEC)

### **Secretário:**

Rui Camposinhos (STUCKY Atlântico)

### **Membro Honorário:**

António Pinto da Cunha (LNEC)

### **2006 – 2008**

Presidente: António Pinto da Cunha (LNEC)

Vice-Presidente: José Luís Machado do Vale (Tecnasol FGE)

Vice-Presidente: Raúl Sarra Pistone (Coba)

Tesoureiro: João Bilé Serra (LNEC)

Secretário: Ricardo Resende (LNEC)

### **2008 – 2012**

Presidente: António Pinto da Cunha (LNEC)

Vice-Presidente: Raúl Sarra Pistone (Coba)

Vice-Presidente: Tiago Miranda (Universidade do Minho)

Tesoureiro: João Bilé Serra (LNEC)

Secretário: Ricardo Resende (LNEC)

Secretária: Alexandra O'Neill (Tecnasol FGE)

## **FICHA TÉCNICA/TECHNICAL SHEET**

### **Título/Title:**

Túneis em Portugal/Tunneling in Portugal

### **Edição/Published by:**

Comissão Portuguesa de Túneis e Obras Subterrâneas  
Portuguese Commission on Tunnels and Underground Works

### **Editores/Editors:**

Raúl Sarra Pistone  
António Pinto da Cunha

### **Tradução/Translation:**

John Baker & HM, Traduções  
Apoio de Grupo de Trabalho da CPT/Support by the Working Group of CPT

### **Conceção Gráfica/Design:**

Cor Comum – Serviços Gráficos, Lda.

### **Paginação/Layout:**

Cor Comum – Serviços Gráficos, Lda.

### **Impressão e acabamento/Printing and finishing:**

Cor Comum – Serviços Gráficos, Lda.

### **Tiragem/Circulation:**

1000 exemplares

### **Local e data da edição/Local and date:**

Lisboa, abril de 2014/Lisbon, April 2014

### **ISBN:**

978-972-98781-9-0

### **Depósito legal/Legal Deposit:**

374599/14

“Os artigos, assim com as fotos e as figuras publicadas, foram cedidos gentilmente pelos autores das fichas e artigos, com o objetivo de facilitar a divulgação dos conhecimentos técnico-científicos”.

“As fotos das fig. 04, pág. 6; fig. 04, pág. 14; fig. 05, pág. 15; fig.07, pág. 238, foram tiradas da internet ao abrigo das permissões concedidas”.

# Patrocínios

## Sponsors

### Platina/Platinum



### Ouro/Gold



**ODEBRECHT**

### Prata/Silver



ORDEM  
DOS  
ENGENHEIROS





# Índice

## Index

- VII MENSAGEM DOS EDITORES**  
MESSAGE FROM THE EDITORS
- IX APRESENTAÇÃO**  
PRESENTATION
- XI PREFÁCIOS**  
FOREWORD
- XIX AGRADECIMENTOS**  
ACKNOWLEDGMENTS
- XXI LISTA DE AUTORES**  
LIST OF CONTRIBUTORS
- 1 TÚNEIS FERROVIÁRIOS**  
RAILWAY TUNNELS
- 39 TÚNEIS RODOVIÁRIOS NO CONTINENTE**  
ROAD TUNNELS ON THE MAINLAND
- 119 TÚNEIS RODOVIÁRIOS NA ILHA DA MADEIRA**  
ROAD TUNNELS ON MADEIRA ISLAND
- 171 TÚNEIS URBANOS**  
URBAN TUNNELS
- 213 METROPOLITANOS**  
METROPOLITAN SUBWAYS
- 317 TÚNEIS HIDRÁULICOS**  
HYDRAULIC TUNNELS
- 347 TÚNEIS DE APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS**  
HYDROELECTRIC TUNNELS



# MENSAGEM DOS EDITORES/MESSAGE FROM THE EDITORS

**Raúl Sarra Pistone**  
**António Pinto da Cunha**

Com a criação da Comissão Portuguesa de Túneis em 2006, a realização de um cadastro de túneis e obras subterrâneas em Portugal foi identificado desde o início, como um objectivo fundamental. Esta ideia mereceu o melhor apoio do Conselho Diretivo da ITA, reunido em Lisboa em Junho do mesmo ano.

Um grupo de trabalho foi criado e desenvolvido na CPT no sentido de concretizar esse desiderato. O 2º Seminário da CPT sobre Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal, realizado em Lisboa, em Maio de 2008, foi um passo com vista a estabelecer marcas de referência da actividade nacional em obras subterrâneas de carácter permanente, do projecto à construção e exploração, passo que nos permitiu avançar no sentido de condensar em livro a informação que vínhamos a recolher e organizar.

Foram chamados a participar no projeto do livro as entidades institucionais e privadas, donas e concessionárias das obras, as firmas projetistas, consultoras, construtoras, fornecedoras de equipamentos e sistemas, bem como os seus técnicos, nossos colegas, cujo empenho, perseverança e crença na valia da tarefa proposta, permitiram ultrapassarmos em conjunto as dificuldades em obter e ordenar os dados de numerosas obras executadas, recentes ou históricas, e descobrimos juntos, não sem algumas surpresas, uma aventura quase desconhecida, nas suas proporções e pormenores, que é a da engenharia subterrânea em Portugal, onde se fundem, ao longo de mais de 150 anos, coragem, determinação, engenho e arte (the art of tunnelling), a par do melhor conhecimento científico e capacidade técnica.

Assim chega até vós Túneis em Portugal. Como outros livros da mesma índole, está estruturado por fichas de obras, cada ficha acompanhada de um resumo alargado com formato de artigo de especialidade, onde se registam as características mais importantes das obras e dos maciços de escavação, as opções de projecto, soluções construtivas e sistemas de segurança, em fase de obra ou de exploração.

As fichas são da autoria de colegas que participaram de algum modo nas obras e que tiveram a disponibilidade e a amabilidade de as estruturar e compor, seguindo em diálogo o formato geral acordado com os Editores. Para eles os nossos agradecimentos.

Porque os túneis são obras de grande complexidade, multidisciplinares e colectivas, temos consciência de que algumas empresas e pessoas poderão ter participado nas obras aqui apresentadas e não estarem devidamente referenciadas por inerência da síntese. Apelamos à compreensão de todos os protagonistas das obras retratadas e desejamos manifestar a todos o nosso reconhecimento, estendido, naturalmente, aos colegas do grupo de trabalho da CPT, às empresas patrocinadoras e, the last but not the least, à SPG e ao LNEC, pelo seu relevante apoio.

O Livro não pretendeu ser exaustivo, mas reuniu, mesmo assim, mais de 60 obras subterrâneas realizadas. Estamos conscientes de que faltam algumas obras, porventura importantes, mas à data da edição não tivemos a possibilidade de contar com as suas apresentações escritas. Um dia, alguém fará, talvez, uma nova edição sobre o tema e as integrará nela, tanto mais que confiamos poder ser Túneis em Portugal útil à comunidade técnico-científica de expressão portuguesa e, dado o seu carácter bilingue, poder suscitar a atenção de leitores de um universo mais alargado, dado o interesse indiscutível das obras que documenta.

With the creation of CPT (Portuguese Tunnel and Underground Space Committee) in 2006 it was identified as a main objective the establishment of a catalogue of the tunnels and underground works in Portugal, an idea that deserved the best support from the ITA Council, held in Lisbon in June of the same year.

A working group was created and developed in CPT in order to achieve this objective. The 2nd Seminar of CPT on Tunnels and Underground Works in Portugal, held in Lisbon in May 2008, was a step towards establishing benchmarks within the industry in underground works, in the fields of project, construction and operation.

Institutional entities such as owners and concessionaires of underground works, designers, consultants, and contractors, equipment and systems suppliers, were invited to participate in the book project as well as their engineers, our colleagues, whose commitment, perseverance and belief in the value of the proposed work, permitted to overcome together the difficulties in obtaining and ordering the data of executed, recent or historical, underground works, and discover together, not without some surprises, an almost unknown adventure in its proportions and details, which is the underground engineering in Portugal, where are merged, over more than 150 years, courage, skill and art (the art of tunneling), as well as scientific and technical knowledge.

Thus comes to you Tunnelling in Portugal. Like other books of the same kind, it is organized by records of works presented as data-sheets, each accompanied with a broad specialty paper where are summarized the most important characteristics of works, design options, construction solutions, monitoring, etc.

The papers were prepared by colleagues who participated in some way in the works and had the availability and kindness of structuring and composing the text in dialogue, following the general format agreed with the Editors.

Because the tunnels are works of great complexity, and multidisciplinary collective, we are aware that some companies and individuals may have participated in the works presented here and not being adequately referenced for the synthesis inference. We appeal to the understanding of all the protagonists of the portrayed works and wish to express our sincere thanks to all of them. The last but not the least, we wish to express our acknowledgement to the CPT Working Group members, to the Sponsors and to the Portuguese Geotechnical Society – SPG and National Laboratory for Civil Engineering – LNEC, for their efficient support.

The book was not intended to be exhaustive, but includes more than 60 existent underground works performed. We are aware of the missing works, but at the date of the publication we did not have the possibility to rely on the written contributions on these works. One day, someone will, perhaps, issue a new edition of the book and integrate those works, since we trust that Tunneling in Portugal will be useful to the Portuguese-speaking scientific and technical community and, given its bilingual character, able to rise the attention of readers from a wider universe, taking into consideration the undeniable interest of the documented underground works.





# APRESENTAÇÃO/PRESENTATION

## Ricardo Oliveira (IAEG, Past President)

Em Portugal, como nos países mais desenvolvidos dos vários continentes foi sentida na segunda metade do século XIX a necessidade de desenvolver redes de ligação indispensáveis ao desenvolvimento económico, proporcionando o transporte de mercadorias e de pessoas.

Para além da construção de portos, essas redes de ligação foram constituídas essencialmente através da construção de vias férreas, em especial a partir de 1890. Dada a morfologia e a demografia de Portugal, a construção dessas vias implicou o recurso à construção de túneis ferroviários, o mais longo dos quais nessa época foi o Túnel do Rossio, com 2.600 metros de comprimento, considerado então como a maior obra de engenharia do século XIX. A construção de mais um número apreciável de túneis ferroviários espalhados pelas várias vias férreas terminou pelos anos 20 do século XX. Nessa época a construção de túneis era essencialmente resultante da experiência e do empirismo dos seus construtores, raramente tendo qualquer tipo de projeto antecedendo a construção. Foi a era que ficou caracterizada pela expressão "a construção de túneis é uma arte".

A história dos túneis ferroviários em Portugal está muito bem descrita na Introdução que figura no primeiro capítulo do livro. Passado esse período, houve um significativo interregno na construção de túneis em Portugal, tendo-se dado início a partir de metade do século à programação e construção de grande quantidade de túneis de extensão e seção muito variáveis destinados a várias finalidades.

A organização do livro atende de forma muito feliz a essa variedade de finalidades dos túneis que desde então vêm sendo construídos. Começa por descrever os principais túneis rodoviários no Continente, com complexidades e dimensões muito diferentes e desenvolvendo-se em formações rochosas muito variadas. Cria um capítulo seguinte destinado exclusivamente aos túneis rodoviários da Ilha da Madeira, o que plenamente se justifica, em virtude da grande quantidade de obras rodoviárias realizadas na Ilha para atender em especial ao seu desenvolvimento turístico e à necessidade de fácil ligação entre as várias comunidades dessa região. Termina esse capítulo dos túneis rodoviários pela descrição de um conjunto de túneis urbanos realizados nas cidades do Porto e de Lisboa.

Associando os conceitos de túneis ferroviários com os de túneis urbanos, surge o capítulo do Metropolitanos, no qual é dado especial relevo às grandes cavidades subterrâneas para a instalação de importantes estações das diversas linhas. Em Portugal, apenas nas cidades de Lisboa e do Porto existem metropolitanos com linhas e estações subterrâneas, construídos em contextos geológicos por vezes muito complexos, exigindo desenvolvimentos científicos e técnicos progressivamente mais sofisticados.

Os túneis mais extensos em Portugal, embora de reduzidas seções quando comparadas com as dos túneis rodoviários e ferroviários, são os túneis hidráulicos, cuja construção se iniciou apenas na segunda metade do século XX. No livro são descritos túneis construídos na Madeira há muitos anos e três dos mais longos e complexos túneis integrados em Aproveitamentos Hidroagrícolas.

O livro termina com um capítulo dedicado a Túneis e Cavernas de Aproveitamentos Hidroelétricos, desde aos mais antigos, executados na segunda metade do século passado até aos que integram os mais recentes projetos de ampliação da capacidade instalada para a produção de energia hidroelétrica, iniciados e construídos já neste século.

São cerca de 430 páginas com a descrição de 60 casos de obras subterrâneas que ilustram bem a capacidade do país nesta área. O livro tem uma excelente apresentação e um notável conteúdo gráfico que o qualificam como uma obra de referência para a nossa geração e para as que se lhe seguirão.

Decorre da breve apresentação feita acima e de alguns comentários que pareceram apropriados, a grande importância do Livro que, em boa hora, a CPT (Comissão Portuguesa de Túneis) integrante desde há uma dezena de anos da SPG (Sociedade Portuguesa de Geotecnia) decidiu conceber e publicar, ilustrando a capacidade da engenharia portuguesa no estudo, projeto e construção destas obras subterrâneas. É oportuno referir que, com raríssimas exceções, todas estas grandes obras realizadas no último século foram integralmente projetadas, construídas e acompanhadas pelos nossos geólogos e engenheiros, que assim adquiriram conhecimentos que estão hoje a aplicar em variados países onde as nossas empresas atuam.

O tema é ainda da maior atualidade, dado que o planeamento regional e urbano dos espaços ocupados pelas modernas atividades e a necessidade de, cada vez mais se ocupar o espaço subterrâneo em boas condições de segurança e de habitabilidade.

Pretendo assim felicitar a CPT e em especial os colegas que, com sacrifício dos seus tempos livres, ao longo de uma meia dúzia de anos, conseguiram idealizar a obra, entusiasmar outros colegas para darem as suas contribuições em relação às obras a que estiveram ligados e, finalmente produzirem variados textos de sua própria responsabilidade. Ao nomearem-se pessoas, corre-se o risco de omissões desagradáveis e involuntárias. Neste caso, no entanto não posso deixar de nomear os colegas Machado Vale, Bilé Serra, Pinto da Cunha e Raul Pistone, como tendo sido, sem dúvida, os grandes responsáveis pela viabilização desta obra.

In Portugal, as in most developed countries from different continents, in the second half of the nineteenth century, there was a need to develop infrastructure networks essential for economic development, to enable the transport of goods and persons.

In addition to the construction of ports, these networks were achieved mainly through the construction of railways, in particular after 1890. Given the morphology and demography of Portugal, the construction of the infrastructure implied the use of railway tunnels, the longest of which was, at that time, the Rossio Tunnel at 2,600 meters long and regarded as the greatest engineering work of the nineteenth century. More tunnels were constructed for various railways until the end of the 1920s. During that time, the construction of tunnels was mainly based on the experience and empiricism of contractors, seldom with any type of design preceding the construction. It was the era characterized by the expression "tunnelling is an art".

The history of rail tunnels in Portugal is very well described in the introduction presented in the first chapter of this book. After that period, there were many years without significant tunnel construction in Portugal, but from the mid-century, a large number of tunnels, with variable lengths and cross-sections, intended for various purposes started to be planned and constructed.

The organization of this book is effective in approaching the variety of tunnel purposes that have been built since then. It starts by describing the main road tunnels on the continent, with very different dimensions and complexities, constructed in diversified rock formations. The next chapter focuses on road tunnels in the mountainous island of Madeira, which is fully justified, given the large amount of road works carried out on the Island to serve in particular the tourism development and to facilitate the connection between the various communities in that region. This chapter ends by describing a number of urban tunnels in the cities of Oporto and Lisbon.

Combining the concepts of railway tunnels and urban tunnels, the next chapter is about Metro Systems, in which special emphasis is made to the large underground cavities for the accommodation of various important stations and lines. In Portugal, only the cities of Lisbon and Oporto have metro systems with underground lines and stations, sometimes built in very complex geological formations, thus requiring more and more advanced scientific and technical knowledge.

In Portugal, the longest tunnels, although with reduced sections when compared with sections of road and rail tunnels, are the hydraulic tunnels whose construction began only in the second half of the twentieth century. In the book, a description is made of tunnels built many years ago on the island of Madeira and of three of the longest and most complex tunnels integrated in hydro-agricultural systems.

The book ends with a chapter dedicated to Tunnels and Caverns of hydroelectric power plants, from the most ancient, constructed in the second half of the last century, through to the most recent projects, built and under construction already in this century, that aim to increase the installed capacity for hydropower generation.

In total, about 430 pages describe 60 cases of underground works that illustrate the country's capacity in this area. The excellent presentation and the remarkable graphic content of this book qualifies it as a reference for present and future generations.

As results from the above brief presentation and comments, the importance of the book that the Portuguese Commission of Tunnels (CPT), a member of the Portuguese Geotechnical Society (SPG) for a ten-years period, so rightly put forward and publish, illustrates the ability of Portuguese engineering to study, design and construct these underground works. It is important to mention that, with rare exceptions, all these large works executed in the last century were fully designed, constructed and supervised by our engineering geologists and engineers, who, as a result, acquired in-depth knowledge that is being applied in the various countries where Portuguese companies operate.

The subject of this book is highly relevant because the regional and urban planning of spaces occupied by modern activities and the need for environmental preservation implies ever greater occupation of underground space in safe and habitable conditions.

I would like to congratulate the CPT and in particular to acknowledge the colleagues who, over the last six years, having sacrificed their leisure time, were able to plan the book, to encourage other colleagues to give their contributions in relation to engineering works they were associated with and to produce various texts of their own responsibility. In spite of the risk of unpleasant and unintended omissions when congratulating someone, I wish to nominate the colleagues Machado do Vale, Bilé Serra, Pinto da Cunha and Raul Pistone, who, undoubtedly, enabled the feasibility of this work.



# FOREWORD/PREFÁCIO

## Søren Degn Eskesen (ITA President)

It is my utmost pleasure to have been invited to write the preface for the book "Tunnelling in Portugal" which will be presented at the occasion of the WTC2014 and ITA General Assembly in Iguazu, Brazil.

The CPT, Portuguese Tunnelling and Underground Space Committee, has been working hard with this project for a long time in order to demonstrate to the world tunneling community the tunnelling and underground space activities in the country.

The book will cover the most outstanding tunnelling construction works done in Portugal. In fact, even if it may not be known by the whole community, Portugal has been very active in planning and constructing tunnels for a more than a century.

The construction of the Lisbon metro began in 1959, and now the Portuguese capital city has four metro lines with a total length of more than 40 km. The 4<sup>th</sup> line, "a linha do Oriente", 8.2 km has been built between 1998 and 2009 and was a great achievement.

The most recent line linking the Oriente railway station to Lisbon airport was built between 2008 and 2012 and was also a conquest.

The oldest but also longest railway tunnel of the country is the Rossio tunnel, 2.6 km long, built in 1890.

In more recent years many road tunnels have been constructed in Madeira, the wonderful island in the Atlantic Ocean. All these activities show a long history in tunnel construction in Portugal.

As ITA Member Nation, since 1989, CPT, has been active, organizing notably an "International Seminar on Tunnels and Underground Works" in 2006 in combination with an ITA Executive Council meeting, several specialized courses and seminars and the 1st. Portuguese Conference on Underground Space in 2010.

Some of the planned projects, such as high speed railway lines are on hold for the time being due to the difficult financial situation in particular southern Europe. I am however convinced that in a not too far future they will be implemented as infrastructure and transport projects, as a key element for the development of any country, especially for a country being an integral member of the EU. And of course these projects will require construction of tunnels to ensure the sustainable development of this wonderful country.

As everywhere in the world, tunnel and underground space users are the true creators of a new and sustainable world.

As ITA president, I am pleased to say that the underground space is developing globally, and this book will demonstrate the role that Portugal is playing.

I would like to congratulate CPT for taking the initiative of publishing this book which will contribute to the knowledge sharing of tunnel activities and technology which is one of the key objectives of ITA. I will be looking forward to the presentation of the book and to meet all our Portuguese friends and the rest of the ITA family at the WTC2014 and ITA 40th General Assembly in Iguazu, Brazil.

Foi com o maior prazer que recebi o convite para escrever o prefácio para o livro "Túneis em Portugal" que será apresentado por ocasião da assembleia-geral da ITA em Iguazu, Brasil, no WTC2014.

A CPT, Comissão Portuguesa de Túneis e Obras Subterrâneas, tem vindo a trabalhar arduamente neste projeto há vários anos, para apresentar à comunidade internacional as atividades de construção de túneis e desenvolvimento do espaço subterrâneo no seu país.

O livro irá abranger as obras de construção de túneis mais notáveis em Portugal. Na verdade, mesmo que tal não seja ainda conhecido por toda a comunidade, Portugal tem sido muito ativo no planeamento e construção de túneis desde há mais de um século.

A construção do metro de Lisboa começou em 1959, e agora a capital portuguesa tem quatro linhas de metro com um comprimento total de mais de 40 km. A linha 4, "Linha do Oriente", com 8,2 km, foi construída entre 1998 e 2009 e foi uma grande realização.

A mais recente linha ligando a estação do Oriente ao aeroporto de Lisboa foi construída entre 2008 e 2012 e foi também uma grande conquista.

O túnel ferroviário mais antigo, mas também mais longo do país, é o túnel do Rossio, com 2,6 km de comprimento, construído em 1890.

Em anos mais recentes muitos túneis rodoviários foram construídos na Madeira, a maravilhosa ilha no Oceano Atlântico. Todas essas atividades mostram uma longa história na construção de túneis em Portugal.

Como membro nacional português da ITA desde 1989 a CPT tem estado ativa, organizando nomeadamente um "Seminário Internacional de Túneis e Obras Subterrâneas" em 2006, em conjunto com uma reunião do Conselho Executivo da ITA, vários cursos especializados e o 1º Simpósio Português de Espaço Subterrâneo, em 2010.

Alguns projetos planeados, tais como as linhas ferroviárias de Alta Velocidade, estão por enquanto suspensos devido à difícil situação financeira dos países do sul da Europa. No entanto, estou convencido que no futuro próximo estes projetos serão implementados, visto que as infraestruturas e os projetos de transporte são um elemento-chave para o desenvolvimento de qualquer país integrante da União Europeia. Obviamente, estes projetos exigirão a construção de túneis para assegurar o desenvolvimento sustentável deste maravilhoso país.

Como em todos os lugares do mundo, os utilizadores dos túneis e do espaço subterrâneo são os verdadeiros criadores de um mundo novo e sustentável.

Como presidente da ITA, congratulo-me por poder afirmar que o espaço subterrâneo está a ser desenvolvido globalmente e este livro irá demonstrar o papel que Portugal está a jogar neste movimento.

Gostaria de dar os parabéns à CPT por tomar a iniciativa de publicar este livro que contribuirá para a partilha de conhecimento das atividades e tecnologia relacionados com o espaço subterrâneo, que é um dos principais objetivos da ITA. Estou ansioso pela apresentação do livro e para conhecer todos os nossos amigos portugueses e o resto da família ITA no WTC2014 e na 40ª Assembleia Geral de Iguazu, Brasil.



# PREFÁCIO/FOREWORD

**José Luís Machado do Vale (Presidente da SPG)**

Os Túneis são das mais impressionantes obras de Engenharia Civil mas também das mais desconhecidas do público em geral. Este livro é dedicado apenas aos túneis ditos permanentes que são do âmbito da Engenharia Civil, não sendo, portanto, abordados os túneis de exploração mineira, cujo fim é o acesso para a extração de minério.

Os Túneis aproximam pessoas, encurtam distâncias, transpõem obstáculos, poupam vidas tornando as estradas e as vias férreas mais seguras, facilitam os transportes públicos nos grandes núcleos urbanos, são amigos do ambiente e melhoram a qualidade de vida das cidades, distribuem água potável e recolhem as águas sujas, potenciam o aproveitamento da energia hídrica, transportam a água para irrigação e para o abastecimento de populações, permitem a ocupação do espaço subterrâneo para as mais diversas utilizações e a exploração dos recursos naturais.

Obras indispensáveis ao desenvolvimento de um país, os túneis estão presentes em Portugal desde o século XIX, em diversas fases de crescimento económico. De salientar o impulso na construção das infraestruturas ferroviárias no século XIX e, sobretudo, a partir dos anos 90 do século passado e até hoje, o desenvolvimento dos Metropolitanos de Lisboa e Porto, dos grandes Aproveitamentos Hidroeléctricos e Hidroagrícolas e dos Túneis Rodoviários.

Quem, como eu gosta de Engenharia e de Geotecnia, tem nos túneis um vasto campo de aplicação e de aprendizagem, adaptando as soluções e os processos construtivos para causar menor perturbação ao terreno e às edificações adjacentes quando existem. Os casos de obra apresentados, sem serem exaustivos, representam alguns dos mais significativos projetos onde se pode constatar a evolução da engenharia civil e das suas especialidades geotécnicas e de obras subterrâneas, em Portugal.

A CPT é uma Comissão Técnica da SPG, que representa a ITA em Portugal e em cuja criação me orgulho de participar, está de parabéns pelo sucesso da missão de escrever o Livro de Túneis em Portugal, que estamos a festejar. Grato a todos, com especial menção ao Grupo de Trabalho e os seus Editores, encarregados de preparar um cadastro e o presente livro, aos colaboradores que participaram na autoria das fichas técnicas dos túneis e, muito particularmente, às empresas que patrocinaram e que colaboraram com os conteúdos deste livro.

Tunnels are the most impressive works of Civil Engineering, however the most unknown to the general public. This book is dedicated to the so-called permanent tunnels which are within the scope of Civil Engineering, not covering, therefore, the mining tunnels, whose aim is to allow access for ore extraction.

Tunnels bring people together, shorten distances, overcome obstacles, save lives and make the roads and railways safer, facilitate public transport in major urban centers, are environmentally friendly and improve the quality of life of cities, distributing drinking water and collecting waste waters, boosting the use of hydropower, carrying water for irrigation and for population supply, allowing the occupation of underground space for many different uses and exploitation of natural resources.

As indispensable infrastructures to the development of a country, tunnels are present in Portugal since the nineteenth century, in various stages of economic growth. We emphasize that they were a stimulation factor for the construction of railway infrastructure in the nineteenth century and, especially from the 90's of last century until today, with the development of the Metropolitan Subways of Lisbon and Oporto, of large Hydroelectrical and Hydroagricultural Schemes and Road Tunnels.

Those who, as myself, love Engineering and Geotechnics, have in tunnels a wide field of application and learning, adapting the solutions and construction processes in order to cause as least as possible disturbance to the ground and to the adjacent buildings, should they exist. The projects selected to be included in the book, without being exhaustive, represent some of the most significant projects highlighting the evolution of civil engineering and of its geotechnical specialties and underground works in Portugal.

CPT is a Technical Committee of the SPG, which represents the ITA (International Tunnel Association) in Portugal and in the creation of which I am proud to have participated, congratulates itself on the success of the mission of writing the book "Tunnels in Portugal". I am grateful to all, with special mention the Working Group and its Editors, in charge of making a technical register of underground works in Portugal and the preparation of the present book, to the Authors of the technical contributions and, very particularly, to the Companies that sponsored and cooperated with the contents of this book.



# PREFÁCIO/FOREWORD

**Carlos Pina (Presidente do LNEC)**

A criação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) ocorreu em meados do século XX quando, em Portugal, ganhou corpo uma política de industrialização e de desenvolvimento que passava pela construção de grandes infraestruturas, em particular, para produção de energia hidroelétrica. Associadas às grandes barragens de betão que foram sendo construídas, executaram-se diversas obras subterrâneas de que se destacam vários túneis hidroelétricos. Posteriormente, as necessidades de melhoria das ligações entre os grandes aglomerados urbanos e da mobilidade das populações nas grandes cidades, incentivou a construção de túneis rodoviários e ferroviários, em especial, de túneis urbanos incluídos em redes de metropolitano.

Os túneis são grandes obras de engenharia que atravessam materiais naturais com grande diversidade geológica, geotécnica e hidrológica e que têm a particularidade de obrigar a lidar com um grau de desconhecimento muito significativo das ações que a obra terá que suportar.

A necessidade prática de resolver os problemas colocados pela construção destas grandes obras ditou o crescente envolvimento do LNEC em atividades de investigação relacionadas com a engenharia geotécnica, com o objetivo de melhorar o conhecimento sobre a caracterização e a previsão do comportamento de maciços rochosos e terrosos. É ainda hoje um inegável testemunho da importância destas atividades o facto da International Society for Rock Mechanics e a Sociedade Portuguesa de Geotecnia terem as suas sedes no LNEC.

Como consequência natural deste empenhamento a Comissão Portuguesa de Túneis (CPT) foi presidida, desde a sua constituição, por Investigadores do LNEC e tem tido um apoio significativo do LNEC em todas as iniciativas que promoveu.

O apoio à edição de um livro sobre "Túneis em Portugal", iniciativa da CPT, eleva ainda mais o nível desta profícua colaboração dado que, sendo uma edição bilingue, permitirá mostrar à comunidade técnica internacional ligada às obras subterrâneas a qualidade da engenharia portuguesa através da apresentação das realizações mais marcantes construídas em Portugal.

Não gostaria de terminar sem felicitar e agradecer a todos aqueles que colaboraram na edição deste importante livro que será certamente um documento cuja leitura é essencial não só para aqueles cuja atividade profissional está ligada aos túneis, mas também para todos os que se interessam pelas grandes obras de engenharia realizadas em Portugal.

The National Laboratory of Civil Engineering (LNEC) was created in mid-twentieth century, when an industrialization and development policy arose in Portugal, which included the construction of big infrastructures, particularly for the generation of hydroelectric energy. In association with large concrete dams, various underground works were executed of which several hydroelectric tunnels stand out. Afterwards, the need to improve the links between the largest urban areas and the mobility of people inside the big cities served as an incentive to the construction of road and rail tunnels, especially urban tunnels included in the metro system networks.

Tunnels are great works of engineering that cross natural materials characterized by geological, geotechnical and hydrological diversity and that possess the peculiarity of forcing engineers to deal with a very significant scarcity of knowledge regarding the actions concerning the works.

The practical need to solve the problems created by the construction of these great works dictated LNEC's growing involvement in research activities related to geotechnical engineering, with the purpose of improving the knowledge on characterization and prediction of response of rock and soil masses. To this day the fact that the headquarters of International Society for Rock Mechanics and Sociedade Portuguesa de Geotecnia (Portuguese Society for Geotechnics) are within LNEC campus is still an undeniable testimony of the importance of these activities.

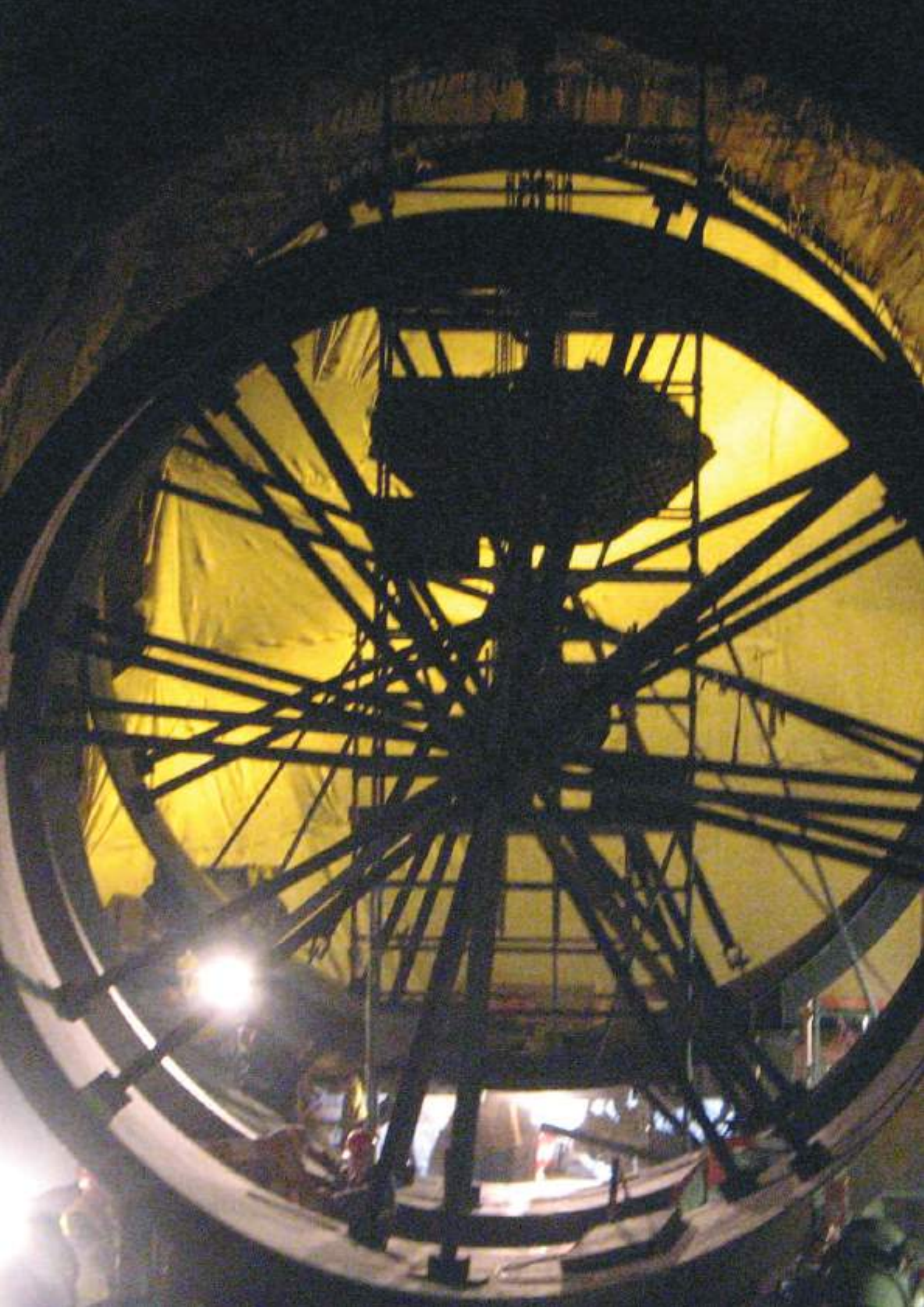
As a natural consequence of this commitment, the Portuguese Tunnelling Committee (CPT) was presided, ever since its formation, by LNEC Researchers and has had the significant support of LNEC in all its initiatives.

The backing of the edition of a book about "Tunnels in Portugal", a project of CPT, further increases the level of this fruitful collaboration as, being a bilingual publication, will allow, through the presentation of the most remarkable underground constructions in Portugal, to show the quality of Portuguese engineering to the international technical community related to the underground works.

Support for editing a book on "Tunnelling in Portugal", an initiative of CPT, further increases the level of this fruitful collaboration as, being a bilingual edition, will show the international technical community linked to underground works quality of Portuguese engineering through the presentation of the most striking achievements in Portugal

I would like to end this preface by congratulating and thanking all those that collaborated in the edition of this important book. It will certainly be an essential document not only for those whose professional activity is connected to tunnels, but also to all who have an interest for the great works of engineering in Portugal.





# PREFÁCIO/FOREWORD

**André Assis\* (ITA, Past President)**

Tão importante quanto gerar conhecimento e tecnologia é comunicá-los, divulgá-los e compartilhá-los! Este precioso livro, Túneis em Portugal, com cerca de 430 páginas e descrevendo com esmero as características técnicas de mais de 50 casos de estruturas subterrâneas construídas em Portugal, incluindo obras de túneis rodoviários, ferroviários, urbanos, metrô, hidráulicos e hidrelétricos, é o reflexo da maturidade alcançada nos últimos anos pela comunidade tuneleira portuguesa.

Não há dúvidas da capacidade portuguesa em engenhar e criar soluções brilhantes e criativas de engenharia, cujo arrojo foi herdado de seus antepassados navegadores que conquistaram todos os cantos do globo. E não seria diferente na engenharia de túneis como se pode verificar ao ler atentamente este belíssimo livro. Mas a maturidade de uma comunidade técnico-científica só se completa quando se consegue divulgar seus feitos, mostrando a todos sua capacidade de engenharia. E é aqui que se foca também nosso orgulho.

A jovem Comissão Portuguesa de Túneis (CPT) da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), existente somente há 10 anos, demonstra com este livro o cumprimento pleno de seu objetivo maior que é organizar o conhecimento e a tecnologia de sua comunidade tuneleira e divulgá-los a todos. Me lembro bem dos primórdios da CPT, eu como presidente da ITA a época e meus amigos tuneleiros portugueses entusiasmados com a ideia da criação de uma associação de túneis em Portugal, que se materializou na CPT-SPG. Muitos contribuíram, mas gostaria de destacar a dedicação e o papel essencial do José Machado do Vale, António Pinto da Cunha, Raul Pistone e Bilé Serra. Hoje, com a publicação deste livro, celebramos o sucesso da CPT-SPG, cuja autoridade, liderança, isenção e idoneidade de uma associação profissional respeitada no seu meio, com pleno trânsito nos diversos setores da comunidade tuneleira portuguesa, permitiram reunir os arquivos e dados de todas estas obras interessantíssimas. E que a CPT-SPG continue cada vez mais forte e robusta, pois seu papel é fundamental para promover perante a sociedade as obras necessárias para a melhoria da qualidade de vida, tanto nas cidades portuguesas quanto no seu espaço interurbano.

Não basta mais somente a engenheiros, geólogos e demais profissionais de áreas afins o conhecimento técnico, mas é preciso uma ação proativa junto à sociedade, promovendo suas soluções para cidades melhores, para meios de transportes mais eficientes e sustentáveis. E a CPT vem ao encontro destes anseios, pois não há dúvidas de que soluções de engenharia que incluem estruturas subterrâneas, certamente são as mais eficientes, duradouras e de menor impacto ao ambiente. Este livro é apenas o primeiro passo para esta árdua missão de mostrar à sociedade a eficácia destas soluções e que a engenharia tuneleira portuguesa está pronta para quaisquer desafios quando demandada for.

As important as to generate knowledge and technology is to communicate them, disclose them and share them! This precious book, Tunnels in Portugal, with about 430 pages and neatly describing the technical characteristics of over 50 cases of underground structures built in Portugal, including road, rail, urban, subway, hydraulic and hydropower tunnels, is the reflection of the maturity achieved in recent years by the Portuguese tunnelling community.

No doubt on the Portuguese capacity to engineer and create smart and creative engineering solutions, whose boldness was inherited from their ancestors sailors that conquered every corner of the globe. And it would be no different in tunnel engineering as it can be verified reading this wonderful book. But the maturity of a scientific-technical community is only complete when it can disseminate their achievements, showing everyone its engineering abilities. And it is here that our pride is also focused.

The young Portuguese Tunnelling Commission (CPT) of the Portuguese Geotechnical Society (SPG), existing just 10 years, with this book, demonstrates the complete fulfillment of its ultimate objective that is to organize the knowledge and technology of its tunnelling community and disseminates them to all. I recall the early days of CPT, I as ITA president and my Portuguese tunneler friends enthusiastic with the idea of creating a tunnelling association in Portugal, which became the CPT-SPG. Many people have contributed, but I would like to highlight the dedication and vital role of José Machado do Vale, António Pinto da Cunha, Raul Pistone and Bilé Serra. Today, with the publication of this book, we celebrate the success of CPT-SPG, whose authority, leadership, independence and integrity of a professional association respected by all shareholders of all sectors of the Portuguese tunnelling community, have brought together the files and data of all these very interesting Portuguese tunnels. We praise that CPT-SPG continues increasingly strong and robust, as its role is to promote essential projects needed to our society, for improving the quality of life, both in Portuguese cities and in its interurban space.

Technical knowledge is no longer just enough to engineers, geologists and other professionals of related fields, but it is mandatory proactive actions promoting engineering solutions for better cities, by more efficient and sustainable transport means. And CPT meets these desires because there is no doubt that engineering solutions including underground structures are certainly the most efficient, durable and less impact on the environment. This book is just the first step in this arduous mission to show society the effectiveness of these solutions and the Portuguese tunnel engineering is ready for any challenges when demanded for.

\*Presidente (2001-2004) da Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo (ITA), Presidente (1998-2002) do Comitê Brasileiro de Túneis (CBT), Presidente (2013-2014) da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e Professor Titular da Universidade de Brasília (UnB).



# AGRADECIMENTOS/ACKNOWLEDGMENTS

## João Bilé Serra (Presidente da CPT)

Este livro é o fruto de um desejo da Comissão Portuguesa de Túneis e Obras Subterrâneas formulado praticamente logo após o seu nascimento em 2006. Somente foi possível pela conjugação do esforço de um elevado número de pessoas e de entidades.

Trata-se do resultado de um demorado processo editorial iniciado em 2008 com o 2º Seminário da CPT intitulado "Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal". A dinâmica daí resultante levou à criação do Grupo de Trabalho "Livro de Túneis em Portugal" cujo animador é o Doutor Raúl Sarra Pistone, o qual conseguiu mobilizar no Grupo a comunidade portuguesa das obras subterrâneas para a tarefa de produzir o livro que agora é dado a conhecer.

A determinação e o entusiasmo por ele devotados a este projecto são a razão primeira da existência do livro. Como Presidente da CPT expressei o meu agradecimento pessoal de enorme reconhecimento ao Doutor Sarra Pistone.

O formato da obra é o corolário do esforço continuado e criterioso dos Editores, os Doutores Raúl Sarra Pistone e António Pinto da Cunha, primeiro presidente da CPT. A ambos formulo um agradecimento especial pelo marco editorial técnico, histórico e cultural conseguido.

A comunidade portuguesa das obras subterrâneas é a verdadeira origem deste livro através das contribuições escritas de um elevado número de autores. A eles desejo expressar a minha gratidão reconhecida pela riqueza e diversidade do conteúdo produzido.

Um agradecimento é também devido à equipa de tradutores que possibilitaram a realização da edição bilingue, pese embora a diversidade de estilo dos textos originais em Português.

Impõe-se uma palavra de agradecimento à Cor Comum pelo profissionalismo e a disponibilidade, a um tempo entusiástica e paciente, com que abraçaram a tarefa de produzir o livro.

Uma palavra especial de agradecimento é devida ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na pessoa do seu Presidente Doutor Carlos Pina, pelo acolhimento e apoio continuado que a CPT sempre recebeu da maior instituição de investigação portuguesa em Engenharia Civil.

À Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no âmbito da qual a CPT desenvolve as suas actividades como Comissão Técnica especializada, é devido o reconhecimento, pessoalmente endereçado ao seu Presidente Engenheiro José Machado do Vale, pelo amparo e ânimo sempre transmitidos pela SPG desde a primeira hora.

Quero ainda expressar o meu reconhecimento à COBA na pessoa do seu Presidente Engenheiro Victor Carneiro o apoio logístico, nomeadamente de secretariado, dispensado na fase crucial de revisão do conteúdo do livro.

À Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo, na pessoa do seu Presidente Engenheiro Soren Eskesen, cumpre-me agradecer o incentivo inicial dado durante a realização da reunião do Comité Executivo em 2006 em Lisboa e, desde então, o interesse e o apoio sempre demonstrados pela criação da base de dados de túneis em Portugal e pela publicação que agora se concretiza.

As minhas últimas palavras de agradecimento, as que perduram mais facilmente, e por isso tradicionalmente as de maior relevância, é dirigida aos patrocinadores. Os custos de uma obra desta natureza são significativos. Tendo sido realizada numa época de restrição financeira agravada, a generosidade dos patrocinadores assume especial significado. O penhor de gratidão da CPT às entidades patrocinadoras é, assim, enorme. Tudo será feito para que o livro possa constituir um veículo para a notoriedade nacional e internacional destas entidades.

A todos, bem hajam!

This book is the result of a wish formulated by the Portuguese Tunnelling and Underground Space Commission (CPT) early in its creation times in 2006. It was possible solely due to the combined effort of a large number of people and entities.

The final presented result comes from a long editorial process initiated in 2008 with the 2nd CPT Seminary entitled "Tunnels and Underground Works in Portugal". The resulting dynamic led to the creation of the work group "Book of Tunnels in Portugal". Dr Raúl Sarra Pistone, its biggest impeller, managed to mobilize the Portuguese community of underground works for the task of producing this book.

His determination and enthusiasm for this project are the main reason of the existence of this book. As President of CPT, I wish to express my personal thanks and immense acknowledgment to Dr Sarra Pistone.

The format of this piece is the corollary of the continued and judicious effort of the Editors, Dr Raúl Sarra Pistone and Dr António Pinto da Cunha, first President of CPT.

I sincerely thank both of them for the accomplished technical, historical and cultural editorial mark.

The Portuguese community of underground works is the true source of this book through the written contributions of a high number of authors. To them, I wish to express the gratitude of CPT for the richness and diversity of the provided material.

A further acknowledgment is due to the translation team who made the bilingual edition possible, even though it is necessary to emphasize the styling diversity of the original text in Portuguese.

A thank you is obligatory to Cor Comum for their professionalism and availability, both enthusiastic and patient, with which they embraced the task of publishing this book.

To Sociedade Portuguesa de Geotecnia (Portuguese Society for Geotechnics) under which CPT developed its activities as specialized Technical Committee, an acknowledgement is essential, delivered to its President Eng José Machado do Vale. The patronage and cheer transmitted by SPG was an irreplaceable backup since the early stages of this book.

A distinctive word of gratefulness is due to Laboratório Nacional de Engenharia Civil (National Laboratory of Civil Engineering) under its President Dr Carlos Pina for the continuous welcome and support given to CPT by the greatest Portuguese institution of research on Civil Engineering.

I would also like to express my gratitude to COBA under its President Eng Victor Carneiro for the logistical support, particularly with secretarial matters, offered during the crucial stage of revising the book contents.

To the International Association of Tunnels and Underground Space, under its President Eng Soren Eskesen, I acknowledge the initial stimulus given during the meeting of the Executive Committee in Lisbon in 2006. Also for the interest and support demonstrated since that time for the creation of the database of tunnels in Portugal and for this publication.

The last, but surely the most, distinctive word of gratitude is due to the sponsoring entities. Any endeavour of this nature encompasses substantial costs. Having been fulfilled during a time where financial restrictions are particularly aggravated, the generosity of the sponsors takes on a special meaning. Therefore, CPT's debt of gratitude to them is immense. We will stop at nothing to assure that the book may be a vehicle to the national and international notoriety of the involved entities.

To all, thank you ever so much!



# LISTA DE AUTORES\*/LIST OF CONTRIBUTORS

**Alexandre Pinto**

IST / JETSJ Geotecnia  
Professor Auxiliar / Diretor Técnico  
apinto@jetsj.pt

**Ana Sofia Gomes**

EP – Estradas de Portugal, S.A.  
Gestora da Unidade de Project Management Office (PMO)  
ana.sofia@estradas.pt

**António C. Ambrósio**

Diaclase, Consultores de Engenharia, Geologia e Ambiente, Lda.  
Director do Sector de Engenharia e Geotecnia  
antonio.ambrósio@diacclase.pt

**António Pinto da Cunha**

Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Investigador Coordenador  
pcunha@lnec.pt

**Bernardo P. B. Monteiro**

EP – Estradas de Portugal, S.A.  
Geólogo de Engenharia  
bernardo.monteiro@estradas.pt

**Carlos J. Oliveira Baião**

Cenor, Consultores, S.A.  
Administrador  
carlos.baiao@cenor.pt

**Carlos Vieira**

LCW Consult, S.A.  
Engenheiro Civil Especialista  
carlos.vieira@lcwconsult.com

**Emanuel Roberto M. Alves**

Engenheiro Civil  
robertomalves@msn.com

**Francisco Sécio**

Metropolitano de Lisboa E.P.E.  
Ex-Diretor de Engenharia e Infraestruturas  
fsecio@gmail.com

**Frederico Simões Melâneo**

ISEL, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Eng.º Civil, Equiparado a Prof. Adjunto.  
frederico.melaneo@sapo.pt

**Gilberto Gomes**

Historiador  
gilbertoantonio.gomes@gmail.com

**Gonçalo N. Santos Tavares**

Cenor, Consultores, S.A.  
Engenheiro Civil  
goncalo.tavares@cenor.pt

**Isabel Cristina Lopes Mendes**

EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A.  
Geóloga  
ilm@epos.pt

**João Bilé Serra**

Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Investigador Principal  
biles@lnec.pt

**Jorge Bento**

COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.  
Engenheiro Geólogo  
atb@coba.pt

**Jorge Cruz**

LCW Consult, S.A.  
Chefe do Departamento de Geotecnia  
Email: jorge.cruz@lcwconsult.com

**José A. Mateus de Brito**

Cenor, Consultores, S.A.  
Administrador  
jose.brito@cenor.pt

**José C. Andrade**

CJC  
Diretor  
jcarlos@cjceng.com.br

**José C. Clemente**

REFER – Rede Ferroviária Nacional, E.P.E.  
Diretor de Inovação e Conhecimento  
jsclemente@refer.pt

**Luís N. Lamas**

Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Investigador Principal  
llamas@lnec.pt

**Luis Meireles**

Diretor do Departamento de Infraestruturas  
Metro do Porto, S.A.

**Luis P. C. Gonçalves**

EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A.  
Geólogo  
lg@epos.pt

**Manuel Matos Fernandes**

FEUP – Dpto. Eng. Civil  
Professor Catedrático  
mfern@fe.up.pt

**Manuel L. Bénard Guedes**

Consulgal – Consultores de Engenharia e Gestão, S.A.  
Responsável pela Gestão de Contratos  
benard.guedes@consulgal.pt

**Miguel F. Menezes da Conceição**

Cenor, Consultores, S.A.  
Engenheiro Civil  
miguel.conceicao@cenor.pt

**Nadir Plasencia**

EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A.  
Geóloga de Engenharia  
nadir.plasencia@edp.pt

**Paulo Ferreira**

Metro do Porto, S.A.

**Pedro Olivença**

CêGê  
Geólogo de Engenharia  
pedro.olivenca@cege.pt

**Raul A. S. Duarte**

Diaclase, Consultores de Engenharia, Geologia e Ambiente, Lda.  
Director do Sector de Geologia e Hidrogeologia  
raul.duarte@diacclase.pt

**Raúl Sarra Pistone**

COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.  
Diretor do Serviço de Geotecnia  
rp@coba.pt

**Sandra Ferreira**

COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.  
Coordenação de Projetos  
scf@coba.pt

**Sérgio Paulo P. Rosa**

Cenor, Consultores, S.A.  
Geólogo  
sergio.rosa@cenor.pt

**Vitória da Conceição Rodrigues**

Cenor, Consultores, S.A.  
Engenheira Geóloga  
vitoria.rodrigues@cenor.pt

**Vitor M. Freitas**

REFER – Rede Ferroviária Nacional, E.P.E.  
Departamento de Estruturas Especiais – Responsável pelos Túneis  
vsfreitas@refer.pt

\*Autores das Fichas e Artigos/Authors of Datasheet and Papers



# TÚNEIS FERROVIÁRIOS

## RAILWAY TUNNELS

- 2 **BREVE HISTÓRIA DOS TÚNEIS FERROVIÁRIOS EM PORTUGAL**  
*A Brief History of the Railway Tunnels in Portugal*
- 8 **QUADRO RESUMO DOS TÚNEIS FERROVIÁRIOS**  
*Summary table of the Railway Tunnels*
- 10 **TÚNEL DO ROSSIO (REABILITAÇÃO)**  
*Rossio Tunnel (Rehabilitation)*
- 16 **REABILITAÇÃO DOS TÚNEIS DE BOIACA, CABAÇO E CERTÃ, NA LINHA DO OESTE**  
*Refurbishment of Boiaca, Cabaço and Certã Tunnels on the West Line*
- 22 **TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA**  
*Trofa Railway Tunnel*
- 28 **TÚNEL DO ATRAVESSAMENTO DA CIDADE DE ESPINHO**  
*Espinho City Tunnel Crossing*
- 32 **TÚNEL DO PRAGAL**  
*Pragal Tunnel*



# BREVE HISTÓRIA DOS TÚNEIS FERROVIÁRIOS EM PORTUGAL

Gilberto Gomes, A. Pinto da Cunha

## OS PRIMEIROS PASSOS

No séc. XIX o desenvolvimento dos países afeia-se pelo número de quilómetros de vias-férreas que detinham. Pontes, túneis, portos, canais, estações terminais eram as grandes realizações da civilização industrial triunfante.

Os túneis, tal como as pontes, sempre chamaram a atenção da opinião pública e justificaram uma redobrada atenção às suas condições de segurança. A manutenção da sua operacionalidade era uma exigência da própria exploração, a par da segurança que sempre foi apanágio do transporte ferroviário.

Em Portugal, durante a segunda metade do séc. XIX, as obras públicas foram o grande motor da economia nacional. A construção das linhas do Norte e Leste, onde chegaram a trabalhar cerca de 40 000 trabalhadores, homens, mulheres e crianças, constituiu um importante estímulo à transferência de recursos, à venda de produtos e materiais. Uma vasta gama de serviços, incluindo a expropriação de milhares de parcelas de terreno, a sua avaliação, a nomeação de procuradores locais para o acompanhamento dos processos junto dos cartórios e tribunais, foi incentivada pela construção da rede ferroviária. Da mesma maneira, o fornecimento de materiais de construção, o aluguer de terrenos para estaleiros e depósitos, a utilização de centenas de carros de tração animal, a aquisição de terras e o abastecimento de grandes acampamentos de trabalhadores nas diversas frentes de construção constituíram a base do desenvolvimento das economias locais.

São no entanto escassas as referências históricas à construção ferroviária em Portugal, em particular em subterrâneo. Em Portugal, em meados do séc. XIX, os únicos mapas existentes sobre o território eram as cartas militares utilizadas na anterior Guerra Civil (1828-1834). Neste contexto, colocavam-se na construção ferroviária problemas de toda a ordem: financiamento, formação de pessoal especializado, inexistência de organismos de planeamento e fiscalização necessários, inexistência do cadastro da propriedade.

O modelo de financiamento e construção da rede ferroviária portuguesa comportou, tal como noutros países da Europa, a emissão de dívida pública e a concessão a entidades que acumulavam as funções de concessionários, empreiteiros e fundadores das sociedades anónimas às quais outorgavam a sua concessão. Independentemente da moldura política e financeira destas sociedades, o Estado criou mecanismos de fiscalização do projeto ferroviário. As linhas do Norte e Leste foram construídas pela Empresa Construtora de José de Salamanca, sendo a sua concessão entregue à sociedade criada pelo mesmo – a Companhia Real dos Caminhos de Ferro Portugueses (CRCFP). O empreiteiro executou as obras quer diretamente, quer recorrendo a subempreiteiros. Paralelamente, o Estado, que acordou contratualmente subvencionar a construção, fez acompanhar as obras pelos seus fiscais. Assim, as linhas, divididas por secções e lanços, foram distribuídas pelos engenheiros, sob a direção do Engenheiro Fiscal da Construção. A execução do contrato, a solidez das obras e a qualidade dos materiais utilizados eram uma constante dos relatórios enviados ao Ministério, o qual obrigava a Empresa a corrigir as anomalias como condição para ser feito o pagamento da subvenção.

Coube à Empresa Construtora a elaboração detalhada do traçado (a partir do anteprojecto), as memórias descritivas e os cadernos de peças desenhadas, bem como, as soluções técnicas mais adequadas. O processo instruiu-se com o parecer da Direção de Fiscalização, ao qual se juntou o parecer do Conselho Superior de Obras Públicas e Minas (CSOPM). Este recebia os pedidos de expropriação requeridos pela Empresa Construtora, acompanhados das plantas parcelares respectivas. Cabia ao Governo a aprovação do traçado.

Em 1865, a Empresa Construtora fez a entrega das linhas e da exploração à Companhia Real, ficando esta com a fiscalização das obras. A Administração Central ficou responsável pela aprovação dos projetos, autorização da abertura à exploração, e fiscalização das condições de exploração.

Quanto à construção dos túneis, os mais problemáticos beneficiaram da experiência dos empreiteiros estrangeiros. O Túnel de Albergaria, a obra mais difícil das Linhas do Norte e Leste, beneficiou dos recursos mobilizados pela empresa construtora ao contratar pessoal estrangeiro com a experiência requerida. Vinte anos depois, no segundo surto de construção ferroviária, a experiência do empreiteiro, ligado às grandes infra-estruturas da década de oitenta, surge como determinante. A construção aproximada de 4 km de túneis na Linha da Beira Alta foi certamente um elemento convincente da sua competência técnica. De salientar, igualmente, o trabalho de Paul Choffat, que surgiu como um requisito do empreiteiro para a construção do Túnel do Rossio.

## ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

Vistos à distância de 150 anos, os túneis estudados foram construídos nos primórdios da moderna engenharia. Nos cadernos de encargos não se exigiam os relatórios sobre a estrutura geológica dos terrenos. Conheciam-se as técnicas e os métodos construtivos, contudo, decorria da condução do ataque das galerias de perfuração e dos tipos de terreno encontrados a decisão de mais ou menos entivação, ou mais ou menos alvenaria para o revestimento.

Apresenta-se na Fig. 1 um histograma relativo ao total de túneis construídos na rede ferroviária portuguesa e aos valores acumulados dos respetivos comprimentos, por quinquénio, até 1987, num total de 117 túneis. O quinquénio 1860-64 inclui o túnel português mais antigo, concluído em 1862 (Chão de Maçãs ou Fátima), seguido imediatamente do de Albergaria em 1863.

Pode observar-se, sem surpresa, pois o mesmo sucedeu por todo o mundo, que a esmagadora maioria dos túneis ferroviários data do século XIX ou é no mínimo anterior à 1ª guerra mundial, o que antecipa desde já o enorme problema de manutenção ao longo do tempo das suas condições de operacionalidade e segurança.

A correlação da localização dos túneis que em 1987 integravam a rede ferroviária portuguesa com as condições topográficas e destas com as condições geológicas que as ditaram pode ser visualizada na Fig. 2, em que dos 117 túneis, 102 se situam nas formações graníticas xistograuváquicas ante-ordovícicas (maciço hespérico), 14 na orla meso-cenozóica e 1 na bacia cenozóica do Tejo e Sado.

# A BRIEF HISTORY OF THE RAILWAY TUNNELS IN PORTUGAL

## THE FIRST STEPS

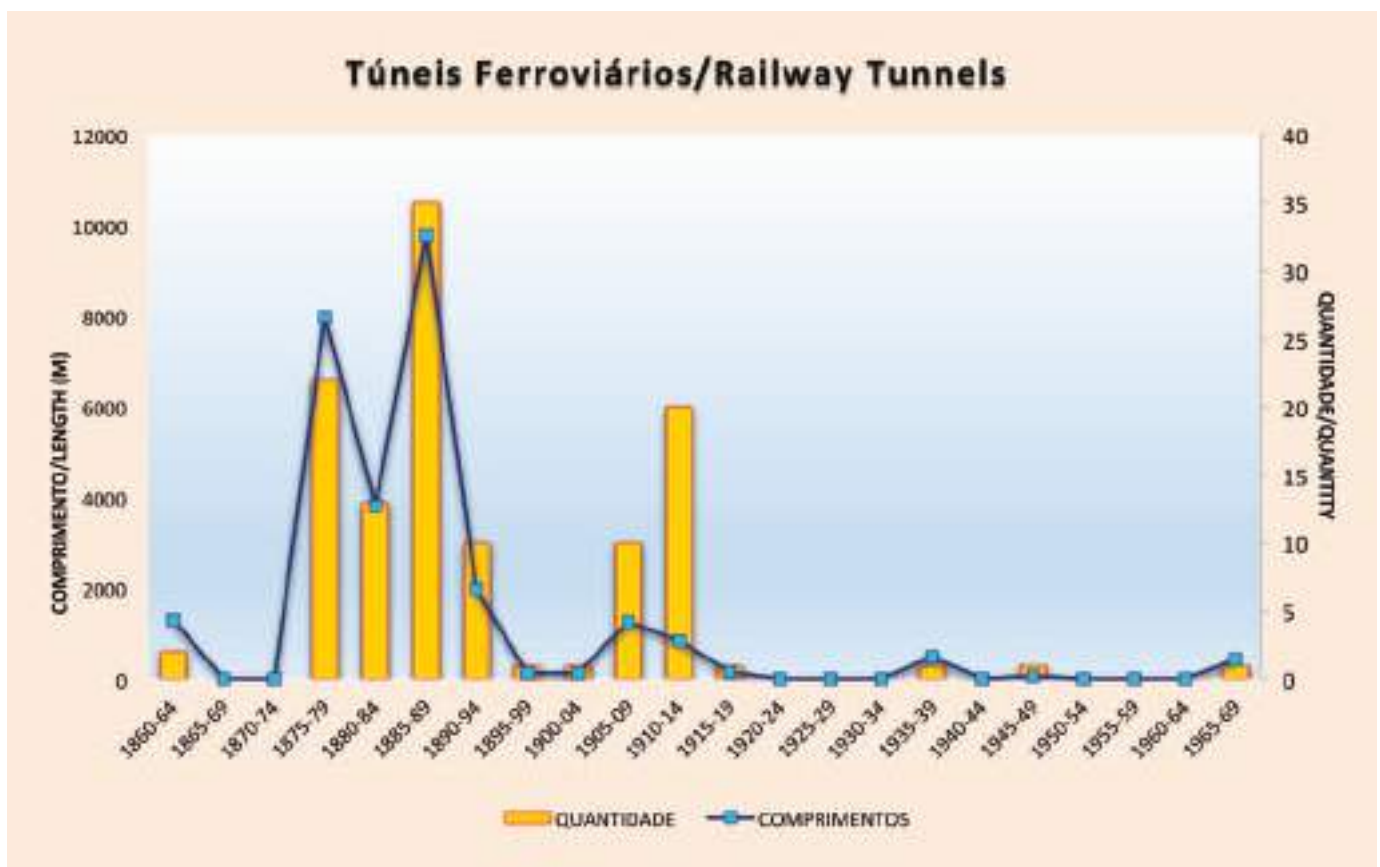
In the 19th century a country's development was assessed by its number of railway kilometres. Bridges, tunnels, ports, canals, and terminus stations were the great accomplishments of a triumphant industrial civilisation.

Tunnels, as well as bridges, have always captured public imagination. To keep them operating safely was always a prime consideration for railway transport operators.

Public works were the main national economic driving force in Portugal during the second half of the 19th century. The construction of the Northern and Eastern lines, which employed approximately 40,000 workers, gave rise to a burgeoning trade in providing services and the sale of products and materials. A wide range of services including the acquisition of thousands of plots of land, their evaluation, the appointment of local representatives for the proceedings with the Registry Offices and Courts was necessary for the construction of the growing railway network. In addition, the supply of construction materials and timber, the renting of land to set up site yards and storage facilities, the hiring of hundreds of animal drawn wagons, the purchase of soil for embankments and slopes and the provision of large workers' camps on the various construction sites were the basis for the development of local economies.

However, there are few historical references to the construction of the railways in Portugal, especially regarding underground work. In the mid-19th century, the only existing maps of the country were the military charts used in the Civil War (1828-34). Therefore work on the railways faced a wide range of problems such as: financing, training of skilled workers, the absence of necessary planning and supervising bodies, and the lack of land registry.

As in other European countries, financing the construction of a railway network involved public debt and granting the concession to limited companies which took on the functions of concessionaires, contractors and entrepreneurs. Notwithstanding the political and financial framework of these companies, the State created supervision mechanisms for the railway project. The Northern and Eastern lines were built by the Empresa Construtora de José de Salamanca (Construction Company), and the concession was handed over to a company created by it – the Companhia Real dos Caminhos de Ferro Portugueses (CRCFP). The contractor carried out the works either directly or through subcontractors. At the same time the State, which had contractually agreed to subsidise the construction, arranged for its inspectors to monitor the works. To accomplish this, the railway lines were divided into sections and links, and distributed among the engineers, who were answerable to the Chief Inspecting Engineer. The undertaking of the contract, the steadfastness of



**Fig. 01** Períodos de construção / comprimentos (CABRAL, V., 1987).  
Construction periods / lengths (CABRAL, V., 1987).

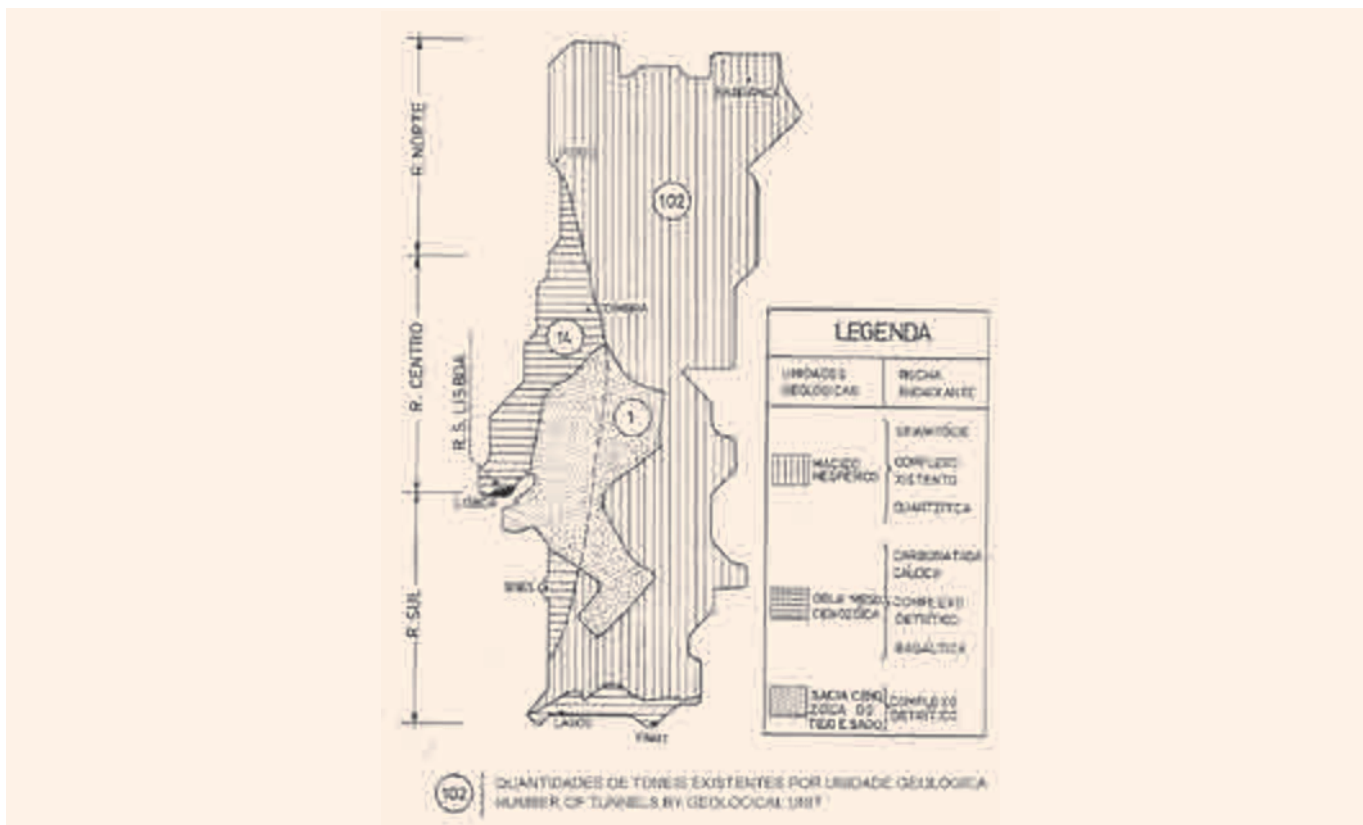


Fig.  
02

**Distribuição dos túneis ferroviários por Grandes Unidades Geológicas (CABRAL, V., 1987).**  
**Distribution of the railway tunnels by Large Geological Units (CABRAL, V., 1987).**

No que respeita aos métodos construtivos adotados, com influência no futuro comportamento estrutural de qualquer túnel e nas suas patologias, estes eram essencialmente métodos em que, por razões geológicas e/ou tecnológicas, o desmonte era feito em secção parcial. O mais utilizado em Portugal terá sido o método belga, em que, conforme se esquematiza na Fig. 3, as etapas principais foram as seguintes:

- Abertura de uma galeria de avanço (1) na parte superior e coaxialmente à secção transversal do túnel, situando-se o seu pavimento ao nível da linha das nascentes da abóbada. Na quase totalidade dos casos, a galeria necessitava de sustimento provisório e essa entivação, em madeira, não era colocada próxima da frente de avanço;
- Desmonte dos maciços laterais (2-2) para permitir o alargamento de toda a secção transversal da abóbada do túnel (2-1-2);
- Entivação provisória das partes (2-2) com madeira;
- Retirada (progressiva) do sustimento provisório, para possibilitar a colocação do simples, com vista à construção do sustimento definitivo, em alvenaria, nas partes laterais (2-2);
- Construção do sustimento definitivo de toda a abóbada, por repetição das operações mencionadas no item anterior;
- Desmonte do "stross" (3);
- alargamento do stross, abrindo-se para isso, de alto a baixo, rasgos de pequena largura, nas 2 bermas dispostos em quincôncio;
- Colocação de alvenaria nos pés direitos, nos rasgos entretanto abertos (4-4).

De entre os vários túneis em que as incidências geológicas foram determinantes quer para a sua construção quer para a

manutenção da sua operacionalidade e condições de exploração, podem citar-se muito sucintamente:

**O túnel de Albergaria** (Linha do Norte, ao km 147.722, com 660,50 metros) que ficou construído em 1863. A sua localização, na passagem da bacia hidrográfica do Tejo para o Mondego, levantou problemas logísticos complexos ligados à instalação de 2000 operários e de um estaleiro com máquinas a vapor, oficinas, armazéns de materiais e ferramentas, perante a inexistência de estradas de acesso.

Na reclamação da empresa construtora ao Governo (1864) são explícitas as dificuldades construtivas alegando que o túnel foi construído numa «montanha de areia e água». Na construção, foram abertos dois poços e, em todo o processo de escavação só foram utilizados meios manuais, com recurso a enormes quantidades de madeira para a entivação, de tijolo para o seu total revestimento e ao ensoleiramento geral do túnel com abóbada invertida.

**O Túnel de Alcântara** (km 0,703, com 513,70 metros) - A Linha do Oeste abriu à exploração em 2/04/1887, entre Alcântara – Terra e Torres Vedras, com um ramal do Cacém a Sintra. O traçado primitivo saía da Estação de Alcântara, através de uma trincheira na base da encosta dos Prazeres, acompanhando a ribeira que corria a céu aberto ao longo do vale. Os sucessivos desmoronamentos da encosta, com repercussões na Estrada de Circunvalação (hoje Rua Maria Pia), levaram à decisão de abrir um túnel, à saída da estação, que desde o início apresentou múltiplos problemas estruturais. A abertura não prevista do túnel veio encarecer o preço da construção da linha, devido ao volume de terras que foi necessário escavar e remover, assim como, à construção das testas do túnel, aos trabalhos de revestimento da abóbada, pés direitos e soleira.

**O Túnel do Rossio** (km 0,499, com 2,612 metros) - A década de oitenta do séc. XIX surge como o segundo grande período de

the works and the quality of the materials were fundamental components included in the reports sent to the Ministry, thus obliging the Company to make good any possible shortcomings as a precondition to being paid the subsidy.

The detailed preparation of the alignment was undertaken by the Construction Company (based on the preliminary design), which drew up the technical report, detailed specifications and drawings, as well as the most suitable technical solutions. The process started with the opinion of the Inspection Directorate, plus the opinion of the Conselho Superior de Obras Públicas e Minas (CSOPM). The latter then received the compulsory land purchase requests submitted by the Construction Company and together with the respective plot maps. It then fell to the Government to approve the layout.

In 1865, the Construction Company delivered the lines and operational procedures to the Companhia Real, which became responsible for supervising the lines. The Central Board of Management was responsible for approving the project, commencement of exploration and inspection of operational procedures.

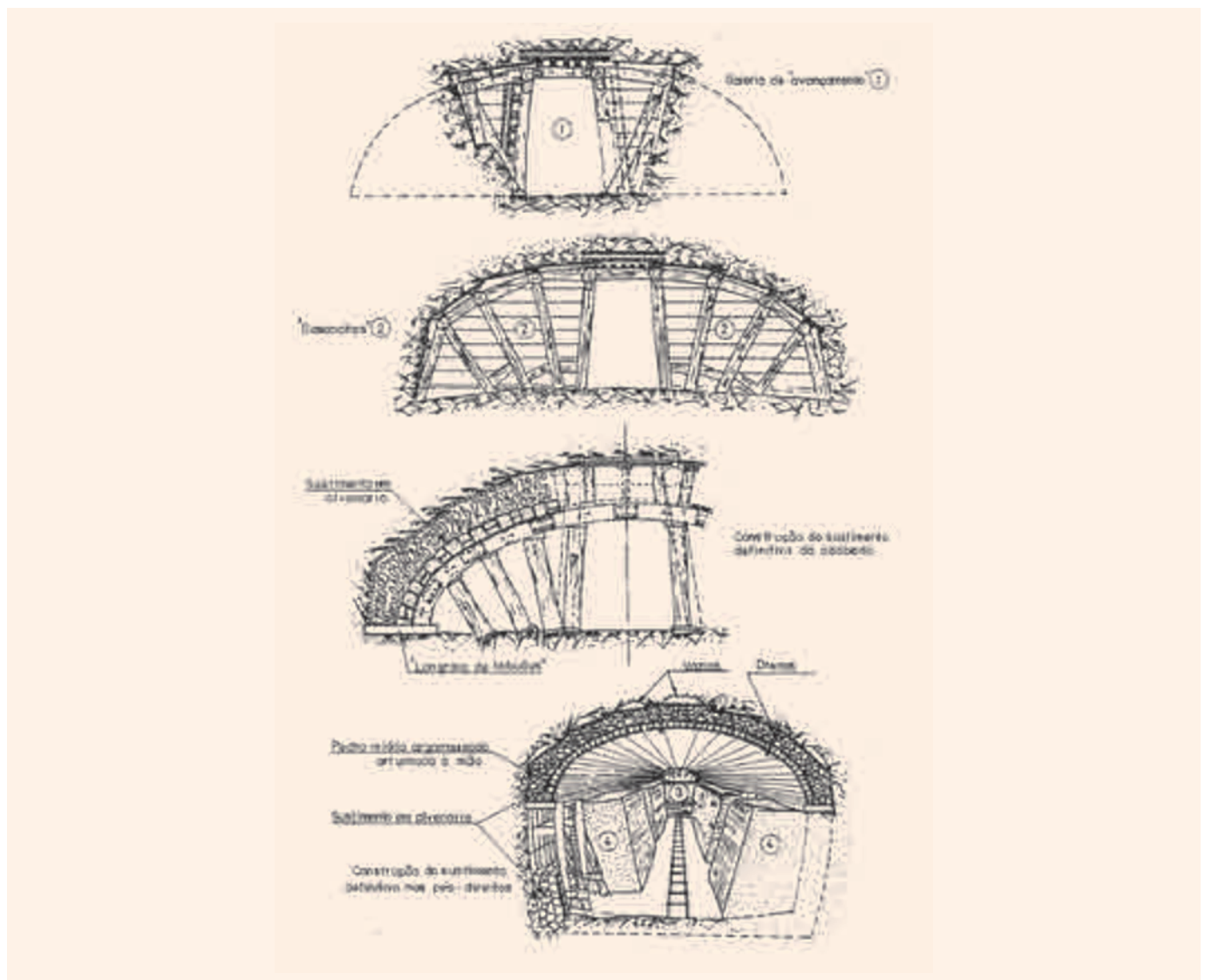
As to the construction of the most problematic tunnels, experienced foreign contractors were brought in. The works on the Albergaria Tunnel, which was the most difficult one on the Northern

and Eastern lines, were carried out by experienced foreign contractors hired by the Construction Company. Twenty years later, during the second railway construction boom, the experience gained by the Construction Company in large infrastructures in the 1880s was of fundamental importance. The construction of approximately 4 km of tunnels on the Beira Alta Line bore witness to this technical expertise. Also, a special mention should be made of Paul Choffat's work on the construction of the Rossio Tunnel.

## GEOLOGICAL FRAMEWORK AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Looking back 150 years, the tunnels were built in the very early days of modern engineering. No reports were required about the geological structure of the ground in the technical specifications. The decision to use more structural support, or more or less masonry for the tunnel lining was a result of the gallery drilling operations and the types of ground encountered.

Fig. 1 shows a histogram of the total tunnels built for the Portuguese Railway network and the accumulated value of respective lengths, every five years, up to 1987. In total there are 117 tunnels. The five year period from 1860-64 includes the oldest Portuguese tunnel, which was completed in 1862 (Chão de Maçãs or Fátima) immediately followed by the Albergaria tunnel in 1863.



**Fig. 03** Método de escavação de túneis ferroviários (CABRAL, V., 1987).  
*Railway tunnels excavation method (CABRAL, V., 1987).*

construção ferroviária. O conjunto da Estação do Rossio, hotel, rampas de ligação ao Largo do Carmo, cobertura metálica, túnel e o complexo de apoio de Campolide constituem a pedra de fecho de uma década que terminou com a falência da Companhia Real.

O túnel tem início junto à Calçada da Glória e termina em Campolide. Em planta é uma linha reta, com uma diferença de cotas de 24,100 metros, apresentando uma rampa em declive para o Rossio.

Devido à inexistência do espaço necessário para o feixe de linhas, o túnel apresentava do lado do Rossio dois ramos com uma largura total de 17,5 metros, que ao longo de 26,9 m confluiam para um canal único, de 8 metros de distância entre pés direitos, onde se encontram as linhas, ascendente e descendente.

Com a execução das obras foram abertos seis poços que permitiram multiplicar as frentes de trabalho. A construção do túnel provocou abatimentos significativos à superfície e consequentes deslizamentos, desde a Calçada da Glória até à zona da Rua Nova da Alegria, dando origem a um vasto programa de aquisição de imóveis, devido ao estado de ruína dos mesmos.

Em 31/12/1892 as contas da construção da Linha Urbana importavam em 4.166.770.655 réis. Desta verba o túnel absorvera cerca de 26%, as expropriações e indemnizações cerca de 20% e o edifício da estação 16% (Gomes, G., 2012).

## ATÉ AO PRESENTE

Os túneis ferroviários mais recentes são o de Trindade (1938), Sintra (ascendente, 1948), Bagaúste, na linha do Douro, aberto em 1969. Posteriormente a 1987 foram construídos o túnel de acesso à Ponte de S. João (Serra do Pilar II) e os túneis de Penalva, Vízela e Espinho.

A duplicação da linha do Norte iniciou-se em finais do séc. XIX, em plena crise financeira. Sessenta anos depois, ou seja, no pós-guerra, faltava duplicar a linha do Norte no atravessamento do Douro e no Túnel de Albergaria.

Foi o projeto de eletrificação da rede que colocou, a nível dos túneis, a necessidade de uma primeira intervenção integrada

nas suas múltiplas vertentes. Basicamente a exigência do gabarito de eletrificação obrigou ao rebaixamento da soleira dos túneis. Tudo o resto veio por acréscimo, como a compactação das plataformas, a betonagem das soleiras ou a drenagem das infiltrações nas abóbadas, que perante as dificuldades de impermeabilização, se tentaram solucionar, com a aplicação de chapas de fibrocimento.

Após a 2ª Guerra Mundial, assistiu-se a profundas alterações na economia. A instalação da energia elétrica, a utilização dos combustíveis líquidos, o crescimento exponencial dos motores de combustão e o aparecimento de novos materiais proporcionaram uma vasta gama de aplicações para o sector ferroviário. Destas destacam-se a iluminação dos túneis, a betonagem das soleiras, a utilização de argamassas de presa fácil, novas soluções de ventilação, a supressão do balastro e a soldadura de carris. Também no sector da construção civil alteraram-se os métodos e a organização do trabalho, apareceram novas tecnologias, equipamentos e materiais normalizados, surgiram as grandes empresas especializadas, assim como as primeiras empresas de engenharia e projeto.

Desde o início que as funções da área da Fiscalização e da Regulação foram exercidas diretamente pelo Estado. Em 1951, com a atribuição da Concessão Única à CP e a criação da Direção Geral de Transportes Terrestres as funções do Estado ficaram diluídas. A revolução dos transportes no pós-guerra foi a revolução da estrada. Hoje em dia, apesar das diretivas comunitárias, a reestruturação do regulador não parece ter logrado resolver os problemas de fundo do sistema ferroviário.

## BIBLIOGRAFIA

- CABRAL, V. – Túneis Ferroviários Portugueses. Seus Principais Problemas. 2º Encontro Nacional de Geotecnia, Lisboa (1987).
- PINTO DA CUNHA, A. – Observação de obras subterrâneas. Revista Geotecnia, nº 28, Lisboa (1980).
- ROCHA, M. – Estruturas subterrâneas. LNEC, Lisboa (1976).
- GOMES, G. – Elementos para o estudo dos túneis ferroviários portugueses. Problemas da Construção e Conservação (1860-1970), Lisboa, 2012.



Fig. 04 Túnel do Rossio.  
Rossio Tunnel.

It comes as no surprise, and this was happening all over the world, that most of the railway tunnels were built during the 19th century or at least before the 1st World War. Over time, it gives rise to a huge maintenance problem, regarding operational capacity and safety.

The correlation between the location of the tunnels, the topographical and the geological conditions that were imposed on the integrated Portuguese railway network in 1987 can be seen in Fig. 2, taken from CABRAL, V. 1987, in which, out of the 117 tunnels, 102 are located in granitic schist greywacke pre-Ordovician (Hesperian mass) formations, 14 on the Meso-cenozoic edge and one in the Cenozoic basin of the Tagus and Sado rivers.

The construction methods adopted have conditioned the future structural behaviour of any tunnel and its potential problems. Due to geological and/or technological reasons, the blasting was carried out in partial sections. The more commonly applied in Portugal would have been the Belgian method as shown in Fig. 3 the main stages being as follows:

- a) Opening of a preliminary gallery (1) which would eventually form the upper part of the arch of the tunnel. In almost every case, the gallery needed additional timber support, which was not located near the top heading
- b) Blasting of the sides (2-2) allowed the widening of the tunnel vault cross-section (2-1-2)
- c) Additional timber support (2-2)
- d) Progressive removal of the temporary support, to enable the construction of the masonry along the sides (2-2)
- e) Construction of the definitive support for the whole vault, by repeating the operations previously referred to
- f) Benching in trench (3)
- g) Widening of the trench, from top to bottom, in small alternated slots
- h) Masonry construction along the sides, in the previously opened slots (4-4).

Tunnels in which geological conditions were a determining factor either for their construction, maintenance or operational capacity, are described below:

**The Albergaria Tunnel** (Northern Line, from km 147.722 – 660.50 metres long) was completed in 1863. Located between the Tagus and Mondego river basins, it raised complex logistical problems which required 2000 workers and a site yard equipped with steam engines, workshops, material and tool storage, further complicated by the total lack of access roads.

In the claim submitted to the Government by the Construction Company (1864) the construction difficulties are very clear, alleging that the tunnel was built on a "mountain of sand and water". During the construction, two shafts were opened and for the whole excavation process only manual labour was employed, which required enormous quantities of wood for temporary support, bricks for the whole lining and the general invert of the tunnel with reversed arch.

**The Alcântara Tunnel** (km 0.703 – 513.70 metres long) – The Western Line started operation on 2nd April 1887, between Alcântara – Terra and Torres Vedras, with a railway branch line from Cacém to Sintra. In the first design, the line left Alcântara Station through a trench at the base of the Prazeres slope, and followed the stream that flowed along the valley. Repeated landslides led to the decision to open a tunnel at the station exit, which from the beginning came up against many structural problems. The unforeseen excavation of the tunnel increased the cost of the line due to the volume of soil that it was necessary to excavate and remove, as well as the construction of the tunnel portals and the lining works.

**The Rossio Tunnel** (km 0.499 – 2, 612 metres long) – The 1890s saw the second largest period of railway construction. The Rossio Station complex, hotel, connecting ramps to Largo do Carmo, the metal roof, the tunnel and supporting Campolide complex are the final chapter of a decade that ended with the insolvency of Companhia Real.

The tunnel starts near Calçada da Glória and ends in Campolide. It is a straight line on the map, with a level difference of 24.1 metres, descending towards Rossio.

Due to the absence of necessary space for the lines, the tunnel has, on the Rossio side, two branch lines with a total width of 17.5 m, which, after 26.9 m converged into a single, 8 m wide channel.

At the start of the works, six shafts were excavated which enabled multiple work fronts. Tunnel construction caused significant collapses on the surface and consequent landslides, from Calçada da Glória to the Rua Nova da Alegria area, giving rise to a vast real estate acquisition programme, due to the dilapidated state of the properties.

On the 31<sup>st</sup> December 1892 the construction costs of the Urban Line amounted to 4,166,770,655 réis. Of this, the tunnel would take up approximately 26%, the acquisitions and compensations approximately 20% and the station building itself 16% (Gomes G., 2012).

## UNTIL TODAY

The more recent railway tunnels are Trindade (1938), Sintra (upward, 1948), and Bagaúste, on the Douro line, opened in 1969. After 1987 the access tunnel to the S. João Bridge (Serra do Pilar II) and the Penalva, Vizela and Espinho tunnels were built.

The duplication of the Northern Line started at the end of the 19th century, in the middle of the financial crisis. Sixty years later, i.e., after the war, it was still necessary to build the Northern Line double-track on the Douro river crossing and in the Albergaria Tunnel.

It was the electrification of the rail network that prompted the need for an integrated multi-faceted approach to tunnels. Basically, the demand for electrification required the floor of the tunnels to be lowered. This was just the beginning; there was the compaction of the platforms, concreting the inverts and draining of the infiltrations in the vaults, which, due to waterproofing difficulties, was carried using fibre-cement slabs.

After the Second World War there were profound changes in the economy. The installation of electrical power, the use of liquid fuel, the exponential growth of the combustion engine and the appearance of new materials provided a vast range of applications for the railway sector. What stands out most regarding the tunnels, was the provision of electric lighting, concreting the inverts, the use of fast-setting mortars, new ventilation solutions, the suppression of ballast and welding the rails. Furthermore, in the civil construction sector the methods also changed as well as work organisation. New technologies appeared, standardised materials and equipment, large specialised companies were created, as well as the first engineering and project companies.

Since the beginning, the Inspection and Regulation areas were under the direct jurisdiction of the State. In 1951, with the granting of a Single Concession to CP (Portuguese Railway Company) and the creation of the Direção Geral de Transportes Terrestres (General Directorate of Land Transport) the functions of the State were reduced.

## BIBLIOGRAPHY

- CABRAL, V. – Túneis Ferroviários Portugueses. Seus Principais Problemas" 2º Encontro Nacional de Geotecnia, Lisboa (1987).
- PINTO DA CUNHA, A. – Observação de obras subterrâneas. Geotecnia Magazine, no. 28, Lisbon (1980).
- ROCHA, M. – Estruturas subterrâneas. LNEC, Lisboa (1976).
- GOMES, G. – Elementos para o estudo dos túneis ferroviários portugueses. Problemas da Construção e Conservação (1860-1970).

# QUADRO RESUMO DOS TÚNEIS FERROVIÁRIOS

## SUMMARY TABLE OF THE RAILWAY TUNNELS

Nome/Tunnel name	Comprimento /Length (m)	Revestimento/Linings	Terreno/Ground	Ano de Construção /Construction date	Linha/Ramal /Line	Observações/Observations
Abrunhosa	305	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Açores	114	alvenaria/Masonry	CXG	1909 a 1911	Vouga	Via estreita/Narrow gauge
Albergaria	660.5	alvenaria/Masonry	CAA	1862	Norte	Electrificado/Electrified
Alcântara I	517	alvenaria/Masonry	CAA	1887	Cintura	Electrificado/Electrified
Alfândega I	80	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1888	Alfândega	Desativado à exploração/Deactivated
Alfândega II	23	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1888	Alfândega	Desativado à exploração/Deactivated
Alfândega III	1327	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1888	Alfândega	Desativado à exploração/Deactivated
Alhadas	523	alvenaria/Masonry	Calcário/Limestone	1880 / 1882	Fig. da Foz	
Almendra	91	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	Desativado à exploração/Deactivated
Alpedrinha	65	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 a 1891	Beira Baixa	
Arnozelo I	31	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Arnozelo II	57	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Arnozelo III	61	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Arufe	155	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1906	Tua	Desativado à exploração/Deactivated
Azeval	200	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Bagaúste	425	alvenaria + b/ /Masonry + concrete	CXG	1962 a 1965	Douro	
Barca de Ródão	116	alvenaria/Masonry	Quartzito/Quartzite	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Batôco	41	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Bolaca	161	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CAA	< 1887	Oeste	
Bouça Pedra	60	alvenaria/Masonry	Granito e CXG/Granite and CXG	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Cabaço	75	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CMA	< 1887	Oeste	
Caide	1086	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1878	Douro	
Caminha	409	alvenaria/Masonry	Granito e CXG/Granite and CXG	1878	Minho	
Campinha	227	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1878	Douro	
Carpinteiros	58	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Carró	59	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Carvalhosas	253.5	alvenaria/Masonry	Arenitos avermelhados/ /Redish sandstone	1906	Lousã	
Carvoeira	42	alvenaria + b/ /Masonry + concrete	CXG	1911 / 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Castelo Melhor	79	alvenaria/Masonry	CXG	1911 / 1913	Douro	Desativado à exploração/Deactivated
Certã	151	alvenaria + b/ /Masonry + concrete	CMA	< 1887	Oeste	
Chão de Maçãs	650	alvenaria/Masonry	Calcário/Limestone	1862	Norte	Electrificado/Electrified
China II	96	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1880	Minho	Electrificado/Electrified
China I	77	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1876	Norte	Desativado à exploração/Deactivated
Couraceiro	44	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1913 / 1914	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Coval	33	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Eirol	73	alvenaria/Masonry	Arenitos avermelhados/ /Redish sandstone	1911	Vouga	Via estreita/Narrow track
Espinho	190	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Espinho Norte	954	betão armado/ /Reinforced concrete	CXG	2007	Norte	Electrificado/Electrified
Falcoeira	136	alvenaria/Masonry	Granito	1885 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Feijó	178	betão armado/ /Reinforced concrete	areias siltosas/Silty sands	1998	Sul	Electrificado/Electrified
Figueiró	44	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 / 1890	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Fontainhas I	161	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Fontainhas II	113	alvenaria/Masonry	CAA	1904 a 1907	Sul	Electrificado/Electrified
Fragas Más I	101	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Fragas Más II	38	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1886 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Frechas	71.5	alvenaria/Masonry	Quartzito Xistóide/Schistous quartzite	1887 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Gatão	154	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1919	Tâmega	Desativado à exploração/Deactivated
Gaviarra	258	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1878	Douro	
Gondarém	135	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878	Minho	
Grande Salgueiral	1096	alvenaria/Masonry	A+C+CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Gardunha	645	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	
Horta	99.5	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CXG	1883 a 1889	Sul	Electrificado/Electrified
Juncal	1622	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	Granito/Granite	1878	Douro	
Lamas	25	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1913 / 1914	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Loureiro	402	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1879	Douro	
Má Passada	32	bp/shotcrete	Granito/Granite	< 1879	Douro	
Meão	66	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Minhoto	45	alvenaria/Masonry	CXG	1909 a 1911	Vouga	Via estreita/Narrow gauge
Miranda do Corvo	121.5	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Mirandela	128	alvenaria/Masonry	xisto	1903 / 1905	Tua	Desativado à exploração/Deactivated
Modorno I	34	alvenaria/Masonry	Granito e CXG/Granite and CXG	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Modorno II	45	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Monte Cavallo I	37	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1914	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Monte Cavallo II	33	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1915	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated

Nome/Tunnel name	Comprimento /Length (m)	Revestimento/Linings	Terreno/Ground	Ano de Construção /Construction date	Linha/Ramal /Line	Observações/Observations
Monte de Lobos	390	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Mourilhe	228	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Outeirais	25	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Outeiro Grande	213	alvenaria/Masonry	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Outeiro Pequeno	102	alvenaria/Masonry	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Paçô Vieira	71	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	Granito/Granite	1884 / 1907	Guimarães	Desativado à exploração/Deactivated
Parada	183	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 / 1890	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Passareiro	125	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Pedra Caldeira	174	alvenaria/Masonry	CXG	< 1880	Douro	
Penalva	735	betão armado/ /Reinforced concrete	CAA	2003	Sul	Electrificado/Electrified
Penamacor	57	alvenaria/Masonry	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	
Pequeno Salgueiral	102.5	alvenaria/Masonry	A + C	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Portas de Rodão	91	alvenaria/Masonry	Quartzito/Quartzite	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Portela	25	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Portinhas	75	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Póvoa da Urça	28	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Pragal	889	betão armado/ /Reinforced concrete	a)	1965 / 1999	Sul	Electrificado/Electrified
Prezas	137	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Rapa	68	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1887	Douro	
Régua	342.5	alvenaria/Masonry	CXG	< 1879	Douro	
Remisquedo	136	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Tua	Desativado à exploração/Deactivated
Ribeira	84	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Riboura	120	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878	Douro	
Ródão	29	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CXG	1911 / 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Rossio	2613	alvenaria + b/ /Masonry + shotcrete	argilas, areias, basaltos e calcário/ /Clay, sands, basalt and limestone	1890	Sintra	Electrificado/Electrified
Sabugal	398	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1885 a 1893	Beira Baixa	
Saião	751	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
S. Lucrecia	229.5	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878	Minho	
Santinho	82	alvenaria/Masonry	CXG	< 1879	Douro	
S. Bento	753	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1880	Minho	Electrificado/Electrified
S. Miguel da Carreira	260	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1876	Minho	
S. Miguel do Mato	50	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1913 / 1914	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Sapataria	328.5	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CMA	< 1887	Oeste	
Seixas	164	alvenaria/Masonry	CXG	1878	Minho	
Seminário II	223	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	< 1880	Minho	Electrificado/Electrified
Seminário I	114	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1876	Norte	Desativado à exploração/Deactivated
Serra do Pilar I	204	alvenaria/Masonry	CXG	1876	Norte	Desativado à exploração/Deactivated
Serra do Pilar II	250	betão armado/ /Reinforced concrete	solo residual de granito/ /Granite residual soil	1990	Norte	Electrificado/Electrified
Sintra I	71.5	alvenaria/Masonry	calcários metamórficos/ /Metamorphic limestones	1948	Sintra	Electrificado/Electrified
Sintra II	71.5	alvenaria/Masonry	calcários metamórficos/ /Metamorphic limestones	< 1887	Sintra	Electrificado/Electrified
Sartes	30	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Tua	Desativado à exploração/Deactivated
Tamel	981.5	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1878	Minho	
Tapada Velha	47	alvenaria/Masonry	CXG	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Tavelinha	104	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Tôco	60	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Tostão	187.5	alvenaria + bp/ /Masonry + shotcrete	CXG	1885 a 1891	Beira Baixa	Electrificado/Electrified
Tralhariz	44.5	alvenaria/Masonry	Quartzito Xistóide/Schistous quartzite	1885 / 1887	Tua	Via estreita/Narrow track
Trezol	542	alvenaria/Masonry	CXG	1878 a 1882	Beira Alta	Electrificado/Electrified
Trindade	488	alvenaria/Masonry	Granito/Granite	1935 / 1938	Póvoa	Desativado à exploração/Deactivated
Vale Côvo	16	alvenaria/Masonry	CXG	1911 / 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated
Vale do Açor	282	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Vale das Iscas	787	alvenaria + b/ /Masonry + concrete	CXG	1883 / 2002	Sul	Electrificado/Electrified
Vale Mancebo	112	alvenaria/Masonry	CXG	1906	Lousã	
Vale Meão	95	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Valeira	797	alvenaria + b/ /Masonry + concrete	Granito/Granite	< 1887	Douro	
Vargelas	364	alvenaria/Masonry	CXG	< 1887	Douro	
Vizela	105	betão armado/ /Reinforced concrete	solo residual de granito/ /Granite residual soil	2003	Guimarães	Electrificado/Electrified
Xabregas	203	alvenaria/Masonry	CAA	< 1888	Xabregas	Electrificado/Electrified
Zebadinho	32	alvenaria/Masonry	CXG	< 1913	Vouga	Desativado à exploração/Deactivated

<b>Legenda/Legend:</b>	a)	Siltas e argilas com intercalações de calcários gresosos coníferos/Silts and clays with sand and lumachela, sandy Limestones
	CAA	Complexo Arenoso Argiloso/Clayey sand
	CCA	Complexo Calcário Arenoso/Sandy Limestone
	CMA	Calcário Margas e Arenitos/Limestone, marls and sandstones
	CXG	Complexo Xisto Grauváquico/Greywacke schist complex
	b	Betão/Concrete
	bp	Betão Projectado/Shotcrete



# TÚNEL DO ROSSIO (REABILITAÇÃO)

**Localização/Location:** Lisboa, entre as Estações do Rossio e de Campolide/Lisbon, between Rossio and Campolide stations

**Utilização/Use:** Ferroviária/Railway

**Dono da Obra/Owner:** REFER, Rede Ferroviária Nacional, EPE

**Projetista:/Designer:** GRID, Lda / Eng.º Joaquim Barreto

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio Teixeira Duarte/EPOS, TECNASOL, Consórcio Mota-Engil/ZAGOPE/Ferrovias /TEIXEIRA DUARTE/EPOS CONSORTIUM, TECNASOL, MOTA-ENGIL / ZAGOPE / FERROVIAS CONSORTIUM

**Fiscalização/Supervision:** DHV FBO

**Dimensões/Size:**

- **Extensão/Length:** 2.613 metros/2,613 metres
- **Secção Transversal/Cross Section:** perfil abobadado com 8m x 6m (lxh)/8 m x 6 m (w x h) vaulted profile

**Período de Construção/Construction Period:** 1887 a 1890/between 1887 and 1890

**Duração da Reabilitação/Duration of Rehabilitation:** 2005 a 2008/between 2005 and 2008

## José Clemente (REFER, EPE)

### 1. INTRODUÇÃO

A construção do Túnel do Rossio teve início no ano de 1887 e foi concluída em 1890. A obra do Túnel e da Estação do Rossio custou 730 000 reis.

Dois grupos de operários iniciaram os trabalhos no dia 21 de Maio de 1887: um começou a escavar do lado de Campolide, outro na zona do Rossio. Encontraram-se na noite de 23 para 24 do mesmo mês de 1888.

Inaugurado oficialmente, pela Companhia Real dos Caminhos-de-Ferro Portugueses, no dia 11 de Junho de 1890, o Túnel do Rossio foi atravessado a primeira vez pelo comboio, um ano antes, a 8 de Abril de 1889.

A viagem inaugural demorou cerca de 27 minutos, as máquinas alimentadas a hulha circulavam, então, a 6 km por hora.

O Túnel do Rossio trouxe consigo a tão desejada ligação ferroviária dos comboios nacionais e internacionais à cidade de Lisboa, colocando a Estação do Rossio como principal centro ferroviário do País.

A Estação do Rossio, com o famoso Túnel, foi considerada a maior obra de engenharia nacional do século XIX em Portugal.

Com o comprimento de 2.613 metros, o Túnel foi quase todo escavado em rocha. O maciço rochoso garante, por si, a solidez da obra e a parede à vista é, na sua grande parte, apenas um revestimento. São muito escassos os elementos disponíveis relativos a pormenores construtivos. No entanto, a não ser uma referência a grandes pressões do terreno do lado esquerdo, entre os km 0,360 e 0,390 que obrigaram a reforçar a entivação, não se encontram referências a dificuldades que não se possam considerar normais.

Com o desenvolvimento da rede ferroviária na capital, o Túnel do Rossio passou a constituir o principal acesso ao centro da cidade por parte das populações provenientes da Linha de Sintra, transformando-se numa infra-estrutura vital para a mobilidade urbana e regional do sistema de transportes de Lisboa.

No dia 22 de Outubro de 2004 a REFER, EPE tomou a decisão de suspender a circulação ferroviária no Túnel do Rossio por questões relacionadas com a segurança ao nível da sua exploração.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

O perfil longitudinal e o zonamento geotécnico apresentam duas zonas com características bem distintas, do ponto de vista dos condicionamentos à execução da obra (Fig. 1).

Assim, uma primeira zona com cerca de 700m, entre a boca do Rossio e o km 0+900.00, caracteriza-se por pequeno recobrimento com valores correntemente abaixo dos 15m. A superfície é densamente urbanizada e por isso com uma multiplicidade de interferências, enquanto que em termos geotécnicos o túnel atravessa terrenos brandos a rijos do Miocénico, constituídos por argilas e areolas com intercalações de calcários fossilíferos.

Uma segunda zona desenvolve-se a partir daquele ponto quilométrico até ao fim do túnel, ao km 2+807.00. Nesta zona o túnel ganha recobrimento, que chega a atingir 60m, as interferências à superfície deixam de existir e os terrenos passam sucessivamente do Complexo Vulcânico de Lisboa para os calcários e margas do Cenomaniano, que podem ser enquadrados como rochas brandas a rijas.

### 3. METODOLOGIA DE REABILITAÇÃO

Verifica-se que as principais patologias apresentadas pelo túnel estão relacionadas com as más características geotécnicas e hidrológicas do maciço, agravadas pela degradação ao longo do tempo, cuja ação sobre o revestimento se traduziu num aumento de carga significativo e em infiltrações e deterioração da alvenaria.

Esta circunstância permite estabelecer uma correspondência direta entre os troços a reabilitar e as características do terreno: assim é nos primeiros 585m, cujo maciço é constituído por argilas, fissuradas no teto, e areolas com água; nos 160m entre os km 1+294 e km 1+454, que correspondem a uma zona de calcários muito fraturados com grandes infiltrações; nos 280m,

# ROSSIO TUNNEL (REHABILITATION)

## 1. INTRODUCTION

The construction of Rossio Tunnel was started in 1887 and concluded in 1890.

Two groups of workers started the works on 21st May 1887: one group started excavation at the Campolide end, and the other in the Rossio area. They met on the night of the 23rd to the 24th of the same month in 1888.

Officially opened by “Companhia Real dos Caminhos-de-Ferro Portugueses” (Royal Portuguese Railroad Company), on 11th June 1890, Rossio Tunnel had been crossed by the first train, a year earlier, on 8th April 1889. The maiden trip lasted 27 minutes, the engines were coal fired and travelled at 6 km/h. At that time, Rossio tunnel enabled the long-desired railway connection of national and international trains with Lisbon, making Rossio station the main railway centre of the country, often considered the greatest engineering project of the 19th century in Portugal.

The Tunnel is 2,613 metres long and was almost entirely excavated in rock. The rock mass guarantees the stability of the work, while the masonry wall is, mostly, only lining. The details on the original construction are very scarce. However, except for the reference to strong ground pressures on the left hand side, between km 0.360 and 0.390 which required local reinforcement of the support, there are no references to difficulties other than those already anticipated.

With the development of the rail network to the capital, Rossio Tunnel became the main access to the city centre for commuters

on the suburban Sintra Line, and is now a vital part of the transport infrastructure for both Lisbon city and region.

On the 22nd October 2004 REFER, EPE suspended railway traffic through Rossio Tunnel for operational security reasons.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The longitudinal profile and geotechnical zoning show two zones with very different characteristics, regarding the work constraints (Fig. 1).

As such, one first stretch of about 700 m, between Rossio portal and km 0+900.00, is characterised by minor tunnel cover, generally below 15 m. The surface area is densely urbanised and therefore has multiple interferences, while in geological terms the tunnel crosses from soft to firm soils from the Miocene, made of clays and consolidated sandy sedimentary rocks with fossilized limestone insertions.

A second zone develops from that kilometeric point up to the end of the tunnel, at km 2+807.00. Here the tunnel gains cover up to 60 m, surface interference disappears and the soils vary from Lisbon Volcanic Complex to Cenomanian limestone and marls, which can be classified as soft to hard rocks.

## 3. REHABILITATION METHODOLOGY

The main pathologies of the tunnel are related to local poor geotechnical and hydrological characteristics of the ground,

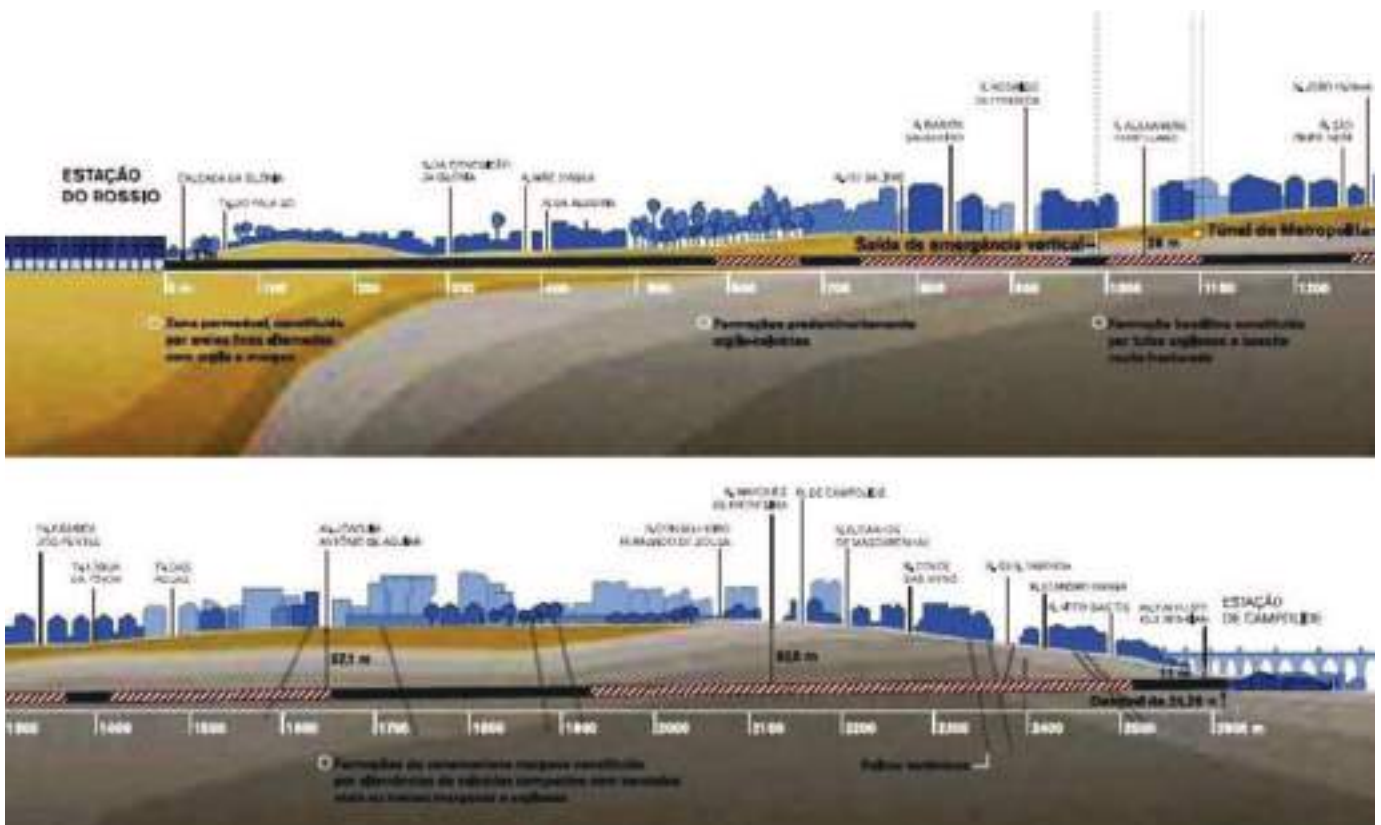


Fig. 01

Perfil Longitudinal do Túnel.  
Longitudinal Profile of the Tunnel.

entre os km 1+844 e km 2+124, que se localizam numa zona de terrenos calcários margosos no teto e argilosos na fundação, cujo mau comportamento em presença de água esteve na origem dos incidentes nas zonas dos km 1+900 e km 2+000.

Verificou-se que dos 1.285m onde foi executado o novo revestimento, 1.025m estão em zonas cujas características geotécnicas originaram as patologias que determinaram a necessidade de reabilitação.

Tendo presente esta constatação, foram concebidos e dimensionados suportes e revestimentos definitivos com características que se adaptassem bem às condições existentes e possibilitassem a aplicação dum processo construtivo seguro relativamente ao túnel e às interferências.

A definição dos processos construtivos, teve por base a análise das características da obra e do maciço, do tipo de equipamentos a utilizar e ainda dos prazos de execução dos trabalhos. Em particular quer-se destacar o facto de se tratar de uma obra de reabilitação dum túnel antigo, com revestimento de alvenaria de tijolo, com zonas bastante degradadas, com uma implantação superficial no troço inicial, coincidente com uma zona densamente urbanizada.

Em termos gerais o processo construtivo considerou duas fases nas zonas de execução do novo revestimento para os trabalhos de demolição do revestimento existente e escavação e aplicação do suporte primário. A primeira fase envolveu a abóbada e os hasteais até à rasante, enquanto que a segunda consistiu na execução da soleira.

#### 4. SUPORTE PRIMÁRIO

O principal critério seguido na definição do suporte primário baseou-se na necessidade de garantir a segurança da obra e limitar ao mínimo as deformações do maciço envolvente, e consequentemente reduzir os assentamentos à superfície.

As características dos suportes foram sucessivamente adaptadas às condições de cada troço de túnel, de modo a fazer face às condições geotécnicas, à espessura do recobrimento e às interferências localizadas sobre o túnel, com limitação do número de materiais a aplicar nos suportes.

Por outro lado, há ainda que ter em conta o facto de se tratar de uma reabilitação, com aspetos positivos do ponto de vista dos

assentamentos, mas com a introdução de alguns condicionamentos no que respeita à aplicação de determinadas tecnologias para tratamento do maciço e também quanto à resistência inicial deste suporte.

Tendo em conta as condições atrás apresentadas procurou definir-se para cada zona um dado tipo de suporte, com características bem adaptadas às condições existentes e cuja aplicação não exigisse meios e tecnologias singulares. Para tal usou-se uma combinação de materiais composta por cambotas metálicas, tubos metálicos nas enfilagens, betão projetado, pregagens metálicas injetadas e de atrito e pregagens de fibra de vidro injetadas (Fig. 2).

Para compensar a impossibilidade de tratamento do maciço nas zonas de pior qualidade, considerou-se que as enfilagens desempenham uma função similar porque funcionam como um pré-suporte suficientemente rígido, que limita o desconfinamento do maciço quando é executada a demolição do revestimento e a escavação.

#### 5. SUPORTE DEFINITIVO

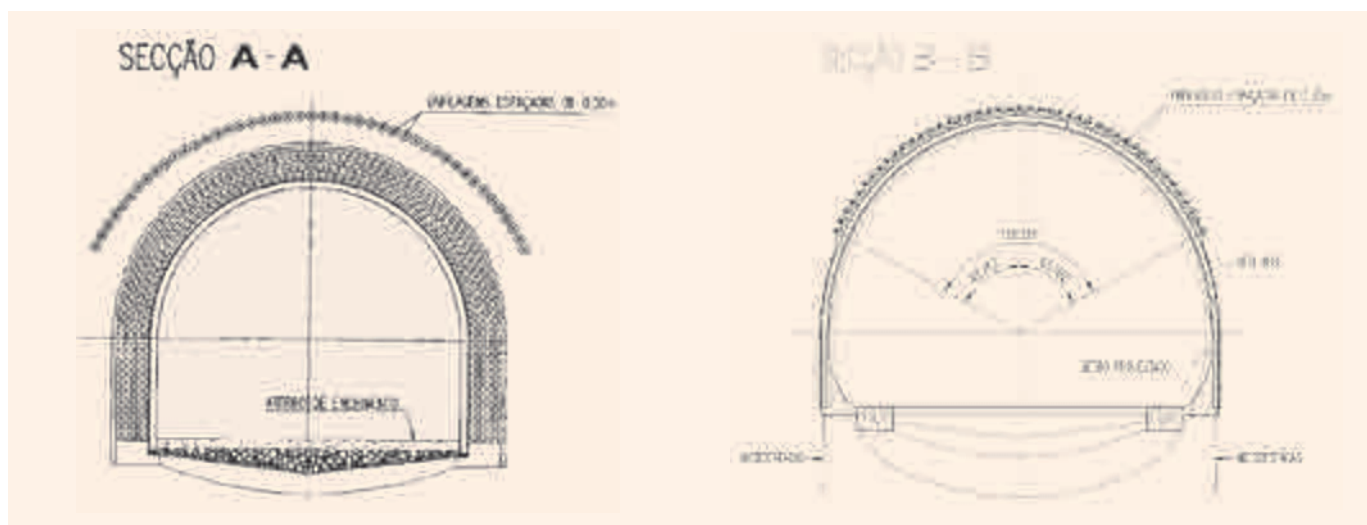
No dimensionamento do revestimento definitivo (Fig. 3 e 4) considerou-se que o suporte primário tem uma contribuição nula, na resistência às cargas impostas pelo maciço, o que é uma condição aceitável a longo prazo, tendo em conta as características do suporte primário e do maciço, essencialmente constituído por solos ou rochas brandas.

Na análise estrutural deste revestimento, com vista ao seu dimensionamento, foi igualmente utilizada a informação geológico-geotécnica referida no ponto anterior, relativo ao suporte primário, tendo em tudo os cálculos seguido uma metodologia idêntica.

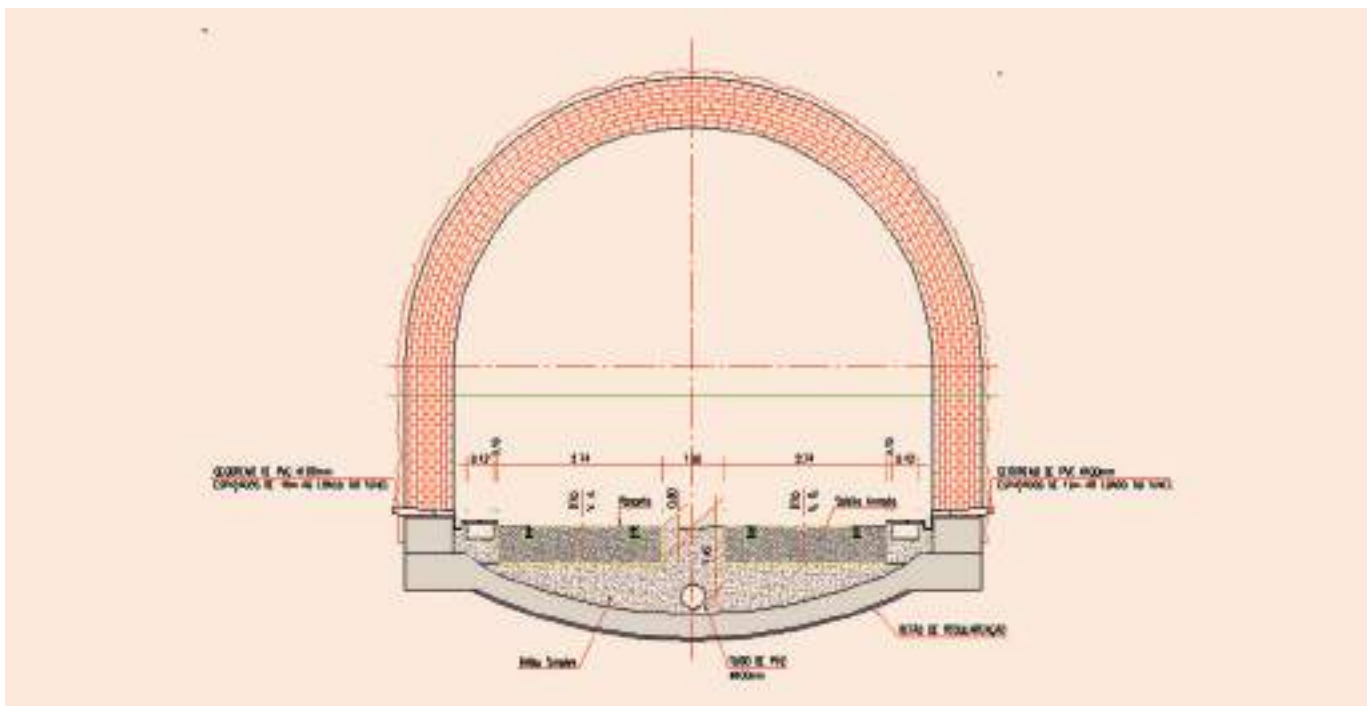
#### 6. SEGURANÇA OPERACIONAL

O túnel do Rossio dispõe de três saídas de emergência: Boca de Campolide, Estação do Rossio, e uma saída de emergência vertical, localizada a meio do túnel, sendo o caminho de fuga definido de acordo com a localização do acidente relativamente a cada uma destas saídas.

A saída de emergência vertical dispõe de sinalização e iluminação, escada de emergência pressurizada e de duas salas,



**Fig. 02** Suporte primário: enfilagens, cambotas, betão projetado.  
*Primary lining: spilling, steel ribs, shotcrete.*



**Fig. 03** Suporte definitivo: seção de alvenaria existente com nova soleira e boca do túnel.  
*Secondary lining: existing masonry section with new invert and tunnel portal.*

aggravated by the degradation in time, which had an impact on the lining causing a significant load increase and infiltrations and deterioration of the masonry.

This enables the establishment of a direct correlation between the sections to be rehabilitated and the characteristics of the ground: this occurs in the first 585 m of extension, in clayey ground and consolidated sandy ground with water, where the tunnel was fissured at the roof; in the 160m between km 1+294 and km 1+454, which correspond to a heavily fractured limestone area with major infiltrations; in the 280 m between km 1+844 e km 2+124, located at an area of marly limestone at the crown level, and clayish limestones at the invert, where an intense reaction to water was the cause of the incidents in km 1+900 and km 2+000.

It was found that from the 1,285 m that received a new lining, 1,025 m were in zones with poor geotechnical characteristics that led to the observed pathologies. Considering this situation, final supports and linings were designed and dimensioned with characteristics that would suit the existing conditions and enabled the implementation of a safe constructive process regarding the tunnel and interferences.

The definition of constructive processes was based on the analysis of the work and ground characteristics, type of equipment to be used and also the timeframes to carry out the work. In particular, it is of note that this was the refurbishment of an old, brick masonry lined tunnel, with heavily degraded areas, superficial implantation at the initial section and set in a densely urbanised area.

The constructive process considered two phases for the lining demolition works and setting of the primary support/lining. The first phase involved the vault and the sides up to the elevation brim, while the second consisted of carrying out the invert.

#### 4. PRIMARY SUPPORT

The main criterion in the definition of the primary support was based on the safety of the work and on the limitation of the

deformation of the involving ground, and consequently on the surface settlements control.

The characteristics of the linings were gradually adjusted to the conditions of each section of the tunnel, so as to face the geotechnical conditions, the thickness of the overburden and the interferences located over the tunnel, with limitation of the number of materials to apply to the supports.

On the other hand, we still have to take into account the fact that this is a restoration work, with positive aspects from the point of view of the settlements, but with some constraints regarding the use of technologies to treat the ground and also the initial resistance of this support.

Considering the above mentioned conditions it was envisaged to define a type of support for each area, with characteristics well-adjusted to the existing conditions not requiring singular technologies and means. For that purpose, it was used a combination of materials such as steel ribs, steel tubes spilling, shotcrete, grouted and friction bolts, and grouted fibreglass nails (Fig. 2).

To compensate for the impossibility of treating the ground in areas of worse quality, spilling was considered having a similar role as it works as a sufficiently rigid pre-support, thus limiting the ground decompression when the demolition of the lining and excavation was carried out.

#### 5. SECONDARY LINING

In the dimensioning of the secondary lining (Fig. 3 and 4) it was considered that the primary lining does not contribute to resistance to ground loads, which is an acceptable long-term condition, taking into account the characteristics of the primary support and the ground.

At the structural analysis of this lining, with a view to its dimensioning, the geological and geotechnical information mentioned in the previous point was used with respect to primary support. All calculations followed an identical methodology.



**Fig. 04** Túnel concluído: a) secção de alvenaria e b) secção de betão.  
**Finished tunnel: a) masonry section and b) concrete section.**

câmara e antecâmara, pressurizadas e separadas por portas corta-fogo. Esta saída não dispõe de meios mecânicos de elevação por razões intrínsecas ao facto de, em situação de socorro, eles próprios se constituírem como um fator de risco.

Em caso de emergência os deficientes com mobilidade reduzida serão conduzidos a local seguro, câmara e antecâmara pressurizadas da saída de emergência vertical, ou local do túnel afastado do acidente, sendo posteriormente evacuados pelos serviços de emergência.

A colocação de via embebida no túnel permite a entrada e circulação de veículos de emergência, sendo criado para isso um acesso através da Boca de Campolide. Todos os materiais no interior do túnel têm o mais alto coeficiente de segurança de resistência ao fogo.

O túnel possui um sistema de câmaras de videovigilância ligado a uma central de comando, um sistema de ventilação ativado pela central de comando de acordo com a localização do aci-

dente e direção de fuga dos passageiros, sistema de iluminação de emergência e sistema de rede de incêndios armada por coluna seca.

As medidas de segurança enunciadas integram o Projeto de Segurança do Túnel do Rossio, elaborado com base em quatro níveis – prevenção, atenuação, evacuação e socorro – e tendo em consideração os cenários de risco identificados para este tipo de estruturas.

Em termos de segurança estrutural o túnel foi dotado de um sistema completo de monitorização de túneis (Sys Tunnel) que permite a medição de deformações, convergências e temperatura, em diferentes secções da estrutura recorrendo exclusivamente a sensores de fibra ótica. Este sistema foi desenvolvido pela FiberSensing em parceria com a EPOS e o Prof. Carlos Dinis da Gama do Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico.

O sistema permite obter, com periodicidade programável e remotamente, os valores de deformação.



**Fig. 05** Túnel concluído: Emboquilhamento.  
*Finished Portal of the Tunnel.*

## 6. OPERATION SAFETY

Rossio tunnel has three emergency exits: Campolide Portal, Rossio Station, and a vertical emergency exit, at the middle of the tunnel, the escape route being established according to the location of the accident regarding each of these exits.

The vertical emergency exit has visual signs, a pressurised emergency stair shaft and two refuge rooms, chamber and antechamber, it is pressurised and separated by fire-doors. This exit has no mechanical lifting means for reasons intrinsic to the fact that, in the event of emergency situations, they can become a risk factor.

In case of emergency, disabled persons with reduced mobility are led to a safe place, either the pressurised chamber and antechamber of the vertical emergency exit, or a place in the tunnel far from the accident, and subsequently evacuated by the emergency services.

The adopted slab track in the tunnel allows emergency vehicles to enter and move around, with access through Campolide Portal

being constructed for that purpose. All materials inside the tunnel have the highest safety level of fire resistance.

The tunnel has a system of video-surveillance cameras connected to a control station, a ventilation system activated by the control station according to the accident location and direction of the passengers' escape, emergency lighting system and firefighting network set by dry column.

The mentioned safety measures are included in the Safety Project for Rossio Tunnel, prepared according to four levels – prevention, relief, evacuation and assistance – and taking into consideration the risk scenarios identified for this type of structure.

As for structural safety the tunnel was equipped with a complete tunnel monitoring system (Sys Tunnel) which enable measuring distortions, convergences and temperature, at different sections of the structure exclusively using optical fibre sensors. This system was developed by FiberSensing in partnership with EPOS and Geotechnic Centre of the Lisbon Technical University. The system enables remote obtention of tunnel deformation data on a periodical basis.

# REABILITAÇÃO DOS TÚNEIS DE BOIACA, CABAÇO E CERTÃ, NA LINHA DO OESTE

**Localização/Location:** Torres Vedras

**Utilização/Use:** Ferroviária/Railway

**Dono da Obra/Owner:** CP – Caminhos de Ferro Portugueses, E.P.

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** OPCA, SA (Obras Públicas e Cimento Armado)

**Fiscalização/Supervision:** REFER, EP

**Dimensões/Size:** Boiaca: 160 m, Cabaço 75 m e Certã 150 m/**Boiaca: 160 m, Cabaço 75 m and Certã 150 m**

**Método Construtivo/Construction Method:** Beneficiação e reforço/**Improvement and reinforcement**

**Período de Construção/Construction Period :** Entrada em serviço em 1887, reabilitação em 2001

**/Put into service in 1887, refurbishment in 2001**

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

Os túneis de Cabaço, Boiaca e Certã localizam-se próximo da estação de Torres Vedras na linha do Oeste. Trata-se de um conjunto de túneis já centenários, em alvenaria, alvo de trabalhos de beneficiação e reforço em 2001.

Após cerca de 100 anos de utilização, sem registo e/ou evidência de deformações importantes, é admissível inferir-se a exis-

para a estabilidade das estruturas, quer para a exploração da via-férrea, a intervenção de beneficiação e reforço vieram melhorar as condições de exploração dos túneis, incrementando a sua durabilidade e justificando a intervenção realizada.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O alinhamento da via na zona dos túneis que antecede a estação de Torres Vedras é, grosso-modo, paralela ao Rio Sizandro. Os túneis atravessam pequenas colinas e espigões, tendo na



**Fig. 01** Localização dos túneis, na linha do Oeste, imediatamente a Sudeste de Torres Vedras.  
*Location of the tunnels, on the West line, immediately southeast of Torres Vedras.*

tência de um bom comportamento da estrutura existente para os carregamentos a que esteve sujeita. Os estudos de caracterização da situação inicial vieram, ainda assim, confirmar acerca da vantagem de intervenção nos túneis. Efetivamente, embora não se tenha detetado qualquer situação de risco eminente quer

zona de implantação dos túneis um diferencial altimétrico da ordem dos 50 m entre os seus topos, sensivelmente à cota 80 e a base, no Rio Sizandro próximo da cota 35. O ponto mais elevado das colinas situa-se a cerca de 400 m a Sul do Túnel da Boiaca, com o seu topo à cota 162.

# REFURBISHMENT OF BOIACA, CABAÇO AND CERTÃ TUNNELS ON THE WEST LINE

## 1. INTRODUCTION

Cabaço, Boiaca and Certã tunnels are located close to Torres Vedras station on the West Line. It is a group of one hundred-year-old masonry tunnels which underwent refurbishment and reinforcement works in 2001.

Having been used for 100 years, without any reports and/or signs of important deformation, it is possible to presume that the existing structures performed well under the loads they endured. Nevertheless, characterisation studies of the initial situation confirmed the need for intervention in the tunnels. In fact, although no imminent risk situation had been detected either for the stability of structures or the operation of the railway, the improvement and reinforcement intervention have enhanced the tunnels' operating conditions, increasing their durability and thus justifying the intervention that was carried out.

## 2. GEOLOGICAL AND TECHNICAL MODEL

The track alignment of the tunnel area before Torres Vedras station is approximately parallel to the River Sizandro. The tunnels cross small hills and ridges, the altimetric differential at the tunnel area being of approximately 50 m between the tops, approximately at elevation 80, and the base, at the River Sizandro close to elevation 35. The highest point of the hills is located 400 m south of the Boiaca tunnel, and its top at elevation 162 m.

From a structural point of view, this section of the railway is included in the anticline structure of Torres Vedras, which has several faults. The sedimentary sequence from the Jurassic era has a general strike of 20° to 40° W, with a dip of approximately 20° to W and SW. Close to the exit of Cabaço Tunnel there is a clear change of the sequence dip (20° to the E), due to a possible fault on the nearby sedimentary sequence fold.

Boiaca Tunnel crosses marly limestone and more or less sandy marls of layers of Abadia J<sup>3c</sup>. Cabaço and Certã tunnels cross compact sometimes marly, limestone, with silex insertions, belonging to *Montejunto and Cabaços Limestone* J<sup>3ab</sup>. Marginally, immediately to the south of the Boiaca and Cabaço tunnels, sienite porphyries occur.

## 3. CHARACTERISATION WORKS

The tunnels have an inverted "U" shape and all have approximately the same 4.60 m wide and 5.40 m high section. As to their masonry lining, there are two different layouts. The tunnel vaults are made of limestone blocks regularised with the remains of a mortar binding. The sides are made of irregular masonry of limestone or marly-limestone and mortar.

From the observations carried out it was possible to identify the pathologies detailed in table I.

The characterisation works on the masonry, the ground and the ballasts involved carrying out Schmidt hammer tests, georadar survey and compression strength tests. To correlate with information from the georadar, 28 NX-76 mm boreholes were made, at the crown and sidewalls of the tunnels, with lengths between 1.35 m and 1.60 m. The boreholes enabled also to assess, at the drilled sections, the condition of the masonry and ground at the inside face, through endoscopic observation inside the boreholes. Uniaxial compression tests were carried out on rock and lining samples.

A campaign of Schmidt hammer testing was carried out to indirectly assess the masonry resistance on the sidewalls. The Schmidt hammer tests, a total of 520, were carried out in the three tunnels in two horizontal lines. The results show a greater dispersion and variability in Boiaca and Certã tunnels, where 30 MPa and 20 MPa, respectively, were adopted as compression



Fig.  
02

Extrato das Cartas geológicas 1/50 000 30-C Torres Vedras e 30-D Alenquer.  
Geological Maps Extract 1/50 000 30-C Torres Vedras and 30-D Alenquer.



Este trecho da via-férrea, encontra-se estruturalmente inserido no designado anticlinal de Torres Vedras, que é cortado por várias falhas. A sequência sedimentar de idade jurássica apresenta direção 20 a 40° W, com pendor da ordem de 20° para W a SW. Localmente, junto à saída do Túnel do Cabaço há uma clara variação no pendor da sequência (20° para E), devido à possível presença de uma falha com dobramento da sequência sedimentar na sua vizinhança.

O Túnel da Boiaca atravessa calcários margosos e margas mais ou menos arenosas das Camadas da Abadia J<sup>3c</sup>. Os túneis de Cabaço e da Certã atravessam calcários compactos, por vezes algo margosos, com nódulos de sílex, pertencentes aos *Calcários de Montejunto e de Cabaços* J<sup>3ab</sup>. Marginalmente, imediatamente a Sul dos túneis da Boiaca e do Cabaço, ocorrem pórfiros sieníticos.

### 3. TRABALHOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os túneis têm a forma de “U” invertido e apresentam os três sensivelmente a mesma secção com 4,60 m de largura por 5,40 m de altura. No que respeita ao seu suporte, a alvenaria apresenta-se com dois arranjos distintos. As abóbadas dos túneis são constituídas por blocos de pedra calcária aparelhada com vestígios de um ligante de argamassa. Os hasteais são constituídos por pedra calcária ou margo-calcária disposta irregularmente e argamassa.

Das observações realizadas foi possível observar as patologias assinaladas no quadro seguinte.

Foi realizada uma campanha com uma bateria de ensaios com martelo de Schmidt para avaliar indiretamente a resistência das alvenarias nos hasteais. Os ensaios de ressalto, 520 no seu total, foram realizados nos três túneis em duas fiadas horizontais. Os resultados mostram uma maior dispersão e variabilidade nos túneis de Boiaca e Certã, adotando-se como valores representativos de resistência à compressão os 30 MPa e os 20MPa respetivamente. O túnel de Cabaço apresenta valores mais regulares adotando-se um valor de 20MPa. Comum a todos os túneis foi o facto de, nos 5 m iniciais de revestimento a partir das bocas, os valores serem sempre superiores aos considerados como representativos. De facto, nestas zonas, o suporte é de alvenaria constituída por blocos prismáticos de calcário, o que denota um maior cuidado na seleção dos materiais utilizados e no seu condicionamento.

Os ensaios laboratoriais de compressão simples, por seu turno, revelaram também uma grande dispersão, bem patente nos resultados obtidos para o maciço com valores que variam entre os 9 e os 93 MPa. Já para as amostras provenientes do suporte (blocos calcários) os valores variam entre os 57 e os 71 MPa, não sendo representativos dos valores assumidos como característicos para os hasteais.

Foram realizados 5 perfis com georadar, ao longo de todo o comprimento de cada um dos três túneis. Foi utilizada uma antena de 500 MHz, procurando atingir uma profundidade da ordem do 1,5 m que, na realidade, foi ultrapassada atingindo-se cerca de 2,10 m. Os perfis foram realizados ao nível do fecho da abóbada, nos rins e nos hasteais. Os resultados obtidos mostram uma grande

**QUADRO I – Observações e Patologias identificadas no interior dos túneis.**

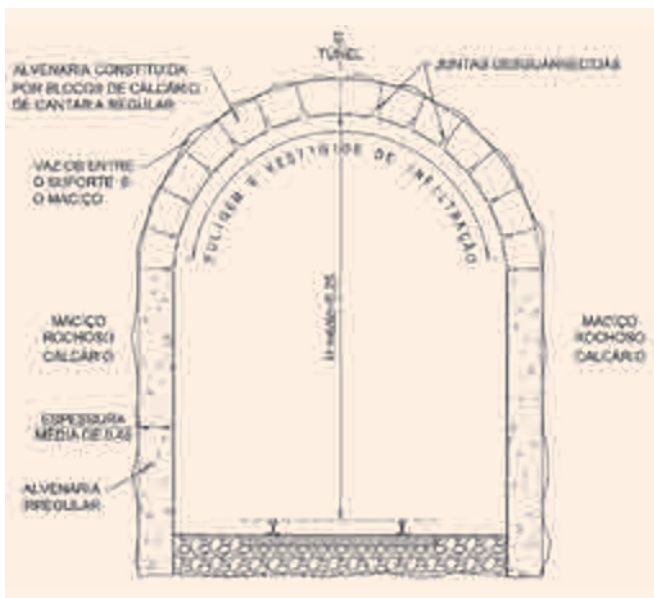
**TABLE I – Observations and identified pathologies inside the tunnels.**

Observações no interior dos túneis /Observations inside the tunnels		Túneis/Tunnels		
		Certã	Cabaço	Boiaca
Fuligem/Soot	Tecto/Crown	1 cm	1 cm	1,5 cm
	Hasteais /Sides	-	-	-
Juntas/Joints	Tecto/Crown	Muito alteradas /Highly weathered	Muito alteradas /Highly weathered	Alteradas e desguarnecidas /Weathered and unprotected
	Hasteais /Sides	Muito alteradas /Highly weathered	Muito alteradas /Highly weathered	Alteradas e desguarnecidas /Weathered and unprotected
Humidade /Humidity		-	Existe/Existing	Existe/Existing
Fendas estruturais /Structural cracks	Tecto/Crown	-	-	Boca de entrada/Entry Portal
	Hasteais /Sides	Deformação junto à boca de saída / lado esquerdo /Deformations close to the exit portal / left side	-	-

Os trabalhos de caracterização das alvenarias, do maciço envolvente e dos balastros, envolveram a realização de ensaios de ressalto com o martelo de Schmidt, para correlação com a resistência à compressão, ensaios com georadar. Com vista ao balizamento da informação continua obtida com o georadar foram realizadas um conjunto de 28 sondagens de furação à rotação, com diâmetro NX-76 mm, nos rins e hasteais dos túneis, cujos comprimentos variaram entre os 1,35 m e 1,60 m. Com a realização das sondagens foi ainda possível avaliar, nos locais sondados, o estado das alvenarias e do maciço no tardo, através da observação endoscópica no interior dos furos de sondagem. Em laboratório foram realizados ensaios de compressão simples sobre amostras do maciço e do suporte.

constância ao longo de todo o comprimento da galeria na zona próxima do contorno do seu extradorso, evidenciando espessuras médias de suporte entre os 40 e os 45cm nos túneis da Boiaca e da Certã, e em torno dos 45-50 cm no túnel do Cabaço.

Foram detetadas algumas zonas descomprimidas, que não ultrapassam, por regra, os 80-100 cm de profundidade no túnel de Boiaca. No túnel da Certã verificaram-se algumas zonas anómalas junto à zona deformada, provavelmente devido à elevada humidade presente nos materiais rochosos. O túnel do Cabaço mostra padrões irregulares nos resultados, possivelmente devem-se a uma maior sobreescavação, dado que se trata do túnel com o maciço mais competente.

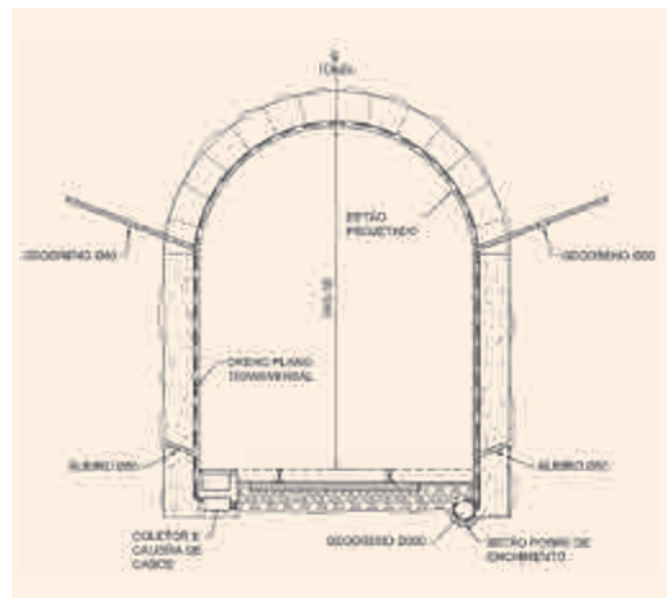


**Fig. 03** **Secção tipo dos túneis (situação de referência).**  
*Tunnels reference section.*

strength representative values. Cabaço tunnel showed more regular values and the value adopted there was 20 MPa. Common to all tunnels was the fact that, within the five initial metres of the lining from the portals, the values were always greater than those considered representative. In fact, in these sections, the lining is masonry made of limestone prismatic blocks, which shows a greater care when selecting the materials and their conditioning.

The laboratory uniaxial compression tests have shown also a great dispersion, very clear in the results of the rock mass with values ranging from 9 to 93 MPa. On the other hand, the lining samples (limestone blocks) showed values ranging from 57 to 71 MPa, and are not representative of the values considered as characteristic for the sidewalls.

Five georadar profiles were undertaken along the whole length of each tunnel. A 500 MHz antenna was used to try to reach a depth of approximately 1.5 m which, in reality, was exceeded as a depth of about 2.10 m was reached. The profiles were carried out at the vault closure level, at the haunch and sidewalls. The results show a great stability along the whole length of the gallery at the



**Fig. 04** **Secção tipo dos túneis (com solução de reabilitação).**  
*Tunnels reference section (with rehabilitation solution).*

proximal area of the extrados edge, showing lining average thicknesses between 40 and 45 cm at Boiaca and Certã tunnels, and around 45-50 cm at Cabaço tunnel.

Some decompressed areas were detected, which generally, didn't exceed 80 -100 cm in depth at Boiaca Tunnel. At Certã Tunnel some abnormal areas close to the deformed section were reported, probably due to the humidity in the rocky materials. The results of Cabaço Tunnel show irregular patterns, possibly due to a greater overbreak, as it is the tunnel with the stiffer ground. To assess the condition of the invert, some pits were also excavated. They revealed the presence of ballast generally in very good conditions. In all of them the in-situ ground with limestone or marls was reached, and in none of them was an invert found.

#### 4. STRUCTURAL AND CONSTRUCTIVE SOLUTIONS

As a result of the objective characterisation and the calculations, it was decided to choose a rehabilitation solution aiming primarily at restoring the initial conditions of the structure. For this purpose it was necessary to guarantee the following main aspects:



**Fig. 05** **Emboquilhamento de saída do túnel da Certã, à esquerda, com cicatriz de escorregamento superficial e à direita durante os trabalhos de beneficiação em regime noturno.**  
*Left, exit portal of Certã tunnel with superficial sliding slope; right, during the refurbishment works carried out at night.*



Fig.  
06

**Drenagem, aspetos da colocação de drenos planos no contorno da estrutura.**  
*Drainage, aspects of setting up flat drains on the walls of the structure.*

Para avaliação do estado da soleira, foram também realizados alguns poços. Estes revelaram a presença de balastro em geral em muito boas condições, sendo que em todos eles se atingiu maciço in-situ, com calcário ou margas sem, em nenhum deles, ter sido intersectada qualquer soleira.

#### 4. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Resultado das constatações, da caracterização visual efetuada e ainda dos cálculos realizados, conclui-se optar por uma solução de reabilitação, ou seja uma solução que tem por objetivo principal recompor as condições iniciais da estrutura. Para conseguir tal objetivo, foi necessário garantir com os trabalhos os seguintes aspetos principais:

- solidarizar os blocos de alvenaria, para garantir um funcionamento semelhante ao inicial
- drenar o tardo do suporte
- proteger o paramento do suporte dos túneis.

Foram também realizados trabalhos de beneficiação com a colocação de caleira de cabos e requalificação da drenagem.

No exterior dos túneis foram realizados trabalhos de tratamento dos taludes com soluções diversas função da natureza dos materiais, geometrias e problemáticas presentes. As intervenções passaram, em materiais rochosos, após limpeza inicial, pelo saneamento de blocos e pequenos fragmentos instáveis, seguidos da aplicação de redes metálicas de proteção. Nos taludes em solos e mistos, foi necessário proceder à desmatação inicial dos mesmos, seguindo-se a aplicação de soluções com pregagens e betão projetado. No emboquilhamento do túnel da Certã foi ainda necessário recorrer à aplicação de microestacas, deixando a sua extremidade saliente do terreno, em cerca de 2 m, de modo a conformar, juntamente com duas

redes de malha eletrosoldada devidamente solidarizadas, uma estrutura passiva de espera, á eventual queda de materiais. Como solução final foi ainda executado um muro de betão, sob a estrutura de espera.

A intervenção de reabilitação no interior dos túneis começou pela sua limpeza, inicialmente com jacto de areia e posteriormente com água. A drenagem foi conseguida à custa de geodrenos radiais, ligados no contorno a drenos planos, os quais por sua vez, descarregam nos drenos de soleira em PVC no hasteal direito e em betão no hasteal esquerdo.

Após instalação do sistema de drenagem no contorno, procedeu-se à aplicação de betão projetado, em 5 cm, com o objetivo de garantir uma melhor aderência e continuidade entre os blocos de alvenaria e, deste modo, garantir o funcionamento em arco como inicialmente projetado. Por motivos de ordem estética de preservação do aspeto das estruturas de entrada e saída, não foram revestidos os 5 m iniciais a partir de cada um dos emboquilhamentos.

Após a aplicação do betão projetado no contorno, procedeu-se à abertura de nichos de segurança. Para tal procedeu-se previamente à execução de uma fiada horizontal de pregagens, com cerca de 3 m, localizadas acima do nicho, seguindo-se o posicionamento de um pórtico conformado por vigas metálicas, sendo que o perfil horizontal se encontrava solidarizado com as pregagens. Ao abrigo destes elementos foi então executada a escavação dos nichos, armação e betonagem dos nichos.

Por último foram realizados os trabalhos de colocação da caleira de cabos e dos órgãos de drenagem na soleira.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

COBA, S.A. Linha do Oeste Túneis de Boiaca, Cabaço e Certã - Projeto de Beneficiação e Reforço. Lisboa, 1997. Não publicado.



**Fig. 07** Nichos, abertura e colocação de armaduras.  
*Hideouts, opening and placing reinforcements.*



**Fig. 08** Aspeto final da obra, com interior revestido com betão projetado e sinalização de segurança. Direita: emboquilhamento de entrada do túnel da Certã.  
*Final appearance of the work, the inside lined with shotcrete and safety signs. Right: emboquilhamento de entrada do túnel da Certã.*

- to join the masonry blocks, to guarantee an operation similar to the initial one
- to drain the lining inside face
- to protect the surface of the tunnels' linings.

Some refurbishment works were also carried out such as the installation of a new cable duct and drainage revitalisation.

Slope treatment works were performed outside the tunnels with different solutions according to the type of materials, geometries and existing problems. Intervention works were made in rock materials, after initial cleaning, and aimed at scaling blocks and small unstable fragments, followed by the application of protection wire mesh. In soil and mixed materials slopes it was initially necessary to carry out their clearance, applying, afterwards, nailing and shotcrete solutions. At the Certã Tunnel portal it was necessary to install micropiles, leaving the end protruding about 2 m from the soil, so as to conform, together with two electrically welded wire mesh dully solidified, a passive structure to protect against fall of materials. As a final solution a concrete wall was built, under the protective structure.

The refurbishment inside the tunnels started with their cleaning, first with sand jets and subsequently with water. Drainage was

carried out using radial geodrain pipes, connected at the edges to flat drains, which in turn, discharged into the PVC invert drains on the right-hand side and in concrete drains on the left-hand side.

After setting up the drainage system a 5 cm thick shotcrete layer was applied to guarantee a better adherence and the continuity of the masonry blocks and the initially designed arch effect. For aesthetic reasons and to preserve the appearance of the entry and exit structures, the first five metres of each portal were not lined.

After the shotcrete was applied, safety hideouts were opened. For that purpose a horizontal line of bolts, approximately 3 m above the hideout, were put in place. After that, a portal shaped with steel beams was positioned, the horizontal profile being solidified with the bolts. Under these elements the reinforcement bars were installed and the concrete poured in.

Finally cable ducts and drainage elements were put in place at the invert.

## 5. BIBLIOGRAPHY

COBA, S.A. Linha do Oeste Túneis de Boiaca, Cabaço e Certã - Projecto de Beneficiação e Reforço. Lisboa, 1997. Not published.

# TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA

**Localização/Location:** Grande Porto – Linha do Minho, Variante da Trofa/Greater Oporto –Minho Line, Trofa Branch

**Utilização/Use:** Ferroviária/Railway

**Dono da Obra/Owner:** Refer

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, S. A.

**Empreiteiro/Contractor:** ACE Soares da Costa/Spie Batignolles Europe

**Fiscalização/Supervision:** DHV e GEG (Consultor do Dono de Obra)/DHV and GEG (Site Owner advisor)

**Dimensões/Size:** Galeria única com as seguintes características/Single gallery with the following characteristics:

- **Desenvolvimento/Length:** 1404 m (1090 m construídos em escavação subterrânea e o restante desenvolvimento em escavação a céu aberto)/1,404 m (1,090 m built in underground excavation and the remaining development in open cut)
- **Vão de escavação/Excavation span:** 12,6 m
- **Secção de escavação/Excavation section:** 90 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between sidewalls:** 10,8 m
- **Altura máxima/Maximum height:** 7,0 m
- **Recobrimento/Tunnel overburden:** 5 a 60 m/5 to 60 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Escavação sequencial (NATM) e “cut and cover”  
/Sequential excavation method (NATM) and “cut and cover”

**Período de Construção/Construction Period:** 2008 – 2010/Put into service in 1887, refurbishment in 2001

**Gonçalo Tavares, Carlos Baião, Sérgio Rosa  
(CENOR - Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

O Túnel da Variante da Trofa está inserido na Linha do Minho, sendo 1090 m construídos em escavação subterrânea e o restante desenvolvimento em escavação a céu aberto.

A secção transversal do túnel é constituída por duas vias com um afastamento entre eixos de 4,30 m, cada uma com 4,03 m de largura, compreendidas entre dois passeios ou caminhos de evacuação e manutenção que limitam a plataforma, com uma largura de 1,20 m. O contorno interior da secção transversal, quer em subterrâneo, quer nos trechos a construir a céu aberto, é constituído, ao nível da abóbada, por um arco de circunferência com  $R = 5,30$  m, sendo os hasteais definidos por um arco de circunferência tangente com  $R = 6,00$  m (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O traçado do túnel atravessa um maciço xistento, caracterizado por apresentar diferentes estados de alteração e graus de fracturação, constituído por alternâncias centimétricas e milimétricas de filitos cinzentos e negros com metassiltitos cinzento-acastanhados, correspondentes a terrenos pertencentes à Formação do Sobrado do Silúrico superior-Devónico inferior. No maciço foram individualizados, para além da xistosidade, três famílias principais de diaclases e três famílias de falhas/slickensides.

Esta formação encontra-se geralmente coberta por depósitos de cobertura, depósitos de vertente e aterros com reduzida expressão, com espessuras geralmente inferiores a 1 m, e, nas zonas onde são intersectadas linhas de água, ocorrem preenchimentos aluvio-coluvionares com cerca de 3 a 5 m de espessura.

Com base nas características litológicas e estruturais das formações atravessadas foi efetuado um zonamento geotécnico do maciço, tendo sido individualizadas três classes de rochas com características mais ou menos distintas, designadas por RC1, RC2 e RC3, a que correspondem três horizontes geotécnicos. Na Fig. 2 apresentam-se o perfil geológico-geotécnico longitudinal e o perfil geológico geotécnico transversal na zona de menor recobrimento.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Com base na caracterização geológico-geotécnica do maciço e tendo em conta o desenvolvimento e as características de cada um dos horizontes geotécnicos definidos, estabeleceram-se três faseamentos executivos distintos, correspondendo a cada um deles um tipo de revestimento primário. Todos os faseamentos executivos preconizaram a escavação da meia secção superior em secção plena e de seguida a escavação da meia secção inferior, em secção plena, ou repartida por caixão central e nichos laterais. A principal diferença entre os diferentes faseamentos adoptados resultou do avanço estabelecido para a escavação e distâncias entre frentes de escavação (Fig. 3).

Nos trechos onde o túnel se desenvolve no maciço rochoso com melhores características mecânicas adotou-se um faseamento construtivo que contemplou maiores avanços e a aplicação de um revestimento primário mais ligeiro que consistiu na aplicação sistemática no contorno da abóbada de pregagens Swellex com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,5 m x 1,5 m, em quicôncio, associadas a 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas. Ao nível dos hasteais, previu-se a aplicação eventual de 5 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas nas zonas de pior qualidade do maciço.

# TROFA RAILWAY TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Trofa Tunnel is part of the Linha do Minho (Minho line), with 1090 m built underground and the remaining development in cut and cover.

The transversal section of the tunnel comprises two 4.03 m wide tracks with 4.30 m clearance between axles, comprised between two 1.20 m wide walkways, or escape and maintenance routes, which limit the platform. The inner edge of the cross section, either in underground or in open cut sections, is made of, at the vault level, an arc of a circle with a 5.30 m radius, the sidewalls being defined by a tangent arc of a circle with a radius of 6.00 m (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The tunnel layout crosses a schistous rock mass, characterised by different weathering and fracturing levels, comprising centimetric and millimetric alternations of grey and black phyllite with brownish-grey metassiltites corresponding to soils belonging to the Upper Silurian – lower Devonian Formation. In addition to the schistosity three main families of joints and three families of faults/slickensides were identified in the ground.

This formation is usually roofed by covering deposits, slope deposits and landfills with reduced expression, usually less than 1 m thick and in areas where water lines are intersected, alluvial and colluvial fillings of approximately 3 to 5 m thickness occur.

Based on the lithological and structural characteristics of the interested formations, a geotechnical zoning of the ground was carried out, identifying three classes of ground with more or less different characteristics, called RC1, RC2 e RC3, each corresponding to a geotechnical horizon. In Figure 2 the longitudinal geological and geotechnical profile and the transversal geological and geotechnical profile in the tunnel area with smaller cover are shown.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Based on the geological and geotechnical characterisation of the rock mass and taking into consideration the development and characteristics of each of the defined geotechnical horizons, three different executive sequences were defined, each corresponding to a given primary support type. All the construction sequences included an excavation at the upper middle section at full section and the excavation at lower middle section, at full section, or divided by central trench and side drifts. The main difference between the different phasing adopted resulted from the round length defined for the excavation and the distances between excavation faces (Fig. 3).

At the sections where the tunnel develops in rock masses with competent mechanical characteristics, a constructive phasing was adopted considering the greater round lengths and the application of lighter primary support which consisted of the systematic application in the vault, of 4 m long Swellex bolts on a 1.5 m x 1.5 m mesh, associated with 10 cm of shotcrete with steel fibres. For the sidewalls the possible application of 5 cm of shotcrete with steel fibres at the worst quality areas of the ground was foreseen.

In the sections where the tunnel crosses intermediate quality ground, the excavation round lengths were reduced and the reinforcement of the previous primary support was foreseen, with the systematic application on the vault of 4 m long Swellex bolts, on a 1.5 m x 1.5 m mesh, associated with 15 cm of shotcrete with steel fibres at the vault area and 10 cm of shotcrete with steel fibres at the sidewalls.

At the portal areas and where the tunnel crosses ground of worse characteristics a primary support consisting of A400 steel 4 Ø20 lattice girders was adopted, with 1.0 m separation, associated with 25 cm thick shotcrete with steel fibres, as well as the possible installation of a pre-support made of tubular spilling, the

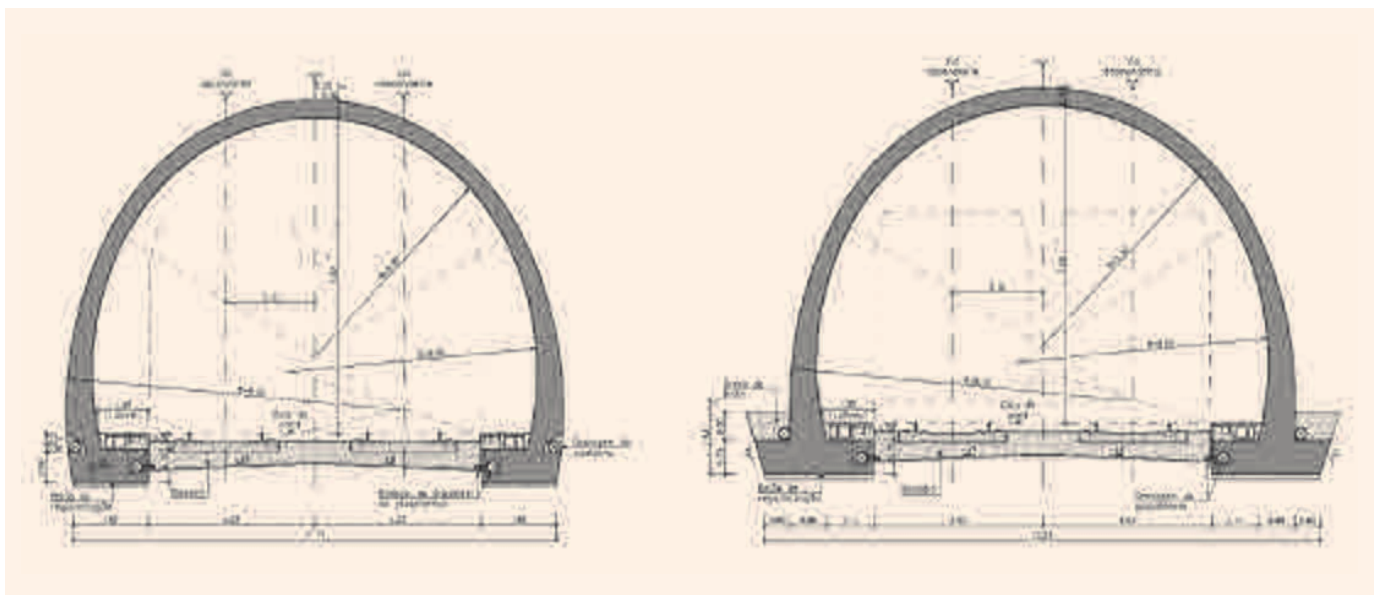


Fig.  
01

**Secção transversal tipo do túnel mineiro e a céu aberto.**  
*Cross Section type of the mining tunnel and open cut tunnel.*



**Fig. 02**

**Perfis geológico-geotécnicos longitudinal do túnel e transversal na zona de menor recobrimento.**  
*Longitudinal and transversal geological and geotechnical profiles of the tunnel at shallow areas.*

Nos trechos onde o túnel intersecta um maciço de qualidade intermédia reduziram-se os avanços da escavação e previu-se o reforço do revestimento primário anterior, através da aplicação sistemática no contorno da abóbada de pregagens Swellex com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,5 m x 1,0 m, em quicôncio, associadas a 15 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas na zona da abóbada e a 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas nos hasteais.

Nas zonas dos emboquilhamentos e onde o túnel intersecta um maciço de piores características preconizou-se a adoção de um revestimento primário, constituído por cambotas treliçadas, com 4Ø20 em aço A400, afastadas de 1,0 m, associadas a 25 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas, bem como a eventual instalação de um pré-suporte constituído por enfi-

lagens tubulares, sendo que os avanços da escavação foram limitados ao afastamento das cambotas. A drenagem da água afluyente ao contorno da escavação foi assegurada por um geotêxtil com 500 g/m<sup>2</sup> (não tecido, PP), enquanto que a impermeabilização do túnel foi assegurada por uma geomembrana fina impermeável do tipo PVC, com 2,0 mm de espessura mínima (Fig. 4).

Para o revestimento secundário definiram-se três secções transversais tipo, RS1 a RS3, sendo que as secções tipo RS1 e RS2 têm as mesmas características geométricas, diferenciando-se pela densidade e disposição das armaduras instaladas. Nestas secções tipo o revestimento secundário adotado tem uma espessura resistente constante de 0,30 m, quer na abóbada, quer nos hasteais, os quais são fundados em sapatas com uma



**Fig.  
03**

**Aspetos da escavação da meia secção superior e da meia secção inferior.**  
*Aspects of the excavation of the upper and lower half sections.*



**Fig.  
04**

**Vista geral do emboquilhamento provisório Sul e do sistema de impermeabilização.**  
*General view of the provisional South portal and of the waterproofing system.*

excavation round lengths having been limited to the distance between the ribs. Drainage of the water flowing to the excavation was ensured by a 500 g/m<sup>2</sup> geotextile (non-woven material, PP), while the waterproofing of the tunnel was ensured by a waterproof fine PVC geomembrane, at least 2 mm thick (Fig. 4).

For the final lining, three secondary-type sections have been defined, RS1 to RS3. The RS1 and RS2 sections have the same geometric characteristics, with different reinforcement densities and layouts. In these sections the adopted final reinforced concrete lining has a constant resistant thickness of 0.30 m, both at the vault and the sides founded on 1.72 m wide, 0.75 m high strip footings. Final lining at section RS3 also has a constant thickness, but of 0.40 m, with footings of the same height, but 10 cm wider (Fig. 5).

#### 4. MONITORING

The observation during the construction consisted of the measurement of the physical quantities by means of the following installed instruments: i) precision topography marks laid in 17 profiles transversal to the tunnel, in a total of 104; ii) 18 rod extensometers some with two reading point located at 2.0 m and 5.0 m from the top of the vault and, in the areas with less cover, with one reading point located at 2.0 m from the top of the vault; iii) six hydraulic

piezometers installed inside drill boreholes; iv) targets placed at the edges of the excavation, in 56 sections, to measure convergences.

The safety and control equipment installed included:

- Power supply
- Lighting
- Ventilation
- Signalling
- Management system and CCTV
- Fire: Detection and extinguisher systems
- Walkways for on-duty staff and people in emergency situations
- Hideouts for occupants and equipment protection every 25 m, on both sides of the tunnel.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA; REFER E.P. - *Conceção/Construção do Túnel da Variante da Trofa da Linha do Minho. Projeto de Execução. Janeiro de 2008.*
- TAVARES, GONÇALO. N. S., SILVA, LUÍS L. M. M., BAIÃO, CARLOS. J. O., BRITO, J. A. M., ALMEIDA E SOUSA, J., PEDRO, A. - *Projeto do Túnel Ferroviário da Variante da Trofa na Linha do Minho. 2010.*
- TAVARES, GONÇALO. N. S., SILVA, LUÍS L. M. M., BAIÃO, CARLOS. J. O., BRITO, JOSÉ A. M. - *Acompanhamento Geológico-Geotécnico da Construção do Túnel Ferroviário da Variante da Trofa na Linha do Minho. 2010.*





**Fig. 05** Vista geral do emboquilhamento definitivo Sul e do revestimento definitivo.  
**General view of the final South portal and of the final lining.**

largura de 1,72 m e uma altura de 0,75 m. A secção tipo RS3 apresenta também uma espessura constante, mas com um valor de 0,40 m, tendo as sapatas de fundação uma largura de 1,82 m e uma altura igualmente de 0,75 m (Fig. 5).

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A auscultação consistiu na medição de grandezas físicas obtidas a partir da seguinte instrumentação instalada: i) marcas topográficas de precisão dispostas em 17 perfis transversais ao túnel, num total de 104; ii) 18 extensómetros de varas, quer com 2 pontos de leitura localizados a 2,0 m e a 5,0 m do topo da abóbada, quer com 1 ponto de leitura localizado a 2,0 m do topo da abóbada, nas zonas de menor recobrimento; iii) 6 piezómetros hidráulicos instalados no interior de furos de sondagem; iv) alvos colocados no contorno da escavação, em 56 secções, para leitura das convergências.

Os sistemas de segurança de exploração instalados incluíram:

- Fornecimento de energia

- Iluminação
- Ventilação
- Sinalização
- Sistema de gestão e CCTV
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência
- Nichos para proteção de pessoas e equipamentos, com afastamento de 25 m, em ambos os lados do túnel.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA; REFER E.P. - *Conceção/Construção do Túnel da Variante da Trofa da Linha do Minho*. Projeto de Execução. Janeiro de 2008.
- TAVARES, GONÇALO. N. S., SILVA, LUÍS L. M. M., BAIÃO, CARLOS. J. O., BRITO, J. A. M., ALMEIDA E SOUSA, J., PEDRO, A. - *Projeto do Túnel Ferroviário da Variante da Trofa na Linha do Minho*. 2010.
- TAVARES, GONÇALO. N. S., SILVA, LUÍS L. M. M., BAIÃO, CARLOS. J. O., BRITO, JOSÉ A. M. - *Acompanhamento Geológico-Geotécnico da Construção do Túnel Ferroviário da Variante da Trofa na Linha do Minho*. 2010.

ENGENHARIA GEOTÉCNICA  
GEOTECHNICAL ENGINEERING



[www.cenor.pt](http://www.cenor.pt)



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS  
GEOLOGY - GEOTECHNICS - SUPERVISION OF GEOTECHNICAL WORKS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE  
EMBANKMENT DAMS - UNDERGROUND WORKS - RETAINING STRUCTURES



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS  
SPECIAL FOUNDATIONS - SOIL IMPROVEMENT - GEOMATERIALS

**CENOR** Consultores, S. A.

PORTUGAL | ARGÉLIA | ANGOLA | MOÇAMBIQUE | IRAQUE | BRASIL | COLÓMBIA | VENEZUELA | TIMOR LESTE  
PORTUGAL | ALGERIA | ANGOLA | MOZAMBIQUE | IRAQ | BRAZIL | COLOMBIA | VENEZUELA | EAST TIMOR

Rua das Vigias, 2 - Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA, PORTUGAL

T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. [cenor@cenor.pt](mailto:cenor@cenor.pt)



# TÚNEL DO ATRAVESSAMENTO DA CIDADE DE ESPINHO

**Localização/Location:** Espinho

**Utilização/Use:** Ferroviária/Railway

**Dono da Obra/Owner:** REFER, E.P.

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, S. A.

**Empreiteiro/Contractor:** SOPOL/DRAGADOS / TECSA

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal / Fase / TAF (REFER)

**Dimensões/Sizes:**

- **Extensão/Length:** 1950 m
- **Largura do túnel/Tunnel width:** mínima de 13,4 m e máxima de 24,0 m (ao eixo das paredes) /minimum 13.4 m and maximum 24.0 m (to the walls axis)
- **Gabarito/Clearance:** 7,45 m
- **Altura máxima de escavação/Maximum excavation height:** 10 m

**Método Construtivo/Construction Method:** “Top-down” e “cut and cover”/“Top-down” and “cut and cover”

**Período de Construção/Construction Period:** 2004 – 2008

**Carlos Baião, Miguel Conceição, Sérgio Rosa  
(CENOR - Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A retirada da via-férrea da superfície da cidade de Espinho era um desejo muito antigo dos seus habitantes, uma vez que esta foi instalada em 1870 atravessando a antiga vila, dividindo-a em duas partes. Com a expansão da cidade rapidamente se percebeu que esta situação era inoportuna, dando origem ao incessante apelo dos habitantes para o estudo de alternativas, uma delas o aprofundamento da linha através da criação de um túnel. Em Fevereiro de 2004, no âmbito do Projeto de Modernização da Linha do Norte, a obra foi iniciada.

Os trabalhos consistiram na construção de uma nova infra-estrutura ferroviária, com rebaixamento da via, comportando a construção de um falso túnel com uma extensão de cerca de 954 m e dois trechos em rampa de aproximação com cerca de 498 m cada um. A restante extensão, de cerca de 1800 m, permite o estabelecimento de concordâncias entre o novo traçado e o existente (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A região onde se insere a obra é caracterizada por apresentar uma morfologia suave e aplanada onde predominam os depósitos de areias e cascalheiras de praia e de dunas, com algumas intercalações mais argilosas de carácter geralmente lenticular. Esta formação assenta sobre o complexo xisto grauváquico ante-ordovícico, constituído por rochas metamórficas diversificadas, com predomínio dos xistos biotíticos com granada e estaurolite.

O zonamento do maciço compreendeu 3 complexos geotécnicos: o complexo C1, integrando as formações dos aterros e das areias e cascalheiras de praia; o complexo C2, correspondente à parte superior dos xistos biotíticos com estaurolite e granada que se encontra mais alterada ( $W_{4-5}$ ) e descomprimida e com

fraturas próximas a muito próximas ( $F_{4-5}$ ), e o complexo C3, constituído pelos xistos biotíticos medianamente a pouco alterados ( $W_3$  a  $W_2$ ), com fraturas medianamente afastadas a próximas ( $F_3$  a  $F_2$ ).

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Em termos gerais, a solução corrente definida contemplou a realização de paredes moldadas com recurso a lamas bentónicas, realizadas com equipamento tradicional e, pontualmente, com equipamento de furação com capacidade de furar xistos designados por sãoos, do tipo hidrofresa.

Prevendo-se grande dificuldade de execução das paredes nos xistos medianamente a pouco alterados, foi adotada uma solução do tipo estanque, que teve como principal objetivo a redução da ficha das paredes moldadas, fixando-se esta de modo a garantir apenas a estabilidade da cortina e da estrutura à flutuação, evitando-se, sempre que possível, o seu encastramento nos xistos pouco alterados (Fig. 2).

Associado à impossibilidade de materializar integralmente as fichas das paredes moldadas, verificava-se que em algumas zonas deixava de ser garantida a necessária segurança da estrutura relativamente à flutuação, pelo que foi necessário implementar uma solução alternativa por forma fazer face a esta situação. A solução contemplou a execução a partir a laje de fundo de alinhamentos de pregagens  $\varnothing 32$  mm encastradas no horizonte de xistos mais competente, possibilitando a otimização da espessura da referida laje (Fig. 2).

No entanto, dada a complexidade das condições geológico-geotécnicas ocorrentes, considerou-se ajustado prever logo em fase de projeto e atendendo aos resultados dos estudos complementares de prospeção realizados, um conjunto de soluções complementares que permitissem, em fase de obra, adaptar a solução corrente prevista aos condicionamentos existentes. Assim, em função da cota até à qual fosse possível executar os painéis de parede moldada, foram adotadas soluções que compreenderam um sistema de suporte adicional, painéis de recalce

# ESPINHO CITY TUNNEL CROSSING

## 1. INTRODUCTION

The removal of the railway from the surface of Espinho city was something its inhabitants had wished for a long time, since the railway was installed in 1870 crossing the old town dividing it in two. With the growth of the city this situation became unbearable, demanding a study of alternatives. One of these was the sinking of the line by means of a tunnel. In February 2004, within the scope of the Modernisation Project of the North Line, the work started.

The works comprised the construction of a new railway infrastructure, sinking the track, the construction of a false tunnel approximately 954 m long and two approach slope sections 498 m long each. The remaining length, of about 1800 m, enabled the establishment of connections between the new track and the existing one (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The area where the work is inserted is characterised by a smooth and flat morphology mostly made of beach sand and gravel deposits and dunes, with a mixture of clays generally of lenticular nature. This formation lies on greywacke-schist pre-ordovician complex, formed of diversified metamorphic rocks, where biotitic schists with garnet and staurolite prevail.

The ground zoning comprised three geotechnical complexes: C1 complex, comprising landfills and beach sands and gravel formations;

C2 complex, corresponding to the upper part of the biotitic schists with staurolite and garnet which is highly to completely weathered ( $W_{4-5}$ ) and decompressed with closely to very closely spaced fractures ( $F_{4-5}$ ), and C3 complex, comprising biotitic schists moderately to little weathered ( $W_3$  to  $W_2$ ), with moderately fracturing ( $F_3$  to  $F_2$ ).

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

In general terms, the current solution involved the construction of diaphragm walls with bentonitic clays, carried out with traditional equipment and occasionally, with drilling equipment able to drill sound schists, hydrofracture type.

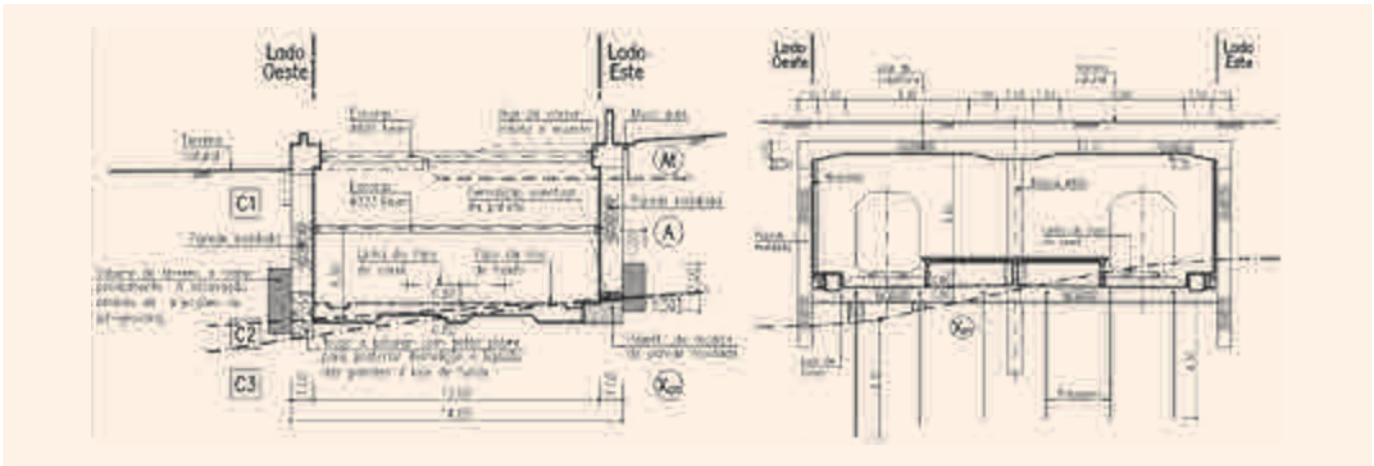
As it was expected that it would be very difficult to construct walls on the moderately to little weathered schists, a watertight solution was adopted, with the main goal of reducing the outlet of diaphragm walls, securing the latter so as to guarantee only the stability of the curtain and the structure against flotation, avoiding whenever possible, its embedding in this good quality rock (Fig. 2).

Along with the impossibility of fully materialising the outlets of the diaphragm walls, in some areas the required safety of the structure against flotation was not guaranteed, for which reason it was necessary to implement an alternative solution for this. The solution involved the construction of  $\varnothing 32$  mm dowel alignments starting from the deep slab and embedded on the more com-



Fig.  
01

Vistas gerais das rampas, da zona da estação e do túnel em secção corrente.  
*General view of the ramps, the station and tunnel in current section.*



**Fig. 02**

**Zona em rampa com painéis de recalce e zona em túnel com pregagem da laje de fundo.**  
**Ramp area with re-injections panels and tunnel area with deep slab dowels.**



**Fig. 03**

**Execução dos recalces dos painéis e proteção com jet-grouting no tardo das paredes.**  
**Execution of re-injection of panels and protection with jet-grouting at the inside face of the walls.**

executados de forma faseada e o tratamento do tardo da parede na zona de transição entre o complexo C1 e C3, recorrendo, para o efeito, a colunas de jet-grouting (Fig. 3).

Na zona em falso túnel adotou-se o método executivo “top-down”, betonando-se a laje de cobertura em betão armado numa fase inicial, após a conclusão das paredes moldadas. Na zona mais larga do túnel, correspondente ao corpo da estação, a laje de cobertura tem um apoio intermédio numa fiada de estacas Ø800 realizadas numa primeira fase. O suporte da escavação em fase provisória foi garantido pela instalação de escoras metálicas e ancoragens, em particular na zona das rampas de aproximação (Fig. 4).

Num trecho específico do falso túnel verificou-se a ocorrência do maciço rochoso mais competente a cotas muito próximas da superfície, o que inviabilizou a execução das paredes moldadas e, assim, a solução “top down” prevista. A solução alternativa implementada consistiu em executar a escavação a céu aberto, tendo-se do lado Este recalçado os curtos painéis de parede moldada entretanto realizados, recorrendo a perfis metálicos verticais colocados no tardo dos mesmos e a uma fiada de ancoragens, enquanto na parede Oeste, dado o espaço disponível à superfície, se adotou um revestimento em betão projetado pregado para a contenção dos taludes de escavação a realizar (Fig. 5).

Foram ainda instalados sistemas drenantes que garantem a ligação dos aquíferos do lado terra e do lado mar, através da criação de um sistema drenante transversal que permite a restituição da percolação sob a estrutura, de modo a obviar a obstrução ao escoamento subterrâneo que a obra impõe, contrariando a subida do nível freático que tenderia a verificar-se do lado terra. Este sistema incluiu a execução, no tardo das paredes moldadas, de estacas de brita Ø800 que ligam a valas drenantes executadas sob a laje de fundo da estrutura.

#### 4. BIBLIOGRAFIA

- GIBB PORTUGAL; REFER, EP *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho*. Projeto de Execução. Volumes 1 (Geral), 2 (Levantamento topográfico e serviços afectados), 3 (Estudo geológico e geotécnico), 5 (Terraplenagem e drenagem), 6 (Traçado de via) e 11 (Túnel). 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP - *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Solução Variante*. Setembro de 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP - *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Projeto de Execução. Solução Variante*. Janeiro de 2004.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP - *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Projeto de Execução. Solução Variante. Estudo Geológico-Geotécnico Complementar*. Maio de 2004.
- CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P.P., OLIVEIRA, SANDRA I. C. - *Enquadramento geológico-geotécnico da obra de rebaixamento da via no atravessamento da cidade de Espinho*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Portugal. Maio de 2004.



**Fig. 04** Especto das estacas por recalçar e do respetivo recalce.  
*Aspect of the piles to be regouted and respective regrouting.*



**Fig. 05** Corte tipo da solução preconizada para a escavação a céu aberto e vista da zona escavada a céu aberto.  
*Type section of the recommended solution for the open cut and view of the open cut area.*

petent schists horizon, enabling the optimization of the thickness of the mentioned slab (Fig. 2).

However, given the complexity of the occurring geological and geotechnical conditions a number of solutions were developed during the project phase taking into consideration the results of the additional site investigation. Later, during construction, the solutions developed could be adjusted to the existing constraints. Therefore, according to the elevation to which it would be possible to construct the diaphragm walls panels, solutions comprising an additional lining system, regrouting panels carried out in phases and the handling of the inside surface of the wall at the transition area between C1 complex and C3 complex were adopted, using jet-grouting columns for this purpose (Fig. 3).

In the false tunnel area, the “top-down” execution method was adopted, starting with the concrete casting of the covering slab in reinforced concrete at an initial phase, after conclusion of the diaphragm walls. At the widest area of the tunnel, corresponding to the body of the station, the covering slab has an intermediate support in a row of Ø800 piles carried out at a first phase. The excavation support at the provisional phase was guaranteed by the installation of metal struts and anchors, especially at the approaching ramps area. (Fig. 4).

At a specific section of the false tunnel there is more stiff ground at spot heights very close to the surface, which made it impossible to build diaphragm walls and, therefore the “top down” solution provided. The alternative solution implemented comprised the open cut, on the east side regrouting the short panels of the diaphragm wall that had been built, using vertical metal profiles placed on the

inside wall of the panels and a line of anchors. At the west wall, given the available space at the surface, a nailed shotcrete lining was adopted to contain the excavation slopes (Fig.5).

Drainage systems were also installed guaranteeing the connection of the aquifers on the land and sea sides, by means of a transversal draining system enabling the return of the flow under the structure, so as to avoid the obstruction of the underground drainage imposed by the work. This prevented an increase in water level which could occur on the land side. This system included building Ø800 gravel pilings on the inside face of the diaphragm walls, connected to drainage ditches under the deep slab of the structure.

#### 4. BIBLIOGRAPHY

- GIBB PORTUGAL; REFER, EP. *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho*. Projeto de Execução. Volumes 1 (Geral), 2 (Levantamento topográfico e serviços afectados), 3 (Estudo geológico e geotécnico), 5 (Terraplenagem e drenagem), 6 (Traçado de via) e 11 (Túnel). 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP. *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Solução Variante*. Setembro de 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP. *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Projeto de Execução. Solução Variante*. Janeiro de 2004.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; REFER, EP. *Obras de Rebaixamento da Via no Atravessamento da Cidade de Espinho. Projeto de Execução. Solução Variante. Estudo Geológico-Geotécnico Complementar*. Maio de 2004.
- CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO PP., OLIVEIRA, SANDRA I. C. - *Enquadramento geológico-geotécnico da obra de rebaixamento da via no atravessamento da cidade de Espinho*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Portugal. Maio de 2004.

# TÚNEL DO PRAGAL

**Localização/Location:** km 0+670 ao km 0+940, inserido no troço FOGUETEIRO – PRAGAL da linha ferroviária do sul  
**/km 0+670 at km 0+940, included in FOGUETEIRO – PRAGAL section of the Southern Railway**

**Utilização/Use:** Ferroviária/Railway

**Dono da Obra/Owner:** REFER, Rede Ferroviária Nacional, EPE

**Projetista:/Designer:** PRET - Profabril Engenharia de Transportes, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** EPOS - Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas

**Fiscalização/Supervision:** Consórcio Consulgal/Gibb/Lusotecnica/Transmark

**Dimensões/Sizes:**

- **Comprimento/Length:** 890 m (primeiros 620 m executados na década de 60 contemporaneamente à execução da Ponte 25 de Abril, os últimos 282 m concluídos em 1999)/890 m (first 620 m carried out during the 1960s simultaneously with the construction of 25 de Abril Bridge, the last 282 m concluded in 1999)
- **Secção transversal/Cross section:** (área de escavação entre 118 m<sup>2</sup> e 92m<sup>2</sup>; área útil entre 70 m<sup>2</sup> e 65 m<sup>2</sup>)  
**/(excavation area between 118 m<sup>2</sup> and 92m<sup>2</sup>; usable area between 70 m<sup>2</sup> and 65 m<sup>2</sup>)**
- **Túnel em via embebida, dupla/Double slab track tunnel**

**Período de Construção/Construction Period:** 1<sup>a</sup> fase 1966 / 2<sup>a</sup> fase 1999/1<sup>st</sup> stage 1966 / 2<sup>nd</sup> stage 1999

## Luís Gonçalves (EPOS)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel do Pragal insere-se no Projeto Travessia Norte-Sul, que consiste na ligação ferroviária entre as margens Norte e Sul do Rio Tejo pela Ponte 25 de Abril, estendendo-se desde o centro da cidade de Lisboa até ao Pinhal-Novo. Está situado no prolongamento do túnel existente sob a Praça da Portagem da A2 (com cerca de 650m de comprimento), junto à Ponte 25 de Abril, até às imediações da estação do Pragal.

O túnel do Pragal tem uma secção transversal de escavação de aproximadamente 118m<sup>2</sup> para a secção denominada S1 e de 92m<sup>2</sup> para a secção denominada S2, sendo o seu diâmetro de cerca de 12 metros e o comprimento de 282 metros.

O recobrimento de terreno varia entre 10 e 15m do que resulta uma relação recobrimento/diâmetro (H/D) inferior a 2 ou da mesma ordem de grandeza.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Os terrenos interessados pela obra pertencem ao conjunto dos afloramentos do Miocénico marinho (Burdigaliano e Langhiano) da margem esquerda do corredor do Tejo.

Ao longo do seu traçado foram atravessados diversos litótipos predominantemente detríticos (siltes e argilitos) com espessuras que variam entre cerca de 2 e 3 metros e que tomam a cor cinzenta, esverdeada ou amarelada e algumas intercalações calcárias arenosas coníferas (tipo "cascão"), com espessuras que variam entre cerca de 1,5 e 4,5 metros, de cor amarelada ou acastanhada (Fig. 1).

Durante a fase de projeto, os terrenos foram caracterizados do ponto de vista da resistência à penetração dinâmica e de alguns parâmetros mecânicos, dos quais uns foram determinados em ensaios *in situ* e outros estimados empiricamente.

Os siltitos que constituem as camadas mais superficiais estão mais alterados e em geral mais descomprimidos, apresentando NSPT < 30 pancadas até 6 metros de profundidade.

As camadas carbonatadas não obedecem ao enunciado anteriormente, e entre duas camadas calcárias detetadas por sondagens, notou-se a presença de outra de fácies siltosa, com uma espessura de 3 a 4 metros, que foi classificada em função do SPT como rija (30 < NSPT < 60 pancadas).

Não se realizaram ensaios de laboratório e *in situ* suficientes, pelo que foram estimados no projeto para concurso, parâmetros geotécnicos para as formações a interessar.

O zonamento geotécnico proposto pelo projeto de concurso dividia o maciço em 6 Complexos Geotécnicos (CG1, CG2, CG3, CG4, CG5 e CG6), sendo a zona de escavação do túnel interessada pelos Complexos 2, 3 e 4 (essencialmente CG3), que estão subjacentes a terrenos do CG1.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Tendo em consideração as dimensões do túnel e as condições geotécnicas previstas para o maciço, foi previsto um faseamento construtivo constituído por 2 fases:

**Fase 1:** Escavação plena da meia secção superior ao abrigo de um "guarda-chuva" de enfilagens de colunas de "jet grouting" com 60cm de diâmetro e 11,5m de comprimento, com 1m de sobreposição, afastadas de 45cm. A escavação dessa meia secção foi realizada em avanços de 1,5m com a instalação de suporte inicial constituído por betão projetado armado com a espessura final de 20cm e cambotas metálicas em perfis tipo TH29 afastadas de 1,5m. Durante a escavação da meia secção superior, executaram-se ainda colunas subverticais de "jet grouting" na fundação dos hasteais, com 60cm de diâmetro, com comprimento de 6m e afastadas de 0,75m (Fig. 2).

**Fase 2:** Escavação da meia secção inferior em avanços não superiores a 6m, aplicação de uma camada de betão projetado

# PRAGAL TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Pragal tunnel is part of North-South Crossing Project, consisting of the railway connection between the north and south banks of the Tagus River across the 25 de Abril Bridge, from Lisbon city centre to Pinhal Novo. It is the extension of the tunnel located under the tollgates of the A2 motorway (about 650m long), near the 25 de Abril Bridge, stretching to the vicinity of Pragal station.

Pragal tunnel is 282 metres long and has an excavation cross section of approximately 118m<sup>2</sup> for the so-called S1 section and 92m<sup>2</sup> for the so-called S2 section, its diameter being approximately 12 metres.

Tunnel ground cover varies between 10 and 15 m resulting in a tunnel cover/diameter ratio of (H/D) lower than 2 or of the same magnitude.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

Ground mass involved in the work belongs to the layers of the marine Miocene (Burdigalian and Langhian) of the left bank of the Tagus river corridor.

The tunnel crosses several lithotypes predominantly detrital ones (silts and argillites) with thickness spanning between approximately 2 and 3 metres and with a grey, greenish or yellowish colour, and some conchiferous sandy limestone insertions ("dirt" type), with thicknesses spanning between about 1.5 and 4.5 m, of yellowish or brownish colour (Fig. 1).

During the design stage, the ground was characterised according to the resistance to dynamic penetration and mechanical parameters which were obtained with in situ tests and by empirical estimation.

Siltstones which constitute the more superficial layers are further weathered and usually more decompressed, with NSPT greater than 30 blows up to six metres deep.

Carbonated layers do not comply with what has been mentioned above, since between two limestone layers detected by drilling another one of silty facies, 3 to 4 metres thick, was detected and classified as compact according to the SPT blow number (30 < NSPT < 60).

An insufficient number of laboratory and in situ tests was carried out, forcing geotechnical parameters to be estimated, in the tender design, for the relevant geological units.

The geotechnical zoning proposed in the tender design divided the ground in six Geotechnical Complexes (CG1, CG2, CG3, CG4, CG5 and CG6), the tunnel excavation area being relevant for complexes CG2, CG3 and CG4 (especially CG3) that underlay CG1 ground.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Taking into consideration the tunnel dimensions and the geotechnical conditions envisaged for the ground, it was decided the construction would consist of two stages:

**Stage 1:** Full excavation of the upper half section under an "umbrella" of "jet grouting" columns spilling with 60 cm diameter and 11.5 m long, with 1 m overlapping, every 45 cm. The excavation of that half section was carried out with 1.5 m round lengths with initial lining made of reinforced 20 cm final thickness shotcrete and TH29 type steel ribs in every 1.5 m. During the excavation of the upper half section, sub-vertical "jet grouting" 60 cm diameter, 6 m long columns were carried out at the sidewalls foundation every 0.75 m, (Fig. 2).

**Stage 2:** Excavation of the lower half section in round lengths not greater than 6 m, with 5 cm thick shotcrete layer, followed by CQ38 electro-welded wire mesh, application of TH29 ribs every 1.5 m (stage 1 rib underpinning) and additional layers of shotcrete up to the final thickness of 20 cm (Fig. 3).

The construction of the tunnel started at the Southern end, with "jet grouting" columns or alternatively still bar spilling installation, followed by the excavation of the vault and setting of the primary support in 10 metre sections. The invert was subsequently excavated and the final lining was constructed, followed by the final lining of the vault in 6 metre sections.

It was deemed necessary to open a second excavation face to speed up the work, as the ground characteristics allowed it. The new front was called Northern front, and was located in an area adjacent to the existing tunnel under the tollgate.

**Tunnel Shaft:** The opening of the second face was started with a vertical construction shaft which enabled starting the tunnel excavation from that location (Fig. 4). The 8 m high pit had an horizontal section with 6.45 and 7.95 m long axes.

Most of the tunnel was excavated at the Geotechnical Complex 3, of average quality.

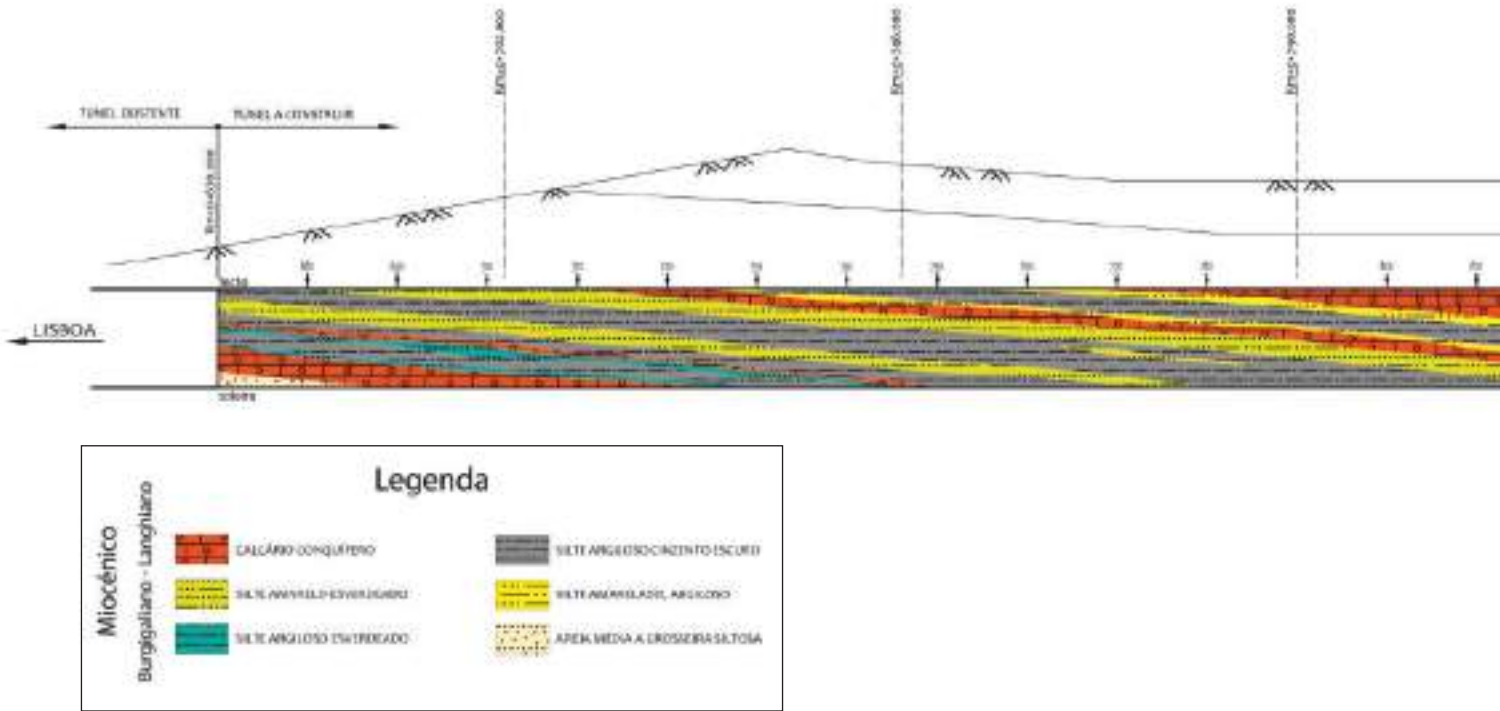
## 4. MONITORING

To control the ground and support behaviour, and taking into account the geomechanical characteristics of the ground, occupation of the surface area and small ground cover at some

Parâmetros Geotécnicos/ /Geotechnical Parameters	Complexo 1/ /Complex 1	Complexo 2/ /Complex 2	Complexo 3/ /Complex 3	Complexo 4/ /Complex 4
E (MPa)	35 – 45	70	100 – 120	200 – 250
ν/Poisson coef.	0,35 – 0,40	0,35 – 0,40	0,35 – 0,40	0,25 – 0,35
g (kN/m <sup>3</sup> )/ /Specific weight (kN/m <sup>3</sup> )	19	19	19	19
φ	25°	30°	30°	35°
c (kN/m <sup>2</sup> )	25	25	15	50
K <sub>0</sub>	0,45	0,6 – 1,0	0,60 – 1,0	0,60 – 1,0



## PERFIL LONGITUDINAL



**Fig. 01** Perfil geológico longitudinal do túnel do Pragal.  
*Longitudinal geological profile of Pragal tunnel.*

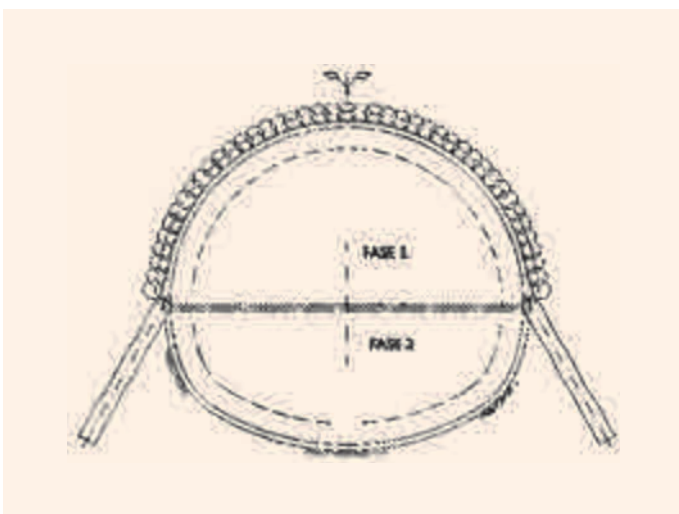
de 5cm de espessura, seguida de malha electrossoldada CQ38, da colocação de cambotas TH29 afastadas de 1,5m (recalce das cambotas da fase 1) e colocação de camadas adicionais de betão projetado até perfazer a espessura final de 20cm (Fig. 3).

A construção do túnel foi iniciada pelo lado Sul, com instalação de colunas de "jet grouting" ou em alternativa enfilagens metálicas, seguida do desmonte da abóbada e da colocação do suporte inicial em troços de 10 metros. Posteriormente realizou-se o desmonte da contra abóbada com instalação do revestimento definitivo na soleira, seguido do revestimento definitivo da abóbada em troços de 6 metros.

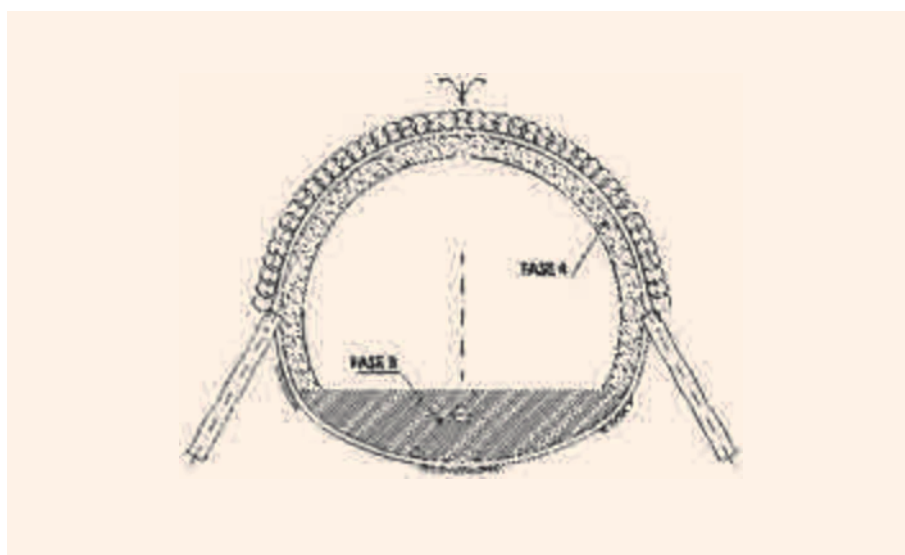
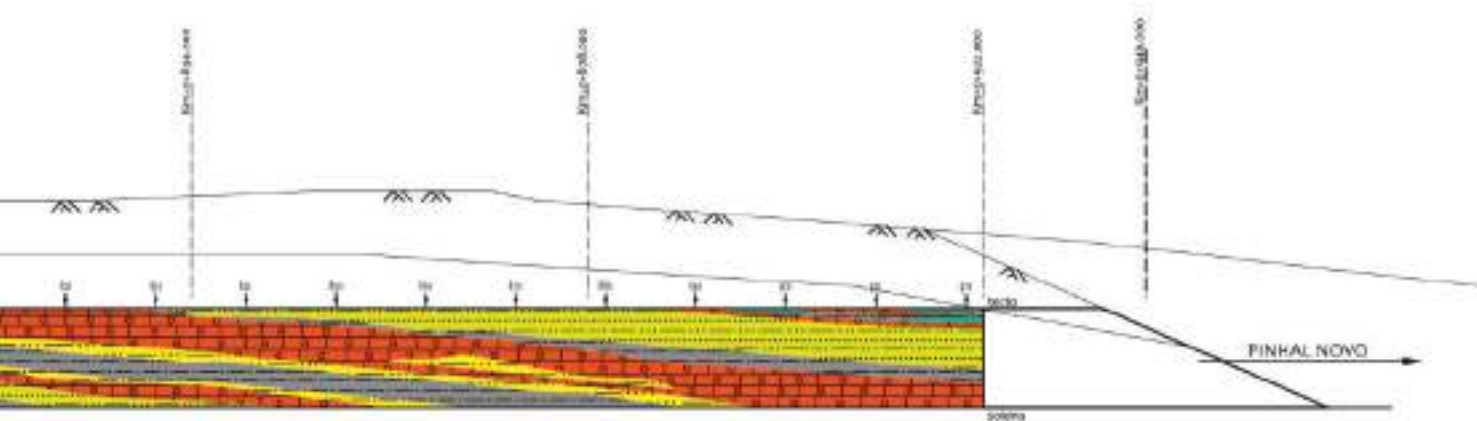
Considerou-se necessário, para uma maior rapidez na execução da obra e uma vez que as características do terreno o permitiam, abrir uma segunda frente de escavação, denominada frente Norte. Esta frente de ataque situou-se na zona adjacente ao túnel existente sob a Praça da Portagem.

**Poço de Ataque:** A abertura da segunda frente de trabalho foi iniciada a partir de um poço de ataque vertical que permitiu o início da escavação em túnel (Fig. 4). O poço tem uma secção horizontal elíptica de 6,45 x 7.95 metros e 8 metros de altura.

A maior parte da escavação do túnel foi executada no Complexo Geotécnico 3, de qualidade média.



**Fig. 02** Esquema e foto das fases de escavação.  
*Scheme and photo of the excavation stages.*



**Fig. 03** Esquema e foto do revestimento definitivo.  
*Scheme and photograph of the final lining.*



**Fig. 04** Poço de ataque.  
*Tunnel shaft.*

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Para o controlo do comportamento do maciço e das estruturas de suporte, e tendo em conta as características geomecânicas do maciço atravessado pela obra, a ocupação da zona à superfície e o escasso recobrimento nalguns pontos, foi elaborado um plano de instrumentação e controlo de:

- Assentamentos superficiais do maciço
- Deformações internas do maciço
- Comportamento do suporte primário instalado.

O plano foi elaborado tendo em conta a análise da cartografia geológico-geotécnica das frentes de escavação.

Para o estudo dos assentamentos superficiais foi privilegiado o uso de marcas de superfície, de modo a analisar a evolução dos possíveis assentamentos do terreno e de estruturas.

Geralmente os perfis estavam apoiados em 5 marcas de nivelamento: uma sobre o eixo do túnel, duas sobre os hasteais e duas à distância de aproximadamente um diâmetro do eixo do túnel.

O controlo das deformações do maciço na zona envolvente da escavação inclui a medição de convergências, o nivelamento de precisão das marcas que constituem cada secção de convergências e ainda a utilização de extensómetros de barras e inclinómetros instalados a partir da superfície, que medem respetivamente os deslocamentos verticais e horizontais no interior do maciço a diferentes distâncias da frente de escavação.

Foram feitas alterações na localização das secções em relação ao previsto no plano de instrumentação, que propunha a instalação das secções de medição de convergências com espaçamentos de 20 metros.

No poço de acesso ao emboquilhamento Norte do túnel, instalaram-se, de acordo com o plano de instrumentações, duas secções de medição de convergências localizadas uma aos 2 metros de profundidade (SP1) e outra aos 4 metros de profundidade (SP2). Para controlar as deformações no maciço envolvente da escavação, procedeu-se à medição de convergências de duas cordas perpendiculares entre si e ao nivelamento de precisão das marcas que constituem cada secção.

Para a análise das deformações no interior do maciço, foram colocados 14 extensómetros de barra, duplos, em furos de sondagem abertos a partir da superfície.

Para a medição dos deslocamentos horizontais na zona adjacente do poço de acesso à segunda frente e no talude do lado Oeste, instalaram-se três inclinómetros.

Os inclinómetros destinaram-se a complementar a informação obtida pelos outros sistemas de medição sobre as deformações ocorrentes no maciço, nas zonas do talude. A sua instalação foi feita em furos de sondagem verticais.

points, an instrumentation and control plan was prepared based on the following variables:

- Superficial settlements of the ground
- Internal deformation of the ground
- Behaviour of the installed primary support.

The plan was designed taking into account the geological and geotechnical mapping analysis of the excavation fronts.

Surface settlements were surveyed using surface marks to analyse the evolution of possible ground and structures settlements.

Usually the profiles were supported on five levelling marks: one on the tunnel axis, two on the sidewalls and two at approximately the distance of one diameter of the tunnel axis.

The control of deformations of the excavation includes the measurement of convergences, the precision levelling of the marks at each convergence section and also the use of rod extensometers and inclinometers installed from the surface, which measure vertical and horizontal displacements inside the ground at different distances of the excavation face, respectively.

Changes were made at the locations of the sections according

to that envisaged in the instrumentation plan, which proposed the installation of sections to measure convergences every 20 metres.

At the access shaft to the Northern portal of the tunnel, according to the instrumentation plan, two convergence sections, one located 2 metres deep (SP1) and another one 4 metres deep (SP2), were installed. To control deformations in the involving excavation ground, the convergence of two perpendicular chords and the precise fine grading of the marks comprising each section were measured.

To analyse the deformations inside the ground, 14 double rod extensometers were placed in boreholes drilled from the surface. To measure horizontal and vertical displacements at the area adjacent to the access shaft to the second front and on the western side slope, three inclinometers were installed.

The inclinometers were meant to complement the information retrieved by other measurement systems on deformations on the ground, at the slope areas. They were installed using vertical drill boreholes.



Fig.  
05

**Túnel do Pragal – zona de transição entre seções.**  
*Pragal Tunnel – transition area between sections.*



# TÚNEIS RODOVIÁRIOS NO CONTINENTE

## ROAD TUNNELS ON THE MAINLAND

- 40 **TÚNEIS DAS REDES RODOVIÁRIAS NACIONAL E TRANSEUROPEIA**  
*Tunnels in the National and Trans-European Road Network*
- 44 **TÚNEL DA GARDUNHA I**  
*Gardunha I Tunnel*
- 50 **TÚNEL DA GARDUNHA I-A**  
*Gardunha I-A Tunnel*
- 54 **TÚNEL DE ALPEDRINHA**  
*Alpedrinha Tunnel*
- 58 **TÚNEIS DA RAMELA E DO BARRACÃO**  
*Ramela and Barracão Tunnels*
- 64 **TÚNEL DO VAROSA**  
*Varosa Tunnel*
- 70 **TÚNEL DA RÉGUA**  
*Régua Tunnel*
- 74 **TÚNEL DE CARENQUE**  
*Carenque Tunnel*
- 80 **TÚNEL DE PEDROGÃO**  
*Pedrogão Tunnel*
- 84 **TÚNEL DO MATO FORTE**  
*Mato Forte Tunnel*
- 90 **TÚNEL DE CASTRO DAIRE**  
*Castro Daire Tunnel*
- 94 **TÚNEL DE MONTEMOR**  
*Montemor Tunnel*
- 98 **TÚNEL DO SEIXO ALVO**  
*Seixo Alvo Tunnel*
- 104 **TÚNEL DO COVELO**  
*Covelo Tunnel*
- 110 **TÚNEL DA PORTELA**  
*Portela Tunnel*

# TÚNEIS DAS REDES RODOVIÁRIAS NACIONAL E TRANSEUROPEIA

**Bernardo Monteiro (EP)**

Com a entrada de Portugal na Comunidade Económica Europeia na década de 80 do século XX e com a subsequente disponibilização de fundos específicos para a construção de infraestruturas rodoviárias, procedeu-se à concretização do Plano Rodoviário Nacional, de modo a responder às necessidades estratégicas de modernização do país.

A construção de novas estradas com traçados de características geométricas mais exigentes implicava, cada vez mais, o atravessamento de zonas de orografia acidentada e/ou com condicionantes ambientais e/ou urbanas significativas, potenciando a adoção de soluções em túnel, construídos em subterrâneo ou a céu aberto.

Esta mudança de paradigma veio reforçar os desafios relacionados com a problemática dos riscos associados à exploração dos túneis rodoviários, que acrescem às incertezas de projeto e aos riscos associados à sua construção.

Relevantes neste contexto, no plano nacional, são as transformações e a modernização da administração rodoviária que, de um organismo intimamente ligado à administração central, a Junta

Autónoma de Estradas (JAE), evoluiu para um modelo de Instituto público e posteriormente para uma empresa de regime legal privado com capitais exclusivamente públicos, a atual EP – Estradas de Portugal, S.A., que se encontra sob a supervisão do Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P., organismo do estado que a tutela.

Esta evolução contribuiu para a concretização dos desafios relacionados com a construção e a exploração dos túneis atualmente em serviço na Rede Rodoviária Nacional (RRN). Nomeadamente, no que respeita à implementação dos requisitos mínimos de segurança para os túneis da Rede Rodoviária Transeuropeia (TERN), que hoje se encontram assegurados.

Concomitantemente a experiência adquirida pelos intervenientes no ciclo de vida destas infraestruturas, donos de obra, projetistas, construtores e concessionários, tem vindo a permitir de forma continuada a inovação e a utilização das melhores práticas.

Atualmente encontram-se em serviço na Rede Rodoviária Nacional 35 túneis que correspondem a 12.758 m de estrada, dos quais 16 se encontram integrados na Rede Rodoviária Transeuropeia, e que se apresentam no QUADRO I<sup>1</sup>.

**QUADRO I – Túneis em serviço nas Redes Rodoviárias Nacional (RRN) e Transeuropeia (TERN).**  
**TABLE I – Tunnels in operation in National Road Networks (RRN) and Trans-European Road Networks (TERN).**

Rede	AE	IP/IC	Nome	Extensão (m)	Perfil Transversal	Método construtivo	Ano de conclusão da construção
Network	MW	IP/IC	Name	Length (m)	Transversal Profile	Construction Method	Year of Completion of construction
RRN	A4	IP4	Aguas Santas	340	2X2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1990
RRN	A7	IC5	Gandarela	75	1x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2005
RRN	A8	IC1	Tornada	120/170	2X3 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2001
RRN	A8	IC1	Cela Velha	130	2X3 vias/lanes	Invertido/Top down	2001
RRN	A9	IC18	Carenque	285	2X3 vias/lanes	Convencional/Conventional	1995
RRN	A9	IC18	Montemor	740	2X3 vias/lanes	Convencional/Conventional	1995
RRN	A10	IC2	Mato Forte	250	2X3 vias/lanes	Convencional/Conventional	2003
RRN	A22	IC4	Porches	80	2X2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN	A22	IC4	Sobral	40	2X2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A22	IP1	Areeiro	80	2X2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	1992
RRN TERN	A23	IP2	Gardunha I e IA	1620/1570	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1997/2003
RRN TERN	A23	IP2	Gardunha II	310	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1999
RRN TERN	A23	IP2	Barracão	335	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2002
RRN TERN	A23	IP2	Ramela	313	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	2002

AE – Autoestrada; IP – Itinerário Principal; IC – Itinerário Complementar

<sup>1</sup> INIR IP – Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, IP (2012) - Túneis Integrados na Rede Transeuropeia de Estradas e com Extensão Superior a 500 Metros - Relatório Bienal de Incidentes 2010/2011

# TUNNELS IN THE NATIONAL AND TRANS-EUROPEAN ROAD NETWORK

When Portugal joined The European Economic Community in the 1980s, the country had access to specific funds for the construction of road infrastructures. A National Road Plan was implemented to meet the strategic modernisation requirements of the country.

The construction of new roads, more demanding in terms of geometric characteristics, involved increasingly greater crossing

of hilly or mountainous areas and/or with significant environmental and/or urban constraints, requiring the adoption of underground or open-cut tunnel solutions.

This change of paradigm increased the challenges of managing the risks associated with the operation of road tunnels, which add to the typical design uncertainties and construction risks associated.

**QUADRO I – Túneis em serviço nas Redes Rodoviárias Nacional (RRN) e Transeuropeia (TERN). (continuação)**  
**TABLE I – Tunnels in operation in National Road Networks (RRN) and Trans-European Road Networks (TERN). (continued)**

Rede	AE	IP/IC	Nome	Extensão (m)	Perfil Transversal	Método construtivo	Ano de conclusão da construção
Network	MW	IP/IC	Name	Length (m)	Transversal Profile	Construction Method	Year of Completion of construction
RRN TERN	A24	IP3	Castro Daire	818	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	2002
RRN TERN	A24	IP3	Régua	275	1x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1998
RRN TERN	A24	IP3	Varosa	350	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1998
RRN TERN	A24	IP3	Rapada	80	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2004
RRN TERN	A27	IP9	Falso Túnel 1 /False Tunnel 1	220	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A27	IP9	Falso Túnel 2 /False Tunnel 2	215	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A27	IP9	Falso Túnel 3 /False Tunnel 3	195	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A27	IP9	Portela	815	2x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	2003
RRN TERN	A27	IP9	Falso Túnel 4 /False Tunnel 4	120	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A27	IP9	Barreiro Falso Túnel 5 /False Tunnel 5	440	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2003
RRN TERN	A41	IC24	Covelo	437/ 460	2x3 vias/lanes	Convencional/Conventional	2011
RRN	A28 Ramal	IC1	Góis	490	1x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2008
RRN	A29	IC17	Ovar	50	2x2 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	2004
RRN	A32	IC2	Seixo Alvo	310	2X3 vias/lanes	Convencional/Conventional	2011
RRN	A36	IC17	Grilo	580	2X4 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	1998
RRN	A36	IC17	Venda Nova	235	2X3 vias/lanes	Invertido/Top down	2011
RRN	A36	IC17	Benfica	1446	2X3 vias/lanes	Invertido/Top down	2011
RRN	A43	IC29	Pego Negro	150	2X3 vias/lanes	Céu aberto/Cut & Cover	-
RRN	A44	IC23	Jardim Soares dos Reis	270	2x2 vias/lanes	Invertido/Top down	2007
RRN	A44	IC23	Av. Da República	130	2x2 vias/lanes	Invertido/Top down	2007
RRN	-	IC8	Pedrogão	150	1x2 vias/lanes	Convencional/Conventional	1990

AE – Autoestrada (Motorway); IP – Main Itinerary; IC – Complementary Itinerary



Deste conjunto de infraestruturas, 32 túneis (91%) são do tipo unidirecional (compostos por duas galerias com sentido único de circulação) e 3 (9%) são do tipo bidirecional (compostos por uma única galeria para ambos os sentidos de circulação).

Relativamente ao método construtivo utilizado, 14 destes túneis correspondem ao conceito clássico de obra subterrânea, tendo sido construídas pelo método convencional, em escavação subterrânea, com colocação imediata de suporte adequado e posterior instalação de um revestimento definitivo. Estes túneis representam aproximadamente 13.500 m de obra subterrânea em cerca de 70.000 m de estrada.

Dos restantes 21 túneis em serviço, 16 foram construídos a céu aberto, com a execução de uma escavação provisória para a

construção da estrutura e o seu posterior aterro, e, os restantes 5, que se encontram implantados em zonas com fortes condicionantes urbanas, foram construídos maioritariamente com recurso ao método invertido, ou seja, com a execução prévia de estacas e da sua laje de teto, sob as quais se procedeu à escavação subterrânea.

Destacam-se também um conjunto de 6 túneis com comprimentos superiores a 500 m cujos requisitos mínimos de segurança obedecem aos critérios decorrentes da transposição para o regime jurídico português (Decreto-Lei nº 75/2006, de 27 de Março) da Diretiva 2004/54/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 29 de Abril, a partir da qual são estabelecidos os requisitos mínimos de segurança em túneis da rede transeuropeia de estradas e que se apresentam no Quadro II.



**Fig. 01** Túnel do Covelo – A41.  
*Covelo Tunnel – A41.*

**QUADRO II – Túneis com comprimentos superiores a 500 m em serviço nas Redes Rodoviárias Nacional (RRN) e Transeuropeia (TERN).**

**TABLE II – Tunnels more than 500 m long in operation in National Road Networks (RRN) and Trans-European Road Networks .**

Rede Network	Estrada Road	Túnel Tunnel	Extensão Length	N.º de Galerias No. of Galleries	Método construtivo Construction Method	Ano de conclusão da construção Year of Completion of construction
RRN	A9/IC18	Montemor	740	2	Convencional/Convencional	1995
RRN TERN	A23/IP2	Gardunha I e IA Gardunha I and IA	1620 e 1570	1+1	Convencional/Convencional	1997/2003
RRN TERN	A24/IP3	Castro Daire	818	2	Convencional/Convencional	2002
RRN TERN	A27/IP9	Portela	815	2	Convencional/Convencional	2003
RRN	A36/IC17	Griolo	580	2	Céu aberto/Cut & Cover	1998
RRN	A36/IC17	Benfica	1446	2	Invertido/Top down	2011

In this context, and at a national level, there were relevant transformations and the modernisation of the road administration which evolved from a public office in close connection with the central government, Junta Autónoma de Estradas (JAE) (Portuguese Road Authority), to a privately-managed company with exclusively public capital, the existing EP – Estradas de Portugal, S.A., (new Portuguese Road Authority) under the supervision of Instituto da Mobilidade e dos Transportes (Institute of Mobility and Transport), I.P., the supervisory state body.

This evolution has contributed to undertake the challenges related to the construction and operation of the existing tunnels within the National Road Network, namely when considering the implementation of the minimum safety requirements for Trans-European Road Network (TERN) tunnels, which are now well-established.

At the same time, the experience gained by the parties involved in the lifecycle of these infrastructures, owners, designers, builders and concessionaires, has enabled continuous innovation and the use of the best practices.

Today there are 35 tunnels in operation within the National Road Network corresponding to 12.758 m of roads, 16 of which are part of the Trans-European Road Network and are shown in TABLE I<sup>1</sup>.

Of these infrastructures, 32 tunnels (91%) are unidirectional (comprising two one-way traffic galleries) and three (9%) are bidirectional (comprised of a single gallery for traffic in both directions).

Regarding the construction method used, 14 of these tunnels correspond to the classic concept of underground work, using the conventional method, in underground excavation, immediately installing the primary support and subsequently a secondary lining. These tunnels represent approximately 13.500 m of underground work in approximately 70.000 m of road.

Of the remaining 21 tunnels in operation, 16 were cut & cover, with provisional excavation being carried out for the construction of the structure and subsequent landfill, and the other five, in areas of major urban constraints, were built mostly using the top-down method, meaning, previously constructing the piles and roof slab, under which the underground excavation was carried out.

Furthermore, there are six tunnels, more than 500 m long, the minimum safety requirements of which comply with the criteria resulting from the transposition to the Portuguese legal system (Legal Decree no. 75/2006, of 27th March) of Directive 2004/54/EC of the European Parliament and Council, of 29th April, which establish the minimum safety requirements for tunnels of the Trans-European Road Network and which are shown in TABLE II.

<sup>1</sup> INIR IP – Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, IP (2012) - Tunnels in Trans-European Road Network more than 500 Metres long – Biennial Report of Incidents 2010/2011

# TÚNEL DA GARDUNHA I

**Localização/Location:** A23, entre Fundão e Alpedrinha/A23, between Fundão and Alpedrinha

**Utilização/Use:** Rodoviário/Road traffic

**Dono da Obra/Owner:** JAE; **Assessoria Técnica:** LNEC/**Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** TEIXEIRA DUARTE - EPOS

**Fiscalização/Supervision:** JAE

**Dimensões/Size:**

- **Extensão/Length:** 1600 m
- **Secção Transversal/Cross section:** 84 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Construction Method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional Excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1994-1997

## Raúl Pistone (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

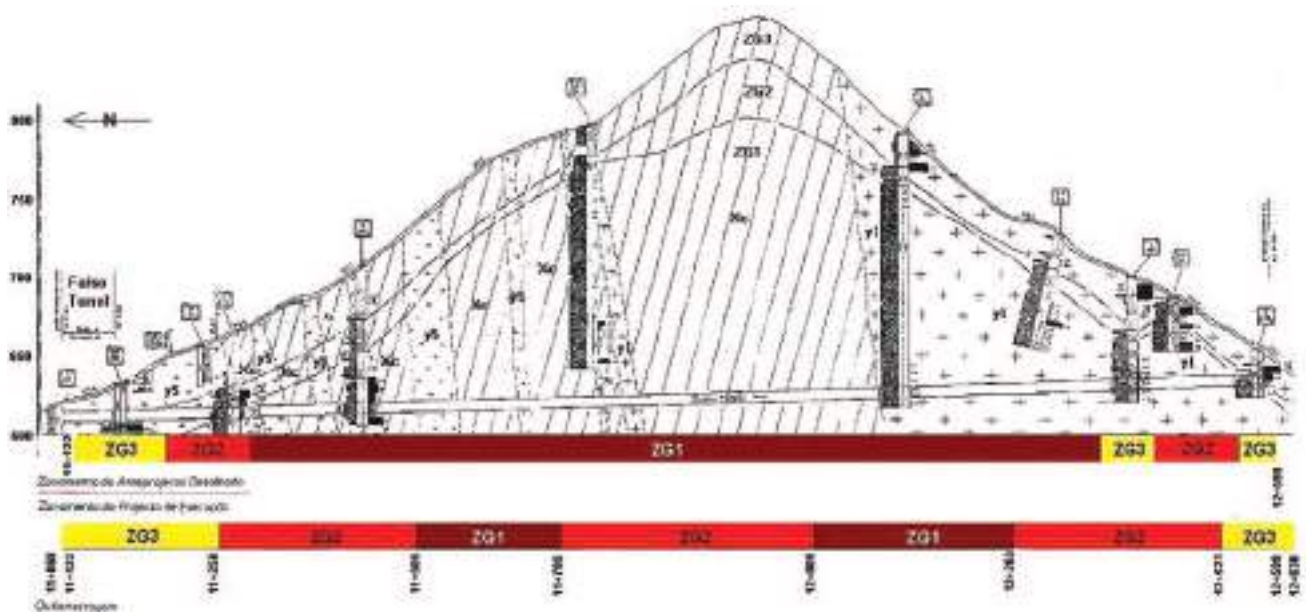
O túnel da Gardunha I foi originalmente uma galeria bidirecional com cerca de 1600 m de comprimento e uma secção com área média de cerca de 84 m<sup>2</sup>, escavada em formações graníticas e xistosas, com um recobrimento máximo de 220 m. Posteriormente, com a sua duplicação em 2003, cada galeria passou a funcionar em modo unidirecional. A partir da sua execução passou a ser possível vencer a orografia imposta pela Serra da Gardunha, em 1600 m de traçado subterrâneo confortável, contra os anteriores 9 km, em típico troço cénico de montanha, pela EN 18. O túnel localiza-se entre o Fundão e Alpedrinha, na região da Beira Interior, estando integrado no antigo IP2, atual A23.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Partindo do emboquilhamento norte, o túnel atravessa zonas granitóides (granodioritos), gneisses anfibolíticos, gneisses migmatíticos e de novo granitóides (granitos) até ao emboquilhamento sul. A profundidade de alteração da rocha é de cerca de 50 m, afetando sobretudo os emboquilhamentos, construídos em saprólito, solo residual granítico incluindo blocos de rocha de formas arredondadas distribuídos aleatoriamente. Em particular no emboquilhamento Norte, onde ocorrem saprólitos de origem granodiorítica em estado saturado, as condições geológicas condicionaram fortemente os aspetos construtivos e os rendimentos de avanço.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O projeto base previa diferentes tipos de suporte primário, em função das características geotécnicas do maciço rochoso,



**Fig. 01** Perfil longitudinal do túnel, com zonamento de Anteprojeto Detalhado, (em cima) e de Projeto de Execução, (em baixo). *Longitudinal Profile of the tunnel, with Basic Design zoning, (above) and Construction zoning (below).*

# GARDUNHA I TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Gardunha I tunnel was originally a 1600 m long bi-directional gallery with a section of about 84 m<sup>2</sup> average area, excavated in granitic and schist formations, with 220 m maximum ground cover. Subsequently, with its duplication in 2003, each gallery started being operated in unidirectional mode. After its construction it was possible to overcome the topography imposed by Serra da Gardunha, along 1600 m of comfortable underground route, as opposed to the previous scenic 9 km route along the EN 18. The tunnel is located between Fundão and Alpedrinha, in Beira Interior region, and is included on the former IP2, now the A23.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

Starting from the northern portal, the tunnel crosses granitoid areas, amphibolitic gneisses, migmatitic gneisses and again granitic rocks until the southern portal. The depth of rock weathering is of about 50 m, mainly affecting the portals, built in saprolite, residual granitic soil including rounded rock blocks randomly distributed. Especially at the northern portal, where saturated saprolites of granodioritic

origin occur, the geological conditions have strongly conditioned the constructive aspects and round length outcomes.

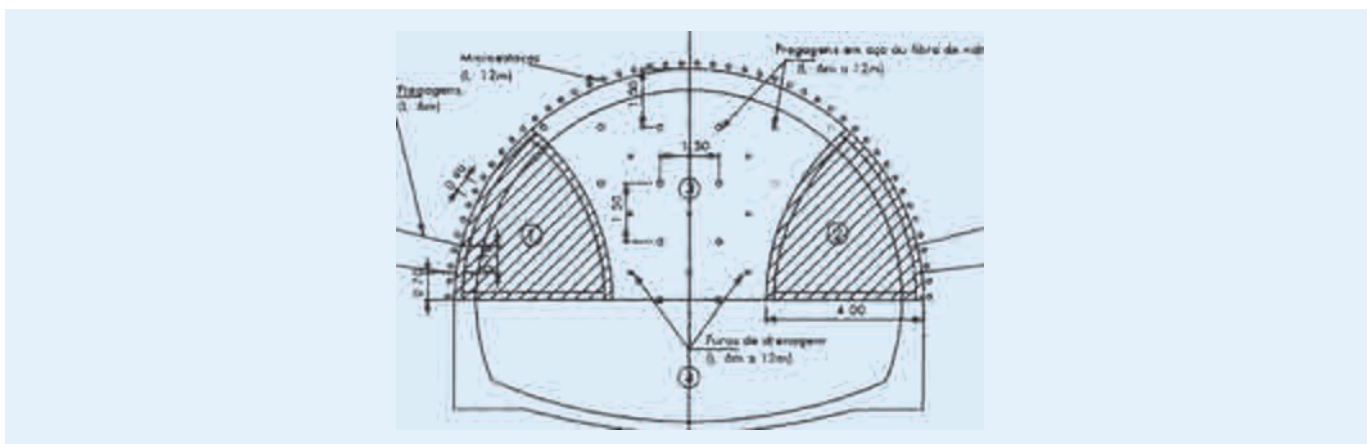
## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The Basic Design provided for different solutions of primary support, according to the geotechnical characteristics of the rock mass, defined from empirical design methods (geomechanical classifications) and numerical models, including analysis of rock-support interactions and finite element and boundary element models:

ZG1: Good quality rock, sound granites or migmatites. Full or mid-section excavation. Localised bolting and shotcrete.

ZG2: Intermediate quality rock, weathered and fractured. Two excavation stages: top heading and bench. Systematic bolting, 4 m long, every 1.5 m. Shotcrete, 15 cm thick, reinforced with electro-welded mesh or steel fibres.

ZG3: Soft rock and residual soil. HEB 180 steel ribs, every 1.0 m, and 20 cm thick shotcrete reinforced with electro-welded mesh. During the construction, the excavation and primary support



**Fig. 02** **Secção tipo de escavação em ZG3 (saibros saturados).**  
*Type section of excavation in ZG3 (saturated saprolite).*



**Fig. 03** **Aspetos da escavação com side-drifts em ZG3. À direita tratamento da chaminé.**  
*Aspects of the excavation with side-drifts in ZG3 (L). On the right, treatment of the chimney.*

definidas a partir de métodos empíricos de dimensionamento (classificações geomecânicas) e de modelos numéricos, incluindo análises de interação rocha-suporte e modelos de elementos finitos e de fronteira.

ZG1: Rocha boa, granitos ou migmatitos sãos. Escavação em secção total ou em meia secção. Pregagens localizadas e betão projetado.

ZG2: Rocha de qualidade intermédia, alterada e fraturada. Duas fases de escavação: calote e destroça. Pregagens sistemáticas com 4 m, espaçadas de 1,5 m. Betão projetado reforçado com malha electro soldada ou fibras de aço, com 15 cm de espessura.

ZG3: Rocha fraca e solo residual. Cambotas de aço HEB 180, distanciadas de 1,0 m e betão projetado reforçado com malha metálica, com 20 cm de espessura.

Durante a construção, as metodologias de colocação do suporte primário e de escavação foram algumas vezes modificadas, sempre de forma consensual por uma equipa de engenheiros das diferentes entidades envolvidas no empreendimento, como se mencionou anteriormente, no sentido de as adaptar às condições reais da obra, reveladas pela escavação.

As maiores dificuldades de construção surgiram, todavia, na zona ZG3, sobretudo no emboquilhamento norte. A construção do túnel iniciou-se exatamente no meio de um vale tectónico, pelo que para o início da escavação teve que se desviar uma linha de água sazonal através da construção de canais em betão, câmaras de dissipação e outras estruturas hidráulicas.

Apesar disso, os primeiros 200 m do túnel tiveram que ser escavados em saprólito saturado com muito baixa resistência e alta deformabilidade. Note-se que, tendo as duas frentes Norte e Sul,

iniciado a escavação praticamente em simultâneo, o encontro entre as frentes de avanço se deu a cerca de 250 m do emboquilhamento Norte, o que só por si ilustra as dificuldades sentidas nos saprólitos saturados junto da entrada Norte. Nesta zona geotécnica muito difícil o suporte primário consistiu em cambotas metálicas espaçadas de 1,0 m a 0,3 m e em betão projetado com malha electro soldada, com 0,20 m de espessura. As paredes laterais também foram reforçadas com pregagens injetadas com 6 m de comprimento, instaladas em quatro fiadas ao longo do túnel, a fim de fazer face à pressão do terreno lateral.

Dadas as precárias características do maciço e a dificuldade de manutenção da estabilidade das secções, o túnel foi escavado em 4 ou 5 fases: duas galerias laterais e um pilar central para suportar a abóbada e a frente de avanço, seguida da escavação da destroça com 3 m de profundidade, executada em uma ou duas fases.

O suporte definitivo consistiu em arcos de betão com uma espessura de 0.30 m, sobre sapata de fundação em rochas sãs ou soleira em arco invertido na zona ZG3.

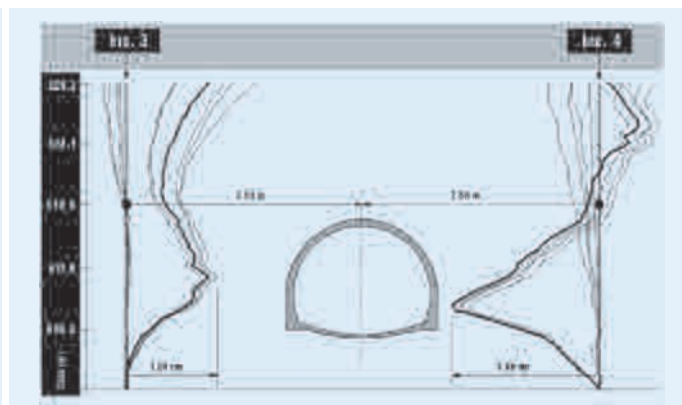
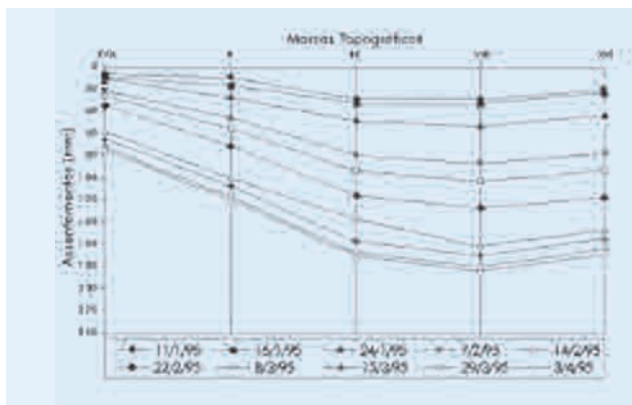
Durante a construção em ZG3 ocorreu um aluimento de terras com formação de uma chaminé de cerca de 30 m, quando a escavação intersectou o contacto geológico entre o saprólito e as rochas granitóides alteradas, numa zona saturada, com diversas galerias antigas, não registadas, escavadas para o abastecimento de água. A estabilização do aluimento de terras foi efetuada por meio da bombagem de betão até conseguir a estabilização dos materiais soltos e que o arco da abóbada fosse reconstruído.

Para prevenir a entrada de águas subterrâneas no túnel e evitar a drenagem descontrolada das águas subterrâneas, foi necessário instalar uma membrana em PVC, com 1.5 mm de espessura, entre o suporte final e o suporte primário.



Fig. 04

**Emboquilhamento norte. Instalação da membrana de PVC. Zona de inversão de marcha.**  
*Northern portal (L). Installation of the PVC membrane. Emergency layby.*



**Fig. 05** Resultados da instrumentação instalada no emboquilhamento Norte: assentamentos com marcas topográficas e deslocamentos horizontais com inclinómetros.  
**Results of instrumentation installed at Northern portal: settlements with topographic marks (L.) and horizontal displacements with inclinometers (R.).**

installation methodologies were sometimes changed, always in a consensual way by a team of engineers working with different entities involved in the project, so as to adjust the basic design to the real conditions of the work.

However, major construction difficulties occurred at ZG3 area, especially at the northern portal. The construction of the tunnel started exactly in the middle of a tectonic valley, and as such, a seasonal water line had to be diverted by means of concrete channels, dissipation chambers and other hydraulic structures prior to the excavation starting.

Nevertheless, the first 200 m of the tunnel had to be excavated in saturated saprolite with very low resistance and high deformability. It should be noticed that while the excavation started simultaneously at both fronts (northern and southern), the faces met about only 250 m from the northern portal, which shows the difficulties encountered with the saturated saprolites near the northern entrance. At this very difficult geotechnical area the primary support included steel ribs every 1.0 m to 0.3 m and 0.20 m thick shotcrete with electro-welded mesh. The sidewalls were also reinforced with 6 m long grouted dowels, installed in four rows along the tunnel, so as to cope with the lateral earth pressure.

Given the precarious characteristics of the ground and the difficulty of maintaining the stability of the sections, the tunnel was excavated in 4 or 5 stages: two side drifts and a central pillar to support the vault and the face, followed by the excavation of the 3 m deep bench, carried out in one or two stages.

The secondary lining comprised 0.30 m thick concrete arches, founded on a strip footing foundation in sound rock or an inverted arch at ZG3 area.

During the construction at ZG3 a cave occurred forming a chimney of about 30 m, when the excavation intersected the geological contact between the saprolite and the weathered granitic rocks, in a saturated area, with several non-registered old galleries, excavated for water supply. Gallery stabilisation was carried out by means of concrete pumping until the loose materials were stabilised and the vault arch was reconstructed.

To prevent groundwater entering the tunnel and to avoid uncontrolled infiltration of ground waters, it was necessary to install a 1.5 mm thick PVC membrane between the final lining and primary support.

Between the membrane and the tunnel wall, a 500 g/m<sup>2</sup> geotextile was also installed for protection and drainage. During the construction, important unexpected groundwater infiltrations occurred, and it was therefore decided to install a more efficient

drainage system using perimetral drainage pipes in each concrete arch, as well as along the gallery at the base of both sidewalls. The water infiltration concentration spots detected during the construction were drained through the installation of flat drains fastened to the shotcrete lining. The tunnel invert was drained using a longitudinal concrete drain.

#### 4. MONITORING

The observation of the tunnel displacements associated to the excavation was systematic and carefully carried out at all ages of the construction by means of triangular convergence sections, at variable spacing according to the geotechnical area, complemented by surface levelling at the portal areas.

At the saturated saprolite ground, due to the expected major deformations, four inclinometers and piezometers were installed (northern portal area). Convergence measurements were carried out whenever possible after each round length, and near the faces, with an average distance of 3 m between sections.

The installed safety and control systems included:

- Power supply.
- Lighting
- Ventilation.
- Signalling.
- Communications.
- Control Systems. CCTV.
- Fire detection. Extinguishing systems
- Hydrants
- Hideouts to install communication and safety equipment and manholes for draining elements
- Safety areas for service and emergency vehicles parking
- Walkways for service staff and people in emergency situations to move around,
- Emergency laybys.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- OLIVEIRA, R., SARRA PISTONE, R.; GUERRA, I. - *Los Túneles de Gardunha*. Revista Carreteras (Asociación Española de la Carretera), nº 95. Madrid, Spain. 1998.
- SARRA PISTONE, R.; PINTO DA CUNHA, A. - *The Observational Method Applied to the Construction of Road Tunnels in Rock*. 8th IAEG International Congress. Vancouver, Canada. 1998.
- SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R. - *Recent Experiences in Tunnel Design for the New Portuguese Road System*. World Tunnel Congress. Vienna, Austria. 1997.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisbon, 2007.

Entre a membrana e a parede do túnel foi ainda instalada uma manta de geotêxtil de 500 g/m<sup>2</sup> com funções de proteção e de drenagem. Durante a construção, ocorreram importantes infiltrações imprevistas de águas subterrâneas, pelo que se decidiu por um sistema de drenagem mais eficaz, através da instalação de tubos de geodrenos perimetrais em cada arco de betão, assim como ao longo da galeria na base de ambas as paredes laterais. Os locais de concentração de infiltrações de água identificados durante a construção foram drenados através da instalação de drenos planos fixos ao revestimento em betão projetado. A soleira do túnel foi drenada através de um dreno longitudinal em betão.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A observação dos deslocamentos do túnel associado à escavação foi sistemática e cuidadosamente efetuada em todas as fases de construção por meio de secções de convergência triangulares, com distância variável entre si de acordo com a zona geotécnica, complementadas pela realização de nivelamentos à superfície nas zonas dos emboquilhamentos.

No maciço de saprólito saturado, devido à previsão de grandes deformações, foram ainda instalados quatro inclinómetros e piezómetros, (zona do emboquilhamento norte). Foram ainda realizadas medições da convergência logo que possível após cada avanço, e junto à frente, com uma distância média entre secções de cerca de 3 m.

Os sistemas de segurança de exploração instalados compreendem:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação
- Ventilação.
- Sinalização.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Detecção de incêndio. Sistemas de extinção
- Bocas de incêndio
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Áreas de segurança para estacionamento de viaturas de serviço e emergência
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência,
- Galerias de inversão de marcha.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- OLIVEIRA, R., SARRA PISTONE, R.; GUERRA, I. - *Los Túneles de Gardunha*. Revista Carreteras (Asociación Española de la Carretera), nº 95. Madrid, Spain. 1998.
- SARRA PISTONE, R.; PINTO DA CUNHA, A. - *The Observational Method Applied to the Construction of Road Tunnels in Rock*. 8th IAEG International Congress. Vancouver, Canada. 1998.
- SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R. - *Recent Experiences in Tunnel Design for the New Portuguese Road System*. World Tunnel Congress. Vienna, Austria. 1997.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.



Fig.  
06

Túnel em operação.  
*Tunnel in operation.*

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE  
ENGINEERING AND ENVIRONMENTAL CONSULTANTS



COBA

**ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS**

Túneis e obras subterrâneas  
Taludes naturais e de escavação  
Fundações especiais  
Molhes  
Obras de aterro

**GEOTECHNICAL STRUCTURES**

Tunnels and underground works  
Natural and excavated slopes  
Special foundations  
Breakwaters  
Embankments



**PORTUGAL**

Av. 5 de Outubro, 323, 1649-011 LISBOA  
Tel.: (351) 210 125 000  
(351) 217 925 000  
Fax: (351) 217 970 348  
E-mail: coba@coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6°.1050-152 LISBOA  
Tel.: (351) 217 925 000  
Fax: (351) 213 537 492

**ANGOLA**

Praceta Farinha Leitão, nº 27, 27-A - 2º Dto  
Bairro do Maculusso, LUANDA  
Tel./Fax: (244) 222 338 513  
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

**MOÇAMBIQUE**

Centro de Escritórios.  
Pestana Rovuma Hotel.  
Rua da Sé nº114,  
4º Andar - 401 A, MAPUTO  
Tel.: (258) 21 328 813  
Fax: (258) 21 016 165  
E-mail: coba.mz@gmail.com

**ARGÉLIA**

09, Rue des Frères Hocine  
El Biar - 16606, ARGEL  
Tel.: (213) 21 922 802  
Fax: (213) 21 922 802  
E-mail: coba.alger@coba.pt

**BRASIL**

**Rio de Janeiro**  
Rua Buenos Aires 68, 25°  
Centro. Rio de Janeiro, RJ  
CEP 20.070-022  
Tel. (55 21) 3553 67 30  
Tel. (55 21) 8366 00 06  
E-mail: geral@coba.com.br

**Fortaleza**

Av. Senador Virgílio Távora  
1701, Sala 403  
Aldeota - Fortaleza CEP 60.170 - 251  
Tel.: (55 85) 3244 32 85  
Fax: (55 85) 3244 32 85  
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

**COLOMBIA**

Carrera 18, Nº 86A-14, Of. 304,  
Bogotá D.C. - Colombia  
Tel: (57) 1 638 6095  
Fax: (57) 1 616 3030  
E-mail: ccg@coba.pt

**PERU**

Calle Alcanfores, 427, Ed. Boulevard,  
1105B, Miraflores, Lima - Peru  
Tel: (51) 991 763 744  
E-mail: msa@coba.pt

**EMIRATOS ÁRABES UNIDOS**

PO. Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.  
E-mail: rfa@coba.pt



# TÚNEL DA GARDUNHA I-A

**Localização/Location:** A 23, entre Fundão e Alpedrinha/A 23, between Fundão and Alpedrinha

**Utilização/Use:** Rodoviário/Road traffic

**Dono da Obra/Owner:** Concessionário SCUTVIAS

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio Dragados, EPOS, SOPOL, Ramalho Rosa, COBETAR/Dragados, EPOS, SOPOL, Ramalho Rosa, COBETAR Consortium

**Fiscalização/Supervision:** ACESTRADA

**Dimensões/Sizes:**

- **Extensão/Length:** 1600 m
- **Secção transversal/Cross section:** 84 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação Convencional (NATM)/Conventional Excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 2001-2003

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

A segunda galeria do túnel rodoviário da Gardunha I, com 1600 m de comprimento, atravessa do seu lado Norte uma zona de saibros saturados num comprimento de cerca de 300 m. A galeria existente foi inaugurada em 1997, estando a segunda galeria inicialmente prevista do lado Poente. A prospeção prévia veio confirmar a existência de uma falha subvertical com direção subparalela ao eixo do túnel. Estes elementos permitiram optar pelo estudo da galeria do lado nascente que em contrapartida devia atravessar uma zona de saibros de maior recobrimento e grau de saturação.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Desde o ponto de vista tectónico, é de salientar a Falha da Ribeira da Carvalha, com orientação N10°E e inclinação subvertical, intercetada durante a construção da primeira galeria, no emboquilhamento norte onde foi medida uma espessura de cerca de um metro com material argiloso.

Os terrenos atravessados foram classificados em quatro zonas geotécnicas principais, sendo a zona ZG4 o maciço saprolítico granodiorítico saturado.

No seu conjunto, o perfil geológico é similar ao encontrado na galeria inicial executada em 1997, tendo de Norte para Sul sido atravessados granodioritos, em parte saturados, na zona central alternâncias de gneisses anfibolíticos e migmatíticos, corneanas e xistos, e no emboquilhamento Sul granitos porfiróides de grão grosseiro.

Os parâmetros geomecânicos adotados, para cada uma das zonas geotécnicas, são os indicados no Quadro I.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O método construtivo adotado foi semelhante ao da primeira galeria com exceção da zona ZG4 onde a escavação já foi realizada em duas fases principais (calote e rebaixo) recorrendo-se previamente ao reforço do maciço com recurso a colunas de jet-grouting sub-horizontais na abóbada e sub-verticais nos hasteais.

As zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, ocorrem essencialmente no interior da unidade de granitos porfiróides, do lado Sul, e na zona central de rochas metamórficas. Os suportes primários são aqui constituídos basicamente por uma conjugação de betão projetado, numa espessura de 0,05 a 0,15 m e pregagens de atrito com 4 m de comprimento.

**QUADRO I – Parâmetros geomecânicos adotados.**  
**TABLE I – Geomechanical parameters adopted.**

Zona Geotécnica /Geotechnical Zone	Alteração (W) ISRM /Weathering (W) ISRM	Fracturação (F) ISRM /Fracturing (F) ISRM	RQD (%)	RMR	C (kPa)	$\phi$ (°)	E (GPa)
ZG1	1 – 2	2 – 3	> 70	> 55	2000	41 – 53	40
ZG2	3 – 4	3 – 4	40 – 70	40 – 55	600 – 800	38 – 48	8
ZG3	4 – 5	4 – 5	< 40	20 – 40	200	43	1,5
ZG4	5	–	–	< 20	5	33	0,1

# GARDUNHA I-A TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The first gallery of the Gardunha I road tunnel entered operation in 1997 while the construction of the second parallel gallery, started in 2001. It was initially planned to be constructed on the western side of the first one but additional site investigation showed that a sub-vertical fault sub-parallel to the tunnel axis would intersect the tunnel alignment. Such a geological hazard forced a study of the gallery on the eastern side, which would cross saprolite ground with greater cover and saturation degree but without a fault.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

It should be highlighted, from a tectonic point of view, the Ribeira da Carvalha Fault, with N10°E orientation and sub-vertical dip. This fault had also been intercepted during the excavation of the first gallery, at the northern portal, with a measured thickness of about one metre of clayey filling.

The excavated ground was classified into four main geotechnical zones, being ZG4 the saturated saprolitic granodioritic ground. The whole geological profile is similar to that found at the first gallery, with crossed, from north to south, partly saturated

granodiorites, alternated amphibolic and migmatic gneisses, corneal rocks and schist, at the central area and porphiroid granites at the Southern portal.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The constructive method adopted was similar to that of the first gallery except for the ZG4 area which was excavated in two main stages (top heading and bench) previously reinforcing the ground with sub-horizontal jet-grouting columns at the vault and sub-vertical ones at the sidewalls.

ZG1 and ZG2 geotechnical areas occur mainly in the porphiroid granites unit, at the southern end, and in the central area of metamorphic rocks. The primary support consisted basically of a combination of 0.05 to 0.15 m thick shotcrete lining and 4 m long grouted bolts.

The ZG3 geotechnical zone occurs associated with the granites of the southern portal, the transition between the saturated saprolites and sound rock, after the initial metres of the northern portal, and the worse quality passages located inside the metamorphic materials in the central area of the tunnel. For this area the primary support was made of 0.20 m thick shotcrete reinforced with TH21 steel ribs, the ground being supported with steel rod spilling umbrella. Whenever necessary, especially at the start of the southern portal, glass fibre spilling was used.

For ZG4 geotechnical area, associated with the occurrence of saturated saprolite, reinforced jet-grouting as a pre-support of the vault, top heading and sides (to excavate the bench) was used. The primary support consisted of the installation of TH29 profiles and 0.20 m thick shotcrete reinforced with steel fibres. The top heading was excavated with a central core. The bench excavation was carried out with a reinforced concrete arch invert, immediately behind the face.

## 4. MONITORING

Observation devices were installed at the surface, in rows near the portals, where piezometers, inclinometers, extensometers and topographic marks were included. The monitoring of the central area of the tunnel, from inside the gallery, was guaranteed exclusively using convergence sections. Near the portals these sections were placed in alignment with the rows installed at the surface.

Due to significant displacements reported at the northern portal, which exceeded 300 mm at the surface, it was necessary to reposition the vertical alignment of the road, lowering the road elevation brim so as to accommodate the 8.50 x 4.70m planned clearance. The maximum 150 mm reported horizontal deformations, at the horizontal chord of the calotte excavation forced also the isolated reshaping of the primary support, to make enough room for the materialisation of the 0.40 m thickness planned for the final lining.

The safety and control devices installed were:

- Power supply.
- Lighting
- Ventilation.
- Signalling.
- Communications.

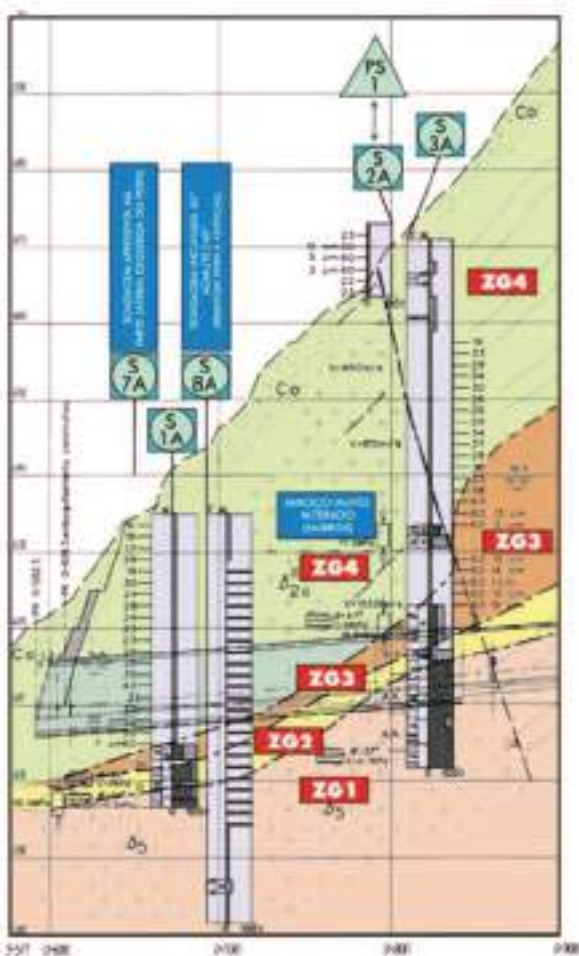


Fig.  
01

**Perfil geológico-geotécnico do Emboquilhamento Norte.**  
*Geological and geotechnical profile of the Northern Portal.*

A zona geotécnica ZG3 ocorre associada aos granitos da boca Sul, à transição entre os granodioritos saturados para rocha sã, após os metros iniciais do emboquilhamento Norte e ainda a passagens localizadas de pior qualidade no interior dos materiais metamórficos da zona central do túnel. Para esta zona o suporte primário foi constituído por betão projetado, numa espessura de 0,20 m reforçado com perfis metálicos TH21, sendo o maciço pré-suportado com chapéus de enfilagens de varão de aço. Sempre que necessário e em especial no arranque do emboquilhamento Sul, recorreu-se à aplicação de enfilagens de fibra de vidro.

Para a zona geotécnica ZG4, associada à ocorrência de saibro granodiorítico saturado, recorreu-se à utilização de jet-grouting armado no pré suporte da abóbada, frente de escavação e hasteais (para a escavação do rebaixo). O suporte de primário de contorno é constituído por perfis TH29 e betão projetado reforçado com fibras metálicas com 0,20 m de espessura. A escavação da calote superior foi realizada com núcleo central recuado. O rebaixo foi realizado com a execução da soleira curva em betão armado, imediatamente atrás.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Os dispositivos de observação foram instalados na superfície, em fiadas junto aos emboquilhamentos, onde se incluíram piezómetros, inclinómetros, extensómetros e marcas de nivelamento. A monitorização da zona central do túnel, a partir do interior da galeria, foi garantida exclusivamente com recurso a secções de convergência. Junto às bocas estas secções foram posicionadas em alinhamento com as fiadas instaladas à superfície.

Devido aos deslocamentos significativos, verificados no emboquilhamento Norte, que à superfície ultrapassaram os 30 cm, foi necessário reposicionar o alinhamento altimétrico do traçado, baixando a rasante rodoviária, de modo a conseguir acomodar

o gabarito previsto de 8,50x4,70m. As deformações horizontais verificadas, da ordem máxima dos 150 mm, na corda horizontal da escavação da calote, obrigaram ainda ao reperfilamento pontual do suporte primário, para conseguir garantir o espaço necessário à materialização da espessura de 0,40 m prevista para o revestimento definitivo.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação
- Ventilação.
- Sinalização.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Auscultação.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas de incêndio
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Áreas de segurança para estacionamento de viaturas de serviço e emergência
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência,
- Galerias de emergência pedonais e para viaturas de assistência.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R.; BURBANO G. - *Proyecto y construcción de la segunda galería del túnel de Gardunha I*. Jornadas Hispano-Lusas sobre relevancia de la prospección y observación geotécnicas en las obras subterráneas. Madrid. España. 2003.

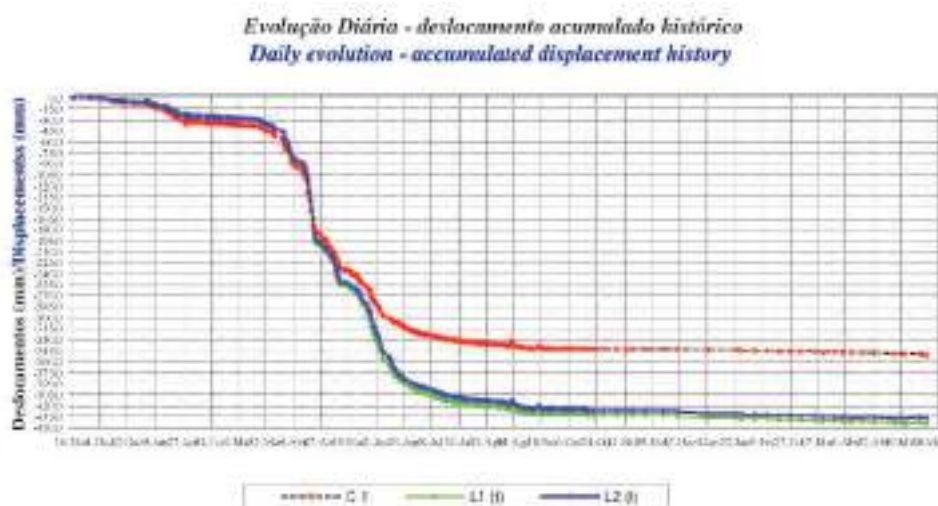
PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.



**Fig. 02** Escavação da Fase 1 nos emboquilhamentos. Do lado Norte, em ZG4, à esquerda. À direita, no emboquilhamento Sul, em ZG3.  
*Excavation of Stage 1 at portals. ZG4 at the Northern end (L.). ZG3 at Southern portal (R.).*



**Fig. 03** Escavação em ZG4 – Fase 2. À esquerda execução de colunas em jet-grouting armadas e, à direita, execução da soleira curva em betão armado.  
*Excavation on ZG4 – Stage 2. On the left constructing reinforced jet-grouting columns. On the right, construction of reinforced concrete arch invert.*



**Fig. 04** Gráfico de leituras de extensómetro no emboquilhamento Norte, em secção com cerca de 15 m de recobrimento.  
*Extensometer readings at the Northern portal, on a section with about 15 m of ground cover*



**Fig. 05** Emboquilhamento Norte, com ambos os túneis em operação.  
*Northern Portal, with both tunnels in operation.*

- Control Systems CCTV.
- Examination.
- Fire. Detection. Extinguishing system
- Hydrants
- Hideouts to install communication and safety equipment and manholes for draining elements
- Safety areas for service and emergency vehicles parking
- Walkways for service staff and people in emergency situations to move around,
- Emergency laybys,
- Pedestrian emergency and assistance vehicles access galleries.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R.; BURBANO G. - *Proyecto y construcción de la segunda galería del túnel de Gardunha I*. Jornadas Hispano-Lusas sobre relevancia de la prospección y observación geotécnicas en las obras subterráneas. Madrid. España. 2003.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.

# TÚNEL DE ALPEDRINHA

**Localização/Location:** A 23. ALPEDRINHA

**Utilização/Use:** Rodoviário/Road traffic

**Dono da Obra/Owner:** JAE. Assessoria Técnica: LNEC/Technical Assistance: LNEC

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio MSF - Somague - Construtora do Lena; subempreiteiro para o túnel: EPOS  
/Somague - Construtora do Lena Consortium; tunnel subcontractor: EPOS

**Fiscalização/Supervision:** JAE

**Dimensões/Sizes:**

- Extensão/Length: 2 x 320 m
- Secção transversal/Cross section: 84 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional Excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1999-2000

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

A zona da Serra da Gardunha e, em particular, a vila de Alpedrinha, caracteriza-se pela presença de abundante capital histórico e arqueológico, enquadrado num valioso cenário natural. Para minimizar os impactes derivados da construção e operação da nova auto-estrada, no trecho imediatamente adjacente à vila de Alpedrinha, a JAE decidiu avançar com a alternativa de atravessamento em túnel.

Para atravessar um dos contrafortes topograficamente mais expressivos da serra, foram projetadas duas galerias com cerca de 320 m cada, com um pilar central de 15 m de largura, com a mesma secção transversal do túnel da Gardunha I.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As galerias atravessam uma única unidade geológica, de natureza granítica,  $\gamma^{II}_{3b}$  – Granito monzonítico porfíróide, que corresponde ao um granito porfíróide de grão grosseiro. O maciço foi dividido em três zonas geotécnicas, cujas características principais se apresentam no quadro I.



**Fig. 01** Vista aérea de Alpedrinha, incluindo o túnel de Alpedrinha (Gardunha II) e o emboquilhamento Sul dos túneis da Gardunha I e I-A.  
*Aerial view of Alpedrinha, including Alpedrinha (Gardunha II) tunnel and southern portal of Gardunha I and I-A.*

# ALPEDRINHA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Serra da Gardunha area and especially Alpedrinha village are characterised by a great amount of historic and archaeological capital, within a valuable natural landscape. To mitigate the impact resulting from the construction and operation of the new motorway at the section immediately adjacent to Alpedrinha village, JAE chose the tunnel crossing alternative.

To cross one of the most topographically significant foothills of the mountain, two galleries, 320 m long each, with a 15 m thick central pillar were designed, with the same cross-section as Gardunha I tunnel.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The galleries cross a single geological granitic unit,  $\gamma^{II}_{3b}$  – Monzonitic porphyroid granite, corresponding to coarse porphyroid granite. The ground was divided into three geotechnical areas, the main characteristics of which are shown in table I.

Because the galleries are more superficial, with respect to tunnels I and I-A, the influence of the more weathered granites was proportionally more important, involving approximately 45 % of the tunnel length.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Two type sections were considered to cope with a wider variety of geotechnical situations, with a 0.40 m thick arch invert for lower quality areas and another one of 0.30 m thick strip footing for better quality areas. Geometrically, both sections were defined by a 5.41 m single inner radius, such as in the other Gardunha tunnels (I and I-A).

The primary support for ZG1 and ZG2 zones consist of a combination of shotcrete and 4 m long friction nails. The shotcrete,

QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico.  
TABLE I – Geotechnical and Geological Zoning.

Zona Geotécnica Geotechnical Area	Alteração (W) Weathering (W)	Fraturação (F) Fracturing (F)	RQD (%) RQD (%)	RMR RMR
ZG1	1 – 2	1 - 2	>80	67
ZG2	2 – 3	3 – 4	40 – 80	42
ZG3	4 – 5	4 – 5	< 40	39



Fig. 02 Execução de microestacas sub-horizontais.  
Execution of sub-horizontal micropiles.

Pelo facto de se tratar de galerias mais superficiais, relativamente aos túneis I e I-A, a influência dos granitos mais alterados foi proporcionalmente mais importante, interessando cerca de 45 % da extensão do túnel.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Foram consideradas duas secções tipo, para fazer face a um maior leque de situações geotécnicas, uma com soleira curva e 0,40 m de espessura para zonas de pior qualidade e uma com sapatas e 0,30 m de espessura para as zonas de melhor qualidade. Ambas as secções são definidas no seu interior, abóbada e hasteais por um raio único de 5,41 m, tal como nos restantes túneis da Gardunha (I e I-A).

O suporte primário para as zonas ZG1 e ZG2 é constituído por uma combinação de betão projetado e pregagens de atrito de 4 m de comprimento. O betão projetado, previsto reforçar com malha electro soldada, veio a ser reforçado com fibras metálicas. Para a zona geotécnica ZG3, foi previsto o recurso a pré-suporte no contorno, com microestacas de 12 m, associado a betão projetado e cambotas metálicas TH21.

Para uma melhor integração paisagística com o meio envolvente, a estrutura definitiva das galerias foi prolongada para o exterior do maciço, tendo sido posteriormente reaterrada, com inclinação suavizada, o que permitiu a fixação de espécies vegetais. Os gabiões utilizados no suporte das escavações laterais de ambos os emboquilhamentos, também se encontram dotados, no topo dos cestos, de dispositivos de fixação de espécies vegetais, permitindo a sua mimetização com o meio envolvente.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Os dispositivos de observação foram instalados em fiadas, junto aos emboquilhamentos, onde se incluíram piezómetros, inclinómetros, extensómetros e marcas de nivelamento. A monitorização da zona central do túnel, a partir do interior da galeria, foi garantida exclusivamente com recurso a secções de convergência. No decurso da obra não se registaram deslocamentos de magnitude assinalável, fora do expectável.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação
- Ventilação.
- Sinalização.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas de incêndio.
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

### 5. BIBLIOGRAFIA

OLIVEIRA, R., SARRA PISTONE, R., GUERRA, I. - *Los Túneles de Gardunha*. Revista Carreteras (Asociación Española de la Carretera), nº 95. Madrid, España. 1998.

SARRA PISTONE, R., GUERRA, I. - *Highway design under severe environmental constraints*. IAEG International Symposium. Atenas, 1997.



Fig.  
03

Aspetos do emboquilhamento Norte na fase de exploração.  
*Aspects of the Northern Portal at the operation stage.*

initially to be reinforced with electro-welded mesh was eventually reinforced with steel fibres. For ZG3 geotechnical zone, it was decided to use pre-support, with 12 m micropiles associated with shotcrete and TH21 steel ribs.

For better landscape integration with the environment, the final concrete structure of the galleries was extended outside the ground, and subsequently backfilled, with a gentler slope, which enabled settling plant species. The gabions used to support the side excavations of both portals, are also provided at the top, with baskets, which supported fast-growing plant species, mimicking the natural environment.

#### 4. MONITORING

Observation devices were installed in rows, near the portals, where piezometers, inclinometers, extensometers and levelling marks were included. The monitoring of the central area of the tunnel from inside the gallery was guaranteed by the use of convergence sections. During the work no displacements of significant magnitude were reported.

The installed safety and control devices were:

- Power supply
- Lighting
- Ventilation
- Signalling
- Communications
- Control systems. CCTV
- Fire. Detection. Extinguishing systems
- Hydrants
- Hideouts to install communication and safety equipment and manholes for draining elements
- Passageways for operational staff and people in emergency situation to move around.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

OLIVEIRA, R., SARRA PISTONE, R.; GUERRA, I. - *Los Túneles de Gardunha*. Revista Carreteras (Asociación Española de la Carretera), nº 95. Madrid, España. 1998.

SARRA PISTONE, R., GUERRA, I. - *Highway design under severe environmental constraints*. IAEG International Symposium. Atenas, 1997.



Fig.  
04

**Aspetos do emboquilhamento Sul na fase de exploração.**  
**Aspects of the Southern Portal at the operation stage.**



# TÚNEIS DA RAMELA E DO BARRACÃO

**Localização/Location:** Ramela e Barracão, Guarda (A23 – SCUT da Beira Interior)

**/Ramela and Barracão, Guarda (A23 – Beira Interior SCUT)**

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road traffic

**Dono da Obra/Site Owner:** Concessionário SCUTVIAS/SCUTVIAS Concessionaire

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Túnel da Ramela: Consórcio Dragados, EPOS, SOPOL, Ramalho Rosa, COBETAR.

**Túnel do Barracão:** Soares da Costa (ACESTRADA, ACE)/**Ramela Tunnel:** Dragados Consortium, EPOS, SOPOL, Ramalho Rosa, COBETAR. **Barracão Tunnel:** Soares da Costa (ACESTRADA, ACE)

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal

**Dimensões/Sizes:**

**Túnel do Barracão/Barracão Tunnel**

- **Extensão/Length:** 355 m (2 galerias)/355 m x two galleries
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between sides:** 10,82 m
- **Profundidade da trincheira/Trench depth:** 40 m

**Túnel da Ramela/Ramela Tunnel**

- **Extensão/Length:** 306 m (túnel Oeste) 332 m (túnel Este)/306 m (Western tunnel) 332 m (Eastern tunnel)
- **Secção corrente de escavação/Current cross-section of excavation:** 86 m<sup>2</sup>
- **Recobrimento máximo/Maximum tunnel cover:** 35 m

**Método Construtivo/Constructive Method:** Túnel do Barracão: Cut-and-cover; Túnel da Ramela: Método convencional (NATM)/**Barracão Tunnel:** Cut-and-cover; **Ramela Tunnel:** Conventional method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 2001 – 2002

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

Os túneis da Ramela e do Barracão localizam-se no trecho terminal da auto-estrada A23, já próximo da Guarda. O traçado desenvolve-se a meia encosta, ao longo do Vale da Ribeira da Teixeira, com a orientação genérica Norte-Sul, atravessando o túnel da Ramela um esporão granítico. Na zona do túnel a faixa de rodagem tem as vias desniveladas, conferindo uma configuração característica aos emboquilhamentos. Um pouco mais a Norte, a cerca de 3800 m, já na zona de cabeceira do Vale da Ribeira da Teixeira, localiza-se o Túnel do Barracão, que resultado de modificações levadas a cabo no traçado da autoestrada, nomeadamente com a

subida da rasante, foi possível executar a céu aberto, ainda assim recorrendo a uma trincheira com cerca de 40 m de profundidade.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Ambos os túneis atravessam materiais graníticos porfiríodes de grão médio a grosseiro, com passagens pegmatíticas, apresentando-se com várias tonalidades, quer fruto dos feldspatos presentes, quer do tipo de alteração que os afeta. Concretamente, o granito apresenta cores que variam entre o branco acinzentado e o rosa, aquando da presença de ortoclase. Apresenta ainda tons verdes, devido à presença de sericite, resultante de alteração hidrotermal. Foi assinalada a presença de filões aplíticos, pegmatíticos e de quartzo.

**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico – Túnel da Ramela.**

**TABLE I – Geological and geotechnical zoning – Ramela Tunnel.**

Zona Geotécnica Geotechnical zone	Alteração (W) Weathering (W)	Fraturação (F) Fracturing (F)	RQD (%) RQD (%)	V <sub>p</sub> V <sub>p</sub> (m/s)	RMR RMR
ZG1	1 – 2	2 – 3	> 70	> 3500	> 55
ZG2	2 – 3	3	55 – 70	1500 – 3500	45 – 55
	3 – 4	4	40 – 55		35 – 45
ZG3	4-5	4 – 5	< 40	< 1500	< 35

# RAMELA AND BARRACÃO TUNNELS

## 1. INTRODUCTION

The Ramela and Barracão tunnels are located in the final stretch of the A23 motorway, near Guarda. The alignment develops in the half hillside, along the Ribeira da Teixeira Valley, with general direction north-south. The Ramela Tunnel crosses a granitic ridge. The galleries are at different levels in keeping up to a point, with the inclination of the natural slope. A little further to the north, at approximately 3,800 m, already in the Ribeira da Teixeira Valley threshold area, the Barracão tunnel is located, and was built using cut and cover as a result of the changes made to the motorway route, namely with the raising of the elevation brim, even so resorting to an approximately 40 m deep trench.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

Both tunnels pass through medium to coarse grain porphyritic granitic materials, with pegmatite passages, in several colour shades, either due to the existing feldspars or to the degree of weathering. In fact, the granite shows different colours that vary

between greyish white and pink, when orthoclase is present. It also shows shades of green, due to the presence of sericite, resulting from hydrothermal weathering. The presence of aplitic, pegmatite and quartz veins was reported.

The characterisation studies for the Ramela Tunnel comprised the realisation of four refraction seismic profiles and of nine diamond drilling boreholes, altogether totalling approximately 360 m. Five seismic profiles and nine boreholes, totalling approximately 310 m were carried out for the Barracão tunnel design. The drillings were accompanied, in both tunnels, by the realisation of SPT penetration tests and of Lugeon water absorption tests.

The works are also in an area where there is the occurrence of uranium deposits and associated natural radioactivity, which might affect the excavations in the future and its spoils; a campaign for the measurement of natural radiation was carried out based on borehole sampling and it was concluded that the concentrations did not pose any risk.

QUADRO II – Zonamento geológico-geotécnico – Túnel do Barracão.

TABLE II – Geological and geotechnical zoning – Barracão Tunnel.

Zona Geotécnica Geotechnical zone	Alteração (W) Weathering (W)	Fraturação (F) Fracturing (F)	RQD (%) RQD (%)	V <sub>p</sub> V <sub>p</sub> (m/s)	RMR RMR
ZG1	1 – 2	2 – 3	> 70	> 3600	> 55
ZG2	2 – 4	3 – 4	30 – 70	2000 – 3600	35 – 55
ZG3	4 – 5	4 – 5	< 30	< 2000	< 35

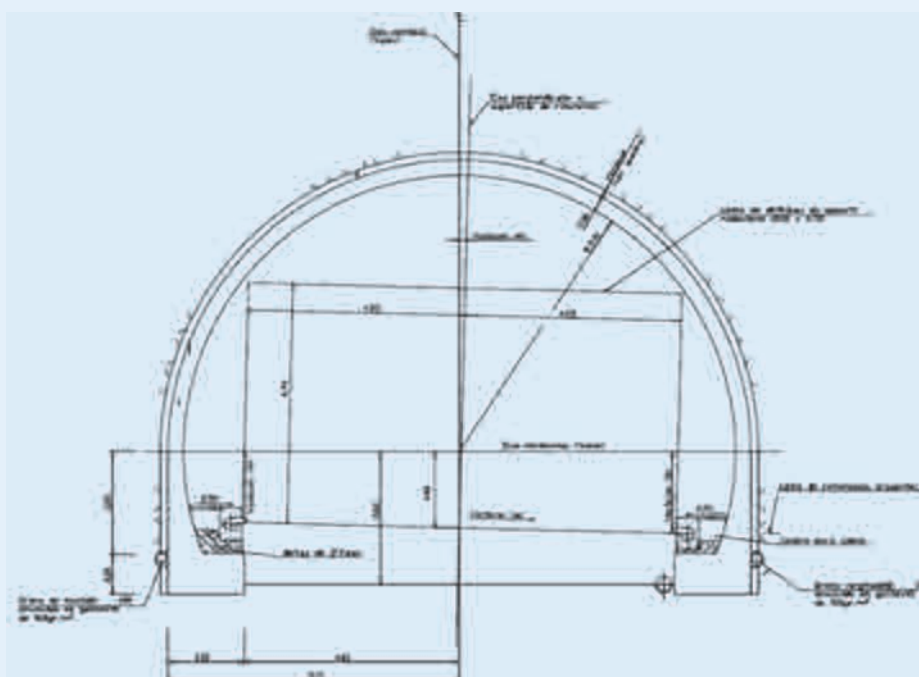


Fig.  
01

Secção tipo do Túnel da Ramela.  
*Ramela Tunnel type section.*

Os estudos de caracterização compreenderam para o túnel da Ramela a realização de 4 perfis sísmicos de refração e de 9 sondagens à rotação, totalizando no seu conjunto cerca de 360 m. Para o túnel do Barracão foram levados a cabo 5 perfis sísmicos e 9 sondagens, totalizando cerca de 310 m. As sondagens foram, em ambos os túneis, acompanhadas da realização de ensaios de penetração SPT e de absorção de água do tipo Lugeon.

Encontrando-se ainda as obras em zona de ocorrência de depósitos de urânio com a radioatividade natural associada, que poderia vir a afetar as escavações e os seus escombros, foi levada a cabo, sobre as amostras das sondagens, uma campanha de medição de radiação natural, tendo-se concluído não haver concentrações de risco.

Com base nos estudos de caracterização o maciço foi, em ambos os túneis, classificado em três zonas geotécnicas distintas com vista à definição das metodologias de escavação e suportes a implementar em cada uma delas.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Do ponto de vista do utente da via, as configurações geométricas adotadas nos dois túneis são iguais uma vez que o seu intradorso é, em ambos os casos, definido por um arco único de 5,41 m de raio. Contudo as secções tipo adotadas são distintas, devido às diferentes metodologias construtivas consideradas. No túnel da Ramela, em subterrâneo, as galerias e respectivas secções tipo são independentes ao passo que, no túnel do Barracão, por uma questão de otimização do volume de construção, nomeadamente da largura da trincheira, a secção tipo transversal engloba ambas as galerias que compartilham um dos seus hasteais que materializa o pilar central da secção.

A escavação subterrânea do túnel da Ramela foi levada a cabo numa sequência com duas fases, calote superior e rebaixo. A secção do túnel, de configuração circular no seu interior, é definida por um arco único, circunscrevendo um gabarit rodoviário de 4,70 m de altura por 8,5 m de largura. Abaixo do eixo horizontal a secção de escavação é reta, sendo dotada de soleira curva na zona de pior qualidade.

Os suportes, inicialmente definidos por métodos empíricos e posteriormente cotejados por métodos numéricos são constituídos por uma conjugação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, pregagens de atrito e cambotas metálicas. Os avanços adotados variaram entre os 0,8 m nos emboquilhamentos e em ZG3 e os 3,0 m em ZG1.

O revestimento definitivo, em betão armado, foi executado, com juntas a cada 12 m, sendo dotado de um sistema de impermeabilização e drenagem constituído por dreno coletor na soleira e drenos na base dos hasteais. O sistema é complementado por uma tela de PVC de 2 mm aplicada no contorno e protegida por um geotextil de 500g/m<sup>2</sup> e juntas expansivas water-stop aplicadas no topo de cada trecho de betonagem.

O Túnel do Barracão, executado a céu aberto, implicou a abertura de uma trincheira de grandes dimensões, de 26 m na sua base até cerca de 100 m de largura máxima na crista, tendo os taludes de escavação provisória uma altura máxima da ordem dos 40 m. A inclinação adotada nos taludes provisórios foi variável entre 1,2V:1H e 3,4V:1H nas zonas rochosas de melhor qualidade da zona central, sendo inclusivamente vertical na base destes taludes para betonagem contra o terreno dos hasteais laterais numa altura de cerca de 3,5 m até ao eixo horizontal da secção. Nas zonas mais superficiais e alteradas em saibro junto à superfície e extremidades do túnel, a inclinação adotada foi de 1V:1H, variando a 1V:1,5H na transição para os taludes definitivos no exterior da trincheira. Os suportes adotados em projeto consistiam em pregagens e betão projetado pontuais e redes metálicas de proteção á queda de materiais rochosos de pequeno volume.

As escavações não se fizeram sem algumas dificuldades resultantes da queda de materiais rochosos dos taludes de escavação provisórios, uma delas com volume significativo, da ordem dos 400 m<sup>3</sup>. A utilização de técnicas de pré-corte nas escavações a fogo incrementou a estabilidade dos taludes assim escavados, não dispensando contudo o recurso aos suportes previstos.

Dada a volumetria das escavações realizadas em materiais de distinta natureza geotécnica, com escavações mecânicas e a fogo, em simultâneo com a realização das betonagens da estrutura a aplicação dos elementos de impermeabilização e drenagem e ainda os trabalhos de reaterro da estrutura, todas estas tarefas realizadas em paralelo implicaram a realização de um planeamento especialmente detalhado ao longo de toda a obra.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

No túnel da Ramela, os dispositivos de observação foram instalados em fiadas, junto aos emboquilhamentos, onde se incluíram piezómetros, inclinómetros, extensómetros e marcas de nivelamento. A monitorização da zona central do túnel, a partir do interior da galeria, foi garantida exclusivamente com recurso



**Fig. 02** Túnel da Ramela, colocação do sistema de impermeabilização (à esq.) e aspeto do emboquilhamento Sul (à dir.).  
*Ramela Tunnel, installation of the waterproofing system (left.) and aspect of the southern portal (right.).*

Based on the characterisation studies, the ground was classified, in both tunnels, in three different geotechnical zones with the purpose of defining the excavation methodologies and supports to be implemented in each of them.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

From the road user's point of view, the adopted geometrical inner configurations in both tunnels are the same in both cases, defined by a 5.41 m radius single arch. However, the type sections adopted are different, due to the different construction methodologies considered. Underground, in the Ramela tunnel, the galleries and respective type sections are independent while, in the Barracão tunnel for optimisation purposes of the construction volume, namely the trench width, the cross section comprises both galleries that share one of its sides materialising the central pillar of the section.

The underground excavation of the Ramela tunnel was carried out in a two stage sequence, upper vault and benching. The tunnel section, of circular configuration in its interior, is defined by a single arch, circumscribing a road clearance of 4.70 m high by

8.5 m wide. Below the horizontal axis the excavation section is straight, endowed with an arch invert in the worst quality area. The supports, initially defined by empirical methods and subsequently verified by numerical methods, are constituted by the combination of shotcrete reinforced with steel fibres, friction nails and steel ribs. The adopted round length varied between 0.8 m in the portals and in ZG3 and 3.0 m in ZG1.

The final lining, in reinforced concrete, was executed, with joints every 12 m, with a waterproofing and draining system constituted by a collector drain in the invert and drains at the base of the sidewalls. The system is complemented by a 2 mm PVC membrane protected by a 500g/m<sup>2</sup> geotextile and water-stop expansive joints applied at the top of each concrete arch.

The Barracão Tunnel, constructed in cut and cover, implied the excavation of a large trench, of 26 m at its base to approximately 100 m maximum width on the crest, with provisional excavation slopes with maximum height of approximately 40 m. The adopted slopes varied between 1.2V:1H and 3.4V:1H in the rocky areas of better quality of the central area, being inclusively vertical at the base of these embankments for concreting against the rock, at



Fig.  
03

**Túnel da Ramela.**  
*Ramela Tunnel.*

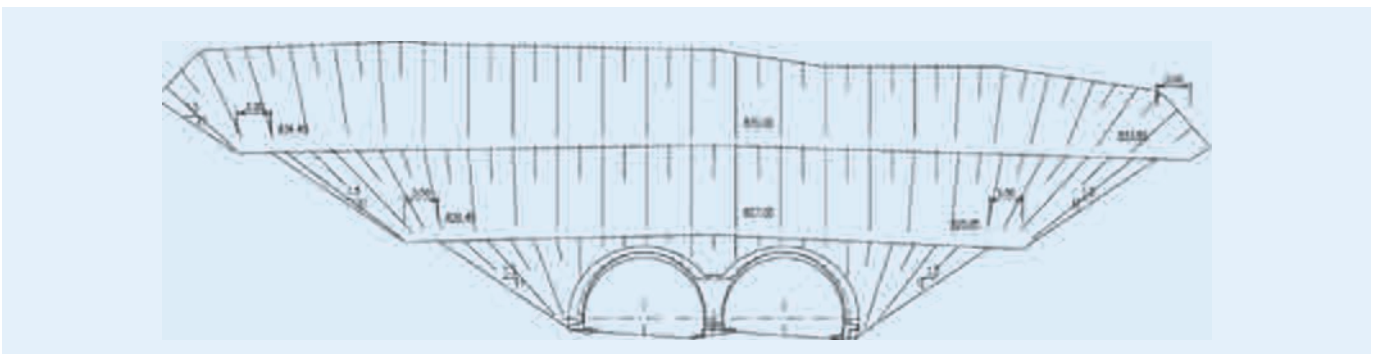


Fig.  
04

**Túnel do Barracão - arranjo final no emboquilhamento Norte**  
*Barracão Tunnel – Northern portal final layout.*



**Fig. 05** – Túnel do Barracão - Cunha resultante do deslizamento de material rochoso no talude Nascente, com cerca de 400 m<sup>3</sup> e aspeto geral dos trabalhos.  
**Barracão Tunnel – Wedge resulting from landslide of rocky material in the eastern embankment, with approximately 400 m<sup>3</sup> and general aspect of the works.**

a secções de convergência. No decurso da obra não se registaram deslocamentos de magnitude assinalável, fora do expectável.

No túnel do Barracão a monitorização foi essencialmente assegurada por um conjunto de marcas topográficas distribuídas pelas banquetas e cristas dos taludes provisórios de escavação. Adicionalmente nas extremidades das escavações e no perfil central de maior altura foram também colocados inclinómetros e piezómetros. Especial atenção foi dada à habitação presente no emboquilhamento Sul, com marcas topográficas e medição de deslocamentos com inclinómetros.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação

- Ventilação
- Sinalização
- Comunicações
- Sistemas de controlo. CCTV
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança SOS e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Centro de controlo
- Controlo de altura
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.



Fig.  
06

**Túnel do Barracão - Trabalhos de desmorte na trincheira e de execução da secção de betão.**  
*Barracão Tunnel – Drilling works in the trench and execution of the concrete section.*

a height of approximately 3.5 m to the horizontal axis of the section. In the most superficial and weathered areas in saprolite close to the surface and ends of the tunnel, the adopted slope was 1V:1H, varying to 1V:1.5H in the transition to the final embankments outside the trench. The adopted supports in the project consisted of spot bolts and shotcrete and steel mesh as protection against the fall of small rock blocks.

Excavation was done with some difficulty resulting from the fall of rocky material from the provisional slopes, one of which was of significant volume, being approximately 400 m<sup>3</sup>. The use of presplitting techniques in the drill and blast excavations increased the stability of these excavated slopes, however, not dispensing the foreseen supports.

Due to the volume of the excavations undertaken in materials of different geotechnical nature, with mechanical and drilling and blasting excavations, simultaneous to the construction of the concrete structure, the application of the waterproofing and draining elements as well as the structure re-filling works, all these tasks undertaken in parallel implied especially detailed planning of the works.

#### 4. MONITORING

In the Ramela tunnel, observation devices were installed in rows, close to the portals, where piezometers, inclinometers, extensometers and topographic marks were also included. The monitoring of the central area of the tunnel, from the inside of the gallery

was exclusively ensured by convergence sections. Displacements recorded during excavation showed according to the magnitude expected.

In the Barracão tunnel, monitoring was essentially assured by a set of topographic marks distributed along the stools and crests of the provisional slopes. Additionally, inclinometers and piezometers were also placed at both ends of the excavation and in the highest central profile. Special attention was given to an existing house at the southern portal, with topographic marks and measurement of the displacements with inclinometers.

The safety and control equipment installed were the following:

- Power Supply.
- Lighting
- Ventilation.
- Signalling.
- Communications.
- Control systems. CCTV.
- Fire Detection and fighting systems
- Hideouts for the installation of communication and SOS safety equipment and manholes for the draining elements
- Control centre
- Height control
- Walkways for the circulation of maintenance personnel and for emergencies



Fig.  
07

**Túnel do Barracão – Aspeto geral dos trabalhos de impermeabilização, drenagem e reaterro. À direita, aspeto do muro ancorado de proteção à habitação localizada no emboquilhamento Sul.**  
*Barracão Tunnel – General aspect of the waterproofing, draining and re-filling works. Right: aspect of the anchored wall to protect the house located at the southern portal.*

# TÚNEL DO VAROSA

**Localização/Location:** IP3 - Varosa (Lamego)/IP3 - Varosa Dam (Lamego)

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road traffic

**Dono da Obra/Site Owner:** Estradas de Portugal (Antiga JAE). **Assessoria Técnica:** LNEC/Estradas de Portugal (Formerly JAE). **Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio MSF/SOMAGUE/ADRIANO e EPOS como subcontratada/MSF/SOMAGUE/ADRIANO Consortium and EPOS as subcontractor

**Fiscalização/Supervision:** JAE (Junta Autónoma de Estradas)

**Dimensões/Sizes:** 337 m galeria descendente, 375 m galeria ascendente. **Secção 84 m<sup>2</sup>/337 m downward gallery, 375 m upward gallery. Section 84 m<sup>2</sup>**

**Método Construtivo/Constructive Method:** Método convencional (NATM)/Conventional method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1996 – 1998

## Raúl Pistone (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel do Varosa, localizado no Alto Douro Vinhateiro, tem duas galerias gémeas, a galeria ascendente com uma extensão total de 375 m e a galeria descendente com 337 m. O recobrimento máximo é de 70 m. O afastamento mínimo entre a barragem de Varosa e as galerias do IP3 é da ordem dos 130 m, no perfil do p.K 5+950. O nível de coroamento da barragem é 264,2 m e o da soleira dos túneis é aproximadamente 290 m nesse perfil.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A região está integrada no Maciço Hespérico que é na Península Ibérica a unidade geotectónica de idade hercínica. Do ponto de vista genético ocorrem fundamentalmente dois complexos: um de natureza metassedimentar, o Complexo Xisto-Grauváquico (Ante-Ordovícico) e outro de natureza plutónica, posterior.

Os terrenos de cobertura recentes são do tipo aluvião-coluvião, depósito de vertente, ou ainda terrenos resultantes de atividade antrópica como sejam os aterros ou o "saibramento" das vinhas.



**Fig. 01** Foto dos túneis e barragem do Varosa. *Varosa tunnels and dam.*

# VAROSA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Varosa tunnel located in the Upper Douro has two parallel galleries, a 375 m long upward gallery and a 337 m downward gallery. The maximum overburden is 70 m. The minimum space between the Varosa dam and the IP3 galleries is approximately 130 m, in the profile of p.K 5+950. The top level of the dam is 264.2 m and that of the tunnels invert is approximately 290 m in that profile.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The region is integrated in the Hesperic Massif dating from the hercynian age of the Iberian Peninsula. From a generic point of view there are fundamentally two complexes: one of a meta-sedimentary nature, the Schist-Greywacke Complex (Ante-Ordovician) and a posterior one of plutonic nature.

The recent cover ground is of the alluvial-colluvium type, slope deposit, or even soil resulting from anthropic activity, such as landfills or vineyards.

The ground was characterised as being essentially granitic, composed of a fine to medium grain alkaline granite: at the Southern portal area the ground is schist composed of dark coloured meta-greywacke.

The geotechnical site investigation programme was performed in several campaigns and in general lines, the following was carried out:

- Diamond drilling boreholes
- A geophysical prospection campaign
- *In-situ* tests, inside the boreholes
- Laboratory tests.

The seismic refraction campaign, the dilatometer tests and the laboratory tests were carried out by LNEC, in accordance with the programme prepared by COBA.

The adopted geomechanical parameters, for each geotechnical zone, are those indicated in the following table:

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The section adopted for the interior of the galleries was defined essentially by a single radius and the exterior by a single radius in the calotte and by the vertical extension below the horizontal axis until the level of the footing.

For dimensioning the primary supports and the excavation staging, empirical methods were used (RMR and Q classification), and the resulting support recommendations were confronted with analysis made from numerical methods (characteristic curves and finite element method) and adapted to the specific situations.

Using a calculation programme based on the finite element method, the behaviour of the primary support for different geotechnical situations and transversal topographic profiles considered to be critical was simulated.

The simulation of the tunnel was done with a finite element quadrangular and triangular mesh of four and three knots, respectively. The mesh span was established bearing in mind the required spacing of the lateral limits, so that they had no influence on excavation. Height was variable depending on the ground maximum coverage for each geotechnical zone. In every case, the calculation was done in the elastic field varying the relation of horizontal and vertical stresses between 0.5 and 1.0.

Based on the results obtained, in general, the conclusions found from the analysis with characteristic curves were confirmed. The different primary supports foreseen for each geotechnical zone of the tunnels may behave adequately in relation to the stabilisation requirements of the sections, allowing small deformations in the ground in order to mobilise its own resistant capacity, thus reducing the primary support quantities.

During the crossing of geotechnical zones ZG3 and ZG2 a borehole was drilled with roto-percussion in the front of the excavation with 3 to 5 times the length foreseen for the round length, for underground water draining and detection in advance of more fractured or sheared areas.

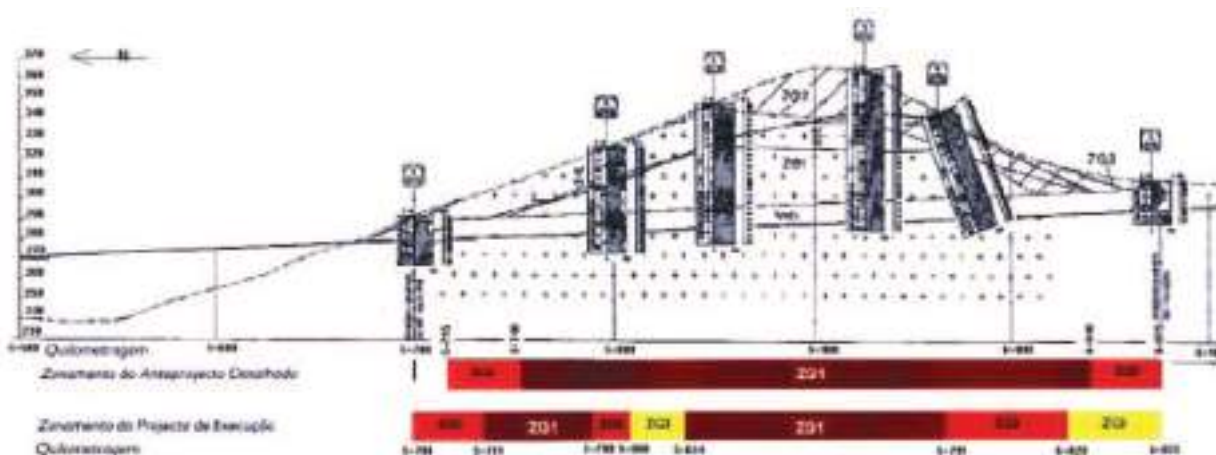


Fig.  
02

**Túnel do Varosa, Galeria Ascendente. Perfil longitudinal geológico e geotécnico do Anteprojecto Detalhado e zonamento geotécnico do Projecto de Execução.**

**Varosa Tunnel, Upward gallery. Geological and geotechnical longitudinal profile of the Basic Design and geotechnical zoning of the Execution Project.**



O maciço foi caracterizado como essencialmente granítico, constituído por um granito alcalino moscovítico de grão fino a médio: na zona do emboquilhamento Sul apresenta-se um maço xistoso, constituído por metagrauvauques de cores escuras.

O programa de prospeção geotécnica e ensaios decorreu em várias campanhas e em linhas gerais, foram realizados:

- Sondagens mecânicas à rotação
- Uma campanha de prospeção geofísica
- Ensaios *in-situ*, no interior dos furos de sondagem
- Ensaios de laboratório.

A campanha de refração sísmica, os ensaios com dilatómetro e os ensaios de laboratório foram executados pelo LNEC de acordo com o programa elaborado pela COBA.

Os parâmetros geomecânicos adoptados, para cada uma das zonas geotécnicas, são os indicados no quadro seguinte.

No dimensionamento dos suportes primários e do método de escavação, recorreu-se a métodos empíricos (classificações RMR e Q), cujas recomendações de suporte foram confrontadas com análises efetuadas a partir de métodos numéricos (curvas características e método de elementos finitos) e adaptadas às situações particulares.

Utilizando um programa de cálculo baseado no método de elementos finitos simulou-se o comportamento de revestimento primário para diferentes situações geotécnicas e perfis topográficos transversais considerados críticos.

A simulação do túnel foi realizada com uma malha de elementos finitos quadrangulares e triangulares de quatro e três nós respectivamente. A largura da malha foi determinada tendo em conta o afastamento necessário dos limites laterais de modo que já não apresentem qualquer influência da escavação. A altura é variável dependendo da cobertura máxima de terreno para cada

**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros adoptados.**

**TABLE I – Geological-geotechnical zoning and adopted parameters.**

Zona Geotécnica Geotechnical Zone	W	F	RQD (%)	Edil (MPa)	Vp (m/s)	Compressão uniaxial		Carga Pontual Point Load	Ultrassons Ultrasound	Deslizamento de descontinuidades Joint Sliding		Resistência do maciço/Rock mass parameters			
						Uniaxial Compression				Ir (MPa)	VI (m/s)	c (MPa)	$\phi^0$	c (MPa)	$\phi^0$
						E (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)								
3	W4-5	F5	< 30	< 3	< 1750	< 10	< 20	-	-	-	-	0,1/0,2	15/25	1,7	0,0008
2	W3	F4	40 - 80	3 - 10	1750 - 3500	10 - 30	20 - 110	1 - 6	3000 - 6000	0,1 - 0,4	30 - 45	0,2/0,3	25/35	2,9	0,004
1	W1-2	F2-3	> 70	> 10	3500 - 6500	25 - 65	50 - 180	5 - 10	> 5000	0,1 - 0,3	30 - 45	0,1/0,2	35/45	6,5	0,05

W – grau de alteração; Edil – módulo dilatométrico; Vp – velocidade das ondas longitudinais *in situ*;  $\phi$  – ângulo de atrito; F – grau de fracturação; E – módulo de elasticidade; VI – Velocidade das ondas longitudinais em laboratório; m e s – parâmetros empíricos do critério de rotura de Hoek & Brown; RQD – Rock Quality Designation;  $\sigma_t$  – tensão de rotura; c – coesão aparente.

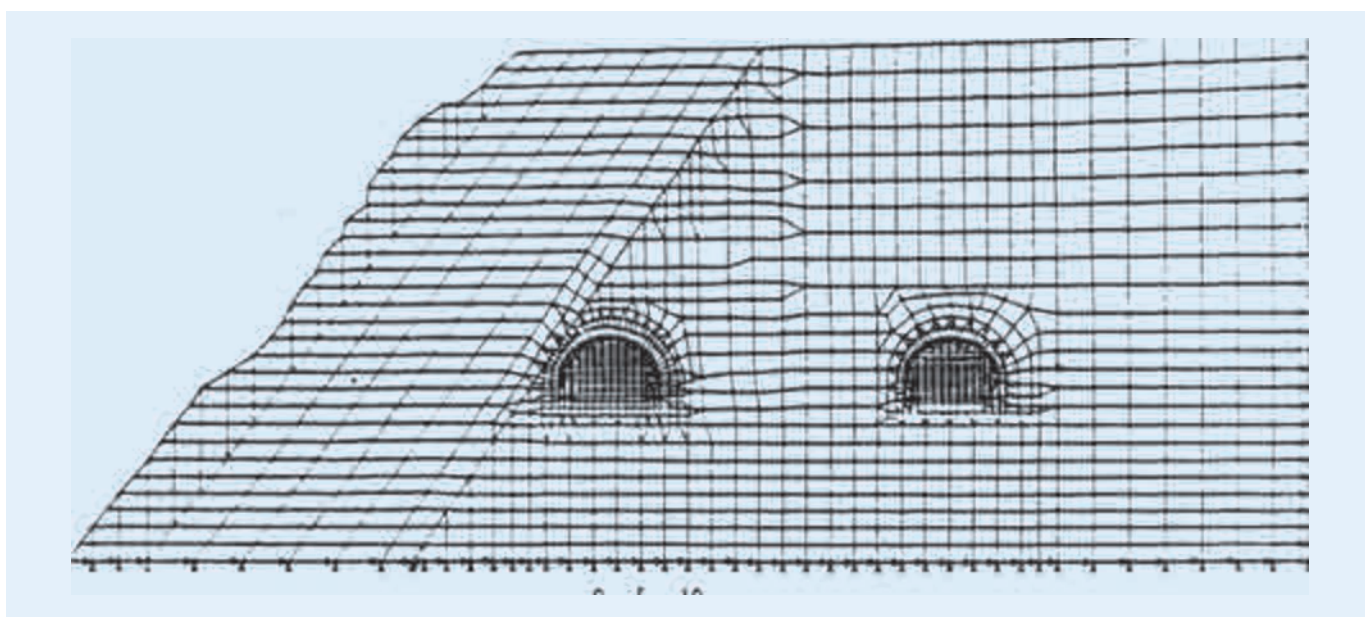
W – weathering degree; Edil – dilatometer module; Vp – Longitudinal waves velocity *in situ*;  $\phi$  – angle of friction; F – fracturing degree; E – elasticity modulus; VI – Longitudinal waves velocity in the laboratory; m, s – Hoek & Brown empirical parameters; RQD – Rock Quality Designation;  $\sigma_t$  – tensile strength; c – apparent cohesion.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A secção tipo adotada para as galerias, foi definida interiormente por um raio único e exteriormente por um raio único na calote e pelo prolongamento vertical abaixo do eixo horizontal até ao nível das sapatas.

zona geotécnica. Em todos os casos o cálculo foi realizado no campo elástico variando a relação de tensões horizontais e verticais entre 0.5 e 1.0.

Com base nos resultados obtidos confirmaram-se, em geral, as conclusões tiradas a partir das análises com curvas caracterís-



**Fig. 03** Túnel do Varosa – Malha de elementos finitos.  
**Varosa Tunnel – F. E. M. mesh.**



**Fig. 04** **Aspeto do emboquilhamento Sul, com vias desfasadas em altura e longitudinalmente. Varosa Tunnel. Southern portal aspect.**



**Fig. 05** **Aspeto do emboquilhamento Norte, escavado em granitos e viadutos adjacentes. Northern portal aspect, excavated in granite and adjacent viaducts.**

#### 4. MONITORING

Due to the proximity to the Varosa dam, the most sensitive aspect of the works observation was the particle vibration velocity control due to the excavation of the tunnels by drilling and blasting.

Blasting plans monitoring was done by measuring the ground constants beforehand and establishing a damage or safety criterion, according to Portuguese Standard NP-2074 (1983). Control was based on the measurement of the vibration speed of the particles in the dam body and in the foundation and in the establishment of maximum admissible vibration speeds, in accordance with the aforementioned Standard.

As a principle and assuming that the tunnels would be excavated using normal drilling and blasting techniques, with time-elapased explosive blasts, with spiral start-up and smooth blasting, and if necessary, to resort to excavation staging, in such a way that no consequences or damage to the dam structure or foundation were foreseen.

The safety and control equipment installed were the following:

- Power Supply.
- Lighting
- Ventilation.
- Signalling.
- Fire. Detection and fighting systems
- SOS posts
- Height control for heavy vehicle traffic
- Walkways for the circulation of maintenance personnel and for people in emergency situations.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- PISTONE, R. & OLIVEIRA, R. - *Metodologias de projetos de túneis rodoviários. Aplicação aos túneis do IP3: do nó da Régua e do Varosa.* In V Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra. 1995.
- MONTEIRO, B.P.B., PISTONE, R. - *Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos.* In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. 2000.



Fig.  
06

**Aspetto das escavações durante a execução da destroça.**  
*Excavation and primary support.*

ticas. Os distintos suportes primários previstos para cada zona geotécnica dos túneis poderão comportar-se adequadamente face aos requerimentos de estabilização das secções, permitindo pequenas deformações no maciço a fim de mobilizar a sua própria capacidade resistente, reduzindo desse modo as quantidades de suporte primário.

Durante o atravessamento das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2 foi executado um furo por rotopercussão na frente de escavação com um comprimento 3 a 5 vezes o comprimento previsto para o avanço, para captação e drenagem de água subterrânea e deteção de zonas mais fragmentadas ou esmagadas.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Dada a proximidade da barragem do Varosa, o aspeto mais sensível da observação da obra foi o controlo de vibrações devidas à escavação dos túneis por desmonte a fogo, realizadas com limitação das velocidades de vibração das partículas na estrutura em questão.

A monitorização dos planos de fogo foi realizada medindo antecipadamente as constantes do maciço e estabelecendo um critério de dano ou de segurança, segundo a Norma Portuguesa NP-2074 (1983). O controlo foi feito com base na medição das velocidades de vibração das partículas no corpo da barragem e na fundação e na fixação de velocidades máximas de vibração admissíveis, de acordo com a referida Norma.

Em princípio, e assumindo que os túneis seriam executados com técnicas de desmonte a fogo normais com cargas de explosivos temporizadas com arranque em espiral e recorte perimetral (*smooth blasting*), e, se fosse necessário, com recurso ao faseamento da escavação, não seria de prever quaisquer consequências ou danos na estrutura da barragem ou na fundação, tal como se veio a verificar.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia
- Iluminação
- Ventilação
- Sinalização
- Incêndio. Sistemas de deteção e extinção
- Postos SOS
- Controlo de altura de tráfego pesado
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- PISTONE, R. & OLIVEIRA, R. - *Metodologias de projetos de túneis rodoviários. Aplicação aos túneis do IP3: do nó da Régua e do Varosa*. In V Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra. 1995.
- MONTEIRO, B.P.B., PISTONE, R. - *Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos*. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. 2000.



empresário especializado  
em obras subterrâneas

- Desenvolvimento mineiro & Mineração
- Túneis Rodoviários & Ferroviários
- Túneis & Centrais hidroelétricas
- Monitorização & Instrumentação estrutural e subterrânea

*specialized contractor  
for underground works*

- *Mine development & Mining*
- *Road & Railway tunnels*
- *Hydroelectric tunnels  
& Underground power plants*
- *Structural and underground  
monitoring & Instrumentation*

[www.epos.pt](http://www.epos.pt)

# TÚNEL DA RÉGUA

**Localização/Location:** IP3 – Nó da Régua (Régua)/IP3 – Régua interchange (Régua)

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road traffic

**Dono da Obra/Site Owner:** Estradas de Portugal (Antiga JAE). **Assessoria Técnica:** LNEC/Estradas de Portugal (Formerly JAE). **Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio MSF/SOMAGUE/ADRIANO e EPOS como subcontratada /MSF/Somague/Adriano Consortium and EPOS as subcontractor

**Fiscalização/Supervision:** JAE (Junta Autónoma de Estradas)

**Dimensões/Sizes:**

- Extensão/Length: 275 m
- Secção/Section: 84 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Método convencional (NATM) e falso túnel em 25 m /Conventional method (NATM) and cut and cover in 25 m

**Período de Construção/Construction Period:** 1996 – 1998

**Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)  
B. Monteiro (EP)**

## 1. INTRODUÇÃO

O túnel do Nó da Régua, localizado junto a Peso da Régua, em pleno Alto Douro Vinhateiro, tem uma galeria única bidirecional com uma extensão total de 275 m, incluindo um troço em "cut-and-cover", com 25 m. O recobrimento máximo é de 35 m.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A região está integrada no Maciço Hespérico que é na Península Ibérica a unidade geotectónica de idade hercínica.

Do ponto de vista geológico ocorrem fundamentalmente um complexo de natureza metassedimentar, o Complexo Xisto-Grauváquico (Ante-Ordovícico) e outro de natureza plutónica,

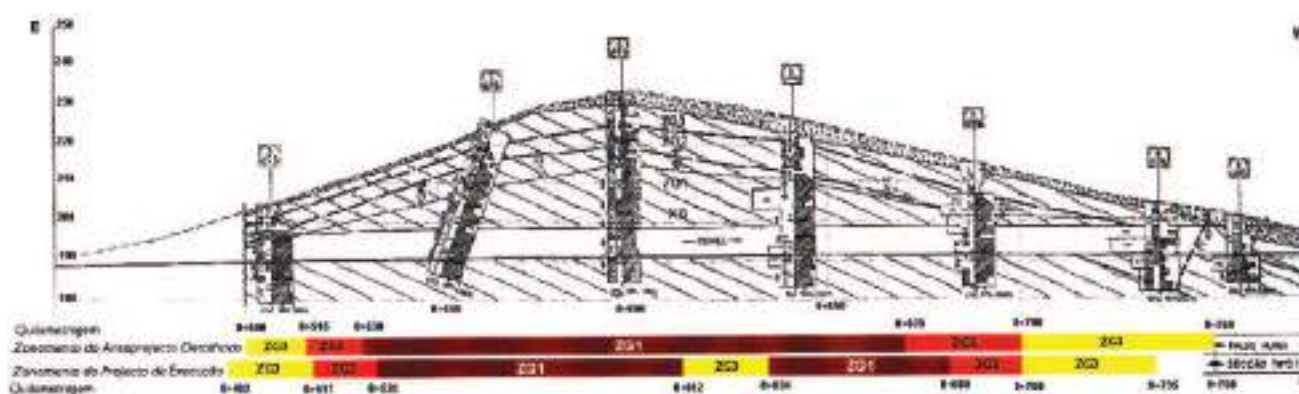
posterior, sendo que as litologias atravessadas correspondem essencialmente a filitos e metagrauvaques.

Os terrenos de cobertura recentes são do tipo aluvião-coluvião, depósito de vertente, ou ainda terrenos resultantes de atividade antrópica como sejam os aterros ou o "saibramento" das vinhas (para produção de vinho do Porto).

O programa de prospeção geotécnica e ensaios decorreu em várias campanhas e em linhas gerais, foram realizados: sondagens mecânicas à rotação; uma campanha de prospeção geofísica; ensaios in-situ, no interior dos furos de sondagem; ensaios de laboratório.

A campanha de prospeção geofísica, os ensaios com dilatómetro e os ensaios de laboratório foram executados pelo LNEC segundo programa elaborado pela COBA.

Os parâmetros geomecânicos adoptados, para cada uma das zonas geotécnicas, são os indicados no Quadro I.



**Fig. 01** Túnel do Nó da Régua. Perfil longitudinal geológico e geotécnico do Anteprojeto Detalhado e zonamento geotécnico do Projeto de Execução.

*Régua Tunnel. Geological and geotechnical longitudinal profile of the Preliminary Detailed Project and geotechnical zoning of the Execution Project.*

# RÉGUA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Régua Tunnel, located close to Peso da Régua, in the heart of the Upper Douro, has a single bidirectional gallery with a total length of 275 m, including a cut-and-cover stretch of 25 m. The maximum ground cover is 35 m.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The region is integrated in the Hesperic Massif which is, in the Iberian Peninsula, the geotectonic unit of the Hercinian.

From a geological point-of-view, there are fundamentally two complexes: one of a metasedimentary nature, the Schist-Greywacke Complex (Ante-Ordovician) and a posterior one of plutonic nature. The crossed lithologies correspond essentially to phyllites and Meta-Greywackes.

The recent ground is of the alluvial-colluvium type, slope deposit, or even soil resulting from anthropic activity, such as landfills or vineyards (for the production of Port wine).

The site investigation programme was performed in several campaigns and in general terms, the following were carried out: drilling boreholes, a geophysical prospection campaign, in-situ tests in boreholes and laboratory testing.

The geophysical prospection campaign, the dilatometer tests and the laboratory tests were carried out by LNEC, in accordance with the programme prepared by COBA.

The adopted geomechanical parameters, for each geotechnical area, are those indicated in the Table I:

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The section adopted for the gallery was essentially defined in the intrados by a single radius and in the extrados by a single radius in the calotte and by the vertical extension below the horizontal axis.

The tunnel includes a 35 m cut and cover section in its western portal (Fig. 2). The main reasons that led to opt for this type of solution, instead of conventional excavation are essentially the following:

- To minimise environmental impact resulting from those excavations
- To allow the excavation with less inclined slopes thus substantially reducing the quantity of supporting elements
- To preserve the existing road route (specifically the EN 2 in Régua).

## 4. MONITORING

The measurement of the displacements was done; i) with multi-point rod extensometers and convergence measurements, from the interior of the tunnel; ii) from the exterior, with multipoint extensometers and measurement of the settlements with topographic marks, with accurate levelling.

The safety and control equipment installed were the following:

- Power Supply.
- Lighting.
- Ventilation.
- Signalling.
- Fire. Detection and fighting systems.
- SOS posts.
- Height control for heavy vehicles traffic.
- Walkways for the circulation of maintenance personnel and the emergency services.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- PISTONE, R.; OLIVEIRA, R. - *Metodologias de projetos de túneis rodoviários. Aplicação aos túneis do IP3: do nó da Régua e do Varosa*. In V Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra. 1995.
- MONTEIRO, B.P.B., PISTONE, R. - *Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos*. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. 2000.

**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros adoptados.**  
**TABLE I – Geological and geotechnical zoning and adopted parameters.**

Zona Geotécnica Geotechnical Zone	W	F	RQD (%)	Edil (MPa)	Vp (m/s)	Compressão uniaxial		Carga Pontual Point Load	Ultrassons Ultrasound	Deslizamento de descontinuidades Discontinuities Sliding		Resistência do maciço/Rock mass parameters			
						Uniaxial Compression				Ir (MPa)	VI (m/s)	c (MPa)	φ°	c (MPa)	φ°
						E (MPa)	α <sub>c</sub> (MPa)								
3	W5	F5	<10	<3	<1750	< 10	< 20	-	-	-	-	0,1/0,2	15/25	1,15	0,0003
2	W4-3	F5	10 – 50	3 - 10	1750-3500	10 -25	20 -50	1-6	3000-6000	< 0,2	38	0,2/0,3	25/35	2,0	0,02
1	W2-3	F4-3	>70	10 - 50	3500-6500	25 - 65	50-130	5-10	> 5000	0	50	0,3/0,4	35/45	3,9	0,015

W – grau de alteração; Edil – módulo dilatométrico; Vp – velocidade das ondas longitudinais *in situ*; φ – ângulo de atrito; F – grau de fracturação; E – módulo de elasticidade; VI – Velocidade das ondas longitudinais em laboratório; m e s – parâmetros empíricos do critério de rotura de Hoek& Brown; RQD – Rock Quality Designation; α<sub>c</sub> – tensão de rotura; c – coesão aparente.

W – weathering degree; Edil – dilatometer module; Vp – Longitudinal waves velocity *in situ*; φ – angle of friction; F – fracturing degree; E – elasticity modulus; VI – Longitudinal waves velocity in the laboratory; m, s – Hoek& Brown empirical parameters; RQD – Rock Quality Designation; α<sub>c</sub> – tensile strength; c – apparent cohesion.



**Fig. 02** Fotografias do emboquilhamento Poente.  
*Western portal photos.*

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A secção tipo adotada para a galeria, foi definida interiormente por um raio único e exteriormente por um raio único na calote e pelo prolongamento vertical abaixo do eixo horizontal.

O túnel inclui na sua boca Poente um trecho a céu aberto com 25 m (Fig. 2). As principais razões que levaram a optar por este tipo de solução, em vez da escavação tradicional são essencialmente as seguintes:

- Minimizar os impactos de natureza ambiental resultantes dessas escavações
- Permitir realizar as escavações com taludes provisórios menos inclinados reduzindo substancialmente a quantidade de elementos de suporte
- Conservar o traçado de estradas existentes (neste caso da EN 2 na Régua).

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Foram efetuadas medições de deslocamentos com extensómetros multiponto e medições de convergência a partir do interior do túnel e, a partir do exterior, com medições de deslocamentos com extensómetros multiponto e medições de assentamentos com marcas topográficas com nivelamento de precisão.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação.
- Ventilação.
- Sinalização.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção.
- Postos SOS.
- Controlo de altura de tráfego pesado.
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

### 5. BIBLIOGRAFIA

PISTONE, R.; OLIVEIRA, R. - *Metodologias de projetos de túneis rodoviários. Aplicação aos túneis do IP3: do nó da Régua e do Varosa*. In V Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra. 1995.

MONTEIRO, B.P.B., PISTONE, R. - *Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos*. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. 2000.

# MEYCO

## Equipamentos para betão projetado



Com a recente aquisição da empresa suíça Meyco, a Atlas Copco coloca ao dispor dos seus clientes uma gama completa de equipamentos de projeção de betão para minas e túneis, desenvolvida ao longo de mais 5 décadas, desde que em 1957 a empresa Meynadier, hoje conhecida como Meyco, concebeu o primeiro equipamento de betão projetado.

*Sustainable Productivity*

**Atlas Copco**



# TÚNEL DE CARENQUE

**Localização/Location:** A9 - CREL - Carenque

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** BRISA

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Bento Pedroso Construções

**Fiscalização/Supervision:** BRISA

**Dimensões/Sizes:**

- **Extensão/Length:** 285 m/285 m x 2 galleries
- **Secção transversal/Cross-section:** 173 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1993 – 1995

## Raúl Pistone (COBA SA)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel de Carenque está inserido no troço A9 - CREL (Estádio Nacional-Alverca) sublanço Queluz - Belas. É uma obra projetada para preservar uma área de alto valor paleontológico com registos de pegadas de dinossauros do período Cretácico numa laje de calcário fraturado e de pequena espessura. É constituído por duas galerias geminadas com cerca de 280 m de extensão, com uma área escavada de cerca de 170 m<sup>2</sup>, separadas por um pilar de 8 m de largura.

Na definição da secção transversal adotou-se o gabarit rodoviário exigido pela BRISA com as dimensões de 15,50 x 5,10 m, com uma faixa de rodagem com três vias de 3,5 m de largura cada, uma berma esquerda com 1,0 m e berma direita com 4,0 m para permitir a hipótese de eventual alargamento futuro para 4 vias.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As principais condicionantes geotécnicas da obra são a fraca qualidade do maciço, a atitude sub-horizontal dos estratos e a exígua cobertura de rocha (entre 2 e 20 m) em relação à largura dos túneis (20 m cada). Desses condicionamentos resulta a dificuldade de formação de uma estrutura de rocha resistente sobre a abóbada dos túneis.

No modelo geológico a formação geológica dominante são os calcários e margas do "Belasiano" do período Cretácico (Albiano-Cenomaniano médio). O maciço rochoso consiste numa série alternada, monoclinal de calcários compactos, calcários gresosos e calcários margosos, margas e argilas margosas. Salienta-se a presença de argilas expansivas nas camadas margosas.

A estratificação, apresenta-se com a atitude N 50° E; 10-20° SE, sendo, como estrutura secundária, de referir diaclases agrupadas em 3 famílias. Do modelo geológico constava ainda a presença de uma falha que foi intersectada pela escavação.

Do ponto de vista hidrogeológico, trata-se de um maciço constituído por rochas impermeáveis ou pouco permeáveis mas que

pode exibir percolação significativa, de carácter sazonal através de algumas das fraturas.

Os níveis de água, medidos na fase de projeto base constituíam uma superfície piezométrica situada abaixo do teto do túnel, paralela, em geral à superfície topográfica, com exceção da zona da falha, onde se produzia uma notável depressão que indicava o funcionamento da zona fraturada como dreno do maciço.

Durante a construção dos túneis este modelo foi verificado na sua totalidade. Foram detetadas algumas infiltrações com caudais reduzidos através das descontinuidades mais importantes, em direta relação com os períodos de pluviosidade.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O método de escavação selecionado para os túneis em geral foi o de avanço em secções parciais, colocando em cada uma o suporte primário necessário para a secção plena. Para cada zona geotécnica foi especificado um determinado processo de escavação e suporte, esquema que foi necessariamente ajustado às condições geológicas reais.

#### ZG1

Avanço reduzido (1-2 m), com um túnel piloto centrado na abóbada com 6m de largura máxima; colocação imediata de uma camada de betão projetado com 5 cm de espessura média para impedir a desagregação do calcário fraturado.

Colocação de pregagens com uma separação máxima de 2 m e comprimento de 4 m.

Colocação de malha soldada fixa à superfície gunitada; colocação de uma segunda camada de gunita de 15 cm de espessura;

Desmontes laterais até alcançar a secção completa da abóbada.

As distintas fases de escavação foram desfasadas para permitir o funcionamento adequado do suporte primário.

#### ZG2

Avanço reduzido (1-1.5 m), com um túnel piloto centrado na abóbada com 6 m de largura máxima;

# CARENQUE TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Carenque Tunnel is on the A9 - CREL motorway (Estádio Nacional-Alverca) on the Queluz – Belas stretch. It was designed to preserve an area of high paleontological value with dinosaur footprints dating from the Cretaceous period on a thin fractured limestone slab. It is comprised of two approximately 280 m long twin galleries, with an excavated area of approximately 170 m<sup>2</sup> each, separated by a 8 m wide pillar.

As required by BRISA, the cross-section clearance is 15.50 x 5.10 m, with three 3.5 m wide lanes, a 1.0 m left kerb and 4.0 m right kerb to allow possible future widening to 4 lanes.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The main geotechnical constraints of the work are the poor quality of the ground, the sub-horizontal attitude of the strata and the scant rock cover (between 2 and 20 m) in relation to the tunnels width (20 m each). From these constraints results the difficulty of the formation of a resistant rock structure over the tunnels vault.

In the geological model the dominant geological formation are limestone and marls from the "Belasiano" Cretaceous period (mid Albian-Cenomanian). The rock mass consists of an alternate series, of compact limestone, sandy limestone and marl. We emphasise the presence of expansive clays in the marly layers.

The stratification has a strike of N 50° E; and a dip of 10-20° SE. Also worth mentioning are the rock joints grouped in 3 families. The geological model also showed the presence of a fault that was intersected by the excavation.

From the hydro-geological standpoint, the ground is constituted by impervious or low permeability rocks but which can display significant percolation of seasonal nature through some fractures.

Water levels, measured during the base design stage constituted a piezometric surface located under the tunnel roof, parallel, in general, to the topographic surface, with exception of the fault zone, where a remarkable depression in the water level indicated the functioning of the fracture area as a drain for the ground.

During tunnel construction this model was entirely checked. Some reduced flow seepage was detected through the most important discontinuities, in direct relation with the rainfall periods.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The selected excavation method for the tunnels in general was the advance in partial sections, with placement of the required primary support in each for the full section. An established excavation and support process was specified for each geotechnical zone, a scheme that was necessarily adjusted to the existing geological conditions.

### ZG1

Reduced advance (1-2 m), with a pilot tunnel centred in the vault with 6m maximum width; immediate placement of a 5 cm average thick shotcrete layer to prevent the fractured limestone disaggregation.

Placement of 4 m long grouted bolts with maximum space of 2 m.

Placement of shotcrete in two layers, the first with welded wire mesh, the second being 15 cm thick;

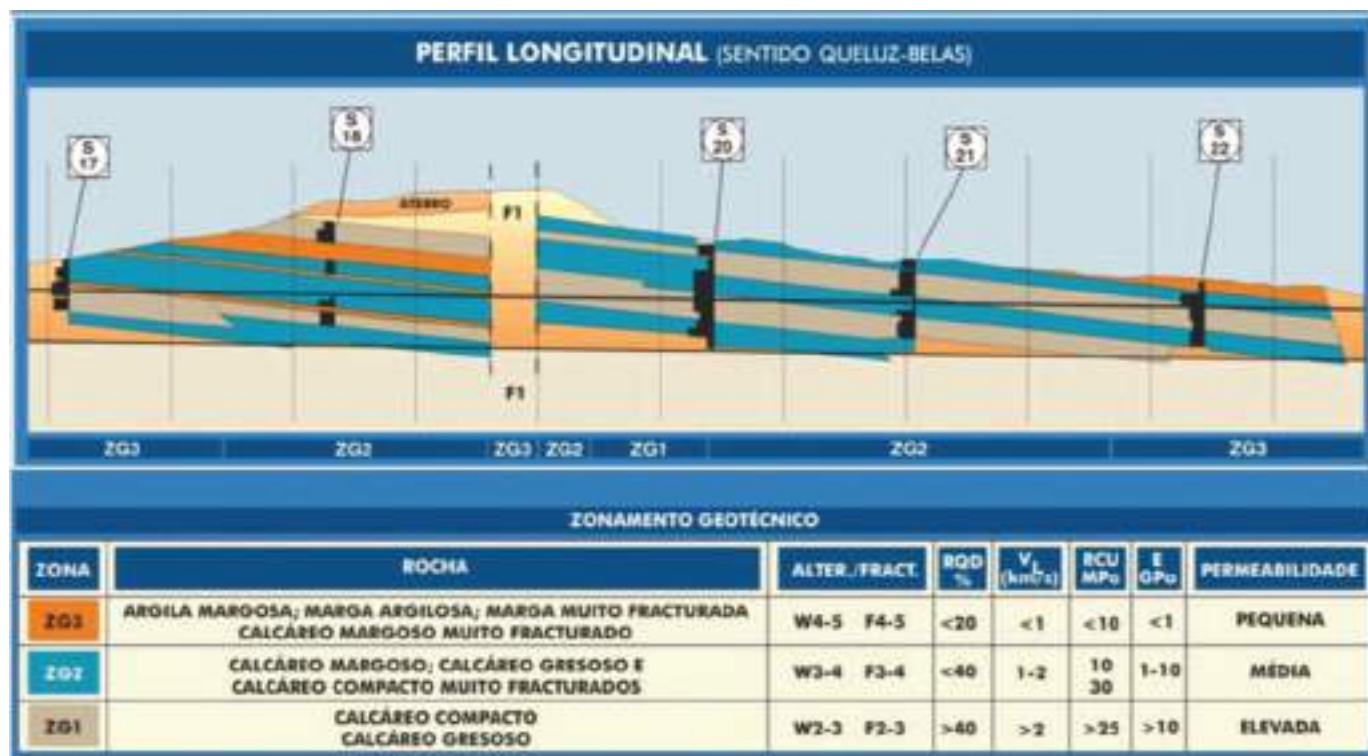


Fig. 01 Modelo geológico (Sentido Queluz-Belas) e Zonamento. Geological model (From Queluz towards Belas) and Zoning.

Colocação imediata de uma camada de gunito com 5 cm de espessura média para impedir a desagregação do calcáreo fraturado e da marga argilosa;

Colocação de pregagens onde a rocha era suficientemente compacta para permitir o seu correto funcionamento. separadas de 1 a 2 m com 6 m de comprimento fundamentalmente na abóbada e no hasteal Norte;

Colocação de cambotas perfil TH 36 espaçadas de 1 a 1.5 m nas zonas de transição para a ZG3. Colocação de malha soldada AQ 38 seguida da aplicação de uma segunda camada de betão projetado de 15 cm de espessura média.

### ZG3

Avanço reduzido (0.6-0.8 m), com um túnel piloto centrado na abóbada;

Colocação imediata de uma camada de betão projetado de 5 cm de espessura média para impedir a descompressão da rocha e desagregação da marga argilosa;

Colocação de cambotas perfil TH 36 ou similar espaçadas de 0.6 a 0.8 m; Colocação de malha soldada entre cambotas; Colocação de uma segunda camada de betão projetado com 15 cm de espessura média.

A laje calcária de natureza margosa, que contém as pegadas e que poderia ser afetada pelo túnel tem uma espessura de cerca de 15 cm, abrangendo uma área da ordem dos 500 m<sup>2</sup>. A base dessa laje é uma camada margosa de fraca qualidade geotécnica e muito suscetível à meteorização e erosão.

Procedeu-se à moldagem das pegadas com uma película de Latex, que ficaram como reserva no Museu de História Natural de Lisboa para a eventualidade de restauro posterior.

Os diversos trilhos identificados, foram cobertos com solos de diferentes granulometrias colocados sobre uma manta de geotextil como medida de proteção.

Na escavação usaram-se máquinas de ataque pontual, uma de ataque frontal (Milling) Paurat e a outra, de ataque lateral (ripping) - Westefalia, com potência da ordem de 300 kw. O procedimento adotado em concordância com a filosofia do método Convencional de construção de túneis, foi o de analisar o comportamento do maciço em função do tempo observando cuidadosamente o andamento das curvas de deslocamentos em função dos avanços da escavação e colocação do suporte primário, e proceder à adaptação da metodologia de escavação e do suporte primário às reais condições encontradas. Foi realizado um levantamento geológico-geotécnico das galerias e por cada fase de escavação, considerando os seguintes dados:



Fig.  
02

**Esquema de escavação para a Zona Geotécnica ZG2.**  
**Excavation scheme for the Geotechnical zone ZG2.**

Nos emboquilhamentos e a fim de conseguir uma maior sustentação do vão escavado, contribuir para o confinamento longitudinal e permitir a colocação do suporte primário em condições de maior segurança, foram previstas microestacas sub-horizontais em redor da abóbada, em furos separados 0.6 m, com cerca de 12 m de comprimento.

Para a execução do emboquilhamento Sul, fortemente condicionado pela existência das pegadas de dinossauros e de pequeno recobrimento, considerou-se a construção de túneis laterais de secção reduzida ou "side-drifts" para além de um reforço estrutural do maciço por microestacas e do processo de escavação previsto para a zona ZG3.

Litologia, estrutura, presenças de água, classificação geotécnica e suporte primário instalado.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O sistema de auscultação instalado permitiu inferir o comportamento do maciço e compará-lo com as estimativas do projeto.

A resposta dos instrumentos pode tipificar-se em duas situações tipo: Na metade oriental os túneis foram escavados num maciço pouco deformável e muito sensível, sobretudo na abóbada, aos trabalhos de preparação da fundação. Do lado ocidental o maciço resultou mais deformável, e em consequência o seguimento

Lateral benching until the complete vault section is reached.

The different excavation stages were alternated to allow the adequate operation of the primary support.

### ZG2

Reduced advance (1-1.5 m), with a pilot tunnel centred in the vault with 6m maximum width;

Immediate placement of a 5 cm average thickness gunite layer to prevent disaggregation of the fractured limestone and clayey marl;

Placement of 6 m long grouted bolts where the rock was sufficiently compact to allow its correct operation, separated between 1 to 2 m essentially in the vault and on the northern sidewall.

Installation of TH 36 steel ribs spaced 1 to 1.5 m in the transition areas for ZG3. Placement of AQ 38 welded wire mesh followed by the application of a second 15 cm average thickness shotcrete layer.

### ZG3

Reduced advance (0.6-0.8 m), with a pilot tunnel centred in the vault:

Immediate placement of a 5 cm average thickness shotcrete layer to prevent rock decompression and disaggregation of the clayey marl;

Installation of TH 36 steel ribs or similar spaced 0.6 to 0.8 m; Placement of welded wire mesh between the ribs; Placement of a 15 cm average thickness shotcrete layer.

In the portals, and in order to achieve a higher sustainability of the excavated span, to contribute for the longitudinal confinement and allow placement of the primary support in higher safety conditions, 12 m long sub-horizontal micropiles were to be placed around the vault, spaced every 0.6 m.

For the southern portal, strongly constrained by the existence of the dinosaur footprints and by the small ground cover, the construction of reduced cross-section or side-drifts was considered, in addition to a structural reinforcement of the ground through micro piles and the excavation process foreseen for ZG3 zone.

The limestone slab of marly nature which contains the dinosaur tracks and which could be affected by the tunnel is approximately 15 cm thick, comprising an area of around 500 m<sup>2</sup>. That slab base is a marly layer of poor geotechnical quality and very sensitive to weathering and erosion.

The moulding of the dinosaurs' footprints was done using latex film and was kept as a back-up in the Lisbon Natural History Museum for a possible subsequent restoration.

The different identified tracks were covered with different grain size soils placed over geotextile as a protective measure.

Tunnelling roadheader machines were used in the excavation; one Paurat machine for front tunnelling (Milling) and other, a



Fig.  
03

Foto de escavação para a Zona Geotécnica ZG3.  
*Excavation of the ZG3 Geotechnical zone.*



**Fig. 04** Vista geral do Portal Oriental do Túnel em fases diferentes. De notar o escasso recobrimento (2 m).  
**Eastern Portal, in different execution phases. Note the small overburden (2m).**

da resposta do maciço intensificou-se, os registos diários da auscultação foram analisados em tempo real e o modelo geológico foi estudado com máximo detalhe a fim de obter chaves de interpretação e poder tomar medidas de máxima eficiência, com vista à garantia da estabilidade da plena secção das galerias.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação.
- Sinalização.
- Incêndio. Deteção. Sistemas de extinção.

- Postos SOS.
- Controlo de altura de tráfego pesado.
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

## 5. BIBLIOGRAFIA

SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R.; MELÂNEO, F. - *Projeto do Túnel de Carenque* - A9, CREL. V Congresso Nacional de Geotecnia.

OLIVEIRA, R.; PISTONE, R. - *Dinosaurs and Tunnels*. 7th IAEG Congress, Lisbon, 1994.



Fig.  
05

**Vista geral do Portal de entrada.**  
**Entrance portal overview.**

Westphalia with approximately 300 kW power, for lateral tunnelling (ripping). The adopted procedure in agreement with the conventional tunnel construction method philosophy was to analyse the behaviour of the ground in accordance with time, carefully observing displacement trend progression in accordance with the excavation advances and placement of the primary support and to carry out the adaptation of the excavation methodology and of the primary support to the actual behaviour observed. A geological-geotechnical survey of the galleries was done for each excavation phase, gathering the following data: lithology, structure, presence of water, geotechnical classification and primary support installed.

#### 4. MONITORING

The auscultation system installed enabled an inference of ground behaviour and comparison with the Project estimates.

The instruments' response can be typified in two situations. In the eastern half the tunnels were excavated in little deformable or very sensitive ground, especially in the vault, for the foundation preparation works. On the western side the ground was more deformable and as a consequence the follow-up of the ground

response was intensified, the daily auscultation diaries were analysed in real time and the geological model was very thoroughly studied in order to obtain interpretation keys and to be able to take maximum efficiency measures, with the purpose of ensuring the stability of the whole galleries.

The safety and control equipment installed were the following:

- Power Supply.
- Lighting
- Signalling.
- Fire. Detection and extinguishing systems
- SOS posts
- Height control for heavy vehicle traffic
- Walkways for the circulation of maintenance personnel and for the emergency services

#### 5. BIBLIOGRAPHY

SARRA PISTONE, R.; OLIVEIRA, R.; MELÂNEO, F. - *Projeto do Túnel de Carenque - A9, CREL*. V Congresso Nacional de Geotecnia.

OLIVEIRA, R.; PISTONE, R. - *Dinosaurs and Tunnels*. 7th IAEG Congress, Lisbon, 1994.

# TÚNEL DE PEDROGÃO

**Localização/Location:** IC8 – Lanço Pontão - Pedrógão/IC8 –Pontão – Pedrógão Link

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** JAE. **Assessoria Técnica:** LNEC/**Technical Consultant:** LNEC

**Projetista:/Designer:** Construtora do Tâmega, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Construtora do Tâmega, SA

**Fiscalização/Supervision:** JAE

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 166 m
- **Secção transversal/Cross-section area:** 99 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação convencional (NATM)/**Conventional excavation (NATM)**

**Período de Construção/Construction Period:** 1991 – 1992

## A. Pinto da Cunha (LNEC)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel (Fig. 1) situa-se entre os Kms 6,398 e 6,564 do troço do IC8 entre Pontão e Pedrógão Grande e corresponde a uma variante ao projeto inicial, que previa a escavação do troço a céu aberto, com taludes de altura considerável. A sua secção transversal, em ferradura, apresenta 12,9 m de vão e 8,8 m de altura, correspondendo a uma área escavada de 99 m<sup>2</sup>. O recobrimento máximo é da ordem dos 20 metros.



**Fig. 01** Túnel de Pedrógão: emboquilhamento Oeste (lado Pontão) e emboquilhamento Este (lado Pedrógão).  
*Pedrógão Tunnel: western portal (Pontão side) and eastern portal (Pedrógão side).*

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O túnel foi escavado numa sequência de quartzitos maciços, em bancadas de espessura variável, separados por finos leitos de xistos arenosos, alternando com quartzitos xistóides, em bancadas mais finas, separados também por finas camadas de xistos arenosos (Fig. 2). De uma maneira geral as camadas apresentam uma direção sensivelmente perpendicular ao eixo do túnel, com inclinação 25°-30° W.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O dimensionamento do suporte primário foi realizado com base na classificação geomecânica de Bieniawski (RMR), sendo os parâmetros geotécnicos estimados a partir de um reconhecimento de superfície. A sua ponderação, de acordo com a metodologia de Bieniawski, forneceu um valor de RMR=47, correspondente à classe III (maciço razoável), indicativo, para um vão de 12 m, de que o túnel não deveria ser aberto em secção total.

O túnel foi consequentemente escavado em secção parcial, consistindo a 1ª fase numa galeria de avanço, com cerca de 3,5 m

de pé direito e 6 m de largura, situada no coroamento da secção definitiva (Fig. 3). Com base na classificação geomecânica, procedeu-se a aplicação sistemática, no coroamento, de ancoragens de fixação contínua com 4 m de comprimento máximo, rede de malha soldada de 10 cm, e betão projetado, que deveria ter no final uma espessura mínima de 10 cm.

À escavação da galeria de avanço em todo o seu comprimento (fase I) seguiu-se a escavação a partir dos dois emboquilhamentos

# PEDRÓGÃO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Pedrógão Tunnel (Fig. 1) is located between km 6,398 and 6,564 on the IC8 link road between Pontão and Pedrógão Grande and corresponds to a variant to the initial design which foresaw an open cut tunnel, with high slopes. Its cross-section, in horseshoe shape, has a span of 12.9 m and is 8.8 m high, corresponding to an excavated area of 99 m<sup>2</sup>. The maximum overburden is approximately 20 metres.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The tunnel was excavated in a sequence of massive quartzites, in layers of variable thickness, separated by fine sandy schist beds, alternating with schistic quartzites, in thinner layers, also separated by fine beddings of sandy schist (Fig. 2). The layers generally display a perpendicular direction in relation to the tunnel axis, with a 25°-30° W dip.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The design of the primary support was based on the Bieniawski geomechanical classification (RMR), with the geotechnical parameters being estimated from a surface survey. Its weighting, in accordance with the Bieniawski methodology, obtained a value

of RMR=47 corresponding to class III rock mass, which was indicative, for a 12 m span, that the tunnel should not be open in full face heading.

Consequently, the tunnel was excavated in partial drift. The first stage consisted of a top heading gallery, approximately 3.5 m high and 6 m wide, located at the crown of the definitive section (Fig. 3). Based on the geomechanical classification, systematic application of 4 m long bolts, 10 cm welded wire mesh and shotcrete, with a minimum thickness of 10 cm, was carried out at the vault.

The excavation of the whole top heading gallery (stage I) was followed by excavation from the two portals, of the approximately 2.5 m high bench (stage II) and the excavation of the side ground (stage III). Finally, the blasting of the invert area, approximately 2.5 metres high, was undertaken (stage IV).

## 4. MONITORING

The observation of the works during the construction stage consisted mainly of control of ground deformation through the measurement of convergences in thirteen instrumented sections. This measurement started during the first stage excavation with the measurement of vertical displacements with a rod convergence metre (Fig. 3).

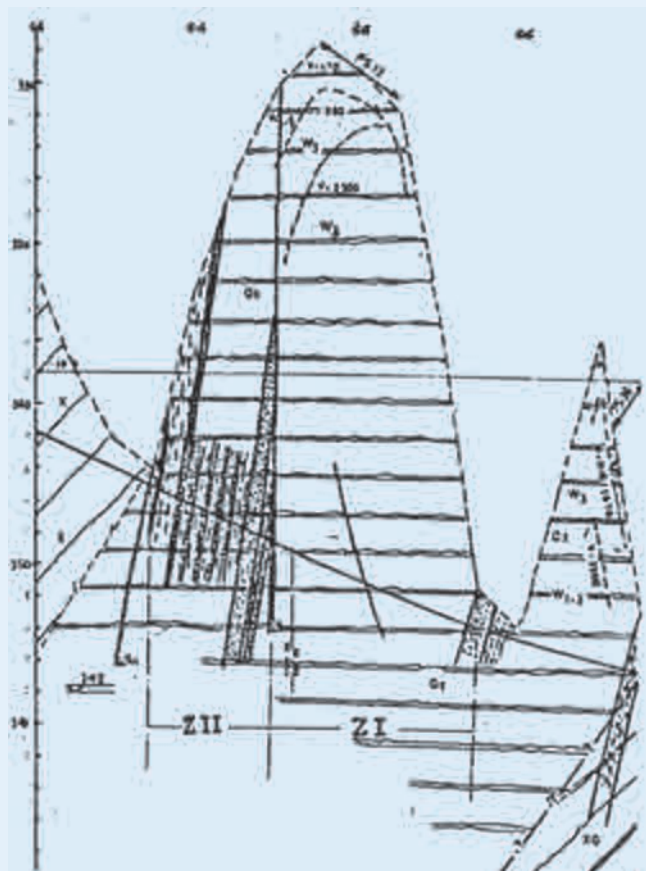
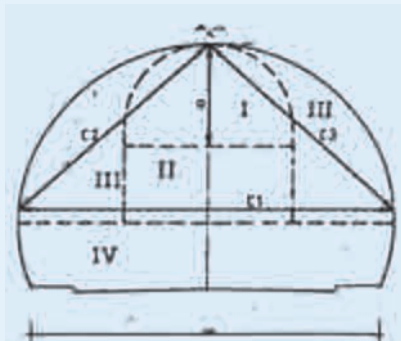


Fig.  
02

Perfil geológico-geotécnico do Túnel.  
*Geological and geotechnical profiles of the Pedrógão Tunnel.*





**Fig. 03**

**Sequência de escavação em secções parciais e sistema de medição de convergências.**  
*Excavation sequence in partial drifts and convergence measurement layout.*

tos, de cerca de 2,5 m de altura de bancada (fase II) e o desmonte dos maciços laterais (fase III). Finalmente ocorreu a destroça final da zona da soleira, correspondendo a uma altura de cerca de 2,5 metros (fase IV).

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A observação da obra durante a fase construtiva consistiu, fundamentalmente, no controlo das deformações do maciço através da medição de convergências, em treze secções instrumentadas.

A medição de convergências iniciou-se durante a escavação da galeria de avanço (I) com a medição de deslocamentos verticais com convergenciómetro de haste (Fig. 3).

O alargamento da galeria do coroamento para a secção definitiva foi feito com a destroça parcial da bancada e o desmonte dos maciços laterais (fases II e III) tendo determinado, naturalmente, novos deslocamentos para o interior da abertura, que estão bem

refletidos nos diagramas de convergências. A medição destas convergências passou a ser efetuada, conforme previsto no plano de observação, com convergenciómetro de fio de invar e segundo três direções c1, c2, c3, constituindo um triângulo.

O esquema de medição manteve-se válido para a fase IV, (destroça da soleira) assegurando-se assim a continuidade das medições até se atingir a secção final.

Com as convergências obtidas ao longo das várias fases de escavação, visou-se a avaliação da suficiência do suporte primário (Fig. 4) e das condições de segurança pontual e global do túnel e o fornecimento de informação que permitisse a racionalização do suporte definitivo (Fig. 5), em termos da sua adaptação às condições reais da obra.

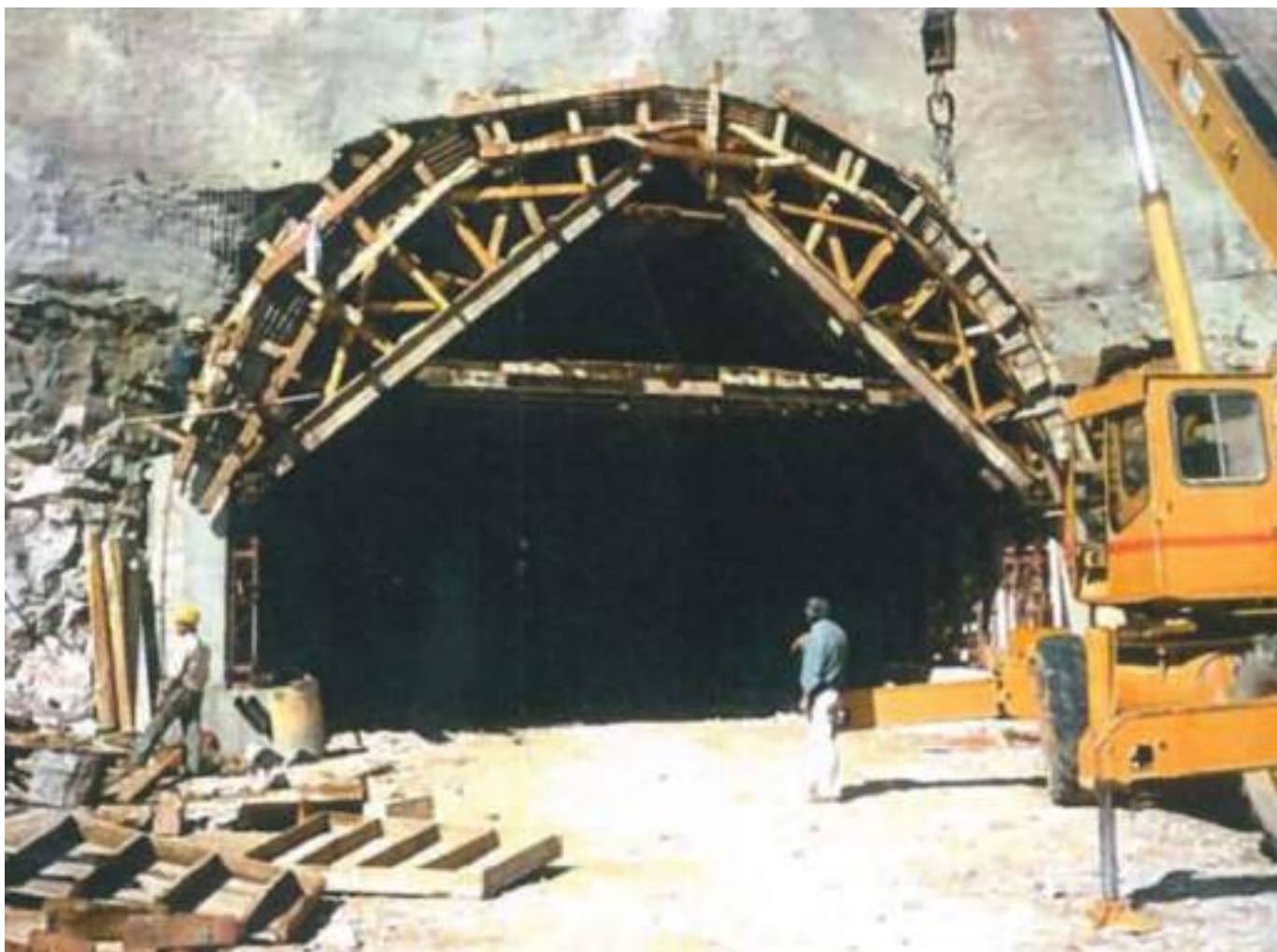
#### 5. BIBLIOGRAFIA

CUNHA, A.P. - *Observação do Túnel do Lanço Pontão-Pedrogão (IC8)*. Relatório Final. Lisboa, LNEC, 1994.



**Fig. 04**

**Maciço quartzítico de escavação e suporte primário.**  
*Excavation in quartzite rock mass and primary support.*



**Fig. 05** **Proteção do talude frontal e betonagem do suporte definitivo.**  
*Portal slope protection and definitive support casting.*

The widening of the crown gallery for the definitive section was executed with the partial blasting of the bench and the excavation of the sides (stages II and III) which naturally induced new displacements towards the interior of the opening; these are well reflected in the convergence diagrams. The measurement of these convergences started in accordance with the observation plan, with an invar wire convergence metre. The measurement scheme remained valid for stage IV, (invert blasting) thus ensuring the continuity of the measurements until the final section was reached (Fig. 5).

The convergences obtained throughout the various excavation stages, aiming at assessing the sufficiency of the primary support and the occasional and overall safety conditions of the tunnel and the supply of information allowed rationalisation of the definitive support.

## 5. BIBLIOGRAPHY

CUNHA, A.P. - *Observação do Túnel do Lanço Pontão-Pedrógão (IC8)*. Relatório Final. Lisboa, LNEC, 1994.

# TÚNEL DO MATO FORTE

**Localização/Location:** Grande Lisboa – Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10/Greater Lisbon – A10  
- Bucelas/Arruda dos Vinhos

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** Brisa

**Projetista/Designer:** CENOR Consultores, S.A./CENOR Consultores, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** ACE Zagope/Epos/Pavia

**Fiscalização/Supervision:** Brisa e Cobra (Consultor do Dono de Obra)/Brisa and Cobra (Site Owner Consultant)

**Dimensões/Dimensions:** Duas galerias gémeas afastadas de 19,0 m com as seguintes características:

/Two twin galleries spaced 19.0 m with the following characteristics:

- Desenvolvimento médio/Average length: 260 m
- Vão de escavação/Excavation span: 20,0 m
- Secção de escavação/Excavation section: 172 m<sup>2</sup>
- Largura útil entre hasteais/Effective width between side walls: 17,5 m
- Altura máxima/Maximum height: 8,5 m
- Recobrimento/Ground cover: 15 a 40 m

**Método Construtivo/Constructive Method:** Método de escavação sequencial (NATM)/Conventional excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 2002 – 2003

**Carlos Baião, J. Mateus de Brito, Sérgio Rosa  
(CENOR – Consultores, SA)**

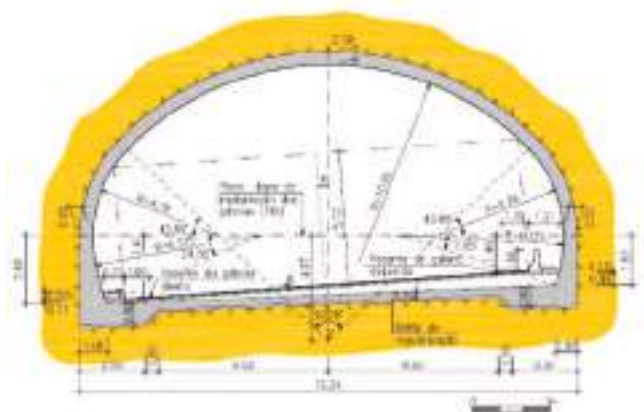
## 1. INTRODUÇÃO

O Túnel de Mato Forte insere-se no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3 (A10). A secção transversal de cada galeria garante um gabarito mínimo de 5,1 m e a inserção de um perfil transversal rodoviário constituído por uma faixa de rodagem com três vias de tráfego, uma berma exterior com 4,0 m de largura, uma berma interior com 1,0 m de largura e dois passeios que limitam a plataforma. Em secção corrente o revestimento secundário em betão armado tem uma

espessura variável entre 0,50 m na abóbada e cerca de 1,0 m ao nível das sapatas de fundação, as quais foram travadas através de uma laje plana com 0,30 m de espessura, que para além de promover o travamento dos hasteais ao nível da soleira, garante melhores condições de fundação, quer das secções de betão do revestimento secundário, quer do próprio pavimento do túnel (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O túnel atravessa, de poente para nascente, uma crista calcária greso-margosa pertencente ao Jurássico médio e superior, com orientação NE-SW, em que o relevo é acentuadamente assimétrico, sendo o flanco NE bastante mais declivoso que o flanco SW. A estrutura do maciço é marcada pela alternância de cama-



**Fig. 01** Planta e secção transversal tipo das galerias do túnel.  
*Plan and standard cross-section of the tunnel galleries.*

# MATO FORTE TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Mato Forte Tunnel is part of the Bucelas/Arruda dos Vinhos stretch of the Bucelas/Carregado/IC3 (A10) motorway. Each gallery cross-section ensures a minimum clearance of 5.1 m and the transversal road profile consists of a carriageway with three traffic lanes, one 4.0 m wide external kerb, one 1.0 m wide internal kerb and two walkways that limit the platform. In the current section the secondary lining in reinforced concrete has a variable thickness of between 0.50 m in the vault and approximately 1.0 m at the foundation strip footing level, which has been locked through a 0.30 m thick flat slab. This slab, in addition to promoting sidewall lock at the invert level, ensures better foundation conditions both of the secondary lining concrete sections and of the tunnel pavement (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The tunnel crosses, from west to east, a marly-sandstone limestone ridge of the medium and upper Jurassic, with NE-SW direction, in which the relief is very asymmetrical, with the NE flank much steeper than the SW flank. The ground structure is marked by the alternation of hard and sandy limestone layers and of softer marly layers, forming a monoclinical tabular structure, due to stratification, which dips 8° to 10° SE and whose direction is between N 50° and 60° E.

Based on the lithological and structural characteristics of the formations intersected by the tunnel, obtained during the site investigation and characterisation works, a geotechnical zoning of the ground (Fig. 2 and 3) was undertaken. This comprised 6 geotechnical complexes: i) C6, constituted by alternating marl (M) and sandy limestone (Ca) layers, from 0.4 to 3 m thick, being very weathered and decompressed.; ii) C5, approximately 13 m thick and comprising some thick and compact layers of sandy limestone (Ca) and of very strong limestone (C), alternating with several levels of softer marly-sandstone (Mf), which give it a more heterogeneous nature; iii) C4, approximately 10 m thick and formed of thick limestone layers (C), pisolitic limestone (Cp) and fossilised limestone (Cf) being very compact to hard; iv) C3, approximately 15 m thick and constituted by several levels of very thick limestone marl (Mc), oolitic limestone (Coo), marly limestone (Cm) and intercalations of very compact limestone (C); v) C2, approximately 5.5 m thick and composed of thick layers of compact limestone (C) with some fine marl intercalations (M); vi) C1, constituted by grey marl (M) over 22 m thick.

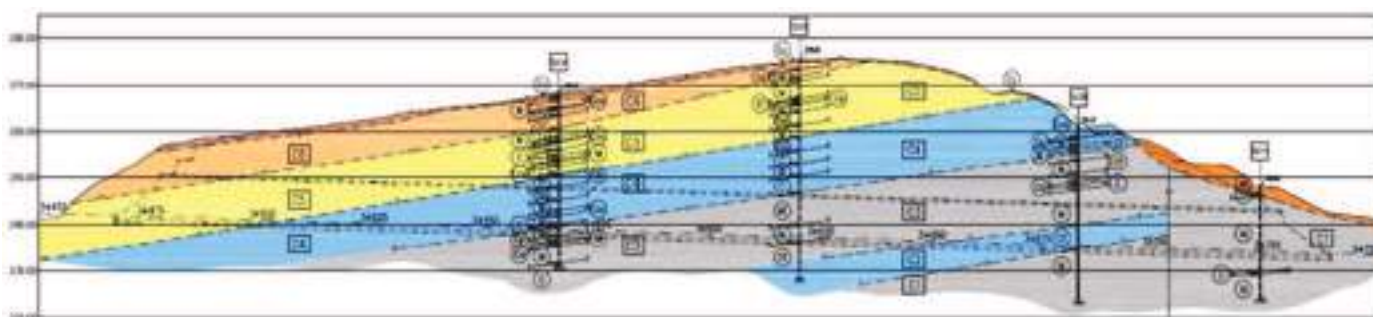
## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Based on the geological and geotechnical characterisation and considering the development and characteristics of each geotechnical complex, three different execution schemes were established, each corresponding to a type of primary support. All the execution sequences consider the initial excavation of a pilot gallery located in the central area of the upper half cross-section, in order to allow a detailed geological survey, followed by the excavation of the sidewalls. The excavation of the upper half cross-section was followed by the bench excavation, beginning with the blasting of the central section. The main difference between the different adopted sequences resulted from the round length established for the excavation and the application of the primary support.

In the sections where the galleries were developed in a rock mass with better mechanical characteristics, the construction sequence adopted greater round lengths and a light primary support, comprised of systematic 6 m long Super Swellex nailings, arranged in a 1.5 m x 1.5 m pattern, with 20 cm thick shotcrete reinforced with steel fibres. In the central gallery 5 cm thick shotcrete was only occasionally applied, in areas where the rock mass was of worst quality, constituted of highly weathered or fractured marly levels, in order to prevent swift degradation which is a natural characteristic of this type of formation (Fig. 4).

In the remaining stretches of this section, where marly formations occur mostly at the vault level, the construction sequence considered shorter round lengths and a reinforcement of the primary support through the shotcrete thickening as well as the adoption of latticed girders, spaced at 1 m to substitute the nails. In the central gallery, the primary support in these sections consisted of removable steel ribs also spaced 1 m and shotcrete generally 5 cm thick, 10 cm in the ribs supporting area (Fig. 4 and Fig. 5).

In the portal area of the galleries, in a 20 m development, a third execution sequence was adopted. This is different from the previous one because the opening of the upper half cross-section sides is only undertaken after the completion of the upper central gallery. The difference between primary support types II and III lies only in the bolting to be installed in the central gallery and, in this last case, permanent ribs were embedded in 10 cm of shotcrete (Fig. 5 and 6).



**Fig. 02** Perfil geológico-geotécnico longitudinal da galeria direita do túnel.  
*Longitudinal geological and geotechnical profile of the right gallery of the tunnel.*

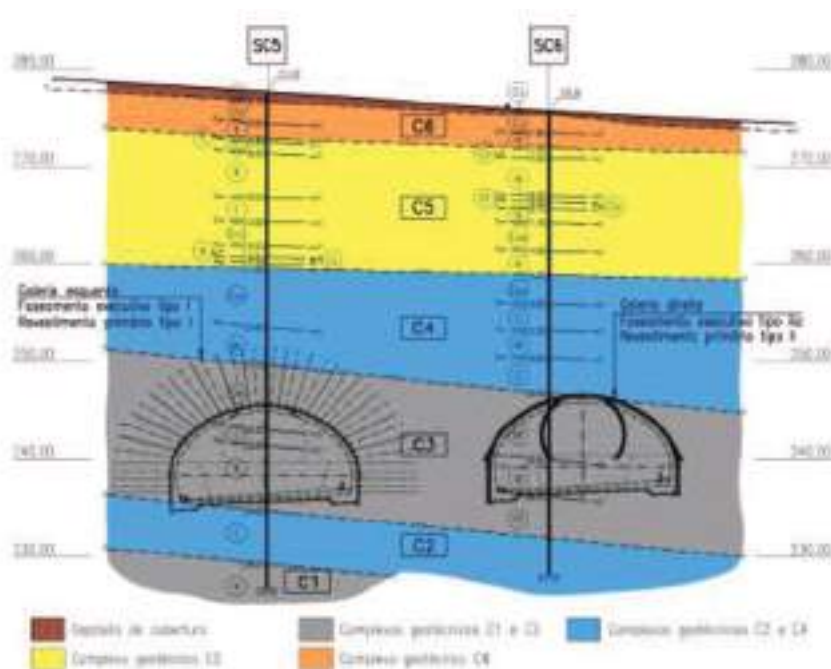


Fig.  
03

**Perfil geológico-geotécnico transversal na zona de maior recobrimento.**  
**Geological and geotechnical transversal model of the area with maximum overburden.**

das rijas calcárias e calcareníticas e de camadas mais brandas, margosas, formando uma estrutura tabular, monoclinar, dada pela estratificação, com inclinações de 8° a 10° para SE e direção N 50° a 60° E.

Com base nas características litológicas e estruturais das formações atravessadas, obtidas no decurso dos trabalhos de prospeção e caracterização desenvolvidos, foi efetuado um zonamento geotécnico do maciço (Fig. 2 e 3). Este abrangeu 6 complexos geotécnicos: i) C6, constituído por uma alternância de camadas de margas (M) e calcarenitos (Ca), com espessuras variando entre 0,4 e 3 m e que se apresentam muito alteradas e descompactadas; ii) C5, com cerca de 13 m de espessura e constituído por algumas bancadas espessas e compactas de calcarenitos (Ca) e de calcários (C) bastante rijos, intercaladas por diversos níveis de margo-gresosos (Mf) mais brandos, que lhe conferem um carácter acentuadamente heterogéneo; iii) C4, com espessura de aproximadamente 10 m e formado por camadas espessas de calcários (C), calcários pisolíticos (Cp) e calcários fossilíferos (Cf) muito compactos a rijos; iv) C3, com aproximadamente 15 m de espessura e constituído por diversos níveis de margas calcárias (Mc) bastantes espessos, calcários oolíticos (Coo), calcários margosos (Cm) e intercalações de calcários compactos (C) muito rijos; v) C2, com espessura de cerca de 5,5 m e formado por bancadas espessas de calcários compactos (C) com algumas finas intercalações de margas (M); vi) C1, constituído por margas (M) cinzentas com espessura superior a 22 m.

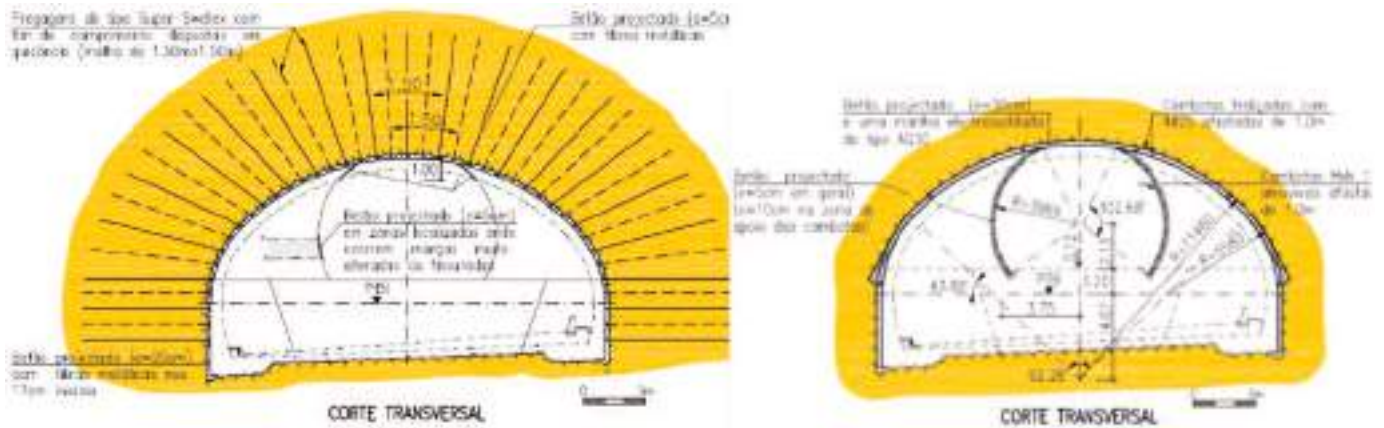
### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Com base na caracterização geológico-geotécnica efetuada e tendo em conta o desenvolvimento e as características de cada um dos complexos geotécnicos definidos, estabeleceram-se três faseamentos executivos distintos, correspondendo a cada um deles um tipo de revestimento primário. Todos os faseamentos executivos preconizaram a escavação inicial de uma galeria piloto localizada na zona central da meia secção superior, por forma a permitir efetuar, em avanço, um levantamento geológico pormenorizado do maciço, procedendo-se, de seguida,

ao desmonte das partes laterais. Depois de escavada a meia secção superior, procedeu-se à escavação da bancada, iniciando-se esta com o desmonte da parte central. A principal diferença entre os diferentes faseamentos adotados resultou do avanço estabelecido para a escavação e posterior aplicação do revestimento primário.

Nos troços onde as galerias se desenvolveram num maciço com melhores características mecânicas adotou-se um faseamento construtivo que contemplou maiores avanços e a aplicação de um revestimento primário ligeiro, constituído por pregagens Super Swellex sistemáticas com 6 m de comprimento, dispostas em quincôncio numa malha de 1,5 m x 1,5 m, associadas a 20 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas. Na galeria central apenas se procedeu à aplicação pontual, em zonas de pior qualidade do maciço, constituídas por níveis margosos muito alterados ou fissurados, de betão projetado com 5 cm de espessura, de modo a evitar a rápida degradação própria deste tipo de formação (Fig. 4).

Nos restantes troços da secção corrente, onde ao nível da abóbada ocorrem, essencialmente, formações margosas, adotou-se um faseamento construtivo que contemplou menores avanços e um reforço do revestimento primário através do espessamento do betão projetado e da adoção de cambotas metálicas treliçadas, afastadas de 1 m, em substituição das pregagens. Na galeria central, o revestimento primário nestes troços consistiu em cambotas metálicas amovíveis, afastadas, também, de 1 m e associadas a betão projetado com uma espessura de 5 cm em geral e de 10 cm na zona de apoio das cambotas (Fig. 4 e 5). Nas zonas de emboquilhamento das galerias, num desenvolvimento de 20 m, foi adoptado um terceiro faseamento executivo. Este difere do anterior por apenas se proceder à abertura das laterais da meia secção superior após a conclusão da galeria central superior. A diferença entre os tipos de revestimento primário II e III residiu apenas no sustimento a instalar na galeria central de avanço, tendo-se neste último caso instalado cambotas permanentes embebidas em 10 cm de betão projectado (Fig. 5).



**Fig. 04** Revestimentos primários Tipo I e Tipo II.  
*Type I and Type II primary support.*



**Fig. 05** Faseamento executivo da meia secção superior e vista geral do emboquilhamento sul.  
*Upper half cross-section execution sequence and overview of the southern portal.*

#### 4. MONITORING

The monitoring scheme was based on the measurement of the relevant variables through the following installed instruments: i) a total of 62 accurate topographic marks laid out in 12 transversal profiles in the galleries; ii) 30 rod extensometers placed in some of the profiles, each with two reading points located 2.0 and 7.0 m from the top of the vault; iii) 8 inclinometric tubes sealed in boreholes; iv) 10 hydraulic piezometers installed inside the boreholes; v) targets placed in the excavation perimeter, in 25 sections, 12 in the right gallery and 13 in the left gallery, to read convergence.

The safety and control equipment installed included:

- Power supply;
- Lighting;
- Ventilation;
- Signage;
- Communications;
- Control system: CCTV;
- Monitoring;
- Fire: detection and extinguishing systems;
- Hydrants;
- Walkways for the circulation of working personnel and the emergency services.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- COBA.; BRISA. - A10 – Auto-Estrada Bucelas/Carregado. Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos. Túnel de Mato Forte. Estudo Prévio. 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; CONSÓRCIO ZAGOPE/EPOS/PAVIA; BRISA - Conceção/Construção do Túnel de Mato Forte no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10 – Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3. Projeto de Execução. 2002/2003.
- ALMEIDA E SOUSA, J.; BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, JOSÉ A. M., ROSA, SÉRGIO P. P., GRADIL, F., SOARES, P. R. - Projeto e Construção do Túnel de Mato Forte Localizado no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10 em Portugal. 1<sup>as</sup> Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterrâneas, Madrid. 2003.
- BAIÃO, CARLOS J. O., ALMEIDA E SOUSA, J., ROSA, SÉRGIO P. P., CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BRITO, JOSÉ A. M. - Projeto e Construção do Túnel de Mato Forte Localizado no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10. 9<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa. 2004.
- CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ALMEIDA E SOUSA, J., PEDRO, ANTÓNIO. - Análise do Comportamento do Túnel de Mato Forte. 1<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Int. South American Tunnelling, São Paulo, Brasil. Portugal, 2006.
- PEDRO, ANTÓNIO; ALMEIDA E SOUSA, J., BAIÃO, CARLOS J. O., CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M. - Three dimensional Analysis of the Tunnel of Mato Forte. Euro: Tun 2007 – Eccomas. Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling. Viena de Áustria. Portugal, 2007.



**Fig. 06** Vista geral do emboquilhamento Norte e aspeto final do interior da galeria direita.  
*Northern portal overview and final view of the right gallery interior.*

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A auscultação consistiu na medição de grandezas físicas obtidas a partir da seguinte instrumentação instalada: i) marcas topográficas de precisão dispostas em 12 perfis transversais às galerias, num total de 62; ii) 30 extensómetros de varas colocados em alguns dos perfis, tendo, cada um, dois pontos de leitura localizados a 2,0 e a 7,0m do topo da abóbada; iii) 8 tubos inclinométricos selados em furos de sondagem; iv) 10 piezómetros hidráulicos instalados no interior de furos de sondagem; v) alvos colocados no contorno da escavação, em 25 secções, 12 na galeria direita e 13 na galeria esquerda, para leitura das convergências.

Os equipamentos de segurança e controlo instalados incluíram:

- Fornecimento de energia
- Iluminação e Ventilação
- Sinalização e Comunicações
- Sistemas de controlo. CCTV
- Auscultação
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas-de-incêndio
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e emergências.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- COBA.; BRISA. - *A10 – Auto-Estrada Bucelas/Carregado. Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos. Túnel de Mato Forte. Estudo Prévio.* 2001.
- CENOR - CONSULTORES, SA.; CONSÓRCIO ZAGOPE/EPOS/PAVIA; BRISA - *Conceção/Construção do Túnel de Mato Forte no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10 – Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3. Projeto de Execução.* 2002/2003.
- ALMEIDA E SOUSA, J.; BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, JOSÉ A. M., ROSA, SÉRGIO P. P., GRADIL, F., SOARES, P. R. - *Projeto e Construção do Túnel de Mato Forte Localizado no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10 em Portugal.* 1<sup>ª</sup> Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterrâneas, Madrid. 2003.
- BAIÃO, CARLOS J. O., ALMEIDA E SOUSA, J., ROSA, SÉRGIO P. P., CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BRITO, JOSÉ A. M. - *Projeto e Construção do Túnel de Mato Forte Localizado no Sublanço Bucelas/Arruda dos Vinhos da A10.* 9<sup>º</sup> Congresso Nacional de Geotecnica. Lisboa. 2004.
- CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ALMEIDA E SOUSA, J., PEDRO, ANTÓNIO. - *Análise do Comportamento do Túnel de Mato Forte.* 1<sup>º</sup> Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Int. South American Tunnelling, São Paulo, Brasil. Portugal, 2006.
- PEDRO, ANTÓNIO; ALMEIDA E SOUSA, J., BAIÃO, CARLOS J. O., CONCEIÇÃO, MIGUEL F. M. - *Three dimensional Analysis of the Tunnel of Mato Forte.* Euro: Tun 2007 – Ecomas. Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling. Viena de Áustria. Portugal, 2007.



**Fig. 07** Vista geral do emboquilhamento Norte.  
*Northern portal overview.*





# TÚNEL DE CASTRO DAIRE

**Localização/Location:** A24/IP3 Castro Daire

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** Estradas de Portugal, EPE; Concessionário Norscut/Estradas de Portugal, EPE;  
Concessionnaire Norscut

**Projetista:/Designer:** HIDROTECNICA. SA

**Empreiteiro/Contractor:** Monte Adriano/EPOS

**Fiscalização/Supervision:** ICCOR. Assessoria Técnica: LNEC/ICCOR. Technical Consultant: LNEC

**Dimensões/Size:**

- Extensão média/Average length: 800 m

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional Excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1999 – 2000

## Frederico Melâneo (ISEL)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel de Castro Daire encontra-se integrado no traçado do IP 3, na localidade do mesmo nome, tendo a sua construção sido iniciada em Maio de 1999.

Trata-se de um túnel rodoviário, que liga o vale do rio Paivô ao do Paiva, composto por duas galerias geminadas, com cerca de 800 m de comprimento, construído num maciço granítico adjacente a uma extensa falha regional que pertence, como aquele mesmo maciço, à zona de falhamento Chaves-S. Pedro do Sul, com prolongamento para Norte e para Sul.

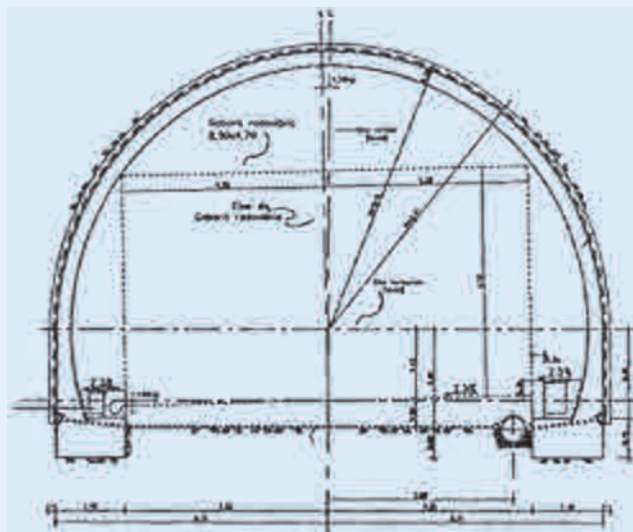
Cada galeria (Fig. 1) comporta uma faixa de rodagem unidirecional com duas vias de 3,75 m e permite a inserção de um gaba-

rito rodoviário de 8,5×4,5 m (B×H), sendo retos os respetivos traçados com um único trainel de 2,8% de inclinação em perfil longitudinal e de 2,5% de inclinação em perfil transversal.

Por questões de segurança na exploração o túnel foi dotado de uma galeria transversal para manobras em situação de emergência, por obstrução de uma das galerias.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Na fase de Anteprojecto, o túnel foi localizado de modo a evitar uma das falhas da extensa zona de falhamento Chaves-S. Pedro do Sul, de orientação NNE. Para a localização definitiva foi preferido, depois de estudos comparativos, o maciço granítico adjacente àquela falha pelo lado ocidental que apresentava como fatores geológicos da sua identidade geotécnica, uma coroa de meteorização bem definida, com horizontes desde W5



**Fig. 01** Secção transversal de uma galeria (ZG1 e ZG2).  
Gallery cross-section (ZG1 and ZG2).

# CASTRO DAIRE TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Castro Daire Tunnel is part of the IP 3 motorway, near the site of the same name. Construction started in May 1999.

This road tunnel that connects the Paivô and the Paiva valleys, is composed of two twin galleries approximately 800 m long, built in granitic rock mass adjacent to an extensive regional fault belonging, like the rock mass, to the Chaves-S. Pedro do Sul fault area, extending north and south.

Each gallery (Fig. 2) comprises a unidirectional carriageway with two 3.75 m lanes and allows the insertion of a road clearance of 8.5×4.5 m (B×H), with straight alignments with a single longitudinal gradient of 2.8% and a 2.5% transversal inclination to the right.

For safety reasons, a transversal gallery was implemented for manoeuvres in emergency situations due to obstruction of one of the galleries.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

In the Preliminary Design stage, the tunnel alignment definition aimed at avoiding one of the faults in the extensive Chaves-S. Pedro do Sul fault zone, oriented NNE. After comparative studies, it was deemed preferable to cross the granite rock mass adjacent to the fault on the western side. It displayed a well-defined weathering cap, from W5 to W1, with occurrences of hydrothermal phenomena generating the irregular kaolinitic alteration of the granite.

During the excavation works a higher structural complexity than anticipated in the Preliminary Design studies was revealed, due to a sub-horizontal fracturing system, not hitherto apparent. It became also evident that most of the fractures had undergone movement.

This geological structure constrained the excavation of the tunnel through uncontrolled overbreaks that modified the section

geometry, forcing additional profiling excavation to adjust the definitive geometry of the section.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The excavation round lengths were defined according to the geotechnical zoning: approximately 3 m in ZG1, 2 m in ZG2 and 1 m in ZG3, although in ZG3 there were locally zones with 2 m round lengths. Heavy support, such as ribs and forepoling, was used in several zones, to minimize the risk of collapse of large blocks from the roof.

The support solutions consisted of expansive nails (Swellax), applied sporadically in ZG1 and systematically in ZG2, with an average spacing of 1.5 m. In ZG3 zones and in the portals, steel ribs and forepoling with steel  $\phi 32$  rods were installed, composing an umbrella with a central angle equal to 90°. Complementary, all the excavated surfaces were covered with shotcrete.

The excavation was carried out simultaneously in four fronts. The excavation of the whole tunnel took approximately one year, with an approximate average value of 10 m per week at each front.

## 4. MONITORING

The continuous monitoring of the excavation highlighted a much broader spectrum of geotechnical properties than that suggested by the survey studies carried out at the Preliminary Design level, having induced frequent adaptations of the geotechnical classification to the excavated ground and consequently the support.

Due to the aforementioned reasons, during tunnel excavation the galleries were permanently surveyed through direct observation by an underground work specialist. The instrumentation installed at several points of the works consisted of topographic targets placed in the exterior to control movements, piezometers to control water levels, and extensometers, inclinometers and convergence measurement bases for movement control purposes. Additionally, seismographs were installed in the most sensitive



Fig.  
02

**Especto do emboquilhamento Sul.**  
*Southern portal view.*



**Fig. 03** **Aspeto do emboquilhamento Norte.**  
*Northern portal view.*

a W1, e ocorrências de alteração hidrotermal, traduzível pela caulnização irregular do granito.

Todos esses fatores se revelaram no decurso da escavação com maior grau de complexidade estrutural do que o que fora deduzido dos estudos de Anteprojeto, devido a um sistema de fraturação sub-horizontal, antes pouco aparente. Deu-se conta também de que a maioria das fraturas, de todos os sistemas, evidenciava algum movimento, quer pelo espalhamento das superfícies respectivas, quer pela foliação denunciadora de corte (cisalhamento).

Toda esta estrutura geológica condicionou o modo de escavação do túnel através de sobrecavações descontroladas com modificação da geometria da secção, tendo sido necessário efetuar alguns reperfilamentos para ajustar a geometria final da secção.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Os avanços da escavação foram da ordem de 3 m em ZG 1, de 2 m em ZG 2 e de 1 m em ZG 3, tendo-se registado localmente zonas ZG3 com avanços de 2 m. Ocorreram várias zonas em que se utilizou suporte pesado, tipo cambotas e enfilagens, justificado pelo risco de desprendimento de grandes blocos do teto.

O tipo de suporte foram as pregagens de tipo expansivo (Swellex), com critérios de aplicação esporádica em ZG 1, subordinadamente à fraturação aparente, e sistemática em ZG 2, com espaçamento médio de 1,5 m. Em zonas ZG3 e nos emboquilhamentos foram utilizadas cambotas metálicas e enfilagens de varão  $\phi 32$  de aço, selado ao maciço, na constituição de um guarda chuva de ângulo ao centro igual a  $90^\circ$ . Complementarmente, todas as superfícies escavadas foram protegidas com a projeção de betão.

A escavação foi executada em simultâneo nas quatro frentes, tendo demorado cerca de um ano com um avanço médio, em cada uma das frentes, de cerca de 10 m por semana.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A observação contínua da escavação permitiu salientar a diversidade de fácies geológicas que contribuíram para o espectro

geotécnico muito superior ao sugerido pelos estudos de reconhecimento efetuados a nível de Anteprojeto, tendo induzido frequentes adaptações da classificação geotécnica do maciço escavado e conseqüentemente do suporte.

Pelas razões apontadas, durante a escavação do túnel, o maciço foi sujeito a uma vigilância permanente através de observação direta, com alocação à obra de um técnico experiente em obras subterrâneas. A instrumentação instalada em vários pontos da obra, consistiu em marcas colocadas no exterior e controladas topograficamente, piezómetros para controlo dos níveis de água, extensómetros, inclinómetros e bases de medidas de convergências. Dado que o desmonte da frente se realizou a fogo, foram instalados sismógrafos em locais mais sensíveis da envolvente da obra.

A interpretação da informação recolhida, permitiu aferir a metodologia proposta no Anteprojeto e realizar a adequação do suporte às condições geotécnicas efetivamente observadas.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação
- Sinalização.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Boca de incêndio.
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

### 5. BIBLIOGRAFIA

- NAZARETH, A.; MELÂNEO, F. - *O túnel rodoviário de Castro Daire, IP3 – Variante de Castro Daire*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, 1997.
- NAZARETH, A.; MELÂNEO, F.; RODRIGUES, P. - *O túnel de Castro Daire (IP3). Fase de escavação. Atualização da geotecnia e dos suportes primários*, 7º Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, 2000.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.



**Fig. 04** Túnel em operação.  
*Tunnel in operation.*

areas of the works surroundings to control surface interference due to blasting.

The interpretation of the data collected allowed assessment of the methodology proposed in the preliminary design, and in addition to evaluate the support adequacy to the geotechnical conditions in situ.

The safety and control equipment installed were:

- Power supply;
- Lighting;
- Signage;
- Communications;
- Control system. CCTV;
- Fire: detection and extinguishing systems;

- Hydrants;
- Hideouts for the installation of communication and safety equipment and manholes of the draining devices;
- Walkways for the circulation of working personnel and emergency services.

## 5. BIBLIOGRAPHY

NAZARETH, A.; MELÂNEO, F. - *O túnel rodoviário de Castro Daire, IP3 – Variante de Castro Daire*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisbon, 1997.

NAZARETH, A.; MELÂNEO, F.; RODRIGUES, P. - *O túnel de Castro Daire (IP3). Fase de escavação. Actualização da geotecnia e dos suportes primários*, 7º Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, 2000.

PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. - *Avaliação da conformidade do Túnel da Gardunha com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisbon, 2007.



**Fig. 05** Emboquilhamento Sul.  
*Southern portal.*

# TÚNEL DE MONTEMOR

**Localização/Location:** A9-CREL – Sublanço Radial Pontinha/Radial Odivelas/A9-CREL –Radial Pontinha/Radial Odivelas stretch

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** BRISA

**Projetista:/Designer:** INTECSA

**Empreiteiro/Contractor:** Dragados – Ramalho Rosa

**Fiscalização/Supervision:** BRISA

**Dimensões/Dimensions:**

- Extensão média/Average length: 740 m
- Secção dupla/Double section area: 130 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional Excavation (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1993 – 1995

## Alexandre Pinto (JetSJ)

### 1. INTRODUÇÃO

O Túnel de Montemor localiza-se na A9 - CREL, integrado no sublanço Radial da Pontinha – Radial de Odivelas, foi construído entre 1993 e 1995 e dispõe de duas galerias com uma extensão, cada, de cerca de 740m (Fig. 1). Cada galeria apresenta três vias, com largura de 3,75m, berma esquerda com 1,0m e berma direita com 4,0m. Os passeios, de ambos os lados de cada galeria, são elevados com 0,75m de largura. A área da secção transversal de cada galeria é de 130m<sup>2</sup>, com gabarito de circulação de 4,70m. O declive transversal é constante de 2,5%

e o declive longitudinal médio é de 5,3%, correspondente a um desnível de cerca de 38m entre os emboquilhamentos. O perfil longitudinal desenvolve-se em concordância convexa, com a cota máxima junto ao emboquilhamento do lado SW (Radial da Pontinha). O tráfego diário médio anual por galeria é de 13.449 veículos, sendo a percentagem de veículos pesados de 3%.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O maciço rochoso interessado pelo Túnel de Montemor é constituído por formações datadas do Albiano-Cenomaniano médio, designadas por Calcários e Margas (“Belasiano”) - C2AC, sobre as quais assentam os calcários do Turoniano - C3C. Sobre estes



**Fig. 01** Vista do emboquilhamento Sul-Poente (SW).  
*View of the south-west portal.*

# MONTEMOR TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Montemor Tunnel, located on the outer Lisbon circular motorway A9 - CREL, is part of the Radial da Pontinha – Radial de Odivelas link. It was constructed between 1993 and 1995 with two galleries, each with an approximate length of 740 m (Fig. 1). Each gallery has three lanes, 3.75 m wide, a left kerb 1.0 m long and a 4.0 m long right-hand kerb. On both sides of each gallery there are jutting sidewalks 0.75 m wide. The cross section area of each gallery is 130 m<sup>2</sup>, with a 4.70 m driving clearance. The transversal inclination is 2.5% and the average longitudinal dip is 5.3%, corresponding to an approximate 38 m level gap between portals. The longitudinal profile develops in a convex alignment with maximum height near the portal on the SW end (Radial da Pontinha). The annual average daily traffic per gallery is 13,449 vehicles, with a 3% percentage of heavy vehicles.

## 2. GEOLOGICAL AND GOETECHNICAL MODELS

The rock mass relevant for Montemor tunnel comprises medium Albian Cenomanian formations, called Belasiano Limestone and Marls - C2AC, on which lay the Turonian limestone - C3C. Over these materials, basalts and volcanic tuffs belonging to the Lisbon Volcanic Complex may also occur. The formations are characterised by their layered arrangement, with variable thickness, of compact limestone alternating with marls and marly limestone, sometimes with reticulate areas of dolomitic nature or some sandstone levels (Fig. 2). During the excavation works of the tunnel it was confirmed that between the SW portal and the central area of the tunnel, marly materials prevail (greenish marls and clayey marls) and that from the central area to NE portal softer limestone and marly limestone occur, with clayey insertions. This group of layers shows an inclination of approximately 15° towards SE. From a geomorphological perspective, the area relevant for the tunnel is also characterised as being close to the foothills of various hillsides around the region and to the surface.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The tunnel has a reinforced concrete structure (open cut sections near the portals, 41 m on SW side and 5 m on NE side) and simple concrete (underground section, except for the lower sidewall), with 30 cm minimum thickness final lining, applied over the primary support, which was composed of shotcrete, ribs, forepoling and bolts according to NATM philosophy. On a central area located at the northern gallery, corresponding to the geological transition, the final lining was reinforced with metal plates.

## 4. MONITORING

During the hydrogeological prospecting carried out to provide data to the tunnel refurbishment design (A. Pinto et al., 2011), based on the provisions of Legal-Decree75/2006, which included installing nine piezometers in three cross sections, it was confirmed that the water level depth above the tunnel vault is variable and in agreement with the observation of water flows through the drainage systems installed inside the tunnel (Fig. 3).

The water level position generally above the invert was confirmed by the piezometric readings, the highest position occurring on the NE side. At the most central area of the tunnel corresponding to a drier area, water was detected at a lower level, but still above the invert. At the SW portal end the water level was also detected slightly above the invert level.

Within the scope of the refurbishment design, inspection, assessment and structural diagnosis, two series of tests were performed, the first consisting of brief assessment tests for the corrosion of reinforcement and existing resistance of concrete, through in situ and non-destructive or slightly intrusive laboratory tests. Specifically, external detection of reinforcement and measurement of the respective cover with pachometer, estimation of carbonation depth of the concretes and chloride content at

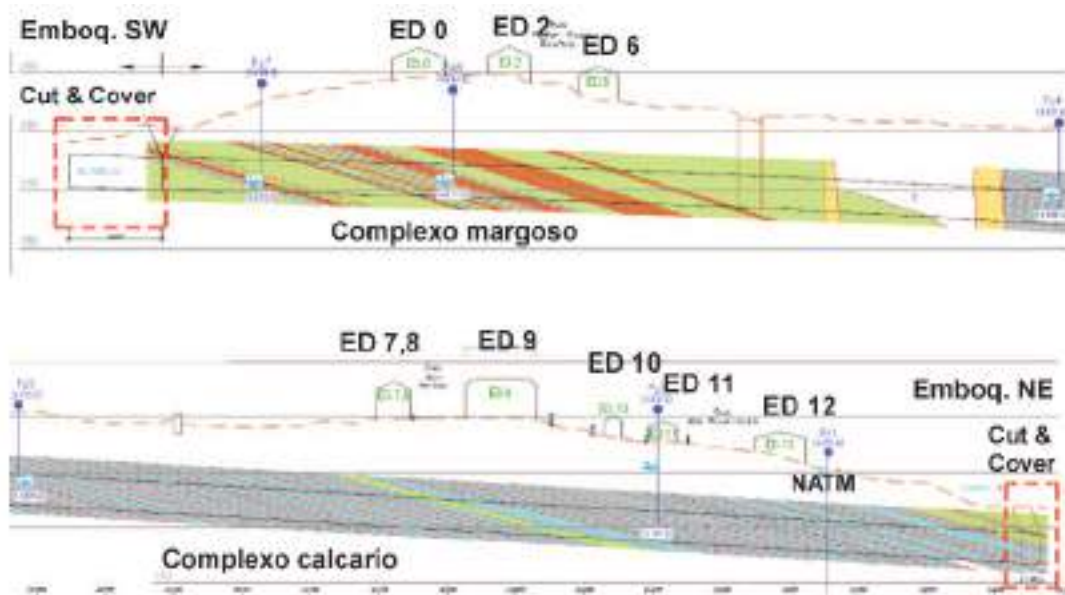


Fig.  
02

**Perfil longitudinal da galeria Sul, incluindo ocupações de superfícies.**  
*Longitudinal profile of southern gallery, including surface occupation.*

materiais, podem, ainda, ocorrer em discordância os materiais pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa, compostos essencialmente por basaltos e tufo vulcânicos. As formações ocorrentes são caracterizadas pela sua disposição em bancadas que podem apresentar-se com espessuras variáveis, sendo compostas por calcários compactos que vão alternando com margas e calcários, mais ou menos margosos, por vezes com zonas reticuladas de natureza dolomítica ou com intercalações de alguns níveis gresosos (Fig. 2). Aquando dos trabalhos de escavação do Túnel confirmou-se que predominam entre a zona do emboquilhamento do lado SW e a zona central do Túnel materiais essencialmente margosos (margas esverdeadas e margas argilosas) e que da zona central até ao emboquilhamento do lado NE ocorrem os calcários e calcários margosos mais brandos, com intercalações argilosas de pequena espessura. Este conjunto de materiais apresenta uma inclinação de cerca de 15° para SE. A zona interessada pelo Túnel caracteriza-se ainda, sob o ponto de vista geomorfológico, por se encontrar próximo do sopé de várias encostas circundantes da região e da superfície, formada pelos terrenos de recobrimento, com espessura máxima de cerca de 30m e uma ligeira inclinação para NE.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O túnel é constituído por uma estrutura em betão armado (secção dos falsos túneis junto aos emboquilhamentos, 41m do lado SW e de 5m do lado de NE) e em betão simples (secção corrente, com exceção dos arranques dos hasteais) com espessura mínima de 30cm, revestimento definitivo, aplicada sobre o revestimento primário, o qual foi materializado por betão projetado, cambotas, enfilagens e pregagens, e executado ao abrigo da tecnologia de NATM. Numa zona central e localizada da galeria Norte, correspondente à transição geológica, foi executado um reforço do revestimento definitivo com chapas metálicas.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Durante a campanha de prospeção hidrogeológica efetuada para apoio ao Projeto de Beneficiação do túnel (A. Pinto et al), tendo por base o estipulado no DL 75/2006, a qual incluiu a instalação de nove piezómetros em três secções transversais, confirmou-se que o nível freático se encontra a profundidades variáveis, acima da abóbada do Túnel, o que está de acordo com a observação no interior do Túnel de afluência de água através dos sistemas de drenagem instalados (Fig. 3).

Com base na análise dos resultados dos nove piezómetros instalados foi possível confirmar que o nível freático se encontrava acima da cota da soleira, sendo a posição mais elevada no lado NE (secção transversal com os piezómetros Pz1, Pz2 e Pz3), onde este se situa acima ou próximo da cota da abóbada. Na zona mais central do túnel, correspondente a uma zona mais drenada, foi detetado o nível freático a uma cota mais baixa, mas ainda acima da cota da soleira (secção transversal com os

piezómetros Pz4, Pz5 e Pz6), enquanto no lado do emboquilhamento SW o nível freático foi igualmente observado ligeiramente acima da cota da soleira (secção transversal com os piezómetros Pz7, Pz8 e Pz9).

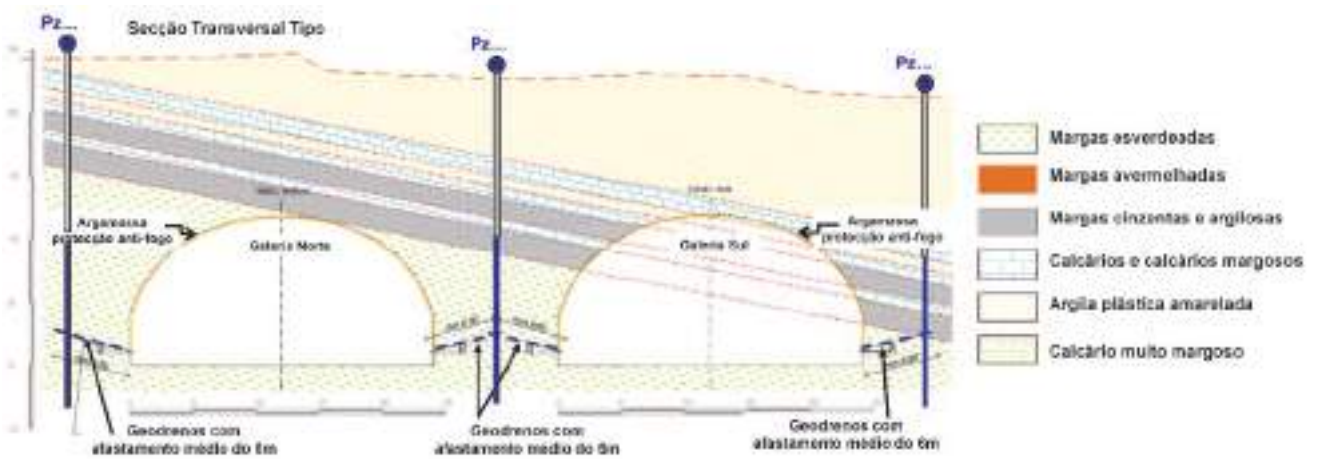
No âmbito do apoio ao Projeto de Beneficiação do Túnel foram efetuados ensaios de observação, avaliação e diagnóstico estrutural, materializados em duas campanhas de ensaios. A primeira consistiu na execução de ensaios de avaliação sumária da corrosão das armaduras e da resistência atual dos betões, através de ensaios não destrutivos ou reduzidamente intrusivos "in-situ" e em laboratório, em particular: deteção de armaduras exteriores e medição do respetivo recobrimento com pacómetro, determinação da profundidade de carbonatação dos betões e do teor em cloretos a diferentes profundidades. Foram ainda recolhidas carotes para ensaios de compressão uniaxial não confinada. Os resultados obtidos confirmaram, em geral, condições de durabilidade e de resistência dos betões de acordo com o estipulado no projeto do túnel (Fig. 4).

No âmbito do Projeto de Beneficiação do Túnel (Pinto A. et al), a intervenção prospetivada terá como objetivo o incremento da segurança operacional do túnel nas seguintes principais vertentes:

- Segurança integrada e rodoviária: análise de riscos, incluindo ultrapassagem por veículos pesados e circulação de veículos de mercadorias perigosas, sinalização de emergência e evacuação e ainda apoio à redação do Plano de Emergência.
- Instalações elétricas: análise dos sistemas de iluminação normal, de segurança e de evacuação, e ainda de automação, incluindo reformulação / substituição de cablagem e circuitos, com adequada proteção ao fogo. Implementação de um novo sistema para deteção automática de incidentes e incêndios.
- Instalações mecânicas: substituição dos sistemas de ventilação e de desenfumagem, incluindo, os cenários de incêndio e de evacuação, em regime de automação.
- Rede de águas e drenagem: rede de águas para combate a incêndios e drenagem de líquidos inflamáveis e tóxicos, compatível com a permissão de circulação de veículos de mercadorias perigosas.
- Sinalização rodoviária: análise e reformulação da sinalização rodoviária.

### 5. BIBLIOGRAFIA

- PINTO, A.; GUIMARÃES, J.; SARAIVA, J.; LOPES, S.; OLIVENÇA, P. - *Rehabilitation of the Montemor Tunnel* – Underground Spaces for Tomorrow, Octobre 2011, Lyon, France, Theme C, Sous Theme C2 – Rénovation lourde de tunnels urbains, p. 136 (résumé), publicado em CD.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. – *Avaliação da conformidade do Túnel de Montemor com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.



**Fig. 03** **Secção transversal tipo, com piezómetros.**  
*Standard cross-section, with piezometers.*



**Fig. 04** **Vista dos ensaios de avaliação e diagnóstico estrutural.**  
*Tests for the structural assessment and diagnosis.*

different depths was carried out. Core samples were also collected for uniaxial compression tests. The results generally confirmed durability and resistance conditions of the concrete according to the specifications of the tunnel design (Fig. 4).

Within the scope of the tunnel refurbishment design (Pinto A. et al., 2011), the planned intervention aimed at improving the operating safety of the tunnel in the following main aspects:

- Integrated and road safety: risk analysis, including overtaking by heavy vehicles and circulation of vehicles carrying dangerous goods, emergency and evacuation signage and support to the preparation of an Emergency Plan.
- Electrical Installations: analysis of normal lighting, safety and evacuation systems, and also automation, including reformulation / replacement of cabling and circuits, with suitable protection against fire. Implementation of a new system for automatic incidents and fire detection.

- Mechanical installations: replacement of ventilation and degassing systems, including fire and evacuation scenarios, in automatic mode.
- Water and drainage system: water system for fire-fighting and drainage of flammable and toxic liquids, compatible with the permission to circulation of dangerous goods carrying vehicles.
- Road signs: analysis and reformulation of road signs.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- PINTO, A.; GUIMARÃES, J.; SARAIVA, J.; LOPES, S.; OLIVENÇA, P. - *Rehabilitation of the Montemor Tunnel* – Underground Spaces for Tomorrow, Octobre 2011, Lyon, France, Theme C, Sous Theme C2 – Rénovation lourde de tunnels urbains, p. 136 (résumé), publicado em CD.
- PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. – *Avaliação da conformidade do Túnel de Montemor com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC, Lisboa, 2007.



# TÚNEL DO SEIXO ALVO

**Localização/Location:** Seixo Alvo - Olival, Vila Nova de Gaia, (A32 – Oliveira de Azeméis/IP1 (S. Lourenço))  
/Seixo Alvo - Olival, Vila Nova de Gaia, (A32 – Oliveira de Azeméis/IP1 (S. Lourenço))

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** Concessionária AEDL – Auto Estradas do Douro Litoral, S.A.

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** DLACE Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A. / Zagope Construções e Engenharia S.A.  
/ Alves Ribeiro S.A. / Construtora do Tâmega, S.A.

**Fiscalização/Supervision:** BEG

**Dimensões/Dimensions:**

- **Desenvolvimento/Length:** 310 m
- **Secção corrente de escavação/Current excavation section areas:** 138 e 157 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Escavação sequencial (NATM)/Conventional Method (NATM)

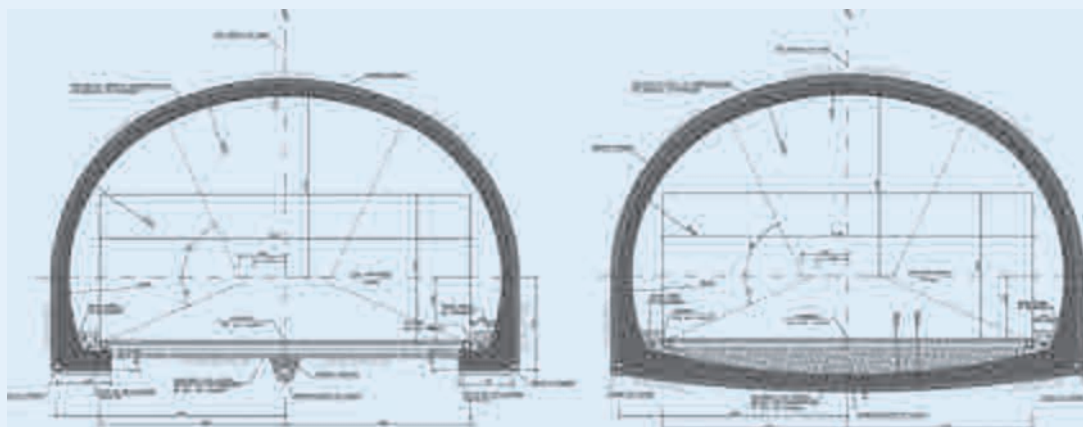
**Período de Construção/Construction Period:** 2010 – 2011

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA SA)

### 1. INTRODUÇÃO

A escavação do túnel do Seixo Alvo tem uma secção de grande vão (16,6 m), inserida numa estrutura geológica complexa, com baixo recobrimento, em meio urbano. Além destes condicionantes de partida, destaca-se a ocorrência de minas de água, de existência apenas despistada já na fase de obra e cujo alinhamento sugeria a hipótese de interceção com o túnel. Ainda durante a escavação, em consequência da compartimentação do maciço, localmente adversa, e ocorrência de água, deu-se em dois pontos da escavação a queda de volumes de material, acima da abóbada, um deles da ordem dos 160 m<sup>3</sup>, tendo sido necessário, em ambos os casos, reconstituir a secção para prosseguir com os trabalhos de escavação.

As galerias gémeas do Seixo Alvo, do tipo unidirecional, apresentadas na Fig. 1, circunscvem um gabarit rodoviário de 13,00 x 5,10 m, para uma plataforma rodoviária de duas vias com 3,75 m e berma esquerda de 2,5 m e direita de 3,00 m, futuramente alargável a três vias. A secção é ainda dotada de passeios com 0,90 m de largura média. Atendendo à variação das condições geológicas e geotécnicas, o projeto previu duas secções tipo em betão armado, com 0,40 m de espessura mínima, uma com sapatas corridas, para zonas de melhor qualidade e outra com fundação contínua com soleira curva, para fazer face a trechos com condições geológicas e hidrogeológicas mais desfavoráveis. Verificando-se a afluência de água à escavação, o túnel foi dotado de um sistema de impermeabilização e drenagem instalado na interface entre os revestimentos primário e definitivo, constituído por geotêxtil, tela impermeável em PVC, geodrenos e drenos planos, complementados com drenos-coletores nos hasteais e soleira.



**Fig. 01** Secções transversais em betão armado, tipo I (esq.), para zonas de melhor qualidade e tipo II (direita), com soleira curva, para trechos de pior qualidade.  
*Reinforced concrete cross-sections, type I (left), for better ground conditions and type II (right), with invert arch, for worse ground conditions.*

# SEIXO ALVO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Seixo Alvo tunnel has a large span section (16.6 m) and is set in a complex geological structure, with small overburden, in an urban environment. In addition to all the initial constraints, the occurrence of ancient water mines had already been detected at the works stage, the alignment of which suggested the hypothesis of the interception of the tunnel. Still during the excavation, and due to the locally adverse rock mass structure and the occurrence of water, rock blocks fell from the vault, one of them with about 160 m<sup>3</sup>, making it necessary to reconstruct the section in order to proceed with excavation works.

The unidirectional twin galleries of Seixo Alvo, shown in Fig. 1, encompass a 13.0x5.10 m road clearance for two lanes, a 3.75 m wide road platform with a 2.5 m wide left kerb and a 3.0 m wide right kerb, to be widened to three lanes in the future. The section is also composed of 0.90 m wide walkways. Having taken into account the variability of the geological and geotechnical conditions, the design provided for two reinforced concrete sections, with a minimum 0.40 m thickness, one with continuous strip footing, for better quality areas, and the other with continuous foundation with invert arch, to cope with unfavourable geological and hydrogeological conditions. As water flowed into the excavation, the tunnel was provided with waterproofing and a drainage system installed at the interface between the primary and the final support, made of geotextile, PVC waterproof screen, geodrains and flat drains, supplemented with collector-drains at the sidewalls and invert.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The first geological unit crossed by the tunnel is called Xe, Staurolite–Schists (Fânzeres Schists), of the Douro Group – Greywacke Schist Complex (Undifferentiated Cambrian). Lithologically this unit is made of schists and mica schists with large crystals of staurolite alternating with lenticules and quartz veins, visible inside the tunnel, with some para-gneisses passages. During the works, metallic mineralisation, such as galena and pyrite, was found frequently.

Although the galleries were excavated under monotonous geological conditions, in terms of stratigraphic units, shown in Fig. 2, the main characteristic of the ground is its high geotechnical heterogeneity, with sudden variability of conditions and high structural complexity, as shown in Fig. 3, with identified folds, at

various scales, associated to, at least, two deformation stages. Geotechnical zoning was carried out, and the ground was classified into three areas, according to the parameters shown in Table 1.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Due to the dimensions of the galleries a sequential excavation scheme was used, as illustrated in Figure 3.

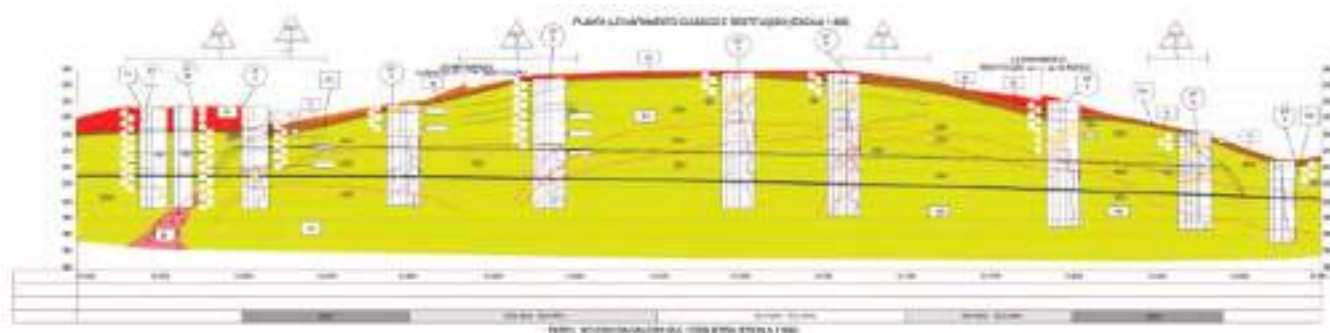
The round lengths provided for in the design, spanning from 0.75 m at the portals in ZG3 to 3.5 m in ZG1, were locally adjusted in the work according to the response of the ground. The longitudinal lag between the calotte and the bench provided for in the design is guaranteed by the adopted constructive strategy, with bench excavation starting only after vault completion. Moreover, a minimum longitudinal lag between the northern and southern galleries equal to two tunnel diameters was adopted whenever possible.

The pillar between galleries is one diameter wide (16.5m). Both at the calotte and the bench, excavations were started at the end furthest away from the central pillar between galleries. The lateral widening at the central area is carried out later. The ground characteristics at the different geotechnical zones led to the different primary support shown in Table 2.

In some sections of ZG1 geotechnical zone, the length of the nails was increased (to a minimum of 6 m), since large blocks prone to fall were identified in the rock fracturing and block stability assessment based on the discontinuities survey, prepared by the Contractor, within the scope of the geological and geotechnical monitoring of the excavations. The foreseen fall of blocks was confirmed near pk 0+770.

A standard support solution of the portal excavations based on bolted walls was chosen. Wherever the topographic, geological and surface occupation constraints allowed, gentler unsupported slopes were adopted. On the other hand, it was necessary to adopt a vertical excavation face by means of an anchored wall so as to protect an existing house, as shown in Fig. 4.

The most difficult situations of the excavation occurred at the passage of the first stage, near the pk 0+770 of the northwest gallery and the pk 0+670 of the southwest gallery. In the first case the progressive fall of material accounted for 160 m<sup>3</sup> of rocky material above the vault, impacting in both cases on the primary support of the rearmost sections.



**Fig. 02** Modelo geológico interpretativo e zonamento geotécnico de projeto para a galeria Sul do Túnel do Seixo Alvo. *Interpretation model and geotechnical zoning of the design for the southern gallery of Seixo Alvo Tunnel.*

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A principal unidade interessada pelo túnel é designada por Xe – Xistos estaurolíticos (Xistos de Fânzeres), do Grupo do Douro – Complexo Xisto Grauváquico (Câmbrico Indiferenciado). Litologicamente esta unidade é essencialmente constituída por xistos e micaxistos com grandes cristais de estauroлите intercalados por lenticulas e filões de quartzo, visíveis na zona de atravessamento do túnel e passagens de paragneisses. Durante os trabalhos foi assinalada a presença frequente de mineralizações de galena e pirite.

Apesar da escavação das galerias se realizar sob monotonia geológica, em termos de unidades estratigráficas, patente na Fig. 2, a principal característica do maciço é a sua elevada heterogeneidade geotécnica, com variabilidade brusca de condições e elevada complexidade estrutural, como visível na Fig. 3, podendo identificar-se dobramentos, a várias escalas, associados a pelo menos duas fases de deformação. Foi elaborado o zonamento geotécnico de projeto, que classificou o maciço em três zonas, de acordo com os parâmetros que se apresentam no Quadro 1.

**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros geomecânicos adoptados no projeto.**  
**TABLE I – Geological and geotechnical zoning and geomechanical parameters used in the design.**

Zona Geotécnica Geotechnical Zone	Alteração (ISRM) Weathering (ISRM)	Fracturação (ISRM) Fracturing (ISRM)	Recuperação (%) Recovery (%)	RQD (%) RQD (%)	RMR RMR	c (kPa) c (kPa)	$\phi$ (°) $\phi$ (°)	E (GPa) E (GPa)
ZG1	W <sub>2-3</sub> – W <sub>3</sub>	*F <sub>2-3</sub> – F <sub>3</sub>	≥ 90	> 50	> 45	275	50	4,5
ZG2	**W <sub>3-4</sub>	F <sub>3-4</sub> – F <sub>4</sub>	≥ 50	> 25	30 – 45	100	45	1
ZG3	W <sub>4</sub> – W <sub>5</sub>	F <sub>4-5</sub> – F <sub>5</sub>	< 50	≤ 25	< 30	40 – 60	40	0,25

\* localmente F<sub>3-4</sub>/locally F<sub>3-4</sub>  
\*\* localmente W<sub>3</sub>/locally W<sub>3</sub>

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Dadas as dimensões das aberturas associadas às galerias optou-se pelo faseamento da escavação, de acordo com o esquema indicado na Fig. 3.

Os avanços previstos em projeto, variando de 0,75 m nos emboquilhamentos em ZG3, a 3,5 m nos trechos em zona geotécnica ZG1, foram localmente ajustados em obra, em função da resposta observada do maciço. O desfasamento longitudinal entre calote e rebaixo previsto no projeto é garantido pela estratégia construtiva adotada, iniciando-se a escavação do rebaixo apenas após a conclusão das duas fases previstas para a

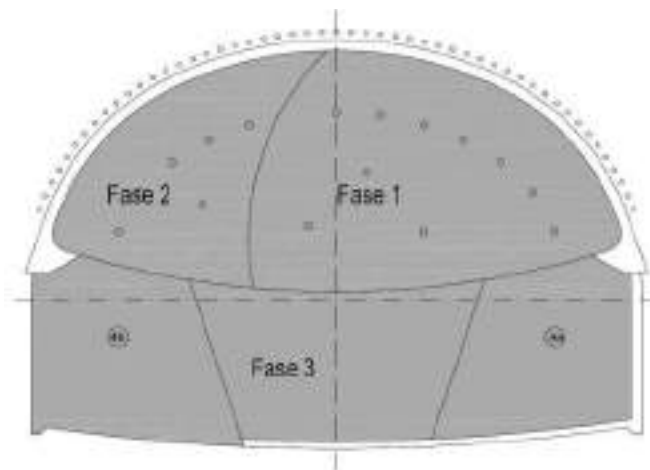
abóbada. Também entre as galerias Norte e Sul, sempre que possível, foi respeitado um desfasamento longitudinal mínimo da ordem dos dois diâmetros.

O pilar entre galerias tem a largura de um diâmetro (16,5 m). Tanto na calote como no rebaixo, as escavações foram iniciadas pelo lado mais afastado do pilar central entre galerias, sendo o alargamento lateral posteriormente executado para a zona central. As características exibidas pelo maciço nas distintas zonas geotécnicas, conduziram aos distintos suportes primários que se apresentam no Quadro 2.

Com base no levantamento de descontinuidades, elaborado pelo ACE, no âmbito do acompanhamento geológico-geotécnico das escavações, foi efetuada uma análise da compartimentação do maciço e da estabilidade de blocos. Os resultados mostraram uma blocometria máxima de dimensões importantes. A queda de material ao pk 0+770, veio confirmar esta possibilidade. Deste modo adotou-se o comprimento mínimo, para as pregagens de contorno da zona geotécnica ZG1, de 6 m.

A solução genérica de referência para a contenção das escavações dos emboquilhamentos foi a parede pregada. Localmente, sempre que os condicionantes topográficos, geológicos e ainda de ocupação de superfície o permitiam, foram adotadas inclinações mais suaves sem contenções. Em sentido inverso foi necessário verticalizar a escavação e recorrer a uma parede ancorada na proteção a uma habitação existente, como patente na Fig. 4.

Os pontos de maior dificuldade das escavações realizadas, ocorreram à passagem da 1ª fase da mesma, pelos pk 0+770 da galeria Poente Norte e 0+670 da galeria Poente Sul. No primeiro caso a queda progressiva de material atingiu um



**Fig. 03** Esquema do faseamento de escavação e foto da escavação da galeria Nascente Norte, aos pk 0+637,5 (fase 1) e 0+610 (fase 2).  
**Excavation scheme and photo of eastern-northern gallery at pk 0+637.5 (stage 1) and 0+610 (stage 2).**

**QUADRO II – Resumo dos suportes primários tipo aplicados.**

**TABLE II – Summary of primary supports.**

Zona Geotécnica Geotechnical zone	Betão projetado reforçado com fibras metálicas (esp.) Shotcrete reinforced with steel fibres (thickness)	Pregagens de atrito Friction nails	Perfis metálicos Lattice girders	Enfilagens Forepoling
ZG1	0,10 m	L = 4,00 m; malha 1,75x1,75 m /1.75x1.75 m mesh	PS 115 20 30 af. 1,75 /spaced 1.75	–
ZG2	0,15 – 0,20 m	L = 6,00 m; malha 1,50x1,50 m /1.50x1.50 m mesh	PS 115 20 30 af. 1,25 – 1,50 m /spaced 125 – 1.50 m	–
ZG3	0,25 – 0,30 m	–	PS 115 20 30 af. 0,75 – 1,00m  /spaced 0.75 – 1.00m	Varão de aço $\phi 32$ mm em 150°, L=12 m af.=0,40 m Fibra de vidro (na frente) / $\phi 32$ mm in 150 steel bar, L=12 m spaced 0.40 m Glass fibre (at the front)

To handle these situations it was necessary to reconstruct the sections, so as to guarantee the reactivation of the arch effect and subsequently the excavation with section control. Therefore, at an initial stage, concrete was projected onto the walls of the cavity and the damaged steel ribs were replaced. Grouted dowells were also installed leaving their ends inside the cavity, for subsequent securing/solidification with the involving grouting to be carried out. At the excavation face a solution based on an umbrella of rod forepoles and glass fibre nails was used. The cavity filling was made with a light mortar grout with expanded polystyrene, with a density of 12 kN/m<sup>3</sup> and a compression resistance of 6.0 MPa.

Since underground water sources were detected in the area and their potential for causing unstable conditions during excavation was deemed relevant, it was important to guarantee the integrity of the tunnel structure to prevent the massive entry of water during excavation and to guarantee the water supply.

For that purpose an inspection and survey of the underground water source network was carried out, which was essential to define the work sequence.

#### 4. MONITORING

The standard instrumentation section over each gallery includes, seven precise benchmarks located on the axis, and 3, 6 and 12 m from it. Three of these marks allowed for the surface levelling of multipoint extensometers. The main monitoring sections also include an inclinometer and a piezometer, both 2 m from the sidewall. The measurement sections are mainly distributed perpendicular to the tunnel alignment and matching the convergence reading sections. As for quantity, nine sections were installed over each gallery, more densely in the northern portal with lower ground cover.

Figure 5 shows the vertical displacements at the PN3-PS3 instrumentation section, namely at E6 extensometers (with head readings, distant 4 and 2 m from the vault), approximately installed respectively in stage 2 of the northern gallery excavation (left hand side of the figure) and on stage 1 on the southern gallery.

To control the water levels in the adjacent area and considering the presence of a fault in a gallery of the water source, three additional piezometers were installed, two at the roof and one at the fault alignment wall that intersected the northern tunnel approximately at pk 0+740.



**Fig. 04**

**Espectro geral dos emboquilhamentos. Emboquilhamento Nascente à esquerda, com parede ancorada na proteção à habitação existente. Emboquilhamento Poente à direita.**

**General aspect of portals. Eastern portal with anchored wall for protection of existing house (L.) and southern portal (R.).**

volume de cerca de 160 m<sup>3</sup> de material rochoso acima da abóbada, afetando em ambos os casos o suporte primário de secções recuadas.

O tratamento destas ocorrências passou pela reconstituição geométrica das secções, de modo a poder garantir o restabelecimento do efeito de arco e a posterior continuação da escavação com controlo da secção. Para tal foi, numa primeira fase, projetado betão nas paredes da cavidade e recolocados os perfis metálicos provisórios anteriormente danificados. Foram ainda executadas pregagens de varão injetadas, deixando a sua extremidade no interior da cavidade, para posterior solidarização/amarração com o maciço envolvente, do enchimento a realizar. Na frente de escavação foi realizado um chapéu de enfilagens de varão no contorno e colocadas pregagens de fibra de vidro. O enchimento da cavidade foi realizado com uma argamassa leve, incorporando poliestireno expandido, com uma densidade de 12kN/m<sup>3</sup> e uma resistência à compressão de 6,0 MPa.

Identificada a presença de antigas minas de água e tendo em conta o potencial das mesmas na criação de condições de instabilidade nas escavações, importou garantir a integridade estrutural do túnel, impedir a entrada massiva de água nas escavações e ainda garantir o abastecimento de água assegurado a partir das minas.

Nesse sentido foi promovida uma vistoria de inspeção ao sistema de minas, que se revelou de importância central na decisão da abordagem a implementar em obra.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A secção tipo base das fiadas de instrumentação inclui, sobre cada galeria, sete marcas de superfície de nivelção precisa ao eixo, a 3 a 6 e a 12 m do eixo, sendo que três destas marcas correspondem ao nivelamento de superfície dos extensómetros multiponto. As fiadas principais contemplam ainda um inclinómetro e um piezómetro, ambos a 2 m do hasteal. As secções de medição distribuíram-se preferencialmente na perpendicular ao alinhamento do túnel e em coincidência com as secções de leitura de convergências. Em quantidade, foram instaladas nove fiadas sobre cada galeria, com maior densidade no emboquilhamento Nascente, de menor recobrimento.

Na Fig. 5 apresentam-se os deslocamentos verticais registados na fiada de instrumentação PN3-PS3, nomeadamente nos extensómetros E6 (com leituras na cabeça, a 4 e 2 m da abóbada), aproximadamente instalados respetivamente sobre a fase 2 de escavação da galeria Norte (lado esquerdo da figura) e sobre a fase 1 na galeria Sul.

Para controlo dos níveis freáticos na envolvente ao sistema e tendo ainda em conta a presença duma falha na galeria 3 da mina de água, foi levada a cabo a execução de três piezómetros adicionais, dois a teto e um a muro do alinhamento de falha, que intersectou o túnel Norte sensivelmente ao pk 0+740, já como passagem mais perturbada.

A galeria Norte exibiu valores acumulados de deslocamento, numa profundidade a 2 m da abóbada, de 37 mm, contrastando com a galeria Sul que apresentou valores próximos de 18 mm. A assimetria verificada justifica-se pelas alternâncias de fácies geológica existentes no seio da unidade Xe-Xistos Estaurólíticos, na envolvente à galeria, uma vez que a qualidade geomecânica dos materiais escavados na galeria Norte, é ligeiramente superior, sendo o seu recobrimento inclusivamente inferior.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação
- Sinalização.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Boca de incêndio.
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- PISTONE, R. E BENTO, J. - *Memorandos de visita às obras*. COBA, Lisboa (não editado). 2010.
- PISTONE, R.; GONÇALVES, L.; BENTO, J.; MONTEIRO SILVA, M.; CACILHAS, F. - *Projeto e aspetos construtivos do Túnel do Seixo Alvo na Concessão Douro Litoral*. In ENESU – Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e a sua Utilização. Lisboa. 2010.

## Deformações superficiais e profundas segundo a linha de instrumentação PN 3 e PS3

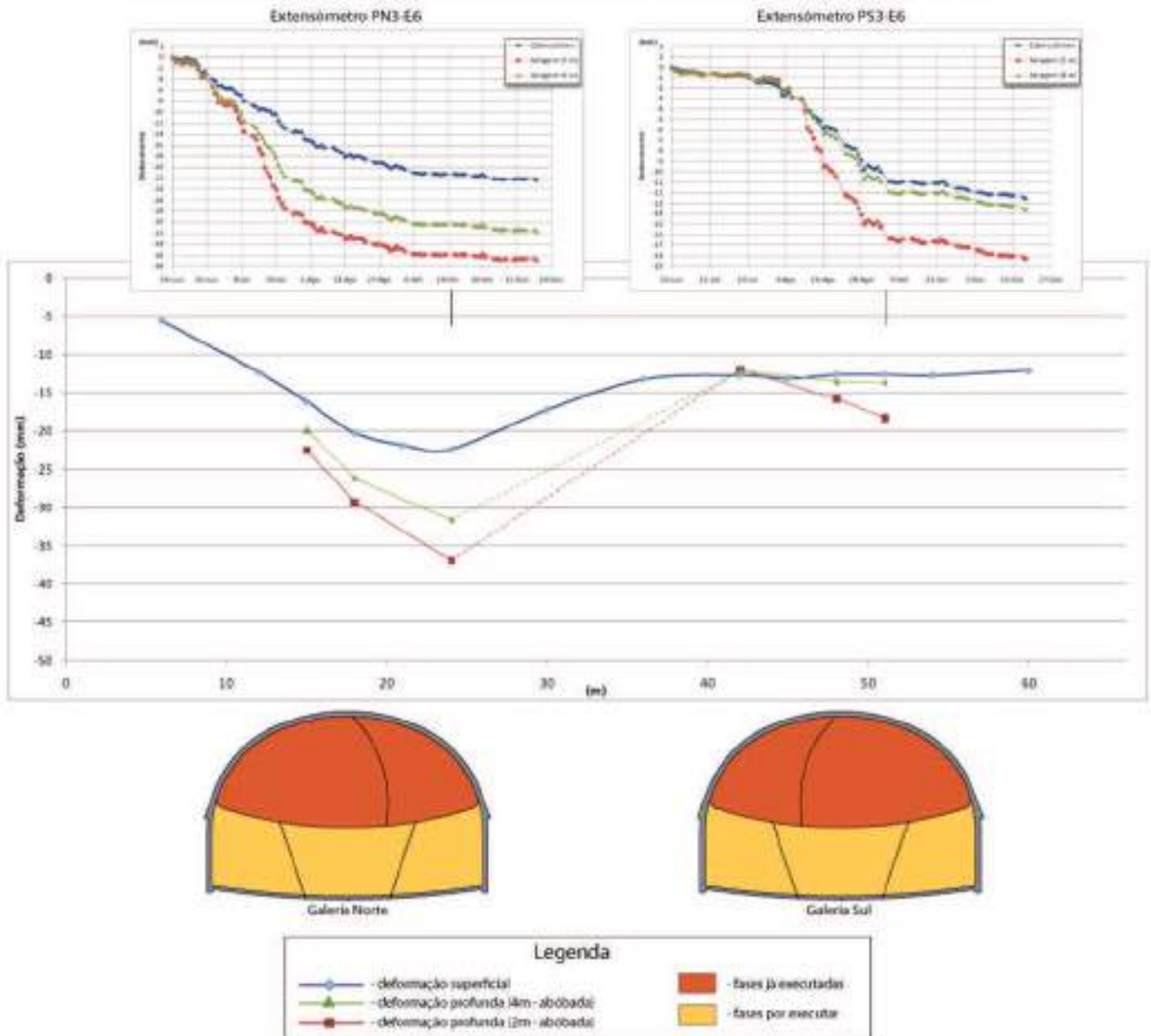


Fig. 05

**Deslocamentos após escavação completa da calote (Fases 1 e 2) próximo do emboquilhamento Poente, ao pk 0+800 da galeria Sul.**

**Displacements after full excavation of the calotte (Stages 1 and 2) close to the Western portal, at pk 0+800 in the southern gallery.**

In the northern gallery displacements as large as 37 mm occurred at a position 2 m up from the vault, whereas in the southern gallery smaller values close to 18 mm have been measured. This asymmetry is justified by the geological facies existing within Xe-Estaurolitic-Schists, in the area involving the gallery, since the geomechanical quality of the excavated materials in the northern gallery is slightly better, although its cover is lower.

The safety and control equipment installed was:

- Power supply.
- Lighting
- Signage.
- Communication.
- Control systems. CCTV.

- Fire: detection and extinguishing systems;
- Hydrant.
- Hideouts to install communication and safety systems and manholes to visit drainage equipment.
- Walkways for service staff and emergency services.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- PISTONE, R. E BENTO, J. - *Memorandos de visita às obras*. COBA. Lisbon (unpublished), 2010.
- PISTONE, R.; GONÇALVES, L.; BENTO, J.; MONTEIRO SILVA, M.; CACILHAS, F. - *Projeto e aspetos construtivos do Túnel do Seixo Alvo na Concessão Douro Litoral*. In ENESU – Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e a sua Utilização. Lisbon, 2010.

# TÚNEL DO COVELO

**Localização/Location:** Covelo - Gondomar, (A42 – Picoto (IC2)/Nó de Ermida)

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** Concessionária AEDL – Auto Estradas do Douro Litoral, S.A./Concessionaire AEDL – Auto Estradas do Douro Litoral, S.A.

**Projetista/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** DLACE Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A. / Zagope Construções e Engenharia S.A. / Alves Ribeiro S.A. / Construtora do Tâmega, S.A.

**Fiscalização/Supervision:** BEG

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 460 m (Túnel Sul); 435 m (Túnel Norte)/460 m (southern Tunnel); 435 m (northern Tunnel)
- **Secção corrente de escavação/Current excavation section areas:** 138 e 157 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Constructive Method:** Método Convencional (NATM)/Conventional Method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 2009 – 2010

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA SA)

### 1. INTRODUÇÃO

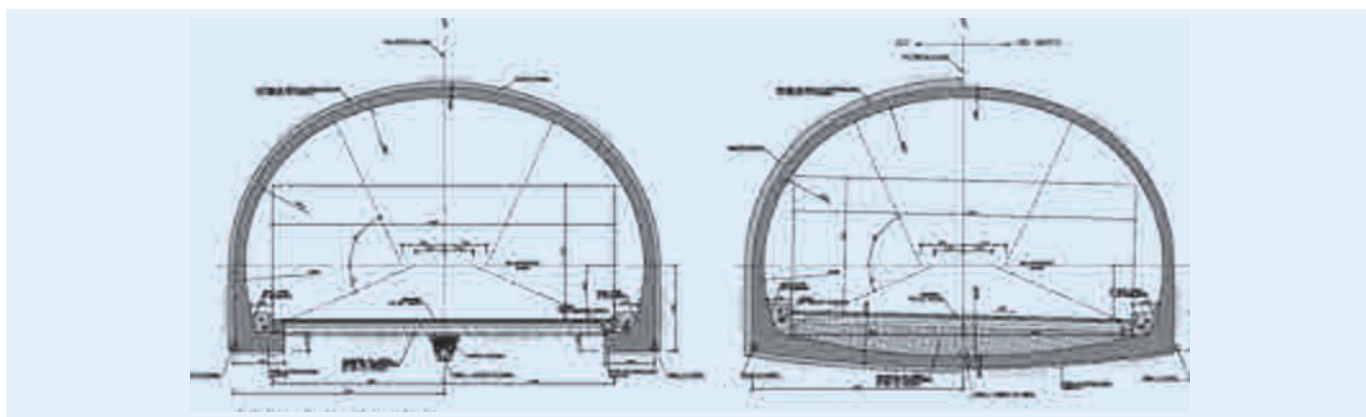
Inserido na Concessão Douro Litoral, na margem Norte do Douro, próximo de localidade com o mesmo nome, o túnel do Covelo (Gondomar) de 460 m de comprimento, atravessa uma crista no anticlinal de Valongo interessando quartzitos, xistos ardósíferos e argilosos numa zona florestal sem ocupação à superfície.

O túnel com galerias gémeas unidireccionais, cujas secções se apresentam na Fig. 1, circunscrevem um gabarit rodoviário de 13,00x5,10 m, para uma plataforma rodoviária de três vias com 3,75 m e bermas esquerda de 0,5 m e direita de 1,25 m, futuramente alargável a quatro vias. A secção é ainda dotada de passeios com 0,90 m de largura média. Atendendo à variação das condições geológicas e geotécnicas, o projeto prevê duas secções tipo em betão armado, com 0,40 m de espessura mínima, uma com sapatas corridas, para zonas de melhor qualidade e outra com fundação contínua com soleira curva, para fazer face a trechos com

condições geológicas e hidrogeológicas mais desfavoráveis. Verificando-se a afluência de água à escavação, o túnel foi dotado de um sistema de impermeabilização e drenagem instalado na interface entre os revestimentos primário e definitivo, constituído por geotêxtil, tela impermeável em PVC, geodrenos e drenos planos, complementados com drenos-coletores nos hasteais e soleira.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O Túnel do Covelo atravessa uma crista no flanco ocidental do anticlinal de Valongo, a Sudeste da povoação do Covelo. Na Fig. 2, apresenta-se o modelo geológico interpretativo. De Poente para Nascente a sequência de formações interessada pelo túnel corresponde às unidades de menor possança Ocd - xistos argilosos finos, ardósíferos e Ob - quartzitos intercalados por níveis de xisto, ambas pertencentes ao flanco Oeste do anticlinal, a que se segue a unidade X - xistos e grauvaques já correspondente ao núcleo do anticlinal, cuja charneira se encontra alinhada com a direção NW-SE. O relevo positivo que se verifica na zona central resulta da dureza residual dos materiais quartzíticos ocorrentes na unidade Ob.



**Fig. 01** Secção estrutural tipo I (esquerda), para zonas de melhor qualidade e tipo II (direita) com soleira curva para trechos com fundação de pior qualidade.  
*Standard cross section I (left), for better quality areas and type II (right) with invert arch for stretches with worse quality.*

# COVELO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Covelo tunnel (Gondomar) is 460 m long and is part of the Concessão Douro Litoral, on the northern bank of the Douro River, near the village of Covelo. It crosses a ridge of the Valongo anticline comprising quartzites, schists and clayish schists in a forest area with no surface occupation.

The tunnel has unidirectional twin galleries, whose sections are illustrated in Fig. 1. It comprises a 13.00x5.10 m road clearance, for a 3.75 m three-lane road platform and a 0.5 m wide left kerb and a 1.25 m wide right kerb. One extra lane is planned for the future. The section is also provided with walkways of 0.90 m average width. Given the variability of the geological and geotechnical conditions, the design provided for two standard reinforced concrete sections, with 0.40 m minimum thickness, one with continuous strip footing, for worse quality areas and another with continuous foundation with invert arch, to cope with sections with more unfavourable geological and hydro-geological conditions. As there was water flowing into the excavation, the tunnel was provided with a waterproofing and drainage system installed at the interface between primary and final linings, made of geotextile, PVC waterproof screen, geodrains and flat drains, supplemented with collector-drains at the sides and invert.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNOLOGICAL MODELS

Covelo tunnel crosses a ridge on the western flank of Valongo anticline, southwest of Covelo village. Figure 2 shows the interpretative geological model. From the west to east, the sequence of formations intersected by the tunnel starts with the less thick units Ocd – fine clayey slateish schists, and Ob - quartzites with schist level insertions, both belonging to the western flank of the anticline, followed by the X unit – schists and greywackes corresponding to the anticline core, whose axis is aligned with NW-SE direction. The positive relief at the central area results from the residual hardness of the quartzitic materials occurring at the Ob unit.

The geotechnical zoning of the design allowed the ground to be classified into three zones, following the parameters shown in Table 1.

In this definition the numerical parameters were defined at the excavation face during the works. Based also on the empirical classifications of Bieniawski (1989) and Grimstad & Barton (1993), the primary support solutions were drafted and, later on, optimised

by numerical modelling. The Ocd and Ob units belong mostly to ZG1 and ZG2 geotechnical areas, while X unit is essentially classified as belonging to the ZG3 area.

During site investigations that supported the geological and geotechnical studies, at Feasibility and Detailed Design stages, twenty-two borehole drillings were carried out in the tunnel and portals accounting for 880 m of drilling. Lugeon and SPT type tests were carried out inside the boreholes. Furthermore, seismic refraction tests and laboratory tests of rock samples for identification and specific purposes, namely joint shear tests and uniaxial compression tests with determination of deformability moduli were produced.

Based on the results of the geological and geotechnical studies, the geomechanical parameters adopted for the design were established as shown in Table 1.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTIVE SOLUTIONS

Given the dimensions of the galleries it was decided to undertake a partial face excavation approach, according to the sequence shown in Fig. 3, specifically subdividing it in the top heading and bench excavation steps.

The round lengths provided for in the design, spanning from 0.75 m at the portals in ZG3 to 4 m at sections in ZG1 geotechnical area, were locally adjusted *in-situ*, according to the response of the ground. In order to guarantee the longitudinal lag between the calotte and the bench excavation, the excavation of the bench was only started after the completion of the stages involving the vault. Also a minimum longitudinal lagging of approximately two diameters was assumed between northern and southern galleries.

The pillar between galleries has a minimum width of 12 m. The excavation of both the calotte and the bench started at the side furthest away from the central pillar between galleries, the central area being laterally widened later. The differences of the ground, at those three geotechnical areas, evident in Figure 4, correspond to the different primary supports shown in Table 2.

In some sections of the ZG1 geotechnical zone, the density and the length of the nails were increased (up to 6 m in length), since large blocks were identified in an analysis of the rock fracturing and block stability based on the discontinuities survey, prepared by the Contractor, within the scope of the geological and geotechnical monitoring of the excavations.

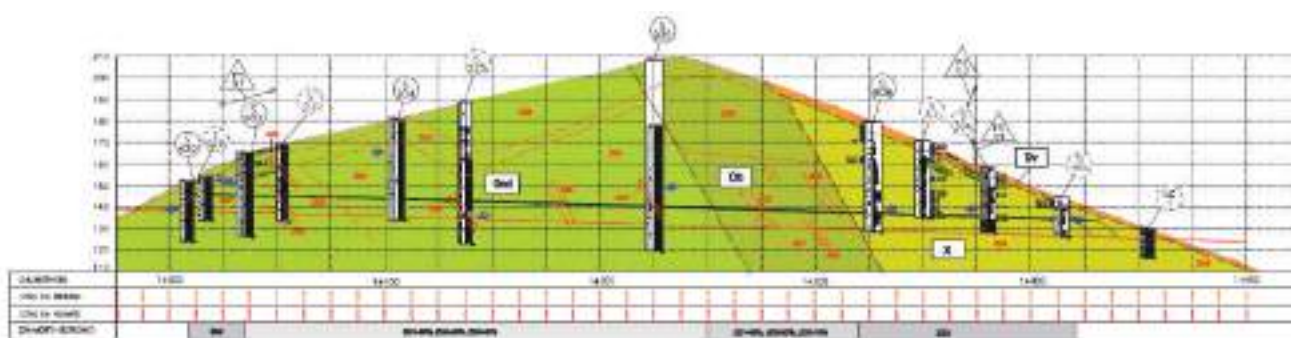


Fig. 02

**Modelo geológico interpretativo e zonamento geotécnico de projeto para a galeria Norte do Túnel do Covelo.**  
**Interpretative geological model and geotechnical zoning of the design for the northern gallery of Covelo Tunnel.**



Foi elaborado o zonamento geotécnico de projeto, que permitiu classificar o maciço em três zonas, de acordo com os parâmetros que se apresentam no Quadro 1.

Nesta definição escolheram-se parâmetros quantificáveis, nas frentes de escavação, em obra. Ainda com base nas classificações empíricas de Bieniawski (1989) e de Grimstad & Barton (1993), estimou-se uma primeira aproximação aos suportes primários que foi posteriormente otimizada com recurso a modelos numéricos. As unidades Ocd e Ob são maioritariamente pertencentes às zonas geotécnicas ZG1 e ZG2. Enquanto que, a unidade X, é essencialmente classificada como pertencente à zona ZG3.

quilhamentos em ZG3, a 4 m nos trechos em zona geotécnica ZG1, foram localmente ajustados em obra, em função da resposta observada do maciço. O desfaseamento longitudinal entre calote e rebaixo foi garantido pela estratégia construtiva, tendo-se apenas iniciado a escavação do rebaixo após a conclusão das duas fases previstas para a abóbada. Também entre as galerias Norte e Sul foi respeitado um desfaseamento longitudinal mínimo da ordem dos dois diâmetros.

O pilar entre galerias, tem uma largura mínima de 12 m. Tanto na calote como no rebaixo, as escavações foram iniciadas pelo lado mais afastado do pilar central entre galerias, sendo o alar-

**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico.**  
**TABLE I – Geological and geotechnical zoning.**

Zona Geotécnica Geotechnical Zone	Alteração (ISRM) Weathering (ISRM)	Fracturação (ISRM) Fracturing (ISRM)	Recuperação (%) Recovery (%)	RQD (%) RQD (%)	RMR RMR	c (kPa) c (kPa)	$\phi$ (°) $\phi$ (°)	E (GPa) E (GPa)
ZG1	*W <sub>1-2</sub> a W <sub>3</sub>	*F <sub>2</sub> a F <sub>3</sub>	≥ 90	> 50	> 50	300	45	5
ZG2	**W <sub>3</sub> a W <sub>3-4</sub>	**F <sub>3-4</sub> a F <sub>4</sub>	≥ 50	> 25	30 – 50	120	30	1
ZG3	W <sub>4</sub> a W <sub>5</sub>	F <sub>4-5</sub> a F <sub>5</sub>	< 50	≤ 25	< 30	30-50	25-30	0.2 – 0.5

\* localmente W<sub>1-2</sub> e F<sub>3-4</sub>/locally W<sub>1-2</sub> and F<sub>3-4</sub>  
\*\*localmente W<sub>2</sub> e F<sub>4</sub> a F<sub>4-5</sub>/locally W<sub>2</sub> and F<sub>4</sub> a F<sub>4-5</sub>

Nas campanhas de prospeção que suportaram os estudos geológico-geotécnicos, nas fases de Estudo Prévio e Projeto de Execução, foram realizadas no túnel e emboquilhamentos, vinte e duas sondagens, totalizando cerca de 880 m de furação. As sondagens foram acompanhadas da realização de ensaios do tipo Lugeon e SPT. Das campanhas fizeram também parte, ensaios de refração sísmica e ensaios de laboratório, quer de identificação quer específicos sobre amostras rochosas, nomeadamente deslizamento de diaclases e compressão uniaxial com determinação do módulo de deformabilidade.

Com base no resultado dos trabalhos de prospeção geológico-geotécnica e ensaios, foram definidos os parâmetros geométricos adoptados no projeto, que se apresentam no Quadro 1.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

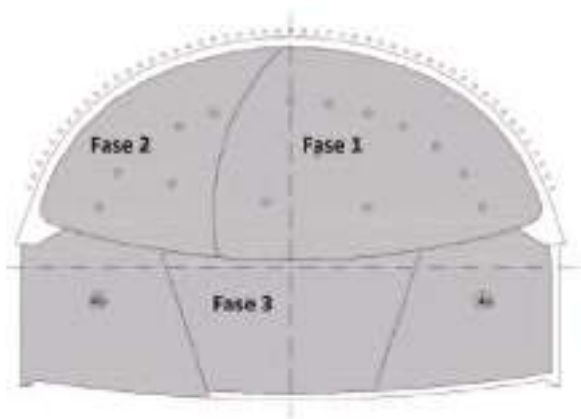
Dadas as dimensões das aberturas associadas às galerias optou-se pelo faseamento da escavação, de acordo com o esquema indicado na Fig. 3, com a calote e rebaixo subdivididos. Os avanços previstos em projeto, variando de 0,75 m nos embo-

gamento lateral posteriormente executado para a zona central. As diferenças exibidas pelo maciço, nas suas três zonas geotécnicas, bem patentes na Fig. 4, conduziu aos distintos suportes primários que se apresentam no Quadro 2.

Com base no levantamento de descontinuidades, elaborado pelo ACE, no âmbito do acompanhamento geológico-geotécnico das escavações, foi efetuada uma análise da compartimentação do maciço e da estabilidade de blocos. Os resultados mostraram uma blocometria máxima de dimensões significativas, o que conduziu ao aumento da quantidade e comprimento das pregagens aplicadas em alguns trechos da zona geotécnica ZG1, tendo sido utilizadas para o efeito pregagens com 6 m.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A secção tipo base das fiadas de instrumentação incluiu, sobre cada galeria, quatro marcas de superfície de nivelção precisa a 6 e a 12 m do eixo; três extensómetros multiponto ao eixo, a 3 m e a 6 m deste; um inclinómetro e um piezómetro, ambos a 2 m do hasteal. As secções de medição distribuíram-se preferencial-



**Fig. 03** Esquema do faseamento de escavação e fotografia do início da escavação do rebaixo no emboquilhamento Poente da galeria Sul.  
*Scheme of the stages of the excavation and picture of the beginning of the excavation of the bench at the western portal on the southern gallery.*

**QUADRO II – Resumo dos suportes primários tipo aplicados.**

**TABLE II – Summary of the applied primary support.**

Zona Geotécnica Geotechnical zone	Betão projetado reforçado com fibras metálicas (esp.) Shotcrete reinforced with steel fibres (thickness)	Pregagens de atrito Friction nails	Perfis metálicos (contorno) Lattice girders	Enfilagens Forepoling
ZG1	0,10 m	L = 4,00 m; malha 2,00x2,00 m /2.00x2.00 m mesh	-	-
ZG2	0,15 a 0,20 m /0.15 to 0.20 m	L = 6,00 m; malha 1,50x1,50 m /1.50x1.50 m mesh	PS 115 20 30 af. 1,25 a 1,50 m /spaced 125 to 1.50 m	-
ZG3	0,25 a 0,30 m /0.25 to 0.30 m	-	PS 115 20 30 af. 1,00m /spaced 1.00m	Varão de aço $\phi$ 32mm em 150°, L=12 m af.=0,40 m Fibra de vidro (na frente) / $\phi$ 32mm in 150 steel bar, L=12 m spaced 0.40 m Glass fibre (at the front)

#### 4. MONITORING

The standard instrumentation section layout included, over each gallery, four precision benchmarks located 6 and 12 m from the axis, three multipoint extensometers over the tunnel axis at a distance of 3 m and 6 m from the latter, an inclinometer and a piezometer, both 2 m from the sidewall. The measurement sections are distributed preferably perpendicular to the tunnel alignment and coincide with the convergence sections. As for quantity, two to three sections were laid over each gallery, approximately every 12 m.

Figure 5 shows the vertical displacements reported at the instrumentation section NS3-NN2, namely at the E11 and E14 extensometers approximately installed on the vault axis with reading heads at a distance of 4 and 2 m, the first at the southern gallery and the second at the northern gallery.

At the axis of the northern gallery accumulated displacement values at 2 metres depth from the vault, were approximately 22

mm, in contrast with the southern gallery which showed values close to 50 mm. During the excavation of the calotte, it was reported that the ground at the eastern side (ZG3), showed worse geological and geotechnical characteristics in comparison with the ground on the western side (ZG1/ZG2). Also, the displacements obtained from the various instrumentation devices on the eastern side showed larger values than those reported on the western side.

On the eastern side, a transversal change of facies was detected during the excavation of the calotte. At the northern gallery grey schists prevailed, whereas at the southern gallery lower quality rock was found, namely red clayey schist and conglomerate insertions.

The excavation of galleries in ZG3 revealed, at the first stage of the excavation of the top heading and the bench, interaction between the two galleries, with the deformations resulting from the excavation of a gallery impacting the surface displacements



**Fig. 04**

**Diferenças apresentadas pelo maciço nas escavações em zona geotécnica ZG1 e ZG3. Escavação da Fase 1, no emboqui-lhamento Poente Norte, na unidade Ocd – xistos de Valongo (à esquerda) e em maciço tipo ZG3 na Fase 2 da galeria Sul do lado Nascente, na unidade X – xistos e grauvaques (à direita).**

**Ground differences at the excavations in geotechnical ZG1 and ZG3 zones. Ocd unit –Valongo schists (L.) and ZG3 type, X unit–schists and greywackes (R.).**

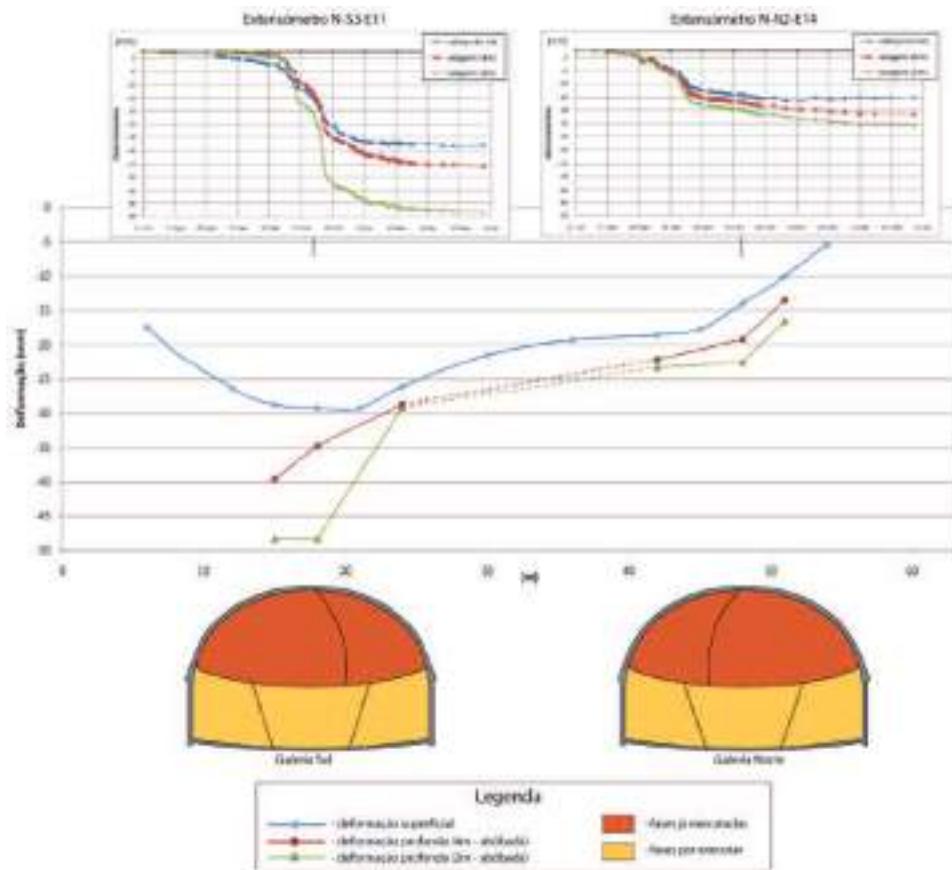


Fig.  
05

**Deslocamentos no maciço após escavação completa da calote (Fases 1 e 2).**  
*Ground displacements after the full excavation of the top heading (stages 1 and 2).*

mente perpendiculares ao alinhamento do túnel e em coincidência com as secções de leitura de convergências. Em quantidade, foram instaladas duas a três fiadas sobre cada galeria, afastadas entre si de cerca de 12 m.

Na Fig. 5 apresentam-se os deslocamentos verticais registados na fiada de instrumentação N S3-N N2, nomeadamente nos extensómetros E11 e E14 (com leituras na cabeça, a 4 e 2 m da abóbada), aproximadamente instalados sobre o eixo da abóbada, o primeiro na galeria Sul e o segundo na galeria Norte.

A galeria Norte acumulou valores de deslocamento ao eixo, numa profundidade a dois metros da abóbada, da ordem de 22 mm, contrastando com a galeria Sul que apresentou valores próximos de 50 mm. Durante a escavação da calote, observou-se que o maciço existente no lado Nascente (ZG3), apresentava piores características geológico-geotécnicas comparativamente ao maciço do lado Poente (ZG1/ZG2). Igualmente, os deslocamentos registados pelos diversos dispositivos de instrumentação do lado Nascente exibem valores superiores aos registados do lado Poente.

Transversalmente, no lado Nascente, com o avanço da escavação da calote verificou-se a ocorrência de uma variação lateral de fácies observando-se xisto cinzento na galeria Norte contrastando com xisto argiloso de cor avermelhada e intercalações de conglomerados na galeria Sul. Este facto traduziu-se num maciço de menor qualidade nesta última galeria. A escavação das galerias em ZG3 veio revelar, na primeira fase de escavação da calote e no rebaixo, interação entre as duas galerias, com as deformações resultantes da escavação de uma galeria a afetar os deslocamentos à superfície sobre a galeria adjacente. Os deslocamentos verificados nos túneis com a passagem da frente de escavação (Fase 1 e 2) foram, na galeria Sul, cerca de

três vezes superiores aos observados na galeria Norte. Esta assimetria poderá ser explicada pela variação topográfica (com recobrimentos da ordem dos 20 m do lado Sul e cerca de 11,5 m do lado Norte) e de fácies geológica, existente no seio da unidade.

Em ambos os emboquilhamentos foram adotadas paredes pregadas na contenção das escavações, tendo-se recorrido à utilização parcial de betão projetado pigmentado e revestimento com pedra arrumada para enquadramento paisagístico.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação.
- Sinalização.
- Ventilação.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Boca de incêndio.
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

## 5. BIBLIOGRAFIA

- PISTONE, R.; BENTO, J. - Memorandos de visita às obras. COBA, Lisboa (não editado). 2009.
- PISTONE, R.; GONÇALVES, L.; BENTO, J.; MONTEIRO SILVA, M.; CACILHAS, F.; PINTO PEREIRA, A. - *Túneis da Concessão Douro Litoral. Projeto e aspetos construtivos*. In XII Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães. 2010.



**Fig. 06**

**Frente de escavação no lado Nascente (ZG3). À esquerda em xistos avermelhados intercalados com conglomerados (galeria Sul), à direita em xistos cinzentos da mesma unidade (galeria Norte).**

***Excavation front on the eastern side (ZG3). Reddish schists with conglomerate insertions (southern gallery) (L.), grey schists of the same unit (northern gallery) (R.).***



**Fig. 07**

**Aspecto geral do Emboquilhamento Nascente.**

***General aspect of the Eastern Portal.***

over the adjoining gallery. The displacements reported at the tunnels with the passage of the excavation front (Stage 1 and 2) were, in the southern gallery, approximately three times greater than those reported in the northern gallery. This asymmetry may be explained by the topographic variation (with overburden of about 20 m on the southern side and about 11.5 m on the northern side) and the geological facies within the unit.

In both portals bolted walls were used for excavation stabilisation, with partially pigmented shotcrete and stone, for compatibility with the adjoining landscape.

The safety and control equipment installed was:

- Power supply.
- Lighting
- Signs.

- Ventilation
- Communication.
- Control systems. CCTV.
- Fire: detection and extinguishing systems.
- Hydrant.
- Hideouts to install communication and safety systems and manholes to visit drainage equipment.
- Walkways for service staff and emergency services.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- PISTONE, R.; BENTO, J. - *Memorandos de visita às obras*. COBA. Lisbon (unpublished), 2009.
- PISTONE, R.; GONÇALVES, L.; BENTO, J.; MONTEIRO SILVA, M.; CACILHAS, F.; PINTO PEREIRA, A. - *Túneis da Concessão Douro Litoral*. Projecto e aspectos construtivos. In XII Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães, 2010.

# TÚNEL DA PORTELA

**Localização/Location:** Ponte de Lima

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Site Owner:** VIALNORTE - Construção da Scut Norte Litoral, ACE (Ferrovial – Agroman S.A.)

**Projetista:/Designer:** GEOCONSULT – Ingenieros Consultores S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas S.A. / ZAGOPE – Construções e Engenharia S.A. (Túnel mineiro)/Consortium EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas S.A. / ZAGOPE – Construções e Engenharia S.A. (Mining Tunnel)

**Fiscalização/Supervision:** FERROVIAL – AGROMAN S.A.

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 2 x 501 m (túnel mineiro) + 2 x 314 m (túnel a céu aberto)/2 x 501 m (underground tunnel) plus 2 x 314 m (open cut tunnel)
- **Secção corrente de escavação/Current excavation section area:** 108 e 142 m<sup>2</sup>/108 to 142 m<sup>2</sup>
- **Recobrimento máximo/Maximum tunnel cover:** 58 m

**Método Construtivo/Constructive Method:** Método Convencional (NATM) / Cut & Cover/Conventional Method (NATM) / Cut & Cover

**Período de Construção/Construction Period:** 2003 – 2005

## Luís Gonçalves, Isabel Mendes (EPOS)

### 1. INTRODUÇÃO

O Túnel da Portela está inserido na Concessão SCUT NORTE LITORAL e localiza-se no sublanço Estorãos – Ponte de Lima da Auto Estrada A-27.

O Túnel é constituído por duas galerias gémeas unidireccionais, uma para cada sentido de tráfego, afastadas entre si cerca de

17.4 m, e ainda por duas galerias de ligação, uma para veículos e outra para peões. O traçado do túnel desenvolve-se numa direção aproximadamente ENE-WSW.

A secção transversal dos túneis, circunscreve um gabarit rodoviário de 11,00 x 5,00 m que permite que ambas as faixas apresentem duas vias de rodagem, assim como os seus correspondentes passeios e faixas laterais.

A definição geométrica da secção das galerias esteve dependente da qualidade do maciço identificada na escavação, tendo



**Fig. 01** Localização do Túnel da Portela.  
*Location of Portela Tunnel.*

# PORTELA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Portela Tunnel is part of SCUT NORTE LITORAL Concession and is located at the Estorãos – Ponte de Lima stretch of the A27 motorway.

The tunnel comprises two one-way twin galleries, one for each traffic direction, approximately 17.4 m apart and also two connection galleries, one for vehicles and another for pedestrians. The tunnel alignment runs approximately from ENE to WSW.

The cross-section of the tunnels allows a road clearance of 11.0 x 5.0 m which enables two traffic lanes, as well as their corresponding walkways and lateral lanes.

The geometric definition of the galleries section was made dependent on the quality of the ground identified at the excavation, therefore two standard cross sections were defined:

- Section with invert arch for poor quality ground
- Section with flat invert for reasonable to good quality ground.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

Portela Tunnel is set in the Central and Western Minho geological unit dating to the Silurian period. The morphology of the area of the tunnel is characterised by granitic intrusions over schistous material. These granitic materials are responsible for the striking

relief in the region. The area is surrounded by two valleys of alluvial origin associated to rivers Estorãos, in the west and Labruja, in the east.

The litho-stratigraphic sequences identified at the tunnel area are:

### – (Sa). Andalusite schists and glittering schists (Silurian)

It is a potent series made of gneisses of micaceous composition and a small fraction of quartzite. The gneissic schist may sometimes be crossed by centimetre levels of quartzite and granite, thus concealing the schistosity. Likewise, schists also show disperse centimetric ocelli of feldspatic composition. These lithologies were identified at the western portal end, in a development about 130 m long, in both galleries.

### – (γ`m) Alkaline Granite of medium or medium-fine grain

This granite, corresponding to the prevailing lithology, i.e. leucocratic granite of two mica, made of quartz, microcline and plagioclase of albitic composition. The lithological group is crossed by a group of normal and inverted faults running NE-SW with sub-vertical dip. During the excavation of Portela tunnel, an inverted fault was identified, almost parallel to the tunnel axis, sub-vertical dipping slightly towards northwest. The granites have II-III weathering degree at the tunnel excavation area, except at the last 50 m (eastern side), where the weathering changes to III-IV.

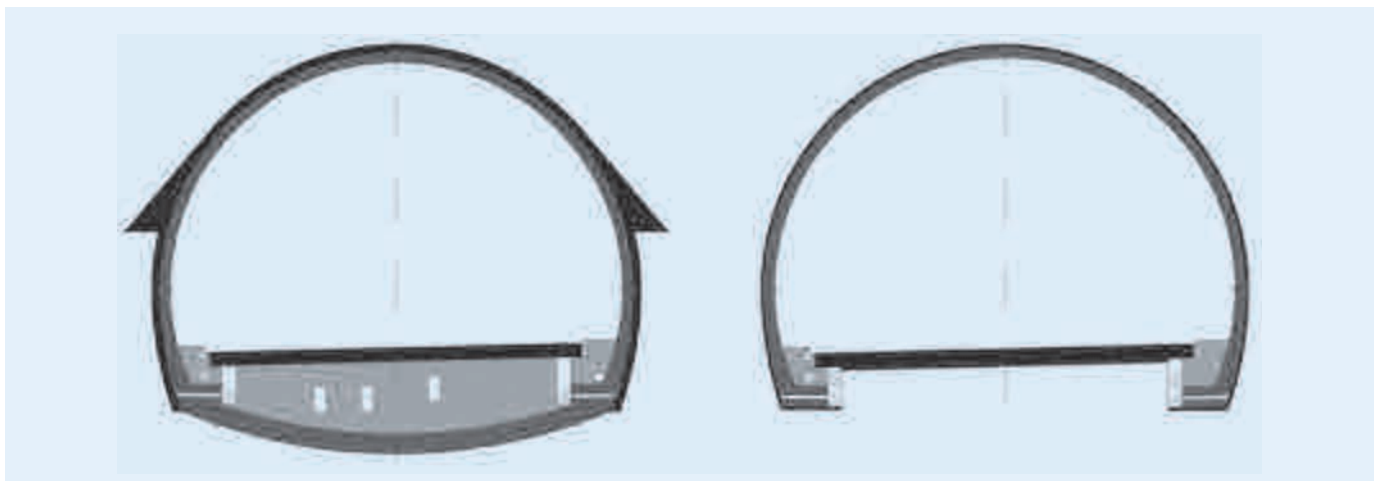


Fig.  
02

**Secções transversais do túnel.**  
*Cross sections of the tunnel.*

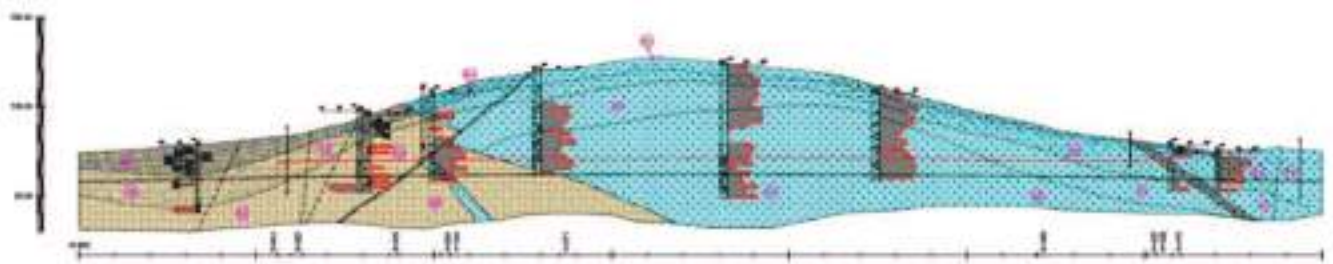


Fig.  
03

**Modelo geológico do projeto (Galeria direita).**  
*Geological Model assumed in design (right hand gallery).*

sido definidas 2 secções transversais tipo:

- Secção com contrabóbada – Maciço de fraca qualidade
- Secção com soleira plana – Maciço de qualidade razoável a boa.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O túnel da Portela enquadra-se na Unidade Minho Central e Ocidental (UMc), pertencente ao Silúrico.

A morfologia da zona onde o túnel foi construído é caracterizada por intrusões graníticas sobre materiais de natureza xistosa. Estes materiais graníticos são os responsáveis pelos acentuados relevos existentes na região. A área encontra-se delimitada por dois vales de origem aluvial associados aos rios Estorões, a Oeste e Labruja, a Este.

As seqüências litoestratigráficas identificadas na área do túnel são:

### – (Sa). Xistos andaluzíticos e xistos luzentes (Silúrico)

Trata-se de uma potente série formada por gneisses de composição micácea e, em menor proporção, quartzosa.

Os xistos gnáissicos, por vezes, podem estar atravessados por níveis centimétricos de quartzo e de granito, ocultando assim a xistosidade. Do mesmo modo os xistos também apresentam ocelos dispersos, de tamanho centimétrico, de composição feldspática.

Estas litologias foram identificadas do lado do emboquilhamento Poente, numa extensão de aproximadamente 130 m, em ambas as galerias.

### – (γ`m) Granito alcalino de grão médio ou médio-fino

Este granito, correspondente à litologia dominante, um granito leucocrático de duas micas, formado por quartzo, microclina e plagioclase de composição albitica.

Este conjunto litológico é atravessado por um conjunto de falhas normais e inversas com atitude NE-SW e com inclinações subverticais.

Durante a escavação do Túnel da Portela, foi identificada uma falha inversa, quase paralela à linha do traçado, subvertical com um ligeiro pendor para Noroeste.

Os granitos têm um grau de meteorização II-III na zona da escavação do túnel, exceto nos últimos 50 m (lado Nascente), onde a alteração aumenta para um grau III-IV.

Foram definidos em projeto um total de cinco tipos de maciço rochoso, nomeados por Tipo I, II, III, IV e V, que coincidem com as Classes Geomecânicas definidas por Bieniawski.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Foram dimensionados em projeto 5 tipos de suportes primários, adaptados a cada classe de maciço, aplicados em função das características geomecânicas identificadas em cada avanço.

Dadas as dimensões da secção de escavação do túnel, com uma largura aproximada de 13 m e uma altura de 8,5 m (desde a cota da rasante), optou-se pela escavação por fases. O método construtivo proposto, baseado na aplicação de métodos convencionais, definiu um esquema de execução em duas fases, abóbada e destroça. Nas zonas onde se identificaram piores condições geotécnicas, procedeu-se também à execução de uma terceira fase – contrabóbada. (Fig. 5).

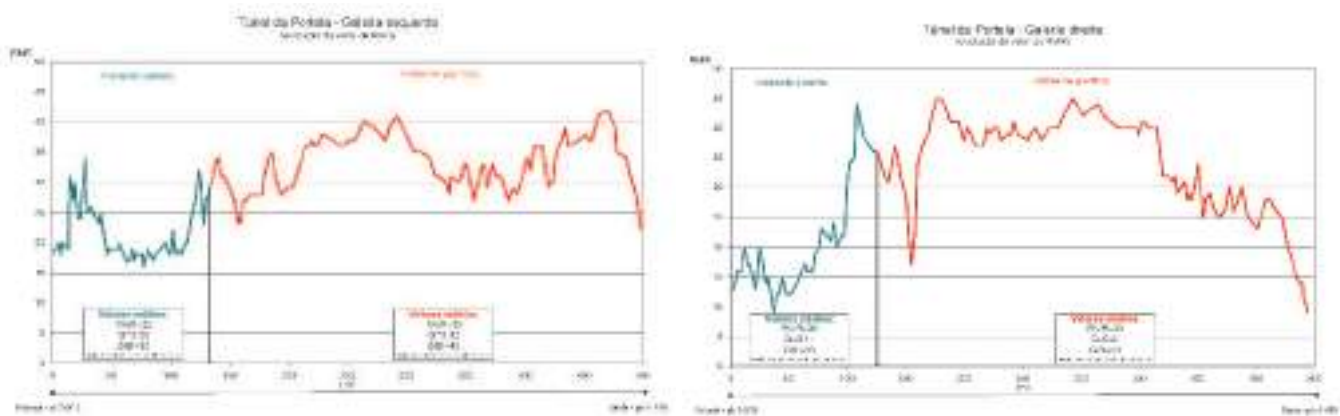
O desmonte foi realizado com recurso ao uso de explosivos nas zonas onde o maciço apresentava melhores características geotécnicas. Nas zonas de falha e nos emboquilhamentos recorreu-se a escavação mecânica com escavadora giratória.

O revestimento definitivo do túnel consiste num anel contínuo de betão moldado, com uma espessura mínima de 30 cm. O projeto do túnel não prevê a existência de armaduras na abóbada.

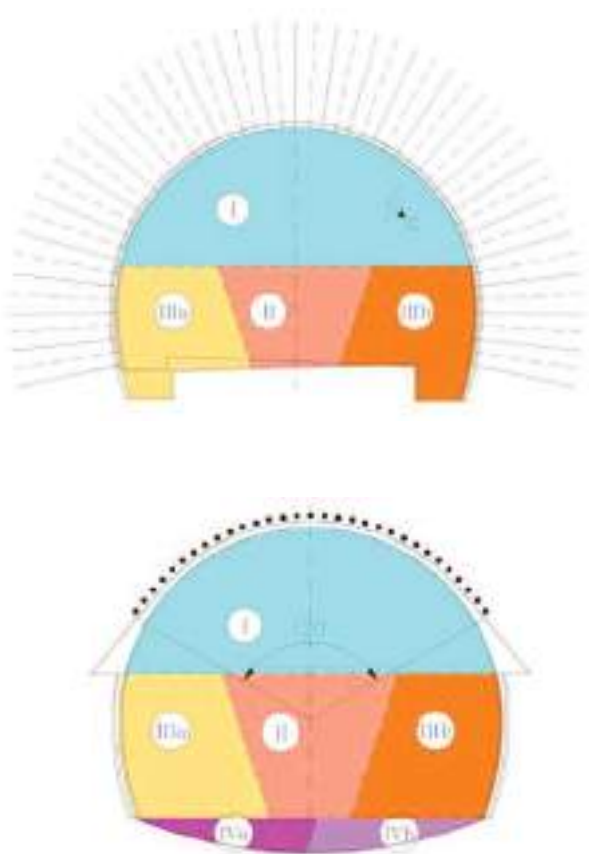
QUADRO I – Principais características dos tipos de sustimento aplicado.

TABLE I – Main characteristics of the applied support.

Sustimento/Support	RMR	Descrição/Description
Tipo II/Type II	RMR: 61-80	Pregagens Ø25 (4 m) – 2m x 2m Betão Projetado (4 cm) – com fibras /Nails Ø25 (4 m) – 2m x 2m Shotcrete (4 cm) – with fibres
Tipo III/Type III	RMR: 41-60	Pregagens Ø25 (4 m) – 1,5m x 1,5m Betão Projetado (12 cm) – com fibras /Nails Ø25 (4 m) – 1.5m x 1.5m Shotcrete (12 cm) – with fibres
Tipo IV/Type IV	RMR: 21-40	Pregagens Ø25 (4 m) – 1,0m x 1,0m Betão Projetado (20 cm) Malha eletrossoldada Cambotas TH-29 (espaçamento = 1m) /Nails Ø25 (4 m) – 1.0m x 1.0m Shotcrete (20 cm) Electrowelded mesh Ribs TH-29 (spacing = 1m)
Tipo V/Type V	RMR: < 20	Enfilagens Betão Projetado (25 cm) – com fibras Malha eletrossoldada dupla Cambotas HEB-180 (espaçamento = 0,5m) /Forepoles Shotcrete (25 cm) – with fibres Double electrowelded mesh Ribs HEB-180 (spacing = 0.5m)



**Fig. 04** Evolução do valor RMR durante a escavação das galerias.  
*Evolution of the RMR value during the excavation of the galleries).*



**Fig. 05** Faseamento de escavação em maciço/secção Tipo III (em cima) e tipo IV e V (em baixo).  
*Excavation phases in the ground/section Type III (above) and type IV and V (below).*

A total of five types of rock masses were defined in the design, referred to as Type I, II, III, IV and V, which coincide with the Geomechanical Classes defined by Bieniawski.

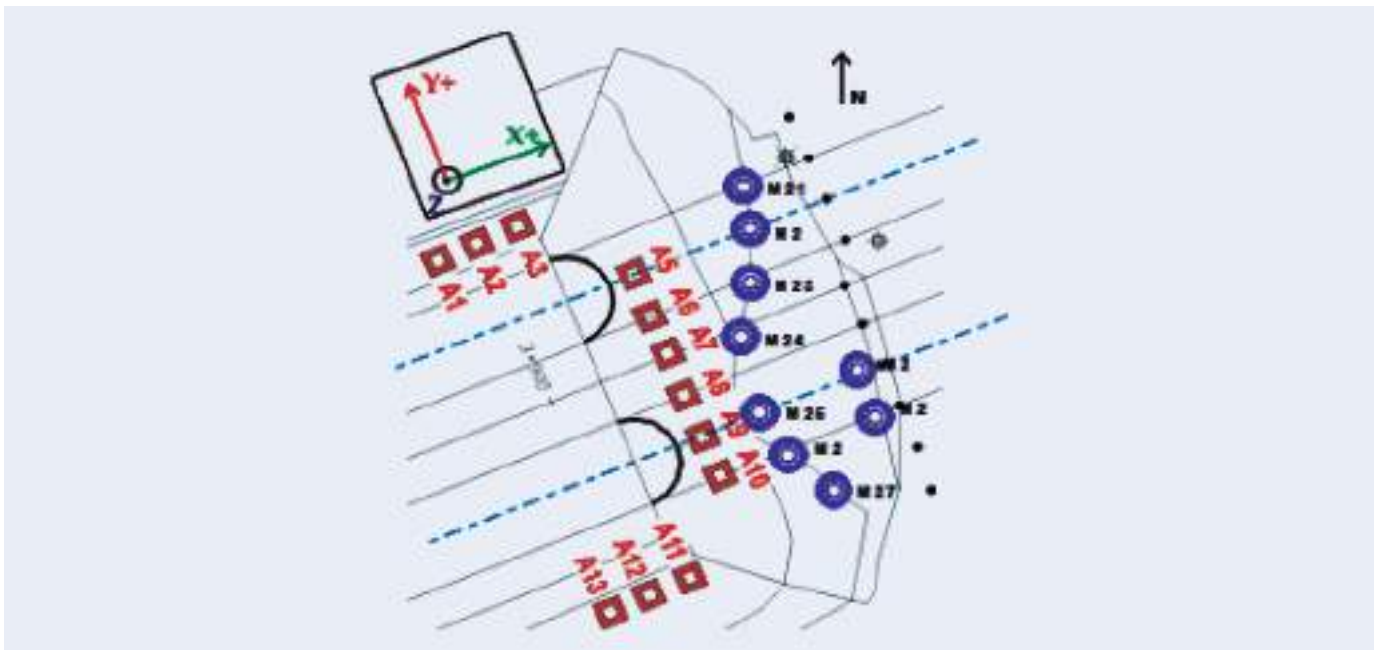
### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Five types of primary supports were chosen in the design, adapted to each rock mass class and then applied according to the geomechanical characteristics identified in each round length.

Given the dimensions of the excavation section of the tunnel, approximately 13 m wide and 8.5 m high, a partial face excavation sequence was chosen. The proposed constructive method, based on conventional techniques, was composed of two stages, i.e. top heading and bench excavation. In the areas with worse geotechnical conditions, a third stage was included: the invert arch excavation. (Fig. 5).

The excavation was carried out using drill and blast techniques in areas with better geotechnical characteristics. In fault areas





**Fig. 06**

**Dispositivos de controlo de deformações superficiais na frente Oeste.**  
*Devices to control surface displacement at the western front.*

O sistema de impermeabilização e drenagem é composto por uma primeira cobertura de geotêxtil em contacto com o sustento provisório e uma segunda cobertura de membrana de PVC, no contorno de toda a secção do túnel. Na base dos hasteais recolhem-se as águas em drenos laterais que ligam aos drenos gerais, situados junto às sapatas do revestimento, a partir de onde são conduzidos até ao exterior do túnel. Existe ainda um sistema independente de recolha das águas contaminadas resultantes do pavimento.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Durante os trabalhos de escavação do túnel, foram instalados dispositivos para o controlo de deformações tanto à superfície como no interior das galerias escavadas, assim como nos edifícios envolventes, com o fim de controlar os seguintes parâmetros:

- Deformações superficiais no maciço e nos edifícios envolventes
- Comportamento do suporte instalado e/ou do maciço escavado
- Controlo de vibrações.

O controlo das deformações superficiais foi realizado através da instalação dos seguintes dispositivos:

- Marcas de Superfície
- Alvos multiprisma (“autocolantes”) e uniprisma.

As deformações mais significativas registaram-se durante a 1.<sup>a</sup> fase da escavação, tanto na galeria esquerda, onde ocorreu em média 62% da deformação total, como na galeria direita onde os valores foram ligeiramente superiores e se verificou que na 1.<sup>a</sup> fase da escavação decorreu em média 77% da deformação total.

O controlo das deformações internas do maciço foi realizado através da instalação dos seguintes dispositivos:

- Inclínómetros (instalados junto aos emboquilhamentos de cada uma das galerias)
- Secções de convergência (com 6 pontos de leitura).

Foi ainda instalada no interior de cada uma das galerias uma secção de controlo intensivo para leitura contínua, constituída por equipamento automático de controlo centralizado.

Cada uma destas secções é constituída por:

- 3 Extensómetros Multiponto, no teto e hasteais, cada um com 3 pontos de medição instalados aos 3 m, 6 m e 9 m da superfície de escavação
- 3 Células de Pressão Radiais, 150 x 150 mm localizadas no teto e hasteais
- 3 Células de Pressão Tangenciais, 100 x 200 mm localizadas no teto e hasteais
- 1 Secção de Convergências.

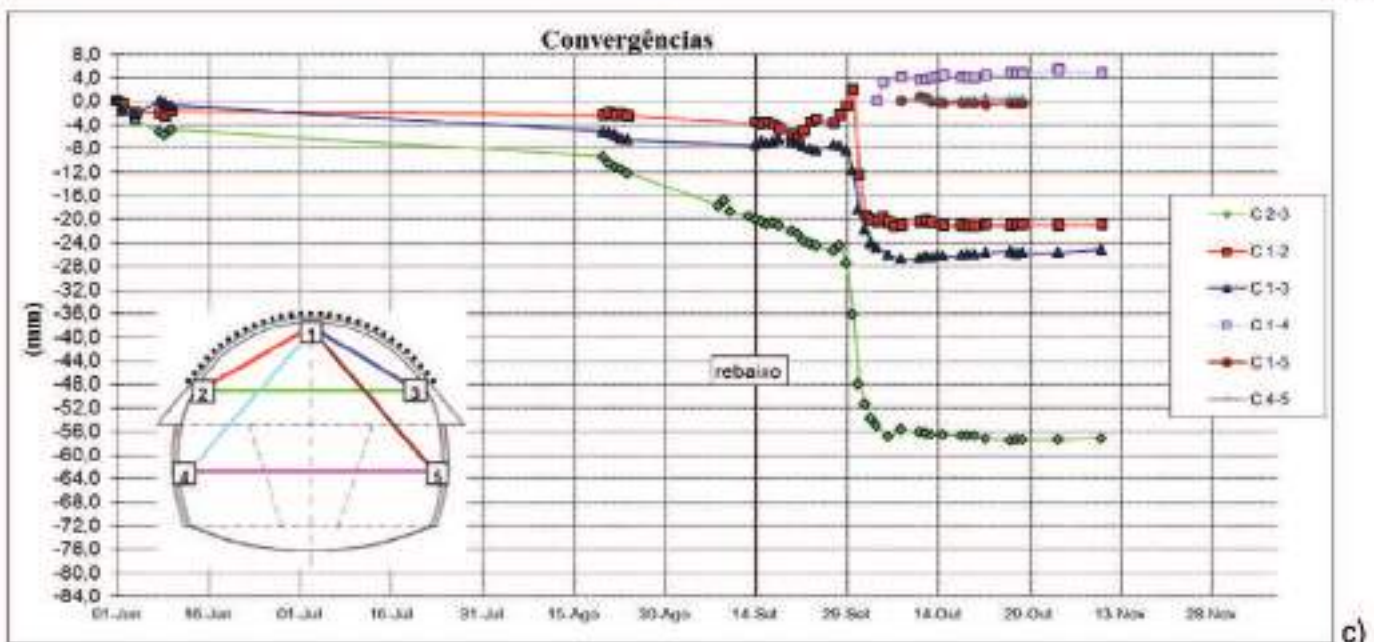
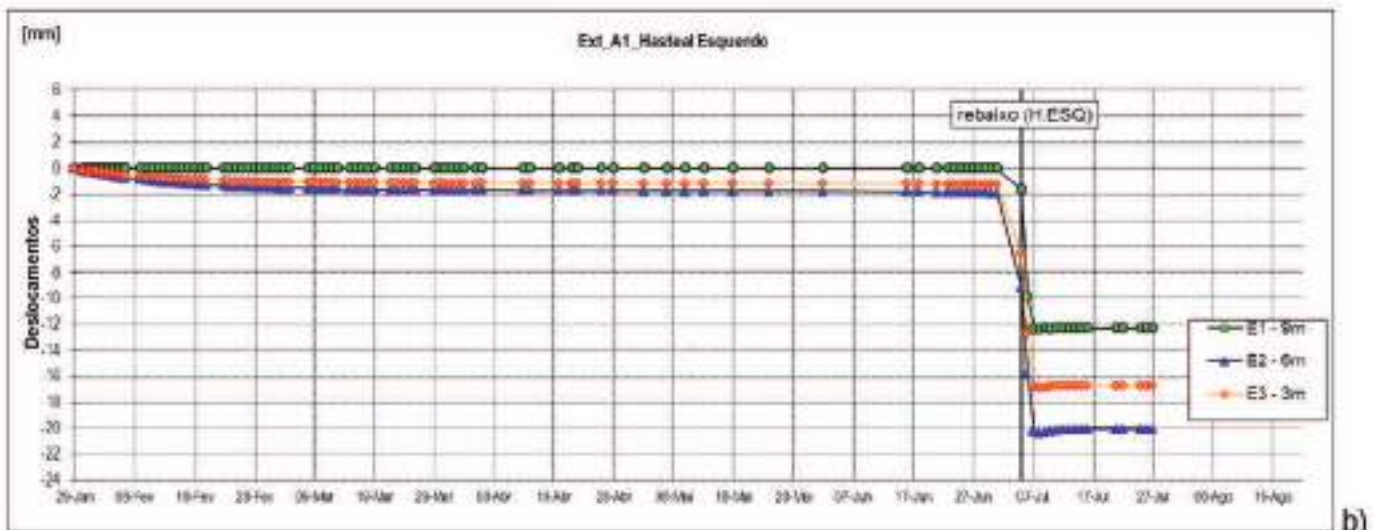
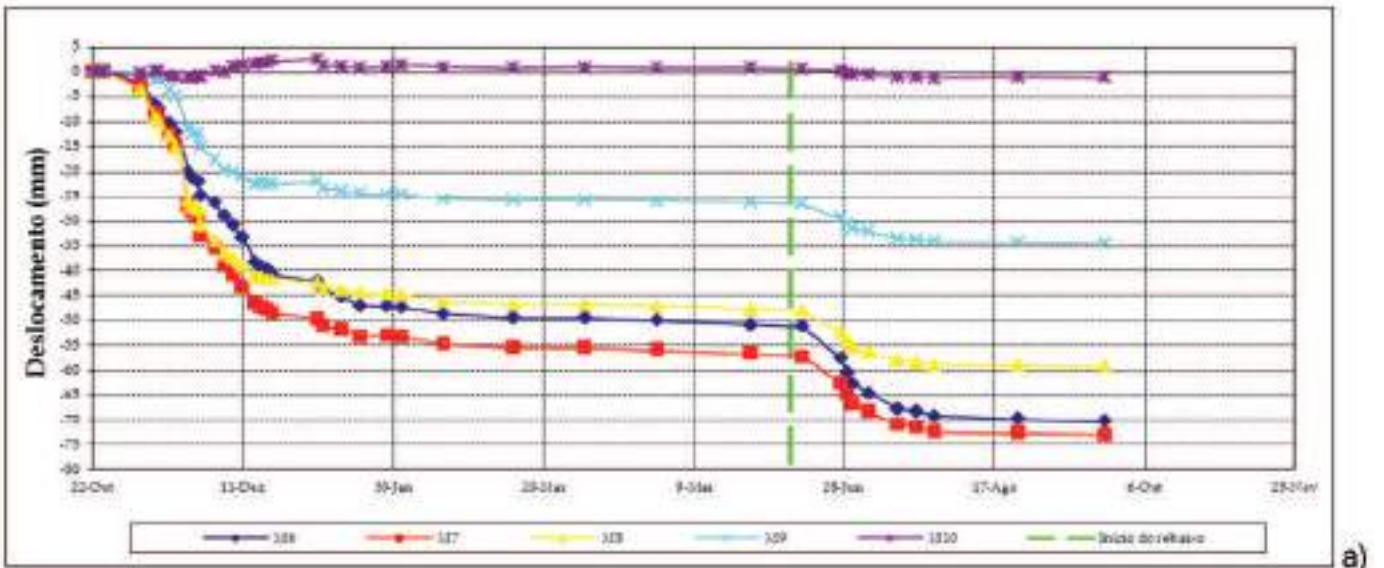
A maior parte da deformação ocorre na zona da abóbada das galerias, sobretudo na galeria direita e na frente Oeste, onde o maciço apresenta pior qualidade. Em média cerca de 70% da deformação no teto das galerias ocorre durante a 1.<sup>a</sup> fase de escavação, enquanto nos hasteais é durante o rebaixo que se verificam as deformações mais significativas.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados foram:

- Fornecimento de Energia.
- Iluminação.
- Sinalização.
- Ventilação.
- Comunicações.
- Sistemas de controlo. CCTV.
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas de incêndio.
- Nichos para instalação de equipamento de comunicação e segurança e caixas de visita dos órgãos de drenagem.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. – *Avaliação da conformidade do Túnel da Portela com o Decreto-Lei nº 75/2006.* LNEC, Lisboa, 2007.



**Fig. 07** Deformações registadas:  
 a) nas marcas da galeria direita. b) nos extensómetros multiponto de leitura contínua. c) nas secções de convergência.  
*Reported deformations:  
 a) at the marks of the right-hand gallery. b) at the ongoing reading multi-point extensometers. c) at the convergence sections.*



**Fig. 08** Sistema de impermeabilização e revestimento definitivo do Túnel da Portela.  
*Waterproofing and final lining system of Portela tunnel.*

and at the portals, mechanical excavation with road header machines was chosen.

The final lining of the tunnel consists of a continuous cast in situ concrete ring, with a minimum thickness of 30 cm. The tunnel design does not provide for reinforcement at the vault.

The waterproofing and drainage system consists of a protective geotextile cover in contact with the primary support and a PVC membrane covering the whole section of the tunnel. Water is collected at the base of the sidewalls from the side drains connected to the general drains, located close to the lining strip footings, from where they are directed out of the tunnel. There is also an independent system to collect contaminated waters coming from the road surface.

#### 4. MONITORING

During the excavation works of the tunnel, devices to control deformations at the surface, inside the excavated galleries and in the surrounding constructions were used to control the following parameters:

- Ground surface and surrounding constructions deformation
- Behaviour of the installed support and/or the excavated ground
- Ground vibration.

Superficial deformations were controlled through the installation of the following devices:

- Surface marks
- Multiprism (“stickers”) and uniprism targets.

The most significant deformations were reported during the first stage of the excavation, both in the left gallery, where an average of 62% of the total deformation occurred, and in the right gallery where the values were slightly greater and an average of 77% of the total deformation was reported during the first stage of the excavation.

The internal deformations of the ground were controlled through the installation of the following devices:

- Inclinometers (near the portals of each gallery)

- Convergence sections (with six reading points).

Furthermore, an intensive control section was installed inside each of the galleries to allow ongoing reading, comprising automatic equipment with centralised control.

Each of these sections comprises:

- 3 multipoint extensometers, at the crown and sidewalls, each one with 3 measurement points at 3 m, 6 m and 9 m from the surface of the excavation
- 3 radial pressure cells, 150 x 150 mm at the crown and sidewalls
- 3 tangential pressure cells, 100 x 200 mm at the crown and sidewalls
- 1 convergence section.

Most of the deformation occurred at the vault, mainly on the right gallery and at the western front, where the rock mass shows worse quality. An average of about 70% of the gallery roof’s deformation occurred during the first stage of the excavation, while at the sides the most significant deformation occurred during bench excavation.

The safety and control equipment installed was:

- Power supply.
- Lighting
- Signs.
- Ventilation
- Communication.
- Control systems. CCTV.
- Fire: detection and extinguishing systems.
- Hydrants.
- Hideouts to install communication and safety systems and manholes to visit drainage equipment.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

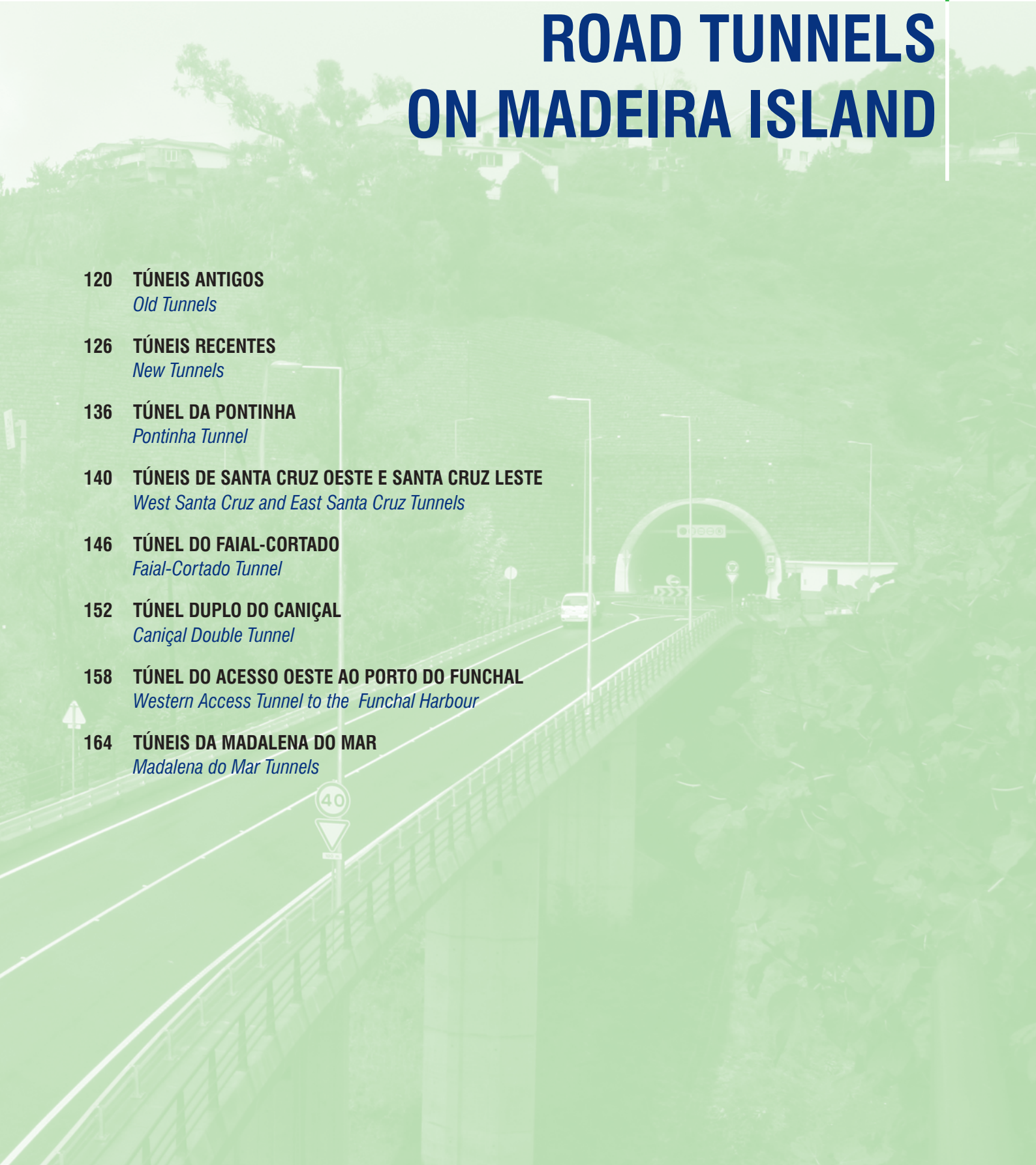
PINTO DA CUNHA, A.; VIEGAS, J.C.; OLIVEIRA COSTA, C.; PALMA, J.C. – *Avaliação da conformidade do Túnel da Portela com o Decreto-Lei nº 75/2006*. LNEC. Lisbon, 2007.



# TÚNEIS RODOVIÁRIOS NA ILHA DA MADEIRA

## ROAD TUNNELS ON MADEIRA ISLAND

- 120 **TÚNEIS ANTIGOS**  
*Old Tunnels*
- 126 **TÚNEIS RECENTES**  
*New Tunnels*
- 136 **TÚNEL DA PONTINHA**  
*Pontinha Tunnel*
- 140 **TÚNEIS DE SANTA CRUZ OESTE E SANTA CRUZ LESTE**  
*West Santa Cruz and East Santa Cruz Tunnels*
- 146 **TÚNEL DO FAIAL-CORTADO**  
*Faial-Cortado Tunnel*
- 152 **TÚNEL DUPLO DO CANIÇAL**  
*Caniçal Double Tunnel*
- 158 **TÚNEL DO ACESSO OESTE AO PORTO DO FUNCHAL**  
*Western Access Tunnel to the Funchal Harbour*
- 164 **TÚNEIS DA MADALENA DO MAR**  
*Madalena do Mar Tunnels*



# TÚNEIS ANTIGOS

**Localização/Location:** Ilha da Madeira/Madeira Island

**Utilização/Use:** Rodoviário/Road

**Dono da Obra/Owner:** Governo Regional da Madeira/Madeira Regional Government

**Dimensões/Sizes:**

- **Desenvolvimento/Length:** 15 m a 710 m/15 m to 710 m
- **Vão de escavação/Excavation span:** 4,2 m a 9 m/4.2 m to 9 m
- **Secção corrente de escavação/Current section of excavation:** 25 m<sup>2</sup> a 50 m<sup>2</sup>/25 m<sup>2</sup> to 50 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between side walls:** 4 m a 8,5 m/4 m to 8.5 m
- **Altura útil máxima/Maximum effective height:** 3,8 m a 6 m/3.8 m to 6 m
- **Recobrimento/Ground cover:** 7 m a 300 m/7 m to 300 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Até cerca de 1970: 1ª fase - galeria piloto com cerca de 5 m<sup>2</sup> e 2ª fase alargamento até à secção final. Após 1970: método de escavação sequencial (NATM)/Until around 1970: a first stage with a pilot gallery with cross section area close to 5 m<sup>2</sup> followed by widening until final section. After 1970, the sequential excavation method (NATM) prevailed

**Ano de entrada em serviço/Construction Period:** 1952 – 1990

**J. Mateus de Brito, Vitória Rodrigues, Emanuel Alves  
(GENOR – Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

No final da década de 40 começaram a ser construídos os primeiros túneis rodoviários ("furados") que acabaram por ser executados por toda a ilha, por forma a satisfazer a necessidade de ligação das povoações. Consideram-se como túneis rodoviários antigos da ilha da Madeira, os que foram concluídos até 1980 (principalmente nas décadas de 50 a 70). No entanto, atendendo às suas características, foram englobados neste grupo também alguns túneis construídos na década de 90. No total, trata-se de um conjunto de 28 túneis, com um ou dois sentidos de tráfego, distribuídos por toda a ilha, com uma extensão total de 4,8 km (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O edifício vulcânico da Ilha da Madeira é composto por três complexos vulcânicos principais, Complexo Vulcânico Inferior (CVI), Complexo Vulcânico Intermédio (CVM) e Complexo Vulcânico Superior (CVS), subdivididos consoante a predominância dos derrames lávicos ou dos piroclastos. Cerca de 80% dos túneis localizam-se no complexo CVM, enquanto os restantes 20% se situam no complexo CVS. Verifica-se, ainda, que 21 túneis estão inseridos em áreas maioritariamente compostas por derrames lávicos e apenas 4 túneis em áreas com predominância piroclástica e em zonas de depósitos piroclásticos geralmente alterados. Os restantes 3 túneis encontram-se, ainda, em depósitos de movimentos de massa resultantes de desprendimentos ocorridos das vertentes escarpadas.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

As secções dos túneis rodoviários antigos evoluíram de uma secção retangular ou quadrada com cerca de 25 m<sup>2</sup>, para uma secção em arco superior a 50 m<sup>2</sup> (Fig. 2).

Três dos túneis antigos, Caniçal, Fajã da Parreira e Ponta do Sol II foram alvo de alargamento em 1992, 2005 e 2004, respetivamente. As novas secções variaram entre 57 m<sup>2</sup> (Caniçal) e 64 m<sup>2</sup> (Fajã da Parreira e Ponta do Sol II) (Fig. 3).

Sempre que possível, a escavação destes túneis foi feita manualmente. Em terrenos rochosos foram utilizados martelos pneumáticos e explosivos. O material resultante da escavação foi inicialmente transportado utilizando o carro de mão, evoluindo-se, posteriormente, para o carro de bois e para o sistema de-cauville e, finalmente, para os dumpers de pequena dimensão.

Como foram construídos essencialmente em maciços de boas características resistentes, basaltos e brechas compactas, dispõem apenas de revestimento de secção total ou parcial quando foram intersectados terrenos com menor resistência, caixas de falha ou grandes aflúncias de água. A respetiva secção foi condicionada pelo vão e pelo maciço envolvente, com geometria retangular ou em arco, com contorno irregular e, por vezes, com significativas zonas de sobrecavação, tanto na abóbada, como nos hasteais.

Os revestimentos, quando existentes, são em betão simples ou em betão ciclópico, revestindo totalmente ou parcialmente a secção transversal, e foram construídos com o auxílio de cimbrês e moldes de madeira. Em seis destes túneis foi aplicado um revestimento em betão projetado (Fig. 4).

## 4. TÚNEIS HISTÓRICOS

Antes da construção da ER 101 (década de 40) era pela Estrada Real 23, que não era mais que uma estreita vereda, que a circulação de pessoas e bens entre povoações da costa norte se efetuava. Esta situação manteve-se até meados dos anos 50, altura em que houve a necessidade de construir uma via de comunicação com 5m de largura, que permitisse a circulação de meios de transporte movidos a motor. Esta ligação entre o Arco de São Jorge e Porto Moniz, passando por São Vicente,

# OLD TUNNELS

## 1. INTRODUCTION

At the end of the 1940s the first road tunnels (“furados”) started being constructed on the island to respond to the population’s mobility needs. Old road tunnels of Madeira Island are considered to be those completed before 1980 (mainly between the 1950s and 1970s). However, given their characteristics, some of the tunnels built during the 1990s were included in this group. As a whole, this is a group of 28 tunnels, with one or two-way traffic lanes with a total length of 4.8 km, all around the island (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

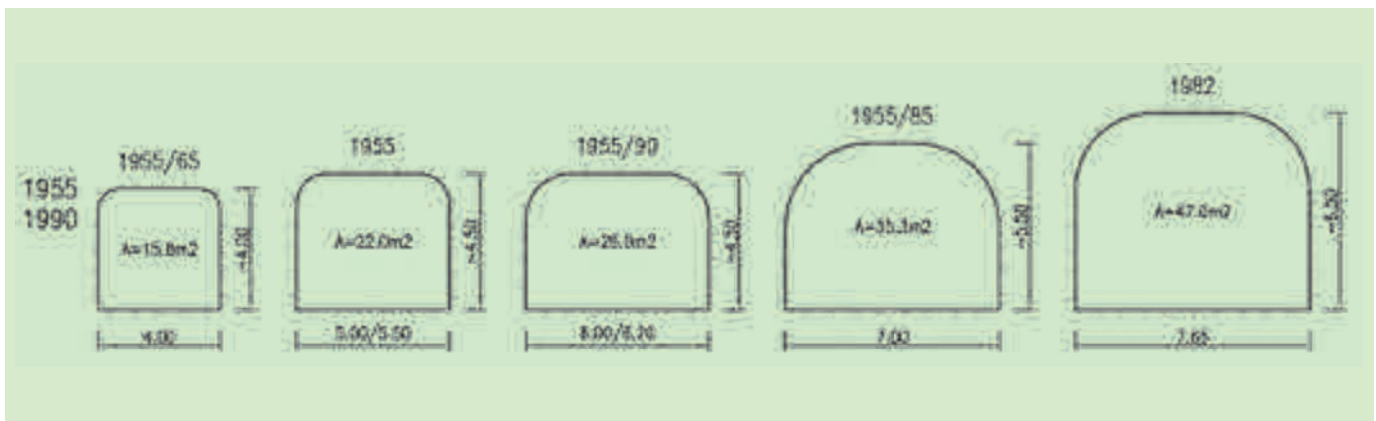
The volcanic structure of Madeira Island comprises three main volcanic complexes, the Inferior Volcanic Complex (CVI), the Intermediate Volcanic Complex (CVM) and the Superior Volcanic Complex (CVS), subdivided according to the prevalence of lava spills or pyroclasts. Approximately 80% of the tunnels were opened in the CVM complex, while the other 20% were in CVS complex. Moreover, 21 tunnels are in areas mostly made up of lava spills and only 4 tunnels are in predominantly pyroclastic



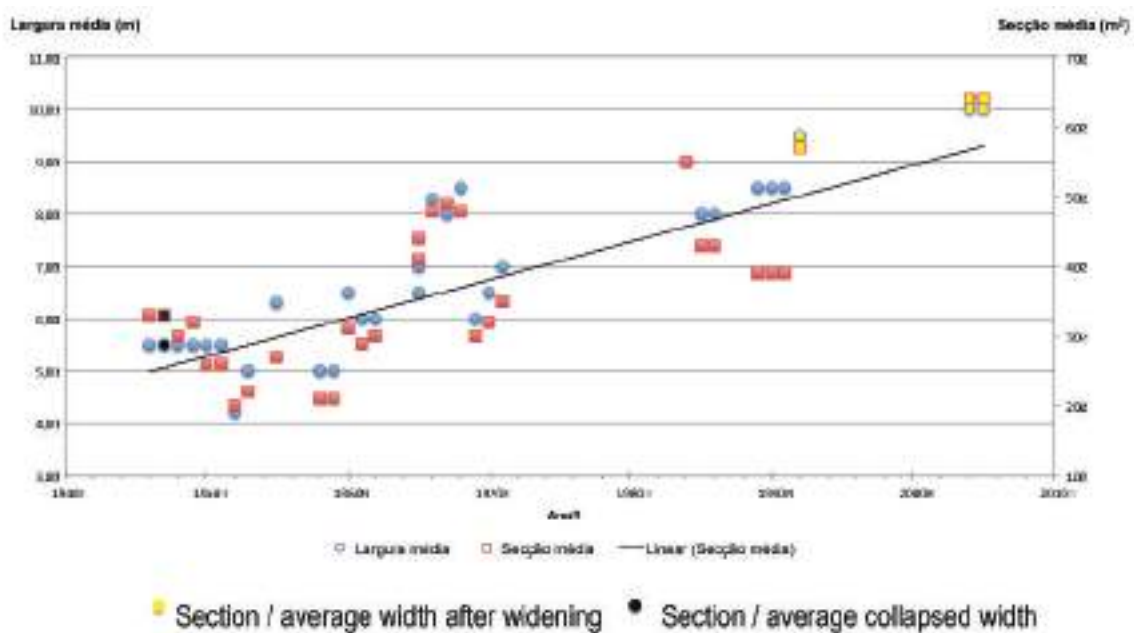
Ref <sup>a</sup> Ref.	Túnel Tunnel	Ano de entrada em serviço Year of commissioning	Vão de escavação (m) Excavation span (m)	Secção de escavação (m <sup>2</sup> ) Excavation cross-section (m <sup>2</sup> )	
TA1	Canical	1955	6.2	27	
TA2	Eng.º Duarte Pacheco	1953	5.3	22	
TA3	Ponta Delgada	1952	4.3	20	
TA4	Fajã da Areia	1984	9.0	55	
TA5	Água D'Alto	1965	7.0	44	
TA6	Ribeira do Inferno	1955	5.5	33	
TA7	Véu da Noiva	1955	5.5	33	
TA8	Fajã da Parreira	1955	5.5	26	
TA9	Fajã das Contreiras	1955	5.5	29	
TA10	Furado Pequeno	1955	5.5	26	
TA11	Ribeira da Janela	1955	5.5	26	
TA12	Fajã da Ovelha / Paúl do Mar	Túnel I/Tunnel I	1971	6.0	30
TA13		Túnel II/Tunnel II	1971	6.5	32
TA14		Túnel III/Tunnel III	1971	7.0	35
TA15	Madalena do Mar	1968	8.5	48	
TA16	Madalena do Mar (Areia)	1968	7.0	49	
TA17	Anjos	1966	8.5	48	
TA18	Ponta do Sol I	1965	6.0	41	
TA19	Ponta do Sol II	1962	6.0	30	
TA20	Lugar de Baixo I	1962	6.0	29	
TA21	Lugar de Baixo II	1962	6.5	31	
TA22	Bica da Cana / Encumeada	Túnel I/Tunnel I	1990	8.0	39
TA23		Túnel II/Tunnel II	1990	8.0	39
TA24		Túnel III/Tunnel III	1990	8.0	39
TA25	Eira do Serrado / Curral das Freiras	Túnel I/Tunnel I	1959	5.0	21
TA26		Túnel II/Tunnel II	1959	5.0	21
TA27		Túnel III/Tunnel III	1985	8.0	43
TA28		Túnel IV/Tunnel IV	1985	8.0	43

Fig. 01 Planta de localização e quadro resumo dos túneis rodoviários antigos da ilha da Madeira.  
Location plan and summary table of old road tunnels on Madeira Island.





**Fig. 02** Evolução da secção média com o tempo.  
*Time evolution of the average cross-section.*



**Fig. 03** Relação entre a largura e a secção média, desde 1945 a 2005.  
*Ratio between average width and cross-section, between 1945 and 2005.*

ficou concluída em 1953, data da inauguração do túnel Eng.º Duarte Pacheco que liga Boaventura ao Arco de São Jorge (Fig. 5).

Antes de 1955, a povoação do Caniçal encontrava-se isolada do resto da ilha por um relevo muito acidentado, o qual impossibilitava a ligação terrestre até Machico, a povoação mais próxima do lado sul da ilha. Desta forma, a circulação entre estas povoações fazia-se por via marítima, mas também pedonalmente por uma estreita vereda construída na zona superior da montanha, constituída por um túnel com 3,6 m<sup>2</sup> de secção. Em 1955, o túnel do Caniçal foi alargado para uma secção retangular com cerca de 27 m<sup>2</sup> (6 m x 4,5 m), passando a possibilitar a circulação rodoviária. A inauguração deste túnel rodoviário, com 700 m de desenvolvimento, foi um dos acontecimentos mais importantes da época (Fig. 6).

O túnel do Véu da Noiva, o mais emblemático dos túneis antigos da ilha da Madeira, pelo seu enquadramento paisagístico e elevado interesse turístico, colapsou em 2008. Localizava-se sob um vale suspenso, por onde a água da ribeira João Delgado caía diretamente para o mar formando uma cascata. O colapso foi devido ao recuo da arriba subjacente pela ação erosiva do

mar, envolvendo a parte da ER 101 onde se situava o túnel e formando uma fajã na sua base (Fig. 7).

## 5. ESTADO ATUAL

Os túneis rodoviários antigos da ilha da Madeira apresentam-se, em grande parte, com um estado de conservação razoável a bom e em condições de funcionamento aceitáveis, requerendo apenas algumas beneficiações tendo em vista a continuação da sua utilização. Atualmente, dos 28 túneis, quatro estão encerrados e outros quatro condicionados, quer devido à desativação das respectivas vias quando foram construídas as vias alternativas, mais rápidas e seguras, quer devido à recorrência de desprendimentos de materiais rochosos das vertentes sobrejacentes às vias onde estes se inserem quando as condições atmosféricas são adversas.

As vias onde se inserem os túneis antigos da ilha da Madeira têm um enorme interesse turístico, pois constituem miradouros privilegiados, quer das zonas interiores, quer das zonas costeiras da ilha. Estes túneis representam, assim, uma memória viva do esforço do desenvolvimento da região que deve ser mantida.

areas and usually weathered pyroclastic deposit areas. The remaining 3 tunnels are in deposits resulting from landslides which occurred on the steep slopes.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

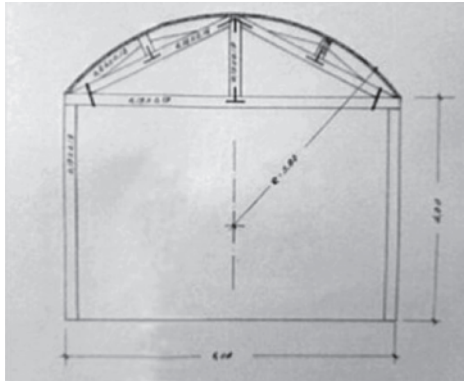
The cross-section of the old road tunnels evolved from a rectangular or square section with an area of about 25 m<sup>2</sup>, to an arch section with an area larger than 50 m<sup>2</sup> (Fig. 2).

Three of these, Caniçal, Ponta do Sol II and Fajã da Parreira were widened in 1992, 2004, 2005 respectively. The area of the new sections spanned from 57 m<sup>2</sup> (Caniçal) to 64 m<sup>2</sup> (Fajã da Parreira and Ponta do Sol II) (Fig. 3).

Whenever possible, these tunnels were excavated manually. In rocky ground, pneumatic hammers and explosives were used. The mucking out was initially done using wheelbarrows, then ox carts, the decauville system and finally, small dumpers.

As they were mainly constructed in ground with good resistance, such as basalts and compact breccia, only when crossing less resistant ground, fault zones or water flooded areas, was either total or partial section lining installed. The cross section area was conditioned by the span and involving ground, adopting an arch or rectangular geometry and sometimes with significant over-break areas, both at the roof and sidewalls.

Whenever used, the linings are made of simple or cyclopean concrete, totally or partially covering the cross section, and



Cimbres e moldes em madeira utilizados nos revestimentos em betão  
Wooden arch centres and moulds used in concrete linings



Construção do revestimento do Túnel II da via Fajã da Ovelha/Paul do Mar, 1971  
Construction of Tunnel II lining of the road Fajã da Ovelha/Paul do Mar, 1971



Revestimento da secção total do Túnel II da via Fajã da Ovelha/Paúl do Mar, 1971  
Lining of total section of Fajã da Ovelha/Paúl do Mar Tunnel II, 1971



Revestimento parcial com pedra e betão Túnel II da via Fajã da Ovelha/Paúl do Mar, 1971  
Partial lining with stone and concrete of Fajã da Ovelha/Paúl do Mar Tunnel II, 1971



Revestimento em betão ciclópico, Túnel Água D'Alto, 1965  
Cyclopean concrete lining of Água D'Alto Tunnel, 1965



Revestimento com betão projetado, Túnel Ponta do Sol I, 1965  
Shotcrete lining, Ponta do Sol I Tunnel I, 1965

**Fig. 04** Revestimentos aplicados nos túneis rodoviários antigos da ilha da Madeira.  
*Linings of old road tunnels on Madeira Island.*



**Túnel Eng.º Duarte Pacheco, 1953**  
**Duarte Pacheco Tunnel, 1953**



**Túnel Água d'Alto, 1965**  
**Água d'Alto Tunnel, 1965**



**Vista da ER 101 de S. Vicente para o Seixal**  
**View of ER 101 from S. Vicente to Seixal**



**Emboquilhamento este do túnel Ribeira da Janela**  
**Eastern portal of Ribeira da Janela Tunnel**



**Emboquilhamento oeste do túnel Fajã da Areia, adjacente a um pequeno túnel pedonal já existente**  
**Western portal of Fajã da Areia tunnel, adjoining an already existing small pedestrian tunnel**



**Túnel da Ribeira do Inferno**  
**Ribeira do Inferno Tunnel**

**Fig. 05 Túneis rodoviários históricos da ilha da Madeira.**  
**Historic Road Tunnels of Madeira Island.**

## 6. BIBLIOGRAFIA

ALVES, E.R.M. - *Túneis Rodoviários Antigos da Madeira. Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.* Ilha da Madeira. 2012.

DIÁRIO DE NOTÍCIAS. "dnoticias.pt." Diário de Notícias de 17/10/2008. (<http://www.dnoticias.pt/multimedia/video/156068-derrocada-junto-ao-veu-da-noiva-interdita-acesso>). 2008.

DIREÇÃO DAS OBRAS PÚBLICAS - *Projetos e Processos de Obras, datados entre 1861 a 1990 (com incidência para o período entre 1861 e 1976).* Estrada Nacional n.º 101-7 (Fajã da Ovelha). Arquivo Regional da Madeira. 1963.

DIREÇÃO DAS OBRAS PÚBLICAS - *Projetos e Processos de Obras, datados entre 1861 a 1990 (com incidência para o período entre 1861 e 1976).* Estrada Nacional n.º 101, km 86. Arquivo Regional da Madeira. 1964.

INETInovação - *Roteiro Geo Turístico Português.* Direção Regional do Comércio Indústria e Energia. 2007.

PAULINO, F.F. & COSTA, E. - *Caminhos para o futuro - A história dos transportes terrestres na Madeira.* Produzido por Francisco Faria Paulino. 2007.

SILVEIRA, A.B.; MADEIRA, J.; RAMALHO, R.; FONSECA, P.; PRADA, S. - *Notícia Explicativa da Carta Geológica da ilha da Madeira na escala 1:50 000, Folhas A e B. 1ª.* Montagem por Região Autónoma da Madeira e Universidade da Madeira Secretaria Regional do Ambiente e Recursos Naturais. 2010.

SIMÕES, A.V.; SUMARES, J.; SILVA, I. - *Transportes na Madeira.* Gráfica Maiadouro. 1983.



**Fig. 06** **Secção corrente inicial do Túnel do Caniçal, 1955. (L.). Inauguração do túnel, emboquilhamento Este, 1955 (R).**  
**Caniçal Tunnel cross section, 1955 (L.). Opening to the public, west portal, 1955 (R).**



**ER 101 e Túnel do Veu da Noiva, 1955**  
**ER 101 and Veu da Noiva Tunnel, 1955**

**ER 101 após o colapso do Túnel do Veu da Noiva, 2008**  
**ER 101 after the collapse of Veu da Noiva Tunnel, 2008**

**Fig. 07** **Túnel do Veu da Noiva.**  
**Veu da Noiva Tunnel.**

were constructed using wooden arch centres and moulds. In six of these tunnels a shotcrete lining was applied (Fig. 4).

#### 4. HISTORICAL TUNNELS

Before the construction of ER 101 (in the 1940s) people and goods were transported along the Estrada Real 23, which was no more than a narrow path between the villages on the northern coast. This situation lasted until the mid-1950s, when it was decided to build a 5 m wide road enabling motor vehicle traffic. This connection between Arco de São Jorge and Porto Moniz, running through São Vicente, was completed in 1953, the inauguration year of the Duarte Pacheco tunnel, that connects Boaventura to Arco de São Jorge, (Fig. 5).

Before 1955, the village of Caniçal was isolated from the rest of the island due to very high mountains, which prevented a connection by land to Machico, the closest village on the southern side of the island. Therefore traffic between these villages was by sea, as well as on foot along a narrow path built on the upper part of the mountain which included a 3.6 m<sup>2</sup> section tunnel. In 1955 the Caniçal tunnel was widened to a 27 m<sup>2</sup> (6 m x 4.5 m) rectangular section which enabled road traffic. The opening of this 700 m long tunnel was one of the most important events of that time (Fig. 6).

The Veu da Noiva tunnel, the most emblematic of the old tunnels on Madeira Island due to the surrounding landscape and considerable relevance in terms of tourism, collapsed in 2008. It was located under a suspended valley, through which the João Delgado stream flowed and fell directly into the sea by way of a cascade. This collapse was due to erosion by the sea and involved the part of the ER 101 where the tunnel was located and left a fajã, (a volume of flat land at sea level caused by the collapse of a cliff) at its base (Fig. 7).

#### 5. CURRENT SITUATION

The old road tunnels of Madeira Island are generally in reasonable condition and acceptable operating conditions, requiring only some

refurbishment to continue being used normally. Of the 28 tunnels, four are currently closed and another four allow only restricted traffic, due either to lanes being closed after alternative, faster and safer lanes were built, or to recurrent landslides of rock materials from the slopes overlying the lanes, under adverse weather conditions.

The roads comprising the old tunnels of Madeira Island are very interesting from a touristic point of view, as they are privileged viewpoints both of inland and coastal areas of the island. Therefore, these tunnels represent a living memory of the effort made in the development of this region, which should be preserved.

#### 6. BIBLIOGRAPHY

- ALVES, E.R.M. - *Túneis Rodoviários Antigos da Madeira. Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.* Madeira Island. 2012.
- DIÁRIO DE NOTÍCIAS. "dnoticias.pt." Diário de Notícias of 17 October 2008. (<http://www.dnoticias.pt/multimedia/video/156068-derrocada-junto-ao-veu-da-noiva-interdita-acesso>). 2008.
- DIRECÇÃO DAS OBRAS PÚBLICAS - *Projectos e Processos de Obras, dados entre 1861 a 1990 (com incidência para o período entre 1861 e 1976).* Estrada Nacional n.º 101-7 (Fajã da Ovelha). Arquivo Regional da Madeira. 1963.
- DIRECÇÃO DAS OBRAS PÚBLICAS - *Projectos e Processos de Obras, dados entre 1861 a 1990 (com incidência para o período entre 1861 e 1976).* Estrada Nacional n.º 101, km 86. Arquivo Regional da Madeira. 1964.
- INETInovação - *Roteiro Geo Turístico Português.* Direcção Regional do Comércio Indústria e Energia. 2007.
- PAULINO, F.F. & COSTA, E. - *Caminhos para o futuro - A história dos transportes terrestres na Madeira.* By Francisco Faria Paulino. 2007.
- SILVEIRA, A.B.; MADEIRA, J.; RAMALHO, R.; FONSECA, P.; PRADA, S. - *Notícia Explicativa da Carta Geológica da ilha da Madeira na escala 1:50 000, Folhas A e B. 1ª.* Compiled by Região Autónoma da Madeira and Universidade da Madeira, Secretaria Regional do Ambiente e Recursos Naturais. 2010.
- SIMÕES, A.V.; SUMARES, J.; SILVA, I. - *Transportes na Madeira.* Gráfica Maiadouro. 1983.

# TÚNEIS RECENTES

J. Mateus de Brito, Carlos Baião, Vitória Rodrigues  
(CENOR – Consultores, SA)

## 1. A NOVA REDE RODOVIÁRIA DA MADEIRA

Nas duas últimas décadas uma nova rede rodoviária foi construída com o objetivo de melhorar a ligação do Funchal às maiores vilas da Madeira.

Com um investimento superior a 2000 M€, foi o mais importante investimento na história da Madeira. O plano de acessibilidade foi iniciado com a construção da via rápida Ribeira Brava-Funchal-Caniçal (via rápida VR1) no lado sul da ilha. Esta importante autoestrada, com 2+2 faixas de circulação, permitiu a ligação ao Aeroporto de Santa Cruz e ao porto do Caniçal. A sua construção iniciou-se em 1989 e terminou em 2004, com um custo de aproximadamente 800 M€, a preços atuais. Hoje, a rede rodoviária fundamental da Madeira é também constituída por vias rápidas com uma faixa em cada sentido mais uma faixa para lentos, onde necessário.

Com a rede rodoviária original, eram necessárias três horas para atravessar da capital Funchal para Porto Moniz, no noroeste. Hoje, este percurso consome apenas 45 minutos.

A rede viária fundamental tem aproximadamente 200 km, sendo 85 km em túnel (Fig. 1).

## 2. A IMPORTÂNCIA DA DOS TÚNEIS. ASPETOS DA CONCEÇÃO E PROJETO

Devido ao exigente relevo da ilha, à grande heterogeneidade e à estrutural e litológica complexidade das formações vulcânicas e à ocupação da superfície, os túneis tornaram-se dominantes.

Para ultrapassar a topografia e as condicionantes geotécnicas de forma económica, desenvolveu-se um largo espectro de soluções estruturais.

O grande número de túneis resultou da geomorfologia que impôs importantes condicionantes. Enquanto a Diretiva Europeia define uma pendente longitudinal máxima de 5% (exceto onde a geografia o impossibilita), na Madeira existem túneis com pendentes de 8,5% (túnel da Pontinha) a 13% (túnel Pestana Júnior).

## 3. EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS

Na primeira fase, vinte túneis foram construídos a oeste do Funchal, em direção à Ribeira Brava (com dois importantes túneis duplos, Quinta Grande e Ribeira Brava) e oito túneis a este do Funchal, em direção ao aeroporto.

Em 2000 houve uma espetacular evolução na construção, com um total de 60 túneis concluídos. Incluem-se aqui dois importantes túneis, o túnel da Encumeada e o túnel do Norte, no lado norte da ilha, e os túneis de Santa Cruz, com quatro faixas, na vertente sul (Fig. 2).

O prolongamento do aeroporto foi também concluído em 2000. O tempo de viagem entre o Funchal e o Aeroporto foi reduzido de 40 para 15 minutos.

A construção de mais de 48 túneis foi concluída em 2004, incluindo o mais longo túnel rodoviário (Faial-Cortado) e o mais longo túnel duplo, Caniçal (Fig. 3). O porto do Caniçal foi também construído em 2004.

Desde 2004 foram concluídos 39 túneis, 27 dos quais foram finalizados entre 2010 e 2012.

O comprimento dos túneis é importante, quando comparado com o comprimento total das estradas construídas. Por exem-



Fig. 01 Rede rodoviária fundamental da Ilha da Madeira.  
Fundamental main road network of Madeira Island.

# NEW TUNNELS

## 1. NEW FUNDAMENTAL ROAD NETWORK OF MADEIRA ISLAND

In the last two decades, in order to improve the road accesses from Funchal city to the main villages, due to the increasing development, a new fundamental road network was undertaken at Madeira Island.

It was the most important investment in Madeira history, over 2000 M€. This accessibility plan was implemented by the construction of the priority highway Ribeira Brava-Funchal-Caniçal (via rápida VR1) on the south side of the island. This important highway, with 2+2 lanes, allowed the connection to Santa Cruz airport and to Caniçal harbour. The construction began in 1989 and was completed in 2004, with a cost of about 800 M€. Today, the fundamental road network of Madeira is also constituted by expressways (vias expresso - VE) with one lane in each direction, plus one slow lane where necessary.

With the ancient road network, 3 hours were necessary to go from the capital Funchal to Porto Moniz on the northwest. Today, only 45 min are needed.

The fundamental main road network is about 200 km long, with about 85 km in tunnel (Fig. 1).

## 2. THE IMPORTANCE OF THE TUNNELS. CONCEPTION AND DESIGN ASPECTS

Due to the vigorous relief of the island, to the great heterogeneity, to the structural and lithological complexity of volcanic rock formations and to the land occupation, tunnels became dominant, in order to allow an acceptable level of comfortable accessibilities to the main villages of the island.

In order to achieve more adequate and economical solutions to overcome the topographic and geotechnical conditions, a large spectrum of innovative structural tunnel solutions were developed.

The great number of tunnels was result of the geomorphology which imposed important restraints. While the European Directive defines a maximum longitudinal dip of 5% (except where geographically impossible), at Madeira there are tunnels with dips from 8,5% (Pontinha tunnel) to 13% (Pestana Júnior tunnel).

## 3. CONSTRUCTION EVOLUTION OF ROAD TUNNELS

In the first phase, 20 tunnels were constructed west of Funchal, towards Ribeira Brava, (with two important double tunnels, Quinta Grande and Ribeira Brava) and 8 tunnels east of Funchal, towards the Airport.

In 2000 there was a spectacular evolution on construction, with a total of 60 tunnels concluded, with two important tunnels, the Encumeada tunnel and the Norte tunnel, on the north side of the island, and the Santa Cruz tunnels, with four lanes, on the south side (Fig. 2). Airport prolongation works were also concluded in 2000. The roadway travel time from Funchal to the airport was reduced from 40 minutes to 15 minutes.

The construction of more 48 tunnels was concluded in 2004, including the longest road tunnel of Portugal (Faial-Cortado) and the longest double tunnel of Portugal, Caniçal tunnel (Fig. 3). Caniçal harbour was also constructed in 2004.

Since 2004, 39 tunnels were concluded, 27 of them finished between 2010 and 2012.



Fig.  
02

Túnel de Faial-Cortado.  
*Faial-Cortado tunnel.*



**Fig. 03** Portal Este do túnel duplo do Caniçal, com três vias cada.  
*Double Caniçal tunnel east portal with three lanes.*

plo, cerca de 36% da autoestrada Ribeira Brava-Caniçal foi construída em túnel. Num troço desta autoestrada, entre Machico e Caniçal, cerca de 7,8 km, 66% da estrada, são subterrâneos. Para as vias-rápidas esta relação foi de aproximadamente 52% (Quadro 1).

A taxa de evolução de construção de túneis rodoviários entre 1994 e 2012 foi quase constante (Fig. 4). Em média, cerca de dez túneis foram construídos por ano.

É também interessante verificar que 76 túneis têm comprimento superior a 500 m (35% do total), dos quais onze túneis são superiores a 2000 m e dois superiores a 3000 m (Fig. 5).

#### 4. ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Os reconhecimentos geotécnicos efetuados basearam-se em levantamentos geológicos de superfície pormenorizados, acompanhados de prospeção de superfície, através de valas e poços, e de prospeção profunda, constituída basicamente por sondagens à rotação.

Considerando os custos da prospeção, verificou-se que a cada quilómetro corresponderam, em média, 100 000 € em trabalhos de prospeção e 40 000 € por cada obra de arte especial (pontes e túneis). Estes custos corresponderam a cerca de 0,5 a 1% do valor das obras.

A Ilha da Madeira compreende dois complexos vulcânicos principais,  $\beta^1$  e  $\beta^2$ .

O complexo base  $\beta^1$ , mais antigo, está representado por vários tipos de materiais pirocásticos, com intercalações de lava basáltica, sempre alterada ou muito alterada. Por vezes os materiais pirocásticos finos (tufos e bombas), são dominantes. O complexo vulcânico pós-miocénico  $\beta^2$  é muito heterogéneo, consistindo principalmente em lavas basálticas compactas e em brechas desagregadas com espessuras variáveis, intercaladas com camadas menos importantes de tufos. Em geral, os basaltos espessos correspondem às camadas mais importantes.

#### 5. SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS TUNEIS

Os túneis foram construídos com secções transversais efetivas mínimas de 9,0 m para túneis unidirecionais (autoestradas) e 9,6 m para túneis bidirecionais (vias rápidas), com duas faixas de 3,5 m cada. As alturas são variáveis, dependendo da sobre-elevação da secção transversal, mas com um gabarito mínimo de 5 m.

O contorno foi formado por uma abóbada em arco semicircular prolongada verticalmente pelos hasteais (secção em ferradura) (Fig. 6).

Apenas nos dois túneis mais antigos da autoestrada (túneis João Gomes e Jardim Botânico) foi o teto formado por uma elipse alongada e truncada na parte inferior. Mais tarde, em alguns túneis, adotou-se uma secção curva (túnel da Pontinha). Secções especiais foram ainda adotadas em túneis com três faixas e vãos efetivos de 12 m (túnel Pestana Júnior) e com quatro faixas e vãos efetivos de 18,5 m (túneis Santa Cruz este e oeste). Frequentemente foi necessário incluir, próximo dos portais, faixas de aceleração e desaceleração, que exigiram secções mais largas, como no caso das três faixas do túnel João Abel de Freitas túnel e no túnel Faial Cortado, com quatro faixas (Fig. 7 e 8).

Um alargamento do túnel Faial-Cortado foi necessário por razões construtivas, pois as novas vias junto à conexão do Faial foram construídas em duas fases.

#### 6. REVESTIMENTOS PRIMÁRIO E SECUNDÁRIO

Com base na litologia, características estruturais e mecânicas das formações e nos perfis geotécnicos transversais e longitudinais, o zonamento geotécnico foi executado em fase de projeto. Este zonamento compreendeu em geral três a quatro classes, sendo o comportamento do material pior quanto maior a classe.

A título de exemplo, considerou-se que, em geral, a zona geotécnica ZG2 era constituída por rochas resistentes, basaltos

**QUADRO I – Comprimentos de túneis e estradas.**  
**TABLE I – Tunnel and road lengths.**

	Autoestrada 2x2 faixas/Highway 2x2 lanes			Via rápida 1x2 faixas/Expressway 1x2 lanes			Total
	Rib <sup>a</sup> Brava Funchal	Funchal Machico	Machico Caniçal	Machico Santana S. Vicente	Rib <sup>a</sup> Brava S. Vicente Porto Moniz	Rib <sup>a</sup> Brava Calheta Ponta do Pargo	
Comprimentos total da estrada (m) Total length of the road (m)	13995	20665	7770	34532	31805	33214	141911
Número total de túneis (incluindo túneis duplos e secundários) Total number of tunnels (including double and secondary tunnels)	19	27	14	23	19	17	119
Comprimento total de estrada subterrânea (m) Total length of underground road (m)	5981	4378	5096	23002	16305	13078	67840
Comprimento total de estrada subterrânea / comprimento total da estrada (%) Total length of underground road / Total length of the road (%)	43	21	66	67	51	39	48

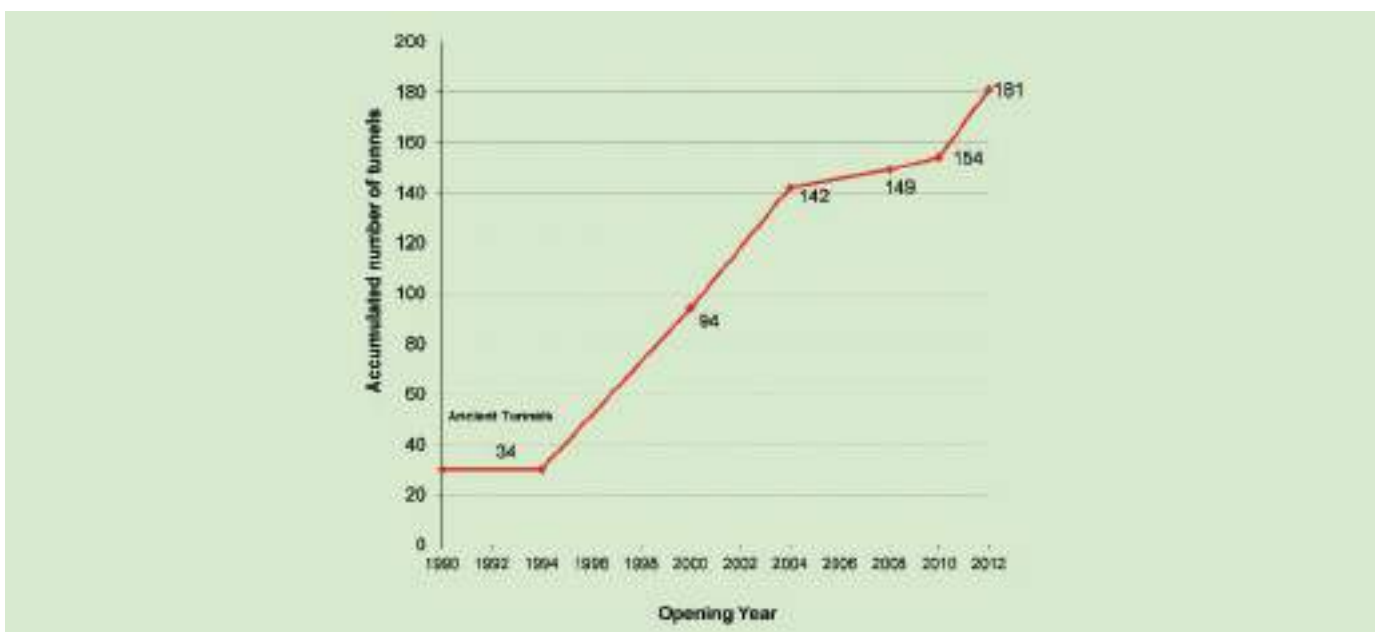
The tunnels length is of great importance when compared with the roads total length. For example, about 36% of the highway Ribeira Brava-Caniçal was crossed in tunnel. In a reduced length of this highway, between Machico and Caniçal, about 7,8 km, 66% of the road was built underground. For the expressways this relation was about 52% (Table 1).

The evolution rate of the road tunnels constructed in the last 18 years (between 1994 and 2012) was almost constant (Fig. 4). On average, about 10 tunnels were constructed a year.

It is also interesting to verify that 76 tunnels had a length greater than 500 m (35% of the total number of tunnels), 11 tunnels being longer than 2000 m and 2 tunnels were over 3000 m (Fig. 5).

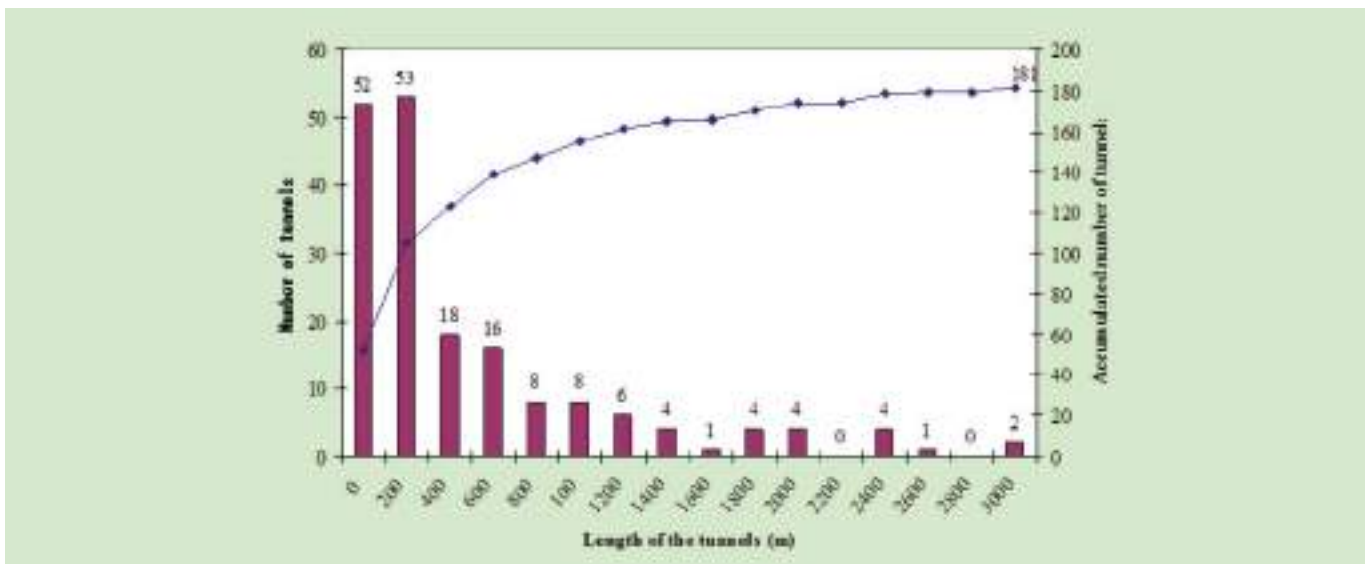
#### 4. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL ASPECTS

Site investigation included detailed surface geological mapping and the excavation of some pits and trenches and borehole drillings. In terms of costs it was verified that, in average, site



**Fig. 04** Evolução do número de túneis entre 1990 e 2012.  
*Number of tunnels between 1990 and 2012.*





**Fig. 05** Número de túneis versus comprimento dos túneis.  
*Number of tunnels versus length of the tunnels.*

fraturados e brechas consolidadas, com lentículas pouco espessas de brechas desagregadas ou de tufo. No seu conjunto, comportava-se como uma formação de qualidade razoável que, devido ao grau de fracturação, conduziu, nos túneis correntes, a um revestimento primário consistindo na aplicação sistemática, na abóbada, de pregagens Swellex em quincôncio, de malha electrossoldada e de betão projetado. Nos hasteais dispensou-se, em geral, a aplicação de pregagens (Fig. 9 e 10).

Nas secções de maior vão, como nos alargamentos, adotaram-se pregagens e betão projetado.

O revestimento definitivo foi constituído por betão armado. Na zona ZG4, nos casos mais desfavoráveis, foi adotada uma soleira em betão armado plana ou em arco invertido (Fig. 10 e 11).

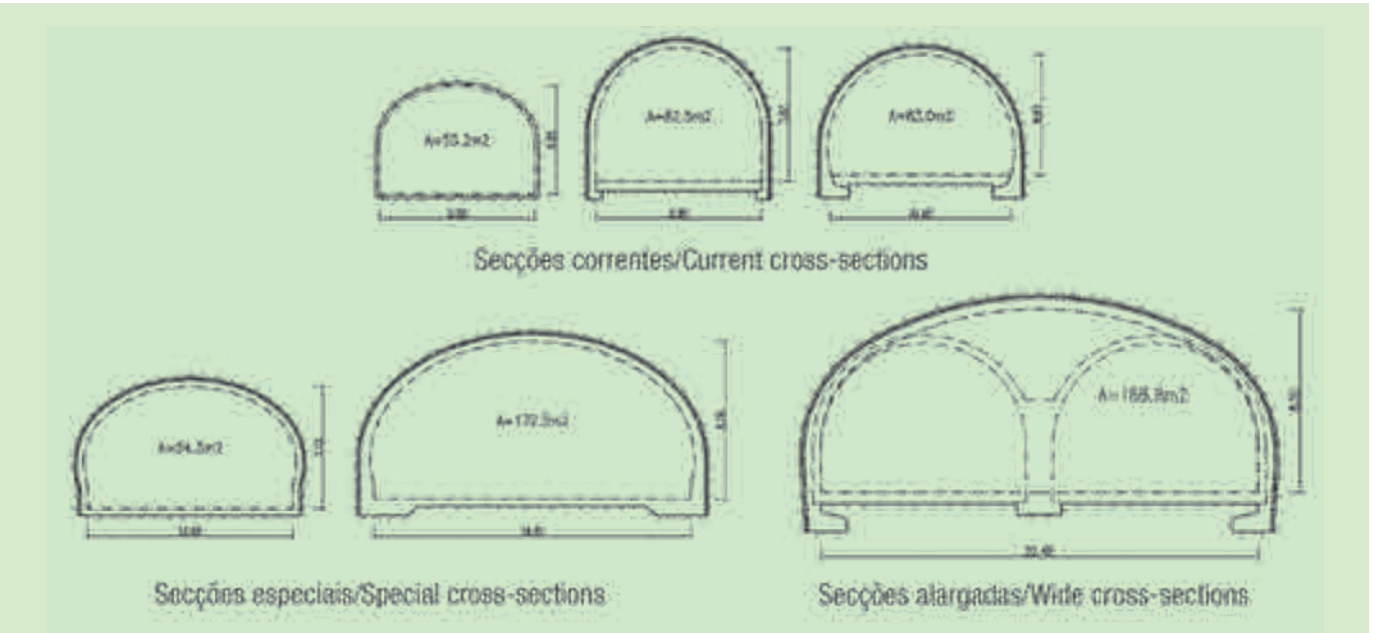
Para a construção selecionou-se o método NATM. Devido à grande heterogeneidade geotécnica, foram adotados métodos versáteis que permitiram o ajuste às diferentes condições geotécnicas que foram sendo encontradas. Quando as formações eram ripáveis, o desmonte foi mecânico com martelos hidráulicos de demolição. Os basaltos compactos e as brechas estavam geralmente no limiar da ripabilidade, tendo aí sido o



**Fig. 06** Secção dos túneis correntes unidireccionais observando-se as armaduras e a estrutura de apoio à colocação da geomembrana de impermeabilização (túnel duplo do Caniçal).  
*Current section of unidirectional tunnels showing impermeabilization membrane and reinforcement for final lining (Caniçal tunnel).*



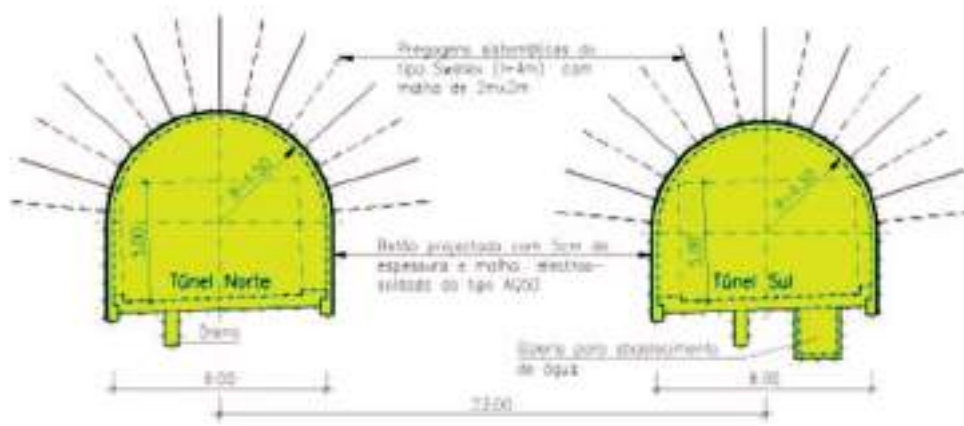
**Fig. 07** Nó no vale da ribeira de Santa Luzia observando-se os emboquilhamentos Este do túnel João Abel de Freitas e do túnel do ramo de saída sul.  
*Vale da ribeira de Santa Luzia interchanger. Portals of João Abel de Freitas tunnel and south exit tunnel.*



**Fig. 08** **Secções transversais.**  
***Cross-sections.***

investigations valued 100.000 € for each km compared with 40.000 € for each special work (including bridges and tunnels). The proportion regarding the final cost of works was about 0.5 and 1%.  
 Madeira island comprised different volcanic complexes. The main complexes were  $\beta^1$  and  $\beta^2$ .  
 The base volcanic complex  $\beta^1$ , the older one, was represented by different types of pyroclastic materials, with intercalations of

basaltic lava, always weathered to very weathered. Sometimes the fine pyroclastic materials (tuffs with bombs) were dominant. The post-miocenic volcanic complex  $\beta^2$  was very heterogeneous, and consisted mainly on alternating compact basalts lavas and  $\beta^2$  disaggregated breccias, with variable thicknesses, also interbedded with less significant layers of compact tuffs. In general, the thick basalts corresponded to the most representative layers.



**Fig. 09** Revestimento primário das secções correntes na zona geotécnica ZG2 (túnel João Abel de Freitas).  
*Primary support of current section in ZG2 geotechnical zone (João Abel de Freitas tunnel).*



**Fig. 10** Revestimento definitivo com soleira invertida em ZG4.  
*Permanent support with invert arch in ZG4.*

desmonte a fogo a forma mais económica de prosseguir a escavação.

Foi instalada impermeabilização e drenagem interna em todos os túneis.

## 7. FASES CONSTRUTIVAS

Para as secções correntes em ZG1, a escavação e o revestimento primário foram geralmente executados numa só fase (secção total). Para as secções em ZG2 e ZG3, a escavação foi executada em duas fases, secção superior e inferior. Em ZG4 e nos túneis mais largos foi adotada uma maior parcialização.

Como exemplo, nos túneis Santa Cruz Este e Oeste, com largura de 18,5 m, e considerando que o zonamento longitudinal era

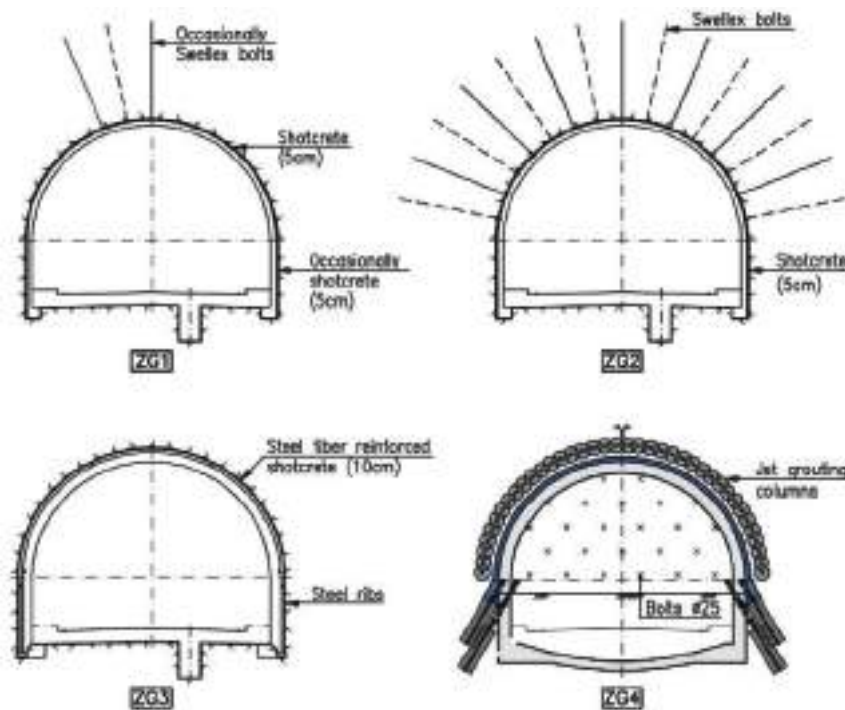
condicionado pelo tipo de rocha ao nível do teto, foi importante definir que a escavação devia iniciar-se pela execução de um túnel piloto ao centro da zona superior da meia secção.

Em condições correntes, a produtividade de escavação e aplicação do revestimento primário foi de aproximadamente 5 m/dia em ZG2 e 2 m/dia em ZG3. A betonagem com cofragem metálica avançou a um ritmo médio de 10 m/dia.

## 8. PORTAIS

Os portais foram planeados para que se integrassem de forma harmoniosa no ambiente.

As formações basálticas compactas foram consolidadas com pregagens e injeções. As brechas e as formações pirocásticas



**Fig. 11** Suporte primário para as diferentes classes geotécnicas.  
*Primary support for different geotechnical classes.*

## 5. CROSS SECTIONS

The cross sections of the tunnels had a minimum effective width, between walls, of 9,0 m for unidirectional tunnels (highways) and of 9,6 m for bidirectional tunnels (expressways), with two lanes of 3,5 m each and variable heights, depending on the super-elevation of the cross section, but with a minimum gabarit of 5 m. The contour was formed by a semicircular arch roof vertically prolonged by the sidewalls (horse-shoe cross section) (Fig. 6).

Only in the two oldest tunnels of the highway (João Gomes and Jardim Botânico tunnels) the cross-section roof was formed by an horizontally elongated and inferiorly truncated ellipsis. Later, in

some tunnels, a curved section was adopted (Pontinha tunnel). Special cross-sections were adopted in tunnels with three lanes and effective width of 12 m (Pestana Júnior tunnel) and four lanes and effective width of 18.5 m (Santa Cruz west and east tunnels). Frequently it was necessary to include, near the portals, deceleration and acceleration lanes of which lead to wider cross-sections, as the three lanes of João Abel de Freitas tunnel and the four lanes of Faial-Cortado tunnel are examples (Fig. 7 and 8).

A widening of the Faial-Cortado tunnel was necessary for construction reasons, because the new roads near the Faial connection were constructed in two phases.



**Fig. 12** Portal oeste do túnel do Faial-Cortado.  
*West portal of Faial-Cortado tunnel.*

foram consolidadas com pregagens e betão projetado ou muros em betão armado. Posteriormente, os muros e o betão projetado foram frequentemente cobertos com pedra basáltica, tal como é visível no portal oeste do túnel do Faial Cortado (Fig. 12).

Para portais construídos em solos (depósitos de vertente e tufos desagregados com bombas vulcânicas), tal como os portal oeste do túnel duplo do Caniçal, foi necessário construir na zona superior uma parede de betão armado com dois níveis de ancoragem sobre o túnel, e na zona inferior uma parede de betão projetado armado com um nível de ancoragens e vários níveis de pregagens.

## 9. OBRAS MARCANTES

A percentagem de túneis na rede rodoviária construída na ilha da Madeira nos últimos 20 anos é excepcional, devido ao vigoroso relevo. Foram construídos mais de 150 túneis rodoviários, com um comprimento total de 85 km (Quadro 2).

Um importante marco foi o atravessamento da ribeira João Gomes (norte do Funchal) com o túnel duplo João Gomes, o

túnel em cut-and-cover do Jardim Botânico e o túnel Pestana Júnior, com três faixas (Fig. 13).

## 10. BIBLIOGRAFIA

- AFTES, 2003. *Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages*.
- Baião, C., Brito, J. M., Rosa, S. P., Sousa, J. A., 2002. *Tunnels of the new expressways of Madeira Island*. The case of the Santa Cruz tunnels. Eurock 2002: 657-664
- Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York: John Wiley & Sons.
- Brito, J.M., Baião, Carlos J. Oliveira 2010. *Road Tunnel Design and Construction at Madeira Island. Volcanic Rock Mechanics. Rock Mechanics and Geo-engineering in Volcanic Environments. Papers from the 3rd International Workshop, Puerto de La Cruz, Tenerife: 279-286*.
- Brito, J.M., Baião, C., Rosa, S. P., 2005. *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 09: 23-27.
- European Parliament, 2004. *Directive 2004/54/EC - Minimum safety requirements for tunnels in the Trans-European road network*. Official Journal of the European Union.
- Rodrigues, P., Brito, J. M., Baptista, J. P., Rosa, S., Bandeira, C., 2002. *Geotechnical and layout aspects of the Pestana Júnior Tunnel (Funchal)*. Eurock 2002: 359-366.

### QUADRO II – Principais marcos na construção de túneis.

TABLE II – Principal landmarks of tunnel construction.

Ano/Year	Túnel/Tunnel	Características/Main features
1992	Alargamento do antigo túnel do Caniçal túnel (700 m) Widening of ancient Caniçal tunnel (700 m)	Início de uma nova geração de túneis na Madeira Beginning of a new generation of Madeira island tunnels
1997	Túneis duplos da Quinta Grande e Ribeira Brava Quinta Grande and Ribeira Brava double tunnels	Primeiros túneis duplos na Madeira, do Funchal para a Ribeira Brava (lado oeste da ilha) First double tunnels in Madeira from Funchal to Ribeira Brava (west side of the island)
1997	Túnel Pestana Júnior (227 m) Pestana Júnior Tunnel (227 m)	Primeiro túnel com três faixas na Madeira. Escavação com 13 m de vão First tunnel with three lanes in Madeira. Excavation width of 13 m.
2001	Túneis da Encumeada (3080 m) e Norte (2097 m) Encumeada (3080 m) and Norte (2097 m) tunnels	Importantes túneis no norte da ilha Important tunnels at the north of the Island
2001	Túneis Santa Cruz Este e Oeste (135 m cada) West and East S. Cruz tunnels (135 m each)	Túneis mais largos de Portugal (vão de escavação de 20,2 m). Primeiros túneis com duas direções de circulação com quatro faixas Widest tunnels of Portugal (excavation width of 20,2 m). First two traffic direction tunnels with four lanes
2003	Túnel Faial-Cortado (3100 m) Faial-Cortado tunnel (3100 m)	Túnel mais largo de Portugal (vão de escavação 21 m, duas mais duas faixas Largest tunnel of Portugal. Largest width (excavation width of 21 m, two plus two lanes)
2004	Túnel do Caniçal (2100 m) Caniçal tunnel (2100 m)	Maior túnel duplo de Portugal Largest double tunnel of Portugal

## 6. PRIMARY AND SECONDARY LINING

In general, based on lithological, structural and mechanical characteristics of the formations and of the corresponding longitudinal and cross-sectional geotechnical profiles, a geotechnical zoning of the rock mass was performed in the design stages which comprised three or four classes, being the behaviour of the material increasingly worse, corresponding to a good, medium, poor or very poor behaviour.

As an example, it was considered in general that the geotechnical zone ZG2 was constituted by strong rocks, fractured basalts and consolidated breccias, with some lens of small thickness of disaggregated breccia or tuffs. On the whole, the rock mass behaved as a reasonable quality formation that due to the degree of fracturing, led to the installation of a primary support consisting of the systematic nailing application in the vault with welded mesh and shotcrete. In the sidewalls this support was not necessary, in general. (Fig. 9 and 10).

In the larger span sections, as in the laybys enlargements, nailing and shotcrete were adopted as primary support. The final lining consisted of reinforced concrete. In ZG4 zone, in the most unfavorable cases a reinforced concrete invert was adopted (Fig. 10 and 11).

For the construction stage, the NATM Method was used. Due to the great heterogeneity, versatile construction methods were adopted for a better adjustment to the different geotechnical conditions. When the formations were ripable the dismantling proceeded mechanically with hydraulic demolition hammers.

The compact basalts and the breccias were generally in the limit of mechanical excavability, making the use of explosives the most economical method to proceed with the excavation.

Every tunnel had internal drainage and impermeabilization systems.

## 7. CONSTRUCTION PHASES

For the current cross-sections, the excavation and primary lining were usually executed in one phase (total section) in class ZG1 and in two phases, upper and lower half sections, in ZG2 and ZG3 classes. More partialized sections were adopted in ZG4 class and for the widest tunnels.

As an example, in east and west Santa Cruz tunnels, 18.5 m wide, considering that the longitudinal zoning was mainly conditioned by the type of rock mass existing at the roof level, it was important to define that the tunnels excavation should begin by the execution of a pilot tunnel located at the central zone of the superior half section.

In standard cross sections, excavation and primary support productivity was about 5 m/day in ZG2 class and of 2 m/day in ZG3 class. Concreting with metallic formwork was about 10 m/day.

## 8. PORTALS

Portals were planned to be harmoniously integrated in the surrounding environment. The compact basaltic rocks were consolidated with rock bolts and mortar injection. Breccias and pyroclastic formations were consolidated with rockbolts and shotcrete or reinforced concrete walls. Later, basaltic stones were frequently used to cover the concrete or the shotcrete walls, like in the west portal of Faial-Cortado tunnel (Fig. 12).

For portals constructed on soil (slope deposits and disaggregated tuffs with volcanic bombs), such as the west portal of Caniçal double tunnel, it was necessary to build in the upper zone a reinforced concrete wall with two level of anchors over the tunnels and in the lower zone a reinforced shotcrete wall with a level of anchors and various levels of bolts.

## 9. LANDMARKS

On the road network constructed at Madeira Island in the last 20 years, the percentage of tunnel length is unique, mainly due to the islands vigorous relief. More than 150 road tunnels have been constructed, with a total length of 85 km (Table 2).

An important landmark was the João Gomes river crossing (north of Funchal) with the João Gomes double tunnel, the Jardim Botânico cut and cover tunnel and the three lane Pestana Júnior tunnel (Fig. 13).

## 10. BIBLIOGRAPHY

- AFTES, 2003. Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages.
- Baião, C., Brito, J. M., Rosa, S. P., Sousa, J. A., 2002. Tunnels of the new expressways of Madeira Island. The case of the Santa Cruz tunnels. Eurock 2002: 657-664.
- Bieniawski, Z. T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: John Wiley & Sons.
- Brito, J.M., Baião, Carlos J. Oliveira 2010. Road Tunnel Design and Construction at Madeira Island. Volcanic Rock Mechanics. Rock Mechanics and Geo-engineering in Volcanic Environments. Papers from the 3rd International Workshop, Puerto de La Cruz, Tenerife: 279-286.
- Brito, J.M., Baião, C., Rosa, S. P., 2005. A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis. Revista Engenharia e Vida. Nº 09: 23-27.
- European Parliament, 2004. Directive 2004/54/EC - Minimum safety requirements for tunnels in the Trans-European road network. Official Journal of the European Union.
- Rodrigues, P., Brito, J. M., Baptista, J. P., Rosa, S., Bandeira, C., 2002. Geotechnical and layout aspects of the Pestana Júnior Tunnel (Funchal). Eurock 2002: 359-366.

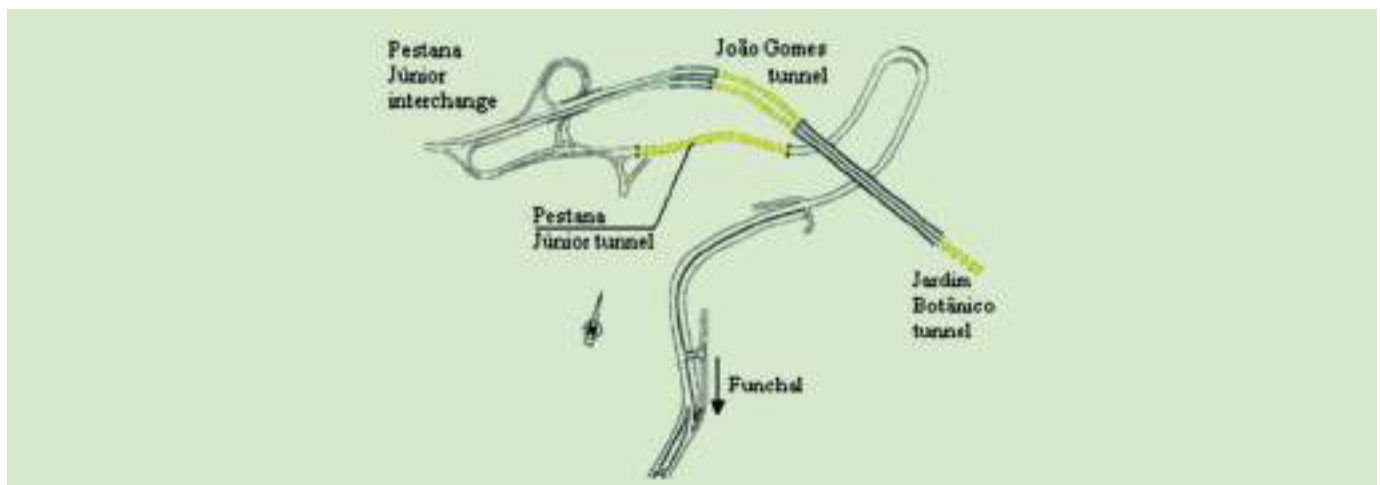


Fig.  
13

Plano do atravessamento da Ribeira João Gomes.  
Plan of João Gomes river crossing.

# TÚNEL DA PONTINHA

**Localização/Location:** Funchal, Madeira – Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal/**Funchal, Madeira – Expressway Connection to Funchal Port**

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** RAMDEM – Estradas da Madeira

**Projetista:/Designer:** CENOR, Consultores, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Tecnovia Madeira

**Fiscalização/Supervision:** Planege

**Dimensões/Sizes:** Galeria única com as seguintes características/**Single gallery with the following characteristics:**

- **Desenvolvimento/Length:** 661 m (629 m em escavação subterrânea e o restante em escavação a céu aberto) /661 m (of which 629 m underground excavation and open cut for the remaining distance)
- **Vão de escavação/Excavation span:** 12,0 m
- **Secção de escavação/Excavation section:** 83,2 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between sidewalls:** 10,82 m
- **Altura máxima/Maximum height:** 7,2 m
- **Recobrimento/Tunnel cover:** 4 a 27 m/4 to 27 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Método de escavação sequencial (NATM)/**Sequential excavation method (NATM)**

**Período de Construção/Construction Period:** 2008 – 2009

**Gonçalo Tavares, J. Mateus de Brito, Sérgio Rosa  
(CENOR – Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

O Túnel da Pontinha insere-se na Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal, na Ilha da Madeira, numa zona urbana com grande ocupação à superfície. Tem uma extensão total de 661 m, dos quais 629 m são construídos em escavação subterrânea e o restante a céu aberto. O túnel foi escavado em formações pertencentes ao Complexo Vulcânico  $\beta^2$  e apresenta um recobrimento entre 4 e 27 m. Na Fig. 1 apresenta-se a sua localização

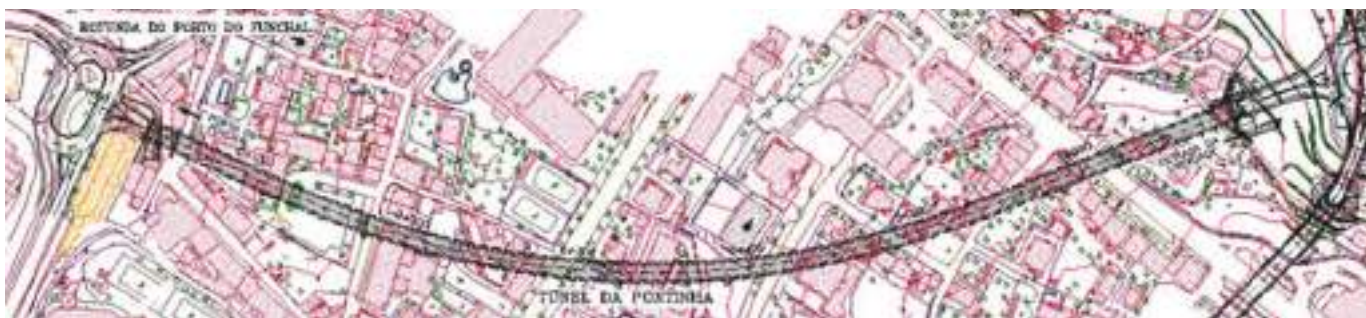
A secção transversal do túnel inclui duas vias de tráfego de sentidos opostos, compreendidas entre dois passeios com uma largura de cerca de 1,20 m. O contorno interior da secção tipo é constituído por um arco circular com raio de 5,41 m e amplitude de 226°, constituindo a abóbada e os hasteais. Desta forma garantiu-

se um gabarito mínimo de 4,70 m na zona crítica do contorno, localizada sobre o alinhamento dos lancis. Na Fig. 2 apresenta-se a secção transversal tipo do túnel, em alinhamento reto e em curva.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O túnel interessou formações pertencentes ao Complexo Vulcânico  $\beta^2$  que se caracteriza por apresentar uma grande heterogeneidade, sendo formado por alternâncias de escoadas de lavas basálticas e níveis de materiais piroclásticos brechóides irregularmente interestratificados, onde se intercalam também níveis, geralmente menos importantes, de tufo vulcânicos.

Considerou-se um zonamento geotécnico do maciço abrangendo essencialmente duas zonas geotécnicas, ZG2 e ZG3, apresentando um comportamento razoável ou mau, respetivamente. A zona geotécnica ZG2 tem uma estrutura heterogénea e complexa, sendo constituída por rochas resistentes, basaltos fratu-



**Fig. 01** Planta do túnel.  
*Tunnel location plan.*

# PONTINHA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

Pontinha TUNNEL is part of the Expressway Connection to Funchal Port, on Madeira Island, in an urban area with great surface occupation. It has a total length of 661 m, 629 m of which are built in underground excavation and the remaining length in open cut. The tunnel was excavated in formations of Volcanic Complex  $\beta^2$ . The ground cover lies between 4 and 27 m. Its location is shown in Fig. 1.

The cross section of the tunnel includes two traffic lanes in opposite directions, with two 1.20 m wide walkways. The inside edge of the type section is a circular arch with a 5.41 m radius and angular amplitude of 226°, consisting of the vault and the sidewalls. A 4.70 m minimum clearance was guaranteed this way at the critical area of the edge, located over the kerbs. The profiles in straight and curved alignment of the tunnel are shown in Fig. 2.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The tunnel was excavated in formations belonging to Volcanic Complex  $\beta^2$  characterised by a great heterogeneity, made up of

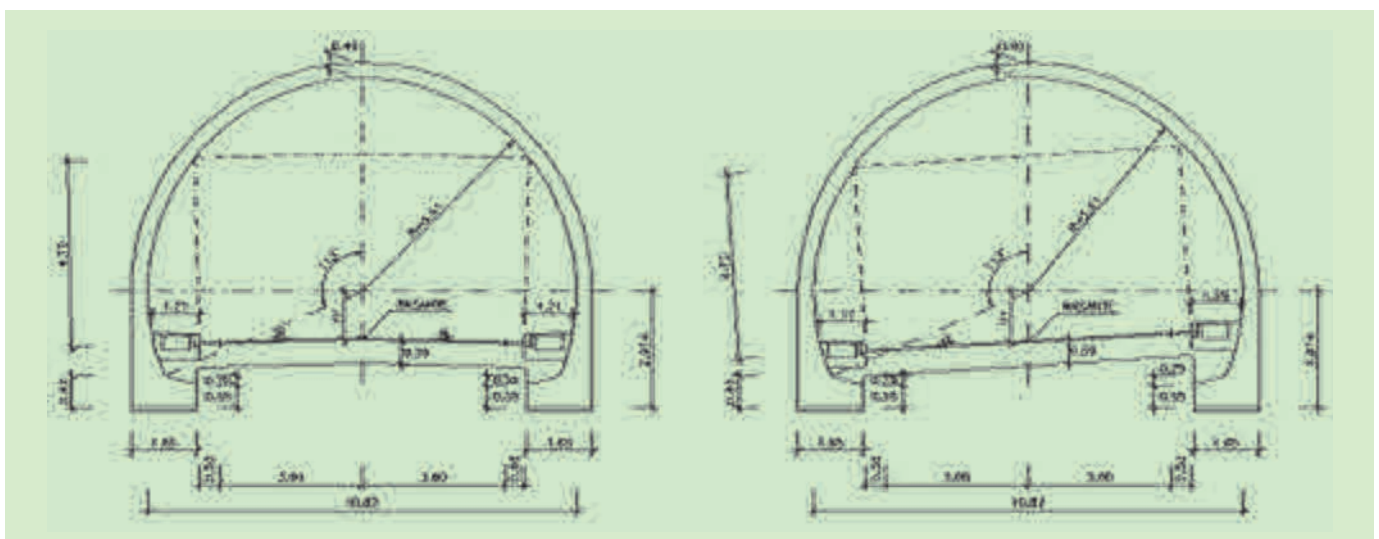
basaltic lava floods alternating with levels of irregularly inter-stratified breccia pyroclastic materials and, with less importance, insertions of volcanic tuff levels.

A geotechnical zoning of the ground was considered which essentially comprises two geotechnical zones, ZG2 and ZG3, showing reasonable or bad geotechnical properties, respectively. Geotechnical class ZG2 has a heterogeneous and complex structure, being formed of more resistant rocks, fractured basalts ( $\beta F$ ), sometimes with insertions of worse characteristic materials, with minor thickness, such as disaggregated breccia (BrD), compact tuffs (T) or disaggregated tuffs (TD). In the ZG3 geotechnical zone prevail friable and weak cohesive formations, such as weaker rocks or compact or poorly consolidated soils, such as disaggregated breccia (BrD) and variable compactness tuffs (T, TD).

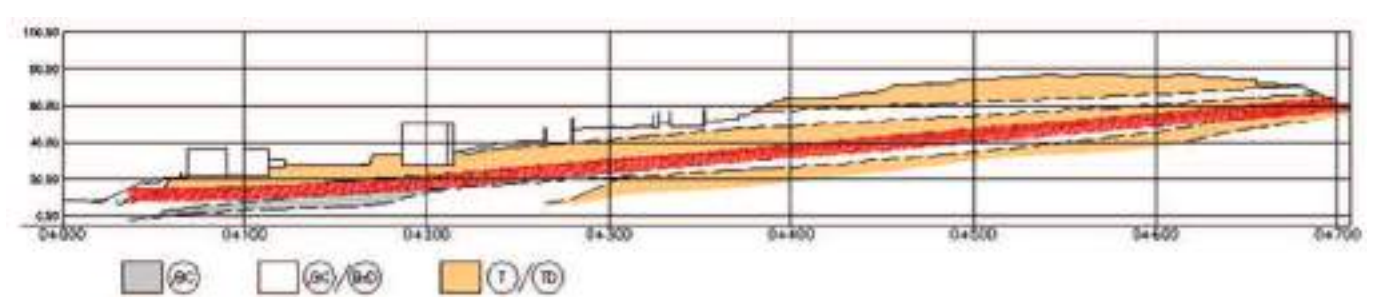
The longitudinal geological and geotechnical profile of the tunnel is shown in Fig. 3.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Despite the execution stages and different primary supports defined in design for each geotechnical zone, during the cons-

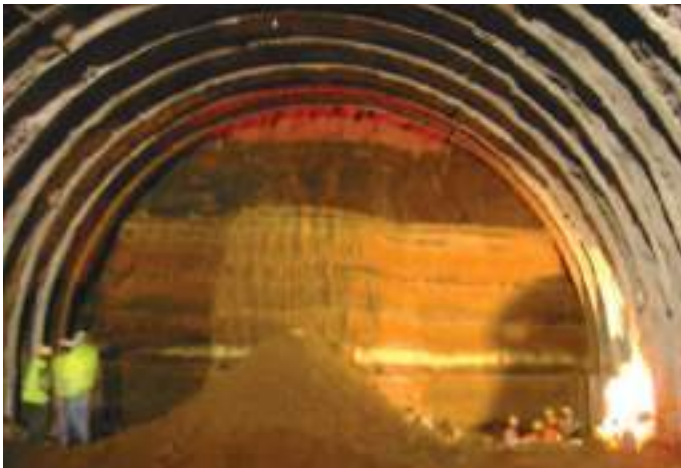


**Fig. 02** *Secção transversal tipo do túnel em alinhamento reto e em curva. Typical cross section in straight and curved alignments.*



**Fig. 03** *Perfil geológico-geotécnico longitudinal. Longitudinal geological and geotechnical profile.*





**Fig. 04** **Aspetto da frente de escavação e do revestimento primário aplicado e vista da secção plena.**  
**Front view of the excavation and applied primary support and view of the fully excavated section.**

rados ( $\beta F$ ), por vezes com intercalações de materiais de piores características, mas com pequena espessura, tais como brechas desagregadas (BrD), tufo compactos (T) ou tufo desagregados (TD). Na zona geotécnica ZG3 predominam as formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência ou solos compactos ou pouco consolidados, como sejam as brechas desagregadas (BrD) e os tufo com capacidade variável (T, TD).

Na Fig. 3 apresenta-se o perfil geológico-geotécnico longitudinal do túnel.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Apesar de terem sido previstos faseamentos executivos e revestimentos primários distintos para cada zona geotécnica, em fase de obra, dado o reduzido desenvolvimento da zona geotécnica ZG2, apenas se adotou um único faseamento executivo e revestimento primário que consistiu na escavação de duas galerias laterais na meia secção inferior para colocação dos pés das cambotas, seguida da aplicação do revestimento primário e enchimento das galerias. Posteriormente, procedeu-se à escavação da meia secção superior, por avanços de 1,25 m de desenvolvimento máximo, deixando um núcleo central, seguindo-se a escavação da restante meia secção inferior em secção plena. O revestimento primário preconizado previu a aplicação sistemática de cambotas em perfis metálicos HEB160, com espaçamento médio de 1,0 m, e de betão projetado com 10 cm de espessura, incorporando uma malha electrossoldada tipo Malhasol AQ50 (Fig. 4).

Nas zonas de menor recobrimento com edifícios à superfície e em zonas onde ocorriam escórias vulcânicas foi efetuado o reforço do revestimento primário, tendo-se reduzido o afastamento das cambotas para 0,5 m e aumentado a espessura de betão projetado para 15 cm. Adicionalmente, foram ainda instaladas enfilagens em tubo metálico dispostas ao longo do perímetro exterior da abóbada. Na Fig. 5 apresenta-se o faseamento de execução adotado e o revestimento primário aplicado.

A drenagem da água afluyente ao contorno da escavação foi assegurada por um geotêxtil com 500 g/m<sup>2</sup> (não tecido, PP), enquanto que a impermeabilização do túnel foi assegurada por uma geomembrana fina impermeável do tipo PVC, com 2,0 mm de espessura.

Para o revestimento secundário em betão armado foi adotada uma secção com uma espessura resistente de 0,40 m, ao nível da abóbada, e de 0,83 m, na base dos hasteais, os quais são fundados em sapatas com uma largura de 1,65 m e uma altura variável entre 0,55 e 0,80 m (Fig. 6).

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

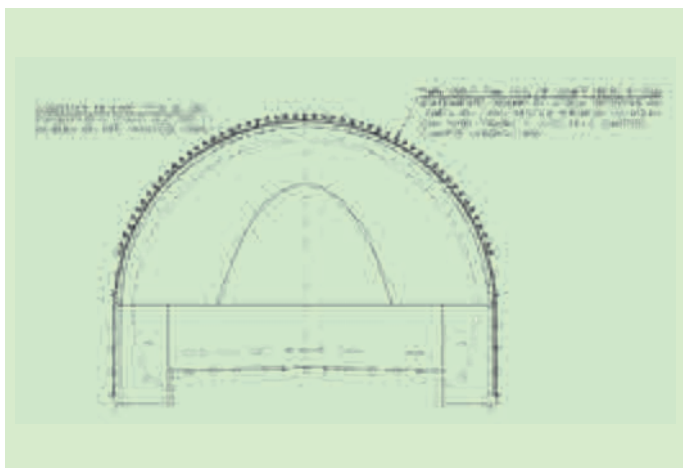
Dada a ocupação à superfície e o reduzido recobrimento do túnel foi preconizado um sistema de observação abrangente, que contemplou a leitura de convergências no interior do túnel, de marcas topográficas para medição dos assentamentos à superfície nas zonas dos emboquilhamentos e junto a alguns edifícios, de deslocamentos nos edifícios mais importantes, mediante a aplicação de alvos topográficos nas fachadas (em geral a dois níveis), de vibrações junto aos edifícios mais relevantes mediante o recurso a sismógrafos amovíveis e, ainda, a instalação de fissurímetros nos edifícios.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados incluíram:

- Fornecimento de energia
- Iluminação
- Ventilação
- Sinalização
- Passeios para circulação
- Nichos da rede de incêndio, afastados de cerca de 50 m
- Postos de emergência (S.O.S.), afastados de cerca de 200 m.

### 5. BIBLIOGRAFIA

CENOR - CONSULTORES, SA.; SRES / RAMEDM - *Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal*. Túnel da Pontinha. Projeto de Execução. Janeiro de 2008.



**Fig. 05** **Faseamento executivo e revestimento primário e vista da execução das enfilagens na frente Sul.**  
*Excavation stages and primary support and view of the forepoling installation at the southern heading face.*



**Fig. 06** **Vistas gerais dos emboquilhamentos Norte e Sul.**  
*General views of the northern and southern portals.*

truction stage, due to the reduced development of ZG2 geotechnical zone, a single construction stage and primary support were adopted. Accordingly, the excavation sequence begun in the two side galleries at the lower half section to install the ribs' foundations, followed by the application of the primary support and galleries infilling. Subsequently, an upper half section was excavated, with 1.25 m round lengths, and a central core. Later the remaining lower half section was excavated in full. The design primary support comprised the systematic application of HEB160 ribs, with 1.0 m average spacing and 10 cm thick shotcrete, with AQ50 type electro-welded wire mesh (Fig. 4).

In shallow areas with buildings at the surface and in areas where volcanic slag occurred, the primary support was reinforced, through a reduction of the rib spacing to 0.5 m and an increase of shotcrete thickness to 15 cm. Additionally steel pipe spillings were installed along the perimeter of the vault. The adopted excavation stages and the primary support installation are shown in Fig. 5.

The drainage of the water flowing into the excavation was provided by a 500 g/m<sup>2</sup> geotextile (non-woven, PP), while the tunnel waterproofing was provided by a PVC 2.0 mm thick geomembrane.

For the final reinforced concrete lining, a variable geometry section 0.40 m thick at the vault and 0.83 m at the base of the sidewalls was adopted. The sidewalls lie on 1.65 wide strip footings of height between 0.55 and 0.80 m (Fig. 6).

**4. MONITORING**

Given the existence of surface construction and reduced tunnel cover, a comprehensive observation system was recommended, focusing on convergence measurements inside the tunnel, measurement of surface settlements at the portal areas and of some buildings, displacement measurements in the most significant buildings, by means of the application of topographic targets at the façades (generally at two levels), vibrations near the more relevant buildings with portable seismographs and also crack width measurement in buildings.

The installed safety and control equipment included:

- Power supply
- Lighting
- Ventilation
- Signalling
- Walkways
- Hideouts for the fire network, every 50 m
- Emergency stations (S.O.S.), every 200 m.

**5. BIBLIOGRAPHY**

CENOR - CONSULTORES, SA.; SRES / RAMEDEM - *Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal. Túnel da Pontinha. Projecto de Execução.* January 2008.

# TÚNEIS DE SANTA CRUZ OESTE E SANTA CRUZ LESTE

**Localização/Location:** Ilha da Madeira – Via Rápida Funchal/Aeroporto/Funchal/Airport Expressway

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** SRESA. DRE

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Tâmega/Zagope/Somague/AFA/Engil

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal

**Dimensões/Sizes:** Galerias com dois sentidos de tráfego, cada uma com as seguintes características médias

**/Two-way traffic galleries, each with the following average characteristics:**

- **Desenvolvimento/Length:** 135 m
- **Vão de escavação/Excavation span:** 20,8 m
- **Secção corrente de escavação/Current excavation section:** 182 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between sidewalls:** 18,5 m
- **Altura máxima/Maximum Height:** 10,0 m
- **Recobrimento médio/Average tunnel cover:** 20 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Método de escavação sequencial (NATM)/Sequential excavation method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 1999 – 2000

**Carlos Baião, J. Mateus de Brito, Sérgio Rosa  
(CENOR – Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

Os Túneis de Santa Cruz inserem-se na Via Rápida Funchal-Aeroporto e situam-se a Oeste e Este de Santa Cruz. São túneis de pequena extensão mas de grande vão, de 4 vias sendo os mais largos da ilha da Madeira, e com baixo recobrimento.

A secção transversal permite a inserção de 2 faixas de rodagem em cada sentido, um separador central, duas bermas com 1,50 m de largura e dois passeios que limitam a plataforma. A secção adotada resultou das grandes limitações de traçado na travessia de Santa Cruz, o que inviabilizou a solução correntemente adotada de 2 túneis paralelos. A secção interior dos túneis é de 149 m<sup>2</sup>.

O contorno interior é constituído na abóbada por um arco semi-elíptico, que serve também para a definição da zona superior dos hasteais numa altura de 1,55 m. A zona inferior dos hasteais é vertical e tem altura variável, em função da pendente transversal da plataforma, de modo a garantir o gabarito mínimo de 5,0 m definido. O contorno exterior é constituído na abóbada por um arco semi-elíptico, sendo prolongado verticalmente na zona dos hasteais. Desta forma, a abóbada tem uma espessura variável entre 0,4 m, no topo, e 0,6 m, na ligação aos hasteais. Estes apresentam uma espessura variável entre 0,6 m e 0,85 m, sendo travados ao nível da soleira por sapatas ligadas por uma laje, com espessuras de 0,85 m e 0,3 m, respetivamente (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Os túneis atravessam formações do complexo vulcânico Pós-Miocénico  $\beta^2$ , constituído principalmente por alternâncias de camadas de espessura variável e irregular de brechas desagregáveis e de brechas compactas e ainda por intercalações de basaltos compactos menos desenvolvidos.

De uma forma geral, verifica-se que os materiais piroclásticos brechóides desagregáveis ocorrem predominantemente na metade Oeste do túnel de Santa Cruz Oeste e praticamente na totalidade do túnel de Santa Cruz Este e que as intercalações de brechas compactas com basaltos ocorrem preferencialmente na metade Leste do túnel de Santa Cruz Oeste.

Com base nas características litológicas, estruturais e mecânicas das formações atravessadas pelos túneis e nos respetivos perfis geológico-geotécnicos transversais, procedeu-se a um zonamento geotécnico inicial do maciço abrangendo 3 classes (Fig. 2 e 3). A zona geotécnica ZG1 era constituída essencialmente por basaltos compactos ( $\beta C$ ), basaltos vacuolares compactos ( $\beta v C$ ) e brechas compactas (BrC). Tratava-se, assim, de uma zona de boa qualidade. A zona geotécnica ZG2 tem uma estrutura mais heterogénea e complexa. Era constituída por rochas resistentes, basaltos fraturados ( $\beta F$ ), basaltos vacuolares fraturados ( $\beta v F$ ) e brechas compactas (BrC), com lenticulas pouco espessas de brechas desagregáveis ( $\beta r D$ ) e ainda por brechas medianamente compactas (BrCM). No seu conjunto era uma formação de qualidade razoável. Na zona geotécnica ZG3 predominavam as formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência ou solos compactos ou pouco consolidados, onde se enquadram as brechas desagregáveis (BrD) e os tufos (T). Em termos genéricos são formações de má qualidade, podendo, no entanto, manifestar em situações favoráveis um comportamento razoável.

Em obra veio a verificar-se que sensivelmente metade do túnel Oeste foi aberto num maciço correspondente à zona geotécnica ZG3, do lado Oeste, enquanto a outra metade, localizada a Leste, foi aberta num maciço correspondente à zona geotécnica ZG2 e que o túnel Este foi aberto totalmente num maciço correspondente à zona geotécnica ZG3.

# WEST SANTA CRUZ AND EAST SANTA CRUZ TUNNELS

## 1. INTRODUCTION

Santa Cruz tunnels are part of the Funchal-Airport Expressway and are located to the west and east of Santa Cruz. These tunnels are not long but have a large span and four traffic lanes, thus being the widest on Madeira Island. They also have low ground cover.

The cross section comprises two traffic lanes in each direction, one central reservation, two 1.50 m wide kerbs and two walkways on each side of the platform. The adopted cross section resulted from the great route limitations when crossing Santa Cruz, which rendered the standard solution of two parallel tunnels unfeasible. The section area of the tunnels is 149 m<sup>2</sup>.

The inside edge comprises a semi-elliptical arch at the vault, which is extended to the the upper area 1.55 m length of the sidewalls. The lower length of the sidewalls is vertical and has a variable height, according to the transversal slope of the platform, so as to guarantee the established minimum 5.0 m clearance. Therefore, the vault has a variable thickness ranging from 0.4 m at the top, to 0.6 m at the sidewalls' connection. The sidewalls' thickness varies between 0.6 m and 0.85 m, with the 0.85 m thick invert strip footings linked by a 0.3 m thick slab (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The tunnels cross Post-Miocene  $\beta^2$  volcanic complex formations, mainly composed of alternating layers of variable and irregular thickness of breccias prone to disintegration and compact breccias and also by intercalations of compact basalts. In general, breakable pyroclastic brechoid materials occur predominantly at the western half of west Santa Cruz tunnel and practically in the whole tunnel of east Santa Cruz. More often the insertions of compact breccias with basalts occur at the eastern half of west Santa Cruz tunnel.

Based on the lithological, structural and mechanical characteristics of the ground crossed by the tunnels and the respective

geological and geotechnical transversal profiles, the ground was initially divided into three initial geotechnical classes (Fig. 2 and 3). ZG1 geotechnical unit, a good quality one, comprised mainly compact basalts ( $\beta C$ ), compact vacuolar basalts ( $\beta vC$ ) and compact breccias (BrC).. ZG2 geotechnical unit, of acceptable properties, has a more heterogeneous and complex structure. It comprised strong rocks, fractured basalts ( $\beta F$ ), fractured vacuolar basalts ( $\beta vF$ ) and compact breccias (BrC), with not too thick lenticules of degradable breccias ( $\beta D$ ) and also moderate compact breccias (BrCM).. In geotechnical zone ZG3 friable formations of low cohesion prevailed, such as low resistance rocks or compact soils or poorly consolidated soils, with degradable breccias (BrD) and tuffs (T). Generally these are poor quality formations, which may, nevertheless, show reasonable performance under favourable circumstances.

On site it was reported that approximately half the western tunnel was excavated in ground corresponding to ZG3 geotechnical unit, at the western end, while the other half, at the eastern end, was excavated in ground corresponding to ZG2 geotechnical unit and the eastern tunnel was dug fully through ground in the ZG3 geotechnical unit.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Taking into account that the longitudinal zoning of the tunnels is mainly conditioned by the type of ground at vault, it was deemed more important to excavate a pilot tunnel at the central area of the upper half section, followed by the widening of the upper half section. Opening the recess at three stages was also considered (Fig. 4). The pilot tunnel allowed for a detailed geological survey of the ground at the upper half section of the tunnel. The continuous supervision and interpretation of geologic cartography as the excavation progressed also enabled the adjustment of the limits among the different geotechnical zones defined at design stage.

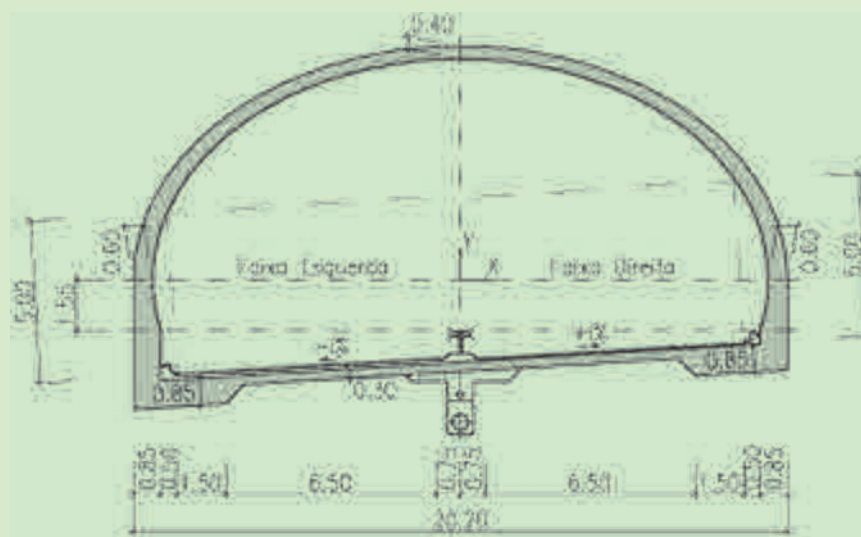
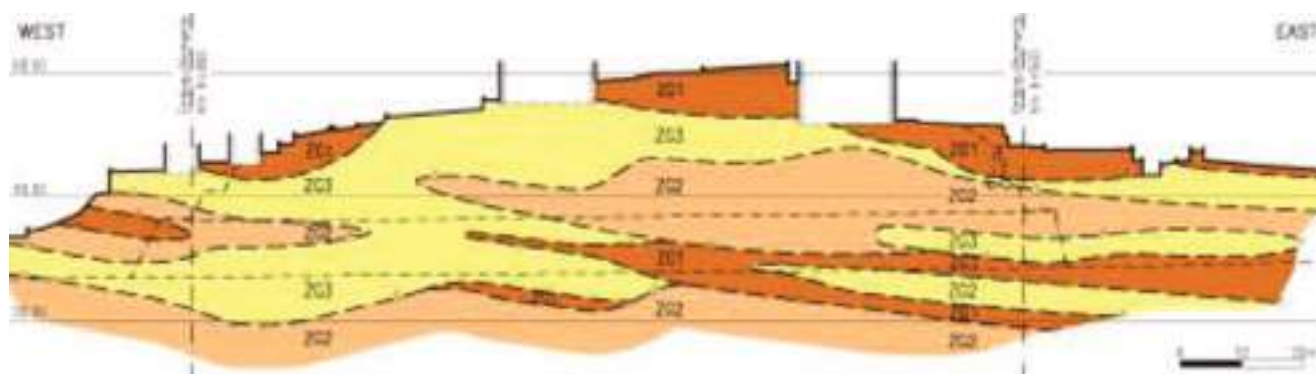


Fig.  
01

**Secção transversal tipo dos túneis.**  
*Cross-section of the tunnels.*



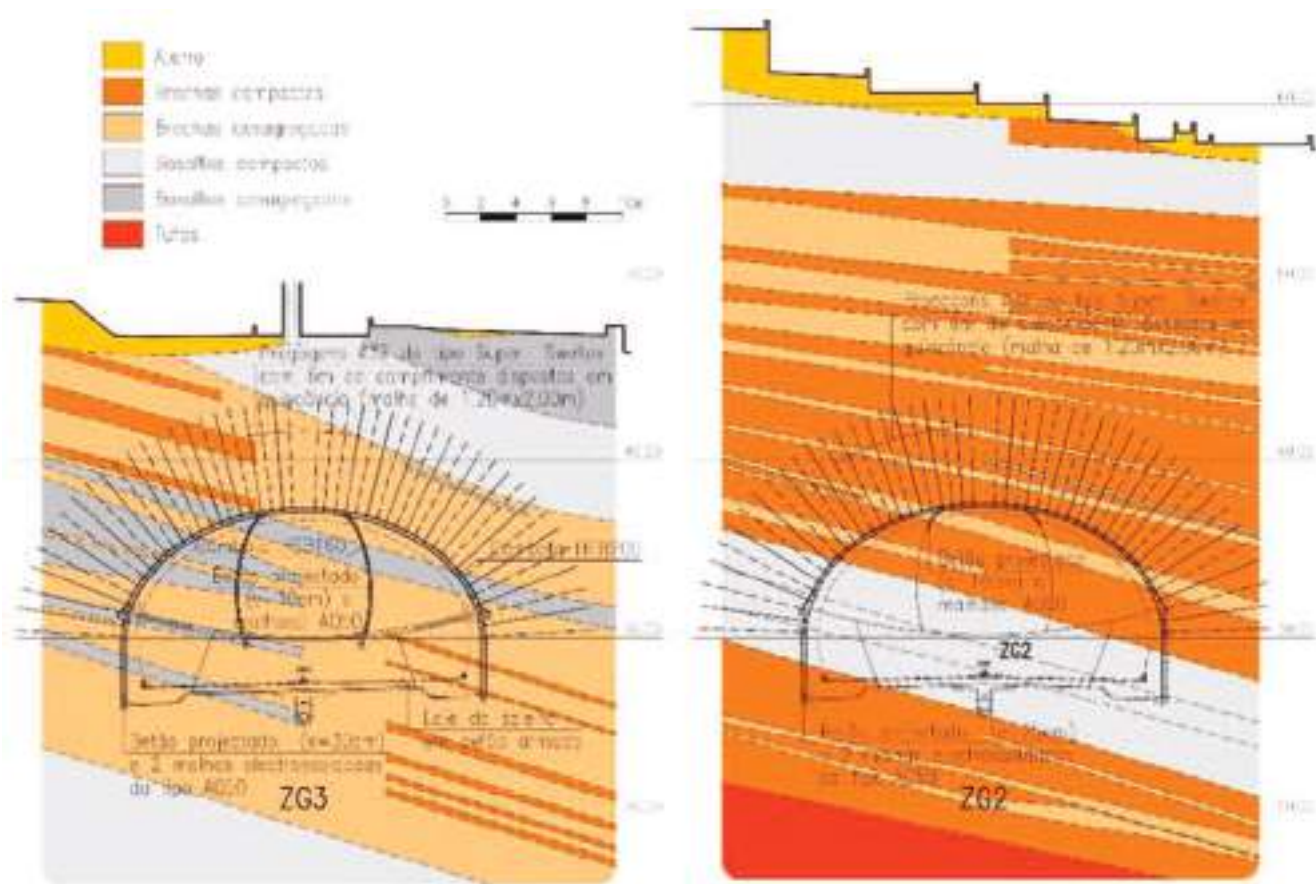
**Fig. 02** Perfil geológico-geotécnico longitudinal do túnel de Santa Cruz Oeste.  
*Geological and geotechnical longitudinal profile of West Santa Cruz Tunnel.*

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Tendo em atenção que o zonamento longitudinal dos túneis é fundamentalmente condicionado pelo tipo de maciço ocorrente ao nível da abóbada, considerou-se que seria de grande importância prever que a abertura dos túneis se iniciasse pela execução de um túnel piloto localizado na zona central da meia secção superior, a que se seguiu o alargamento da meia secção superior. Para o rebaixo considerou-se também a abertura em 3 fases (Fig. 4). A abertura do túnel piloto permitiu ao técnico qualificado responsável pelos trabalhos efetuar o levantamento geológico pormenorizado do maciço interessado pela meia secção superior do túnel, o que, em conjunto com a constante supervisão e interpretação dos resultados da observação, efetua-

da à medida do avanço das escavações, permitiu também o ajuste dos limites entre as diferentes zonas geotécnicas definidas na fase de projeto.

O revestimento primário executado nos túneis piloto consistiu na aplicação sistemática na abóbada de pregagens sistemáticas do tipo Super Swellex com 6 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,2 m x 1,0 m na zona ZG2 (1,2 m x 2,0 m na zona ZG3) em quincôncio, associadas a 25 cm de betão projetado na zona ZG2 (30 cm na zona ZG3) incorporando 2 malhas electrossoldadas AQ50 (mais cambotas metálicas HEB200 afastadas de 1,0 m só na zona ZG3). Na zona de transição da abóbada para os hasteais procedeu-se à aplicação de betão projetado com 10 cm de espessura incorporando uma



**Fig. 03** Cortes transversais do túnel de Santa Cruz Oeste com revestimento primário nas zonas ZG2 e ZG3.  
*Geological and geotechnical transversal profiles of West Santa Cruz Tunnel with primary support in ZG2 e ZG3 units.*

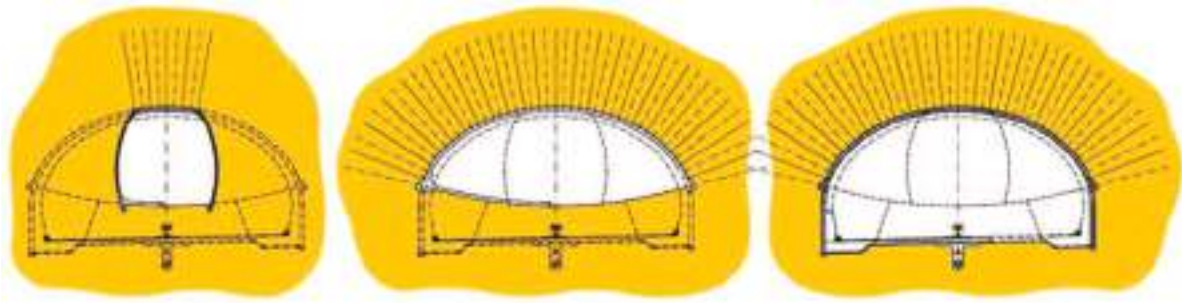


Fig.  
04

**Faseamento executivo dos túneis.**  
*Construction stages of the tunnels.*



Fig.  
05

**Vista do túnel piloto e do alargamento da meia secção superior.**  
*View of the pilot tunnel and of the widening of the upper half section.*

In ZG2 the primary support of the pilot tunnels consisted of the systematic application at the vault of 6 m long SuperSwelllex type nails, laid in a 1.2 m x 1.0 m mesh in quincunx, associated to 25 cm of shotcrete with two AQ50 electro-welded meshes.

In ZG3, on the other hand, the layout of the quincunx mesh was 1.2 m x 2.0 m, together with a 30 cm thick shotcrete layer and the additional use of HEB200 steel ribs with 1 m spacing.

In the transition area from the vault to the sidewalls, a 10 cm thick shotcrete layer with an AQ50 mesh was applied. As for the sidewalls of the pilot tunnel in ZG2 unit, the same support solution was complemented with 4 m long Swellex type bolts. HEB160 type ribs every 1.0 m, associated to 10 cm thick shotcrete including AQ50 mesh (Fig. 5) were applied systematically on the sidewalls of the pilot tunnel at ZG3 class ground.

The primary support applied systematically to the full section (vault and sidewalls) comprised 6 m long SuperSwelllex type nails laid on a 1.2 m x 1.2 m mesh at ZG2 zone (otherwise 1.2 m x 2.0 m at ZG3 unit) in quincunx, associated to 25 cm of shotcrete at the ZG2 zone (otherwise 30 cm at ZG3 unit) including two AQ50 welded meshes (with additional HEB200 steel ribs, every 1.0 m only at ZG3 unit).

Wherever degradable breccias or tufts occurred at the upper half section or at the bench, the design solution considered the horizontal locking of the primary support, either at the temporary invert of the upper half section or at the final invert or both.

These situations were identified based on the geological survey carried out during the excavations of the pilot tunnels and the results of the boreholes carried out at during the widening of the upper half section to prospect the geological conditions at the final invert elevation. At the construction stage it was possible to do completely without the inverts locking.

The final lining was concreted in 5 metre-long rows, using a steel mould supported on a large sliding steel structure, which provided an excellent finishing quality (Fig. 6).

#### 4. MONITORING

The monitoring scheme included the following installed instrumentation: i) topographic accurate targets arranged in transversal profiles ii) rod extensometers placed on some of the sections, with either two or three reading points; iii) topographic targets placed at the excavation perimeter, in 21 sections, 7 in the pilot

malha AQ50. Nos hasteais do túnel piloto da zona ZG2 apenas se aplicou pontualmente, em zonas de pior qualidade do maciço, betão projetado com 10 cm de espessura incorporando uma malha AQ50 associado a pregagens do tipo Swellex com 4 m de comprimento. Nos hasteais do túnel piloto da zona ZG3 aplicou-se sistematicamente cambotas do tipo HEB160 afastadas de 1,0 m associadas a betão projetado com 10 cm de espessura incorporando uma malha AQ50 (Fig. 5).

O revestimento primário aplicado sistematicamente no contorno da plena secção (abóbada e hasteais) consistiu em pregagens do tipo Super Swellex com 6 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,2 m x 1,2 m na zona ZG2 (1,2 m x 2,0 m na zona ZG3) em quincôncio, associadas a 25 cm de betão projetado na zona ZG2 (30 cm na zona ZG3) incorporando 2 malhas AQ50 (mais cambotas metálicas do tipo HEB200 afastadas de 1,0 m só na zona ZG3).

Na fase de projeto decidiu-se associar a qualquer dos dois tipos de revestimento primário considerados a realização do travamento ao nível da soleira da meia secção superior ou da soleira definitiva, nos troços dos túneis onde se verificasse, àqueles níveis, a ocorrência de formações de brechas desagregáveis ou de tufo. A identificação definitiva destas situações foi efetuada com base no levantamento geológico realizado no decurso das escavações dos túneis piloto e nos resultados das sondagens realizadas aquando da abertura dos alargamentos da meia secção superior para prospeção das condições geológicas ao nível da soleira definitiva, tendo sido possível em fase de obra dispensar na totalidade o travamento das soleiras.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

As betonagens do revestimento secundário, em faixas com 5 metros de comprimento, foram realizadas com recurso a um molde metálico apoiado numa estrutura metálica deslizante de grandes dimensões, o que permitiu um acabamento de excelente qualidade (Fig. 6).

A auscultação consistiu na medição de grandezas físicas obtidas a partir da seguinte instrumentação instalada em cada um dos túneis: i) marcas topográficas de precisão dispostas em 7 perfis transversais; ii) 9 extensómetros de varas colocados em alguns dos perfis, tendo, cada um, dois ou três pontos de leitura; iii) alvos colocados no contorno da escavação, em 21 secções, 7 na galeria piloto, 7 na meia secção e 7 na secção plena, para leitura das convergências.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados incluíram:

- Fornecimento de energia
- Iluminação
- Sinalização
- Comunicações
- Sistemas de controlo. CCTV
- Auscultação
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas-de-incêndio
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA; SRESA. DRE - *Conceção/Construção da Via Rápida Funchal Aeroporto – 2ª Fase. Troço Cancela/Aeroporto*. Túneis de Santa Cruz. Projeto de Execução. 1998.
- BRITO, J. M., BAIÃO, CARLOS J. O., SÉRGIO P. P. ROSA, AMBRÓSIO, ANTÓNIO C., SANTOS, JAIME, SOUSA, JORGE A. - *Projeto dos Túneis Rodoviários de Santa Cruz da Via Rápida Funchal Aeroporto*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. 2000.
- BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, J. M., ROSA, SÉRGIO P. P., SOUSA, JORGE A. - *Tunnels of the New Expressways of Madeira Island. The Case of the Santa Cruz Tunnels*. Eurock 2002. Funchal. 2002.
- BRITO, JOSÉ M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P. P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 9. 2005.
- BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, J. M., ROSA, SÉRGIO P. P., SOUSA, JORGE A. - *The Case of Santa Cruz Road Tunnels. International Seminar on Tunnels and Underground Works*. Lisboa. 2006.



Fig.  
06

**Vista da execução do rebaixo.**  
*View of the bench excavation.*

gallery, 7 in the half section and 7 in the full section, for convergence measurement.

The safety and control equipment installed included:

- Power supply
- Lighting
- Signalling
- Communications
- Control systems. CCTV
- Monitoring
- Fire: detection and extinguishing systems
- Hydrants
- Walkways for the circulation of service personnel and emergency services.

## 5. BIBLIOGRAPHY

CENOR - CONSULTORES, SA; SRESA. DRE - *Concepção/Construção da Via Rápida Funchal Aeroporto – 2ª Fase. Troço Cancela/Aeroporto. Túneis de Santa Cruz.* Projecto de Execução.1998.

BRITO, J. M., BAIÃO, CARLOS J. O., SÉRGIO P. P. ROSA, AMBRÓSIO, ANTÓNIO C., SANTOS, JAIME, SOUSA, JORGE A. - *Projecto dos Túneis Rodoviários de Santa Cruz da Via Rápida Funchal Aeroporto.* 7º Congresso Nacional de Geotecnia. Porto.2000.

BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, J. M., ROSA, SÉRGIO P. P., SOUSA, JORGE A. - *Tunnels of the New Expressways of Madeira Island. The Case of the Santa Cruz Tunnels.* Eurock 2002. Funchal. 2002.

BRITO, JOSÉ M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P. P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis.* Revista Engenharia e Vida. Nº 9.2005.

BAIÃO, CARLOS J. O., BRITO, J. M., ROSA, SÉRGIO P. P., SOUSA, JORGE A. - *The Case of Santa Cruz Road Tunnels.* International Seminar on Tunnels and Underground Works. Lisbon. 2006.



Fig.  
07

**Vistas gerais dos túneis de Santa Cruz.**  
*General overview of the Santa Cruz tunnels.*



# TÚNEL DO FAIAL-CORTADO

**Localização/Location:** Ilha da Madeira – Via Expresso Machico-Faial/*Madeira Island –Machico-Faial Expressway*

**Utilização/Use:** Rodoviária/*Road*

**Dono da Obra/Owner:** SRESA. DRE

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Teixeira Duarte/EPOS/Zagope/AFA

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal

**Dimensões/Size:**

- **Desenvolvimento/Length:** 3168 m
- **Vão de escavação/Excavation span:** 10,0 m
- **Secção corrente de escavação/Current excavation section:** 95 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Usable width between sidewalls:** 9,6 m
- **Altura máxima livre/Maximum free height:** 7,05 m
- **Recobrimento médio/Average ground cover:** 80 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Método de escavação sequencial (NATM)/*Sequential excavation method (NATM)*

**Período de Construção/Construction Period:** 2002 – 2004

**J. Mateus de Brito, Carlos Baião, Sérgio Rosa  
(CENOR – Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

O Túnel do Faial-Cortado insere-se na Via Expresso Machico-Faial com orientação poente-nascente. O túnel é constituído por uma galeria única, tendo sido o maior túnel rodoviário de Portugal à data da sua conclusão.

De salientar que o projeto inicial previa a execução de dois túneis independentes, o Túnel do Faial e o Túnel do Cortado,

sendo os seus emboquilhamentos Oeste e Leste, respetivamente, separados por uma ponte sobre a ribeira do Guindaste. Com a realização do primeiro levantamento topográfico, constatou-se, no entanto, a dificuldade de inserção dos emboquilhamentos, quer do túnel do Cortado, quer do túnel do Faial, em virtude do enviesamento da secção dos túneis face às condições topográficas.

No reconhecimento geológico de superfície efetuado na fase inicial do projeto foi detetado que o maciço vulcânico de inserção do emboquilhamento Leste do Túnel do Cortado era essencialmente constituído por formações brechóides relativamente



**Fig. 01** Vista geral do emboquilhamento Este do túnel do Cortado.  
*Overview of the Cortado tunnel eastern portal.*

# FAIAL-CORTADO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Faial-Cortado Tunnel is part of the Machico-Faial Expressway which runs west to east. The tunnel is composed of a single gallery and was the biggest road tunnel in Portugal when it was completed.

It should be noted that in the initial design projected the execution of two independent tunnels, the Faial Tunnel and the Cortado Tunnel, with a bridge connection over Guindaste brook. However, the first topographic survey identified an insertion difficulty with the portals, both of the Cortado tunnel and the Faial tunnel, due to the bias of the tunnels' cross-section in relation to the topographic conditions. In the surface geological survey undertaken at the beginning of the design phase, it was detected that the volcanic ground at the eastern portal insertion of the Cortado Tunnel was essentially composed of relatively compact brechoid formations, while the western portal of the Faial Tunnel would be excavated from the volcanic complex of basaltic composition underlying a layer of tuffs with volcanic bombs. The geotechnical conditions at both locations were deemed reasonable according to the stability design criteria.

After the execution of the Cortado Tunnel eastern portal (Fig. 1), the tunnel was excavated from two fronts: one from the eastern portal towards the west, another from the emergency evacuation gallery and from the provisional side gallery excavated in the meantime from the west towards the east.

The progression of both fronts revealed unforeseeable ground behaviour with very unfavourable evolution of the deformations over time, as deduced from the monitoring of the convergence sections and of the topographic targets on the slopes.

The installation of the first set of ten approximation ribs to the portal section ended with the instability of a sub-vertical ground wedge, of tuffs with volcanic bombs, apparently limited by pre-existing sub-vertical fractures, parallel to the escarpment. The wedge collapse, which took some hours, ended up damaging and burying all the ribs (Fig. 2).

The envisaged alignment was thus abandoned and replaced by a new one in a location deeper into the hill, thus with larger cover comprising the execution of a single tunnel, the Faial-Cortado tunnel.

This tunnel has a current section with a minimum clearance of 5.0 m and a transversal road profile composed of a carriageway with two traffic lanes, two 0.30 m wide external kerbs and two 1.0 m wide walkways which limit the platform. This is a bi-directional tunnel with two widening zones: one, from the Faial side, with a variable width cross-section between 13.1 m and 20.4 m, thus making it the widest of the Madeira tunnels; another, from the Santana side, with a constant 13.1 m width section to allow the insertion of the exit lane into the Achada road junction (Fig. 3).

Due to its large development and in order to satisfy European safety requirements, the tunnel has three emergency laybys and five pedestrian emergency galleries with a usable width cross-section of 5.0 m.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

Regarding the geological and geotechnical characteristics of the ground at the beginning of the tunnel, there is a predominance of mostly fine pyroclastic materials, generally little consolidated and much weathered and disaggregated at the surface. They are essentially more or less prone to disintegration volcanic tuffs, with disperse volcanic bombs, with some fine intercalation of fractured basalt and breccias. From that zone to the end, the predominance is of formations of the  $\beta^2$  post-Miocene volcanic complex, composed by irregular alternations of low compactness and very thick volcanic tuffs and of basaltic flows, almost always fractured, and levels of prone to disintegration breccias. These formations are often cut by basic intrusive dykes.

Based on the lithological and structural characteristics of the formations in the portal zones, the only zones where geotechnical characterisation was feasible due to the high overburden of the current sections of the tunnel, and based on the experience acquired following-up the works in formations with similar characteristics, the zoning of the ground was defined with three geotechnical class zones: ZG1, ZG2 and ZG3.

The ZG1 geotechnical zone was essentially composed of compact basalt ( $\beta C$ ) and compact breccias (BrC), very resistant and



Fig.  
02

**Vistas gerais do emboquilhamento Oeste aquando da colocação das cambotas e após a instabilização.**  
**General overview of the western portal at the time of ribs installation and after the instability occurrence.**

compactas, enquanto o emboquilhamento Oeste do Túnel do Faial inserir-se-ia no complexo vulcânico de constituição basáltica que se encontrava subjacente a uma camada de tufos com bombas vulcânicas, tendo-se considerado os maciços com características mecânicas aceitáveis.

Após a execução do emboquilhamento Leste do túnel do Cortado (Fig. 1), avançou-se a escavação deste túnel a partir de duas frentes: uma a partir do emboquilhamento Leste com direção Oeste, outra a partir da galeria de evacuação de emergência e de uma galeria lateral provisória entretanto aberta com sentido Oeste-Leste.

O avanço destas duas frentes veio a revelar uma evolução imprevisível do comportamento do maciço, tendo-se registado, a partir das observações das secções de convergência e das observações de alvos topográficos colocados nos taludes, uma evolução muito desfavorável das deformações ao longo do tempo, à medida do avanço dos trabalhos de abertura do túnel.

A colocação do primeiro conjunto de dez cambotas de aproximação à secção do emboquilhamento acabou por provocar a instabilização de uma cunha subvertical de terreno, constituída por tufos com bombas vulcânicas, aparentemente limitada por uma fratura subvertical pré-existente, paralela à escarpa. O colapso desta cunha, que se processou num período de algumas horas, acabou por danificar e soterrar todas as cambotas (Fig. 2).

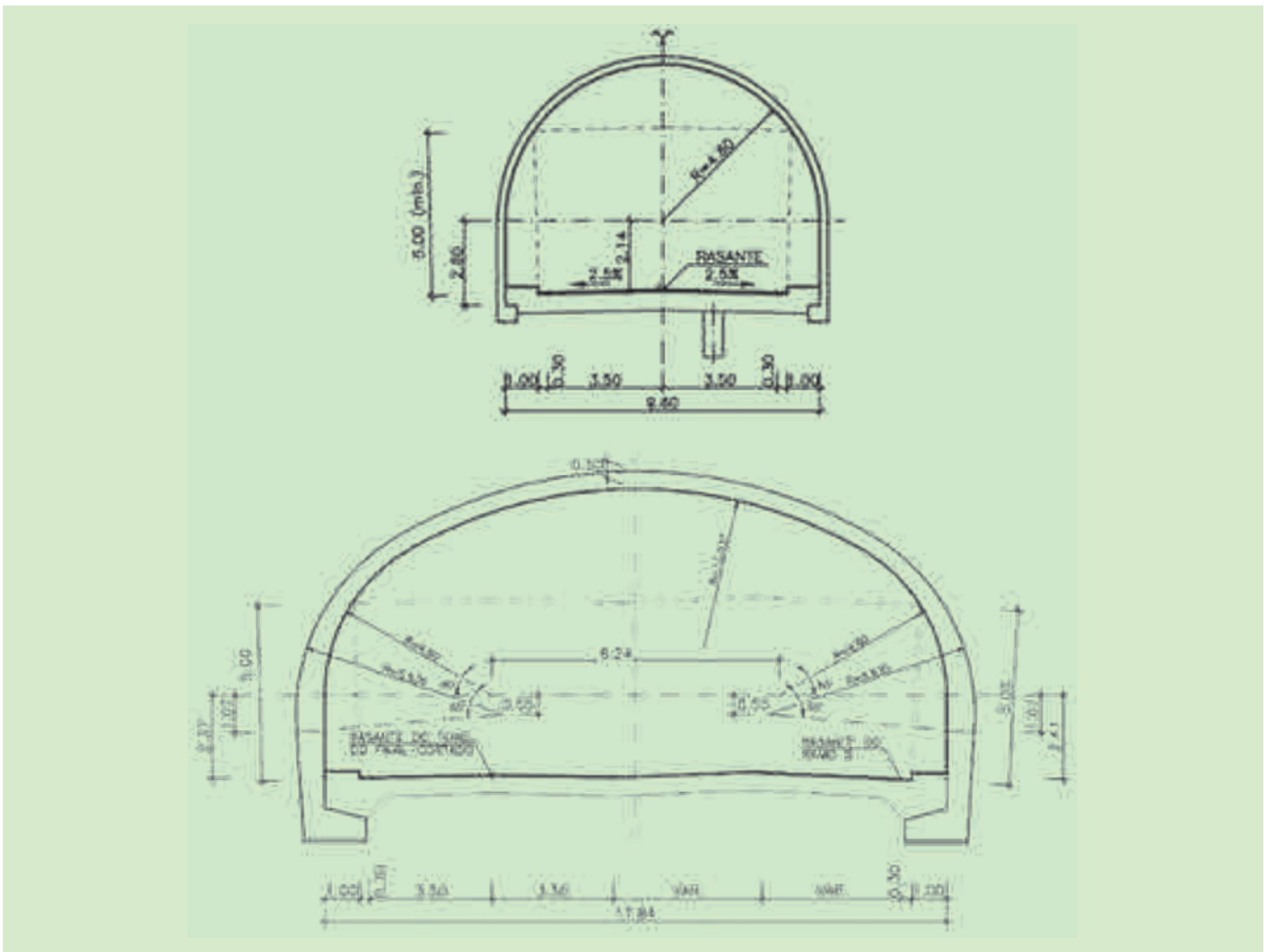
O traçado inicial foi assim abandonado e substituído por um traçado localizado mais para o interior do maciço contemplando a execução de um único túnel, o túnel do Faial-Cortado.

Este tem uma secção corrente com um gabarito mínimo de 5,0 m e um perfil transversal rodoviário constituído por uma faixa de rodagem com duas vias de tráfego, duas bermas exteriores com 0,30 m de largura, e dois passeios com 1,0 m, que limitam a plataforma. Trata-se de um túnel bidirecional que dispõe de duas zonas de alargamento: uma, do lado do Faial, com um trecho de alargamento variável entre 13,1 m e 20,4 m de largura, constituindo o maior alargamento dos túneis da Madeira; outra, do lado de Santana, com um trecho de alargamento constante com 13,1 m para permitir a inserção da via de saída para o nó da Achada (Fig. 3).

Dado o seu grande desenvolvimento e de modo a cumprir as exigências europeias em termos de segurança, o túnel possui 3 gares de estacionamento de emergência e 5 galerias pedonais de emergência, cuja secção apresenta uma largura útil de 5,0 m.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Relativamente às características geológico-geotécnicas atravessadas, na zona inicial do túnel predominam os materiais piroclásticos predominantemente finos, geralmente pouco consolidados e muito alterados e desagregados à superfície. Trata-se essencialmente de tufos vulcânicos mais ou menos desagregá-



**Fig. 03** Secção transversal tipo corrente e de alargamento do túnel.  
*Current and wide tunnel cross sections.*



**Fig. 04** **Aspeto dos revestimentos primários da secção de alargamento e da galeria pedonal de emergência.**  
*View of primary supports in wide section and emergency pedestrian gallery.*

homogeneous formations, corresponding to a good quality zone of the ground. ZG2 geotechnical zone had a more heterogeneous structure, being composed by more resistant rocks, fractured basalts ( $\beta F$ ), sometimes alternating with materials with worse characteristics, such as disaggregated breccias (BrD), compact tuffs (T or TBV), not very thick, globally behaving as a reasonable quality formation. In ZG3 geotechnical zone friable and weak cohesive formations predominated, such as low resistance rock and compact or weakly consolidated soil, that is, disaggregated breccias (BrD), variable compactness tuffs (T, TD), sometimes with volcanic bombs (TBV, TDBV).

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Based on the geological and geotechnical characterisation and considering the main lithological types present in each of the defined geotechnical zones, three different excavation sequences were defined for the sections, with specific primary and secondary lining. The main difference between those sequences resulted from the adopted round length for the excavation and primary support application.

In the ZG1 geotechnical zone, the excavation was done in full section using unrestricted round lengths with the application of the primary support composed of 4.0 m Swellex nails associated

to 5 cm thick shotcrete reinforced with steel fibres, only in the zones with either fractured or weathered ground. In the tunnel sections crossing formations of the ZG2 and ZG3 geotechnical zones, excavation was done sequentially, in the upper and lower half section, by 2 m and 1 m maximum round lengths, respectively, ensuring a minimum lag of 20 m between individual phases. The primary support consisted of the systematic 4.0 m swellex nails spaced 2 m apart with 5 cm or 10 cm thick shotcrete reinforced with steel fibres (minimum dosage of 30 kg/m<sup>3</sup>) in the vault. In the worst quality zones at the side walls, 5 cm thick shotcrete with steel fibres was applied. In the ZG3 geotechnical zone, a primary support made up of HEB160 steel ribs spaced 1 m apart, AQ50 electro welded wire mesh and 10 cm thick shotcrete in the vault and sidewalls was applied (Fig. 4).

The primary support applied in the emergency pedestrian galleries in ZG1 and ZG2 geotechnical zones is similar to those applied in the current section in the same geotechnical zones. In ZG3 geotechnical zone the primary support was comprised by HEB140 metal ribs spaced out at 1 m, with 15 cm shotcrete (applied in three 5 cm layers) and incorporating steel fibres (Fig. 4). These supports were defined so that they would compose the final lining of the emergency galleries.

The secondary linings adopted were essentially composed of 25 cm and 40 cm constant thickness reinforced concrete for the



**Fig. 05** **Vistas gerais da secção corrente e do alargamento na zona de ligação dos túneis.**  
*General view of the current profile and of the wide section in the tunnels' connection zone.*

veis, com bombas vulcânicas dispersas, com algumas finas intercalações de basaltos fraturados e de brechas desagregáveis. Desde essa zona, até ao final, passam a predominar as formações pertencentes ao complexo vulcânico pós miocénico  $\beta^2$ , constituídas por alternâncias irregulares de tufos vulcânicos pouco compactos e muito espessos e de escoadas basálticas quase sempre fraturadas e níveis de brechas desagregáveis. Estas formações são frequentemente cortadas por filões de natureza básica.

Com base nas características litológicas e estruturais das formações atravessadas que apenas foi possível reconhecer nas zonas dos emboquilhamentos, dado o grande recobrimento do túnel, bem como com base na experiência adquirida no acompanhamento de outras obras em formações com características semelhantes, foi efetuado um zonamento do maciço que abrangeu 3 zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3.

A zona geotécnica ZG1 era constituída essencialmente por basaltos compactos ( $\beta C$ ) e brechas compactas (BrC), formações muito resistentes e homogéneas, correspondendo a uma zona de qualidade boa do maciço. A zona geotécnica ZG2 tinha uma estrutura mais heterogénea, sendo constituída por rochas resistentes, basaltos fraturados ( $\beta F$ ), por vezes com intercalações de materiais de piores características, tais como brechas desagregadas (BrD), tufos compactos (T ou TBV), mas com pequena espessura, comportando-se no seu conjunto como uma formação de qualidade razoável. Na zona geotécnica ZG3 predominavam formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência e solos compactos ou pouco consolidados, ou seja, brechas desagregadas (BrD), tufos de compactidade variável (T, TD), por vezes com bombas vulcânicas (TBV, TDBV), sendo formações de menor qualidade.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Com base na caracterização geológico-geotécnica efetuada e tendo em conta os principais tipos litológicos presentes em cada uma das zonas geotécnicas definidas, estabeleceram-se três faseamentos executivos distintos para a secção corrente, correspondendo a cada um deles um revestimento primário e um revestimento secundário. A principal diferença entre os diferentes faseamentos adotados resultou do avanço estabelecido para a escavação e posterior aplicação do revestimento primário.

Na zona geotécnica ZG1 a escavação foi efetuada em secção plena por avanços livres e com aplicação de revestimento primário, constituído por pregagens Swellex com 4,0 m e 5 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas, apenas nas zonas do maciço com fracturação e/ou alteração mais pronunciada. Nos troços de túnel que interessaram formações pertencentes às zonas geotécnicas ZG2 e ZG3, a escavação foi faseada em meia secção superior e rebaixo, por avanços máximos de 2 m e 1 m, respetivamente, e garantindo um desfaseamento mínimo entre fases de 20 m. O revestimento primário consistiu na aplicação sistemática na abóbada de pregagens Swellex com 4,0 m afastadas de 2 m e de 5 cm ou 10 cm de betão projetado com fibras metálicas (dosagem mínima de 30 kg/m<sup>3</sup>), e nos hasteais na aplicação de 5 cm de betão projetado com fibras metálicas nas zonas de pior qualidade do maciço.

Na zona geotécnica ZG3 foi aplicado um revestimento primário constituído por cambotas em perfis metálicos HEB160 afastadas de 1 m, rede electrossoldada malhasol AQ50 e 10 cm de betão projetado sistemático na abóbada e hasteais (Fig. 4).

Os revestimentos primários aplicados nas galerias pedonais de emergência nas zonas geotécnicas ZG1 e ZG2 são semelhantes aos aplicados na secção corrente nestas mesmas zonas geotécnicas. Na zona geotécnica ZG3 o revestimento primário foi constituído por cambotas metálicas HEB140 afastadas de 1 m, com 15 cm de betão projetado (aplicado em 3 camadas de 5 cm) e incorporando fibras metálicas (Fig. 4). Estes suportes foram definidos de forma a constituírem o revestimento definitivo das galerias de emergência.

Os revestimentos secundários executados foram constituídos, no essencial, por 25 cm e 40 cm de espessura constante em betão armado para a secção corrente, respetivamente para as zonas geotécnicas ZG1/ZG2 e ZG3. Para as zonas de alargamento este revestimento foi reforçado para 50 cm de espessura constante ou espessura variável entre 0,50 m no topo da abóbada, aumentando gradualmente para 0,80 m no topo dos hasteais em função da largura do túnel e da zona geotécnica interessada (Fig. 5 a 7).

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A auscultação consistiu na medição de grandezas físicas obtidas a partir da seguinte instrumentação instalada: i) marcas topográficas de precisão dispostas em perfis transversais ao túnel ii) extensómetros de varas colocados em alguns dos perfis, tendo, cada um, dois pontos de leitura localizados a 2,0 e a 4,0m do topo da abóbada; iii) alvos colocados no contorno da escavação, em secções afastadas de 25 m ou 50 m, para leitura das convergências.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados incluíram:

- Fornecimento de energia
- Iluminação
- Ventilação
- Sinalização
- Comunicações
- Sistemas de controlo. CCTV
- Auscultação
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas-de-incêndio
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

### 5. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA.; SREST / DRE - *Ligação Rodoviária Faial/Santana/Ribeira de S. Jorge. Túnel Faial-Cortado*. Projeto de Execução. Setembro de 2003.
- BRITO, JOSÉ A. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P. P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 9. 2005.
- BRITO, JOSÉ A. M. - *Tunnel Design and Construction at Madeira Island*. International Seminar on Tunnels and Underground Works. LNEC. Lisboa. 2006.



**Fig. 06** **Vistas gerais do emboquilhamento Este.**  
*General views of the eastern portal.*



**Fig. 07** **Vistas gerais do emboquilhamento Oeste.**  
*General views of the western portal.*

current section, respectively for the ZG1/ZG2 and ZG3 geotechnical zones. For the widening zone, this lining was upgraded to 0.50 m constant thickness or variable thickness between 0.50 m at the top of the vault, gradually increasing to 0.80 m at the top of the sidewalls in accordance with the tunnel width and the geotechnical zone (Fig. 5 to 7).

#### 4. MONITORING

The monitoring scheme was based on the measurement of the relevant variables through the following installed instruments: i) accurate topographic marks in transversal profiles ii) rod extensometers placed on some of the profiles, each having two reading points located at 2.0 and at 4.0 m from the vault top; and iii) topographic targets placed at the excavation perimeter, in 25 m or 50 m spaced out sections, for convergence monitoring.

The safety and control equipment installed included:

- Power supply
- Lighting

- Ventilation
- Signalling
- Communications
- Control systems. CCTV
- Monitoring
- Fire: detection and extinguishing systems
- Hydrants
- Walkways for the circulation of service personnel and the emergency services

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA.; SREST / DRE - *Ligação Rodoviária Faial/Santana/Ribeira de S. Jorge. Túnel Faial-Cortado*. Projecto de Execução. September 2003.
- BRITO, JOSÉ A. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P.P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 9. 2005.
- BRITO, JOSÉ A. M. - *Tunnel Design and Construction at Madeira Island*. International Seminar on Tunnels and Underground Works. LNEC. Lisbon. 2006.

# TÚNEL DUPLO DO CANIÇAL

**Localização/Location:** Ilha da Madeira – Via Rápida Machico/Canical/Madeira Island – Machico/Canical Expressway

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** SRESA. DRE

**Projetista/Designer:** CENOR Consultores, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Construtora do Tâmega/Zagope

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal

**Dimensões/Size:** Duas galerias gémeas afastadas de 15,0 m com as seguintes características/Two twin galleries spaced 15.0 m, with the following characteristics

- Desenvolvimento médio/Average length: 2100 m
- Vão de escavação/Excavation span: 10,0 m
- Secção corrente de escavação/Current excavation cross-section: 95 m<sup>2</sup>
- Largura útil entre hasteais/Usable width between sidewalls: 9,0 m
- Altura útil máxima/Maximum usable height: 7,75 m
- Recobrimento médio/Average ground cover: 140 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Método de escavação sequencial (NATM)/Sequential excavation method (NATM)

**Período de Construção/Construction Period:** 2002 – 2004

**Carlos Baião, J. Mateus de Brito, Sérgio Rosa  
(CENOR – Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

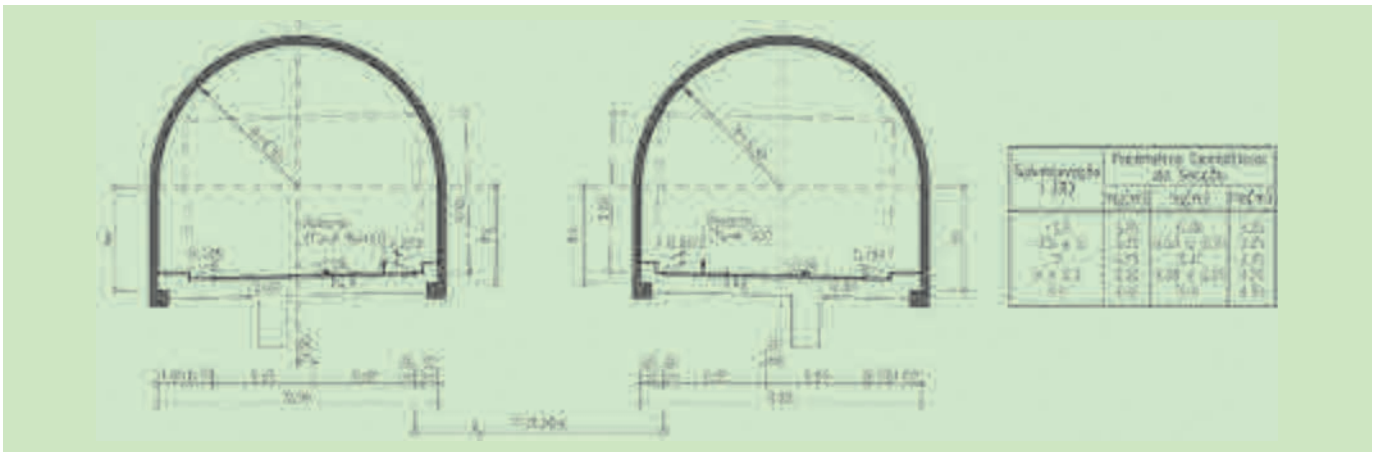
O Túnel Duplo do Caniçal insere-se na Via Rápida Machico-Canical, com orientação nascente-poente. O túnel é constituído por duas galerias afastadas de 15 m, com alinhamento reto e inclinação constante de 3,5% na galeria Norte e 3,65% na galeria Sul, desde a cota 70 do lado do Machico até à cota 140 do lado do Caniçal. À data da sua conclusão era o maior túnel duplo de Portugal. O recobrimento máximo é de cerca de 300 m.

A secção transversal corrente de cada galeria, com uma altura máxima de 7,75 m, garante um gabarito mínimo de 5,0 m e a

inserção de um perfil transversal rodoviário constituído por uma faixa de rodagem com duas vias de tráfego, uma berma exterior com 0,75 m de largura, uma berma interior com 0,25 m de largura e dois passeios, exterior com 1,0 m e interior com 0,50 m, que limitam a plataforma (Fig. 1).

No seu troço final poente, de modo a permitir a inserção de uma via de tráfego adicional que constitui os ramos de saída e entrada para o nó rodoviário do Caniçal, as galerias do túnel apresentam uma secção em alargamento, cuja largura útil entre hasteais é num primeiro troço variável entre 9,0 m e 12,25 m, sendo no troço final constante com 12,25 m.

Dado o grande desenvolvimento do túnel, foram construídas 3 gares de estacionamento de emergência em cada galeria, 1 galeria de ligação das duas gares centrais, que permite a inver-



**Fig. 01** Secção transversal tipo das galerias do túnel.  
*Current cross-section of the galleries.*

# CANIÇAL DOUBLE TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Caniçal Double Tunnel is inserted in the Machico/Caniçal expressway, running east - west. The tunnel is composed of two galleries spaced 15 m apart, with straight alignment and a constant gradient of 3.5% in the northern gallery and 3.65% in the southern gallery. It runs from elevation 70 m on the Machico side to elevation 140 m on the Caniçal side. At the date of its completion it was the biggest double tunnel in Portugal. Maximum ground cover is approximately 300 m.

The current cross-section of both galleries, with a maximum height of 7.75 m, ensures a minimum clearance of 5.0 m and the insertion of a transversal road profile composed of one carriage-way with two traffic lanes, a 0.75 m wide external kerb, a 0.25 m wide internal kerb and two walkways, 1.0 m for the exterior one and 0.50 m for the interior one, which bound the platform (Fig. 1).

The tunnel galleries in their final western section present a progressively widened stretch in order to allow the insertion of one additional traffic lane constituting the exit and approach drifts onto the Caniçal road junction. The effective width goes from 9.0 m to 12.25 m, which is maintained in the final section.

Due to the long length of the tunnel, there are three emergency parking laybys at each gallery, one connection gallery between the two central laybys, allowing passenger cars to reverse direction in the event of an accident, and eight pedestrian evacuation galleries (Fig. 2). The cross-section at the emergency parking laybys has a width of 12 m, ensuring a 5.0 m minimum clearance and 16.0 m and 32.0 m development for passenger cars and heavy vehicles, respectively.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The tunnel crosses the two oldest volcanic formations in Madeira Island. On the Machico side, corresponding to the western portal end, the tunnel crosses a Mio-Pliocene Volcanic Complex ( $\beta^1$ ). On the Caniçal side, where the eastern portal is located, the tunnel crosses a Post-Miocene Volcanic Complex ( $\beta^2$ ).

The  $\beta^1$  volcanic complex is formed by a chaotic cluster of coarse materials resulting from angular block projections, volcanic bombs and scoria, involved with a more or less developed fraction of fine pyroclastic material. Basaltic lava appears alternately in this set and is generally very weathered.  $\beta^2$  volcanic complex is formed by alternate layers of basaltic lava and brechoyd pyroclastic material levels irregularly inter-stratified, where there are also alternate episodic levels of volcanic tuffs.

In the western portal zone, the occurrence of very thick colluvium deposits, meant a 7m high anchored wall with an approximate length of 65 m had to be built at the top of the portal slope. This was the most constraining situation in the tunnel's construction. Two anchoring levels are installed in this structure, each anchorage with 480 kN load, between 14 and 28 m long (Fig. 3).

Based on the lithological and structural characteristics of the ground, as deduced from the site investigation work, albeit restricted to the portal areas given the thick tunnel cover and the extension of galleries, a geotechnical zoning of the ground was made. This zoning comprised three geotechnical zones, named ZG1, ZG2 and ZG3 with the latter containing one sub-zone designated as ZG3\*.

The ZG1 geotechnical zone was essentially composed of very resistant and homogeneous formations of compact basalts ( $\beta C$ )

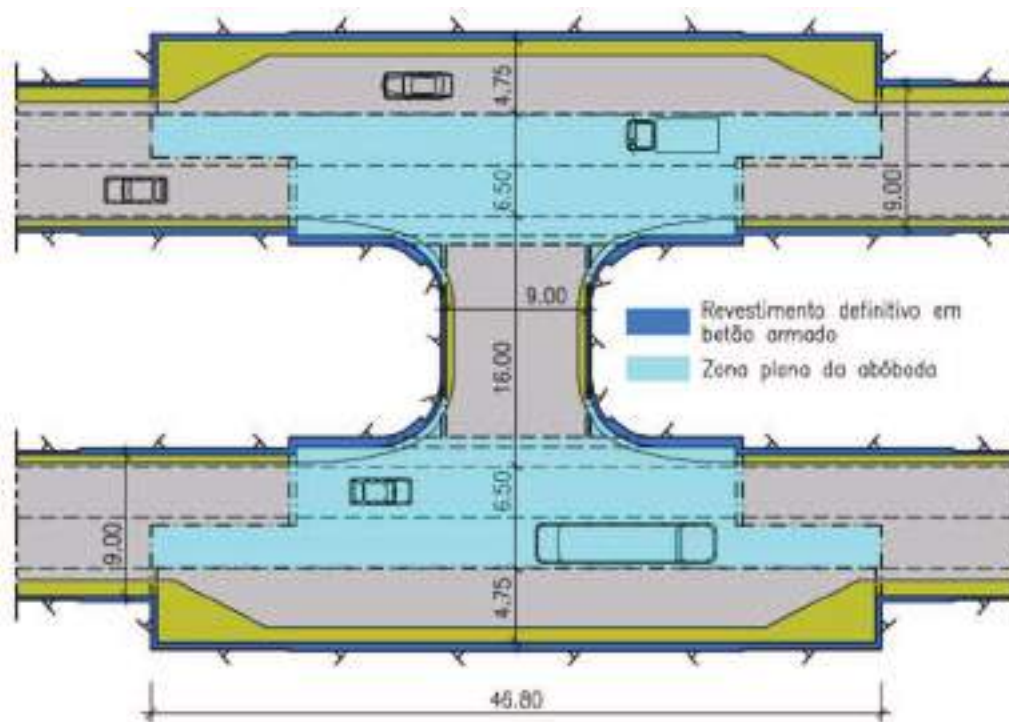
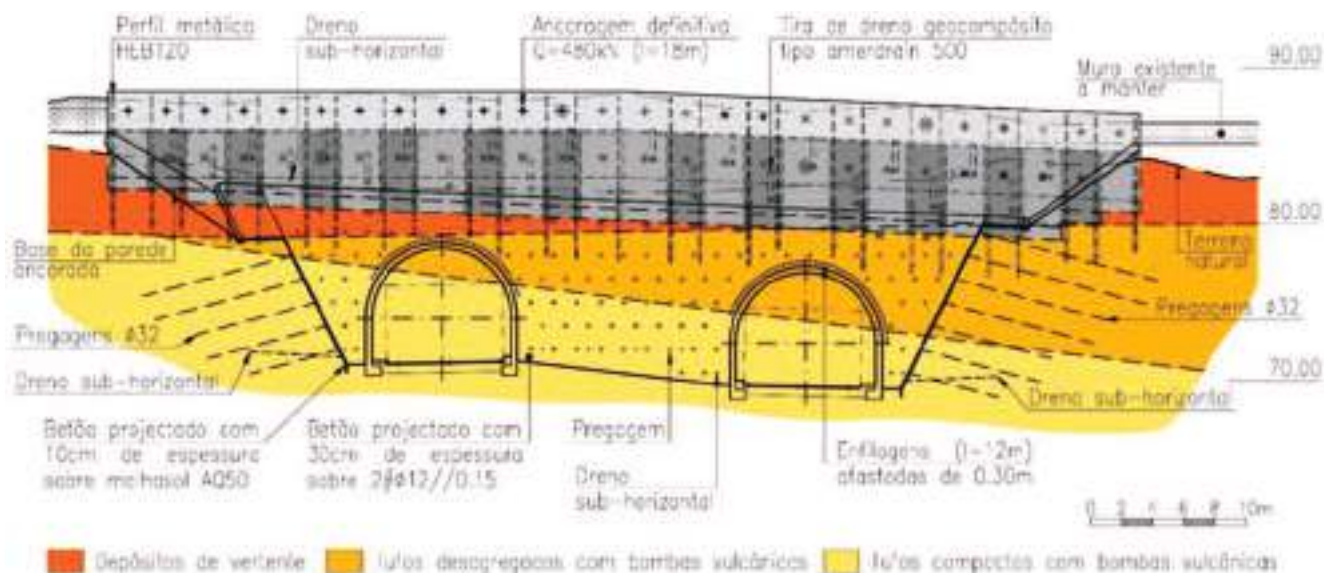


Fig. 02

Planta das gares de estacionamento de emergência centrais e da galeria de ligação para veículos.  
Plan of the central emergency parking laybys and of the connection gallery for vehicles.





**Fig. 03** Alçado do emboquilhamento Oeste. *Western portal elevation.*

são de marcha de ligeiros em caso de acidente, e 8 galerias de evacuação pedonais (Fig. 2). As gares de estacionamento de emergência apresentam uma secção transversal com 12,0 m de largura útil, garantindo igualmente um gabarito mínimo de 5,0 m, e um desenvolvimento de 16,0 m e 32,0 m, respetivamente para veículos ligeiros e para veículos ligeiros e pesados.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O túnel atravessa, de poente para nascente, formações dos dois complexos vulcânicos mais antigos ocorrentes na ilha da Madeira. No lado de Machico, correspondente ao lado do emboquilhamento Oeste, o túnel interessa o Complexo Vulcânico Mio-Pliocénico ( $\beta^1$ ); no lado do Caniçal, onde se insere o emboquilhamento Este, o túnel interessa o Complexo Vulcânico Pós-Miocénico ( $\beta^2$ ).

O complexo vulcânico  $\beta^1$  é formado por um amontoado caótico de materiais grosseiros resultantes de projeções de blocos angulosos, bombas vulcânicas e escórias, envolvidos por uma fração mais ou menos desenvolvida de material piroclástico fino. Por vezes ocorrem intercaladas neste conjunto lavas basálticas, geralmente muito alteradas. O complexo vulcânico  $\beta^2$  é formado por alternâncias de camadas de lavas basálticas e níveis de materiais piroclásticos brechóides irregularmente interstratificados, onde se intercalam também níveis episódicos de tufos vulcânicos.

Na zona do emboquilhamento Oeste, a elevada espessura dos depósitos de vertente ocorrentes, situação que se revelou a mais condicionante da construção do túnel, determinou a execução, no topo do talude frontal, de uma parede ancorada com cerca de 65 metros de desenvolvimento e 7 m de altura. Esta estrutura é constituída por 2 níveis de ancoragens, com capacidade de 480 kN e comprimentos entre 14 e 28 m (Fig. 3).

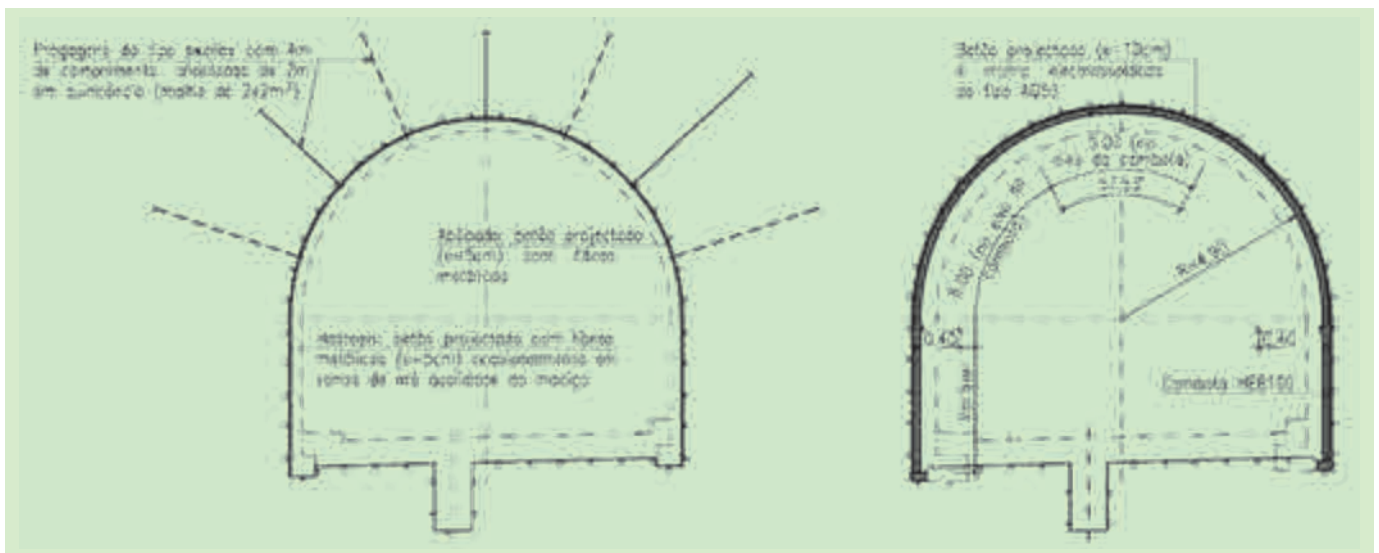
Com base nas características litológicas e estruturais das formações atravessadas, obtidas no decurso dos trabalhos de prospeção e de caracterização, embora interessando apenas as zonas dos emboquilhamentos dado o elevado recobrimento e desenvolvimento das galerias, foi efetuado um zonamento geotécnico do maciço, definindo-se zonas abrangentes de todas as situações previsíveis. Este zonamento abrangeu 3 zonas geotécnicas, designadas de ZG1, ZG2 e ZG3, e dentro desta última uma sub zona designada de ZG3\*.

A zona geotécnica ZG1 era constituída essencialmente por basaltos compactos ( $\beta C$ ) e brechas compactas ( $BrC$ ), formações muito resistentes e homogéneas, correspondendo a uma zona de qualidade boa do maciço. A zona geotécnica ZG2 tinha uma estrutura mais heterogénea, sendo constituída por rochas resistentes, basaltos fraturados ( $\beta F$ ), por vezes com intercalações de materiais de piores características, mas com pequena espessura, comportando-se no seu conjunto como uma formação de qualidade razoável. Na zona geotécnica ZG3 predominavam formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência e solos compactos ou pouco consolidados, ou seja, brechas desagregadas ( $BrD$ ), tufos compactos ( $TC$ ) e tufos compactos com bombas vulcânicas ( $TBV$ ), sendo formações de menor qualidade.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Com base na caracterização geológico-geotécnica efetuada e tendo em conta os principais tipos litológicos presentes em cada uma das zonas geotécnicas definidas, estabeleceram se três faseamentos executivos distintos para a secção corrente, correspondendo a cada um deles um tipo específico de revestimento primário e de revestimento secundário.

Assim, na zona geotécnica ZG1 a escavação foi realizada em secção plena por avanços com desenvolvimento máximo de 6 m e com aplicação do revestimento primário constituído por pregagens swellex com 4,0 m associadas a 5 cm de betão projetado, apenas nas zonas do maciço com fracturação e/ou alteração mais pronunciada. Nos troços do túnel que interessaram formações pertencentes às zonas geotécnicas ZG2 e ZG3, a escavação efetuada de modo faseado, em meia secção superior e rebaixo, por avanços máximos de 2 m e 1 m, respetivamente, garantindo-se um desfaseamento mínimo entre fases de 20 m. Diferiu igualmente o revestimento primário aplicado, o qual consistiu na aplicação sistemática na abóbada de pregagens swellex com 4,0 m afastadas de 2 m e de 5 cm ou 10 cm de betão projetado com fibras metálicas, enquanto nos hasteais se limitou à aplicação de 5 cm de betão projetado com fibras metálicas nas zonas de pior qualidade do maciço. Na zona geotécnica ZG3 foi aplicado um revestimento primário mais pesado, constituído por cambotas em perfis metálicos HEB160 afastadas de 1 m, rede electrossoldada malhasol AQ50 e 10 cm



**Fig. 04** **Revestimentos primários tipo a aplicar nas zonas geotécnicas ZG2 e ZG3.**  
**Typical primary support applied in the ZG2 and ZG3 geotechnical units.**

and compact breccia (BrC), corresponding to good quality ground. The ZG2 geotechnical zone, a more heterogeneous one, composed of resistant rock, fractured basalts ( $\beta F$ ) sometimes alternating with less suitable materials, despite not being very thick, may be described, as a whole, as having a reasonable quality. In the ZG3 geotechnical zone there was a predominance of friable formations with poor cohesion, such as weak rocks and compact or hardly consolidated soil, that is, disaggregated breccias (BrD), compact tuffs (TC) and compact tuffs with volcanic bombs (TBV), thus lesser quality formations.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Based on the geological and geotechnical characterisation and considering the main lithological types at each of the defined geotechnical zones, three different execution sequences were established for these sections, with a specific type of primary and secondary lining for each of them.

Thus, in ZG1 geotechnical zone, the excavation was done in full section with round lengths of 6 m and primary supports com-

posed of 4.0 m Swellex nails associated to a 5 cm thick shotcrete layer in the areas with fractured and/or more weathered ground. In the ZG2 and ZG3 geotechnical zones, excavation was done sequentially. In the upper and lower half section, with 2 m and 1 m round lengths, respectively, ensuring a minimum lag of 20 m between phases. The primary support composed of 4.0 m swellex nails spaced 2 m and 5 cm or 10 cm of shotcrete with steel fibres, while in the worst quality zones at the sidewalls a 5 cm thick shotcrete layer was used. In the ZG3 geotechnical zone, a more resistant primary support was applied, comprising HEB160 steel ribs spaced 1 m, AQ50 electro welded wire mesh and 10 cm of systematic shotcrete in the vault and sidewalls. The ZG3\* geotechnical zone, a subzone of ZG3, differed only in that the adopted ribs spacing was 0.70 m (Fig. 4).

The layout of the three tunnel parking laybys was adjusted during construction. Using boreholes at the excavation front, the zones with better characteristics were found. A sequenced excavation was planned with the excavation of a central gallery located in the vault in order to allow, in round length, a detailed geological survey of the ground, followed by blasting of the



**Fig. 05** **Vista geral da gare de estacionamento para pesados e da galeria de ligação para veículos na fase de impermeabilização e após a conclusão do revestimento secundário.**  
**Overview of the heavy vehicles' parking layby and connection gallery for vehicles in the waterproofing stage and after the conclusion of the secondary lining.**



**Fig. 06** Vista geral do emboquilhamento Oeste.  
*General overview of the western portal.*

de betão projetado sistemático na abóbada e hasteais. A subzona geotécnica ZG3\* diferiu da zona ZG3 apenas no que respeita ao afastamento das cambotas adotado que foi de 0,70 m (Fig. 4).

A implantação das 3 gares de estacionamento do túnel foi ajustada em fase de obra, através da realização de sondagens em avanço, de modo a se localizarem em zonas do maciço com melhores características. Preconizou-se uma escavação faseada, iniciando-se pela escavação de uma galeria central localizada no fecho da abóbada, por forma a permitir efetuar, em avanço, um levantamento geológico pormenorizado do maciço, procedendo-se, de seguida, ao desmonte das partes laterais. Depois de escavada a meia secção superior, procedeu-se à escavação do rebaixo, iniciando-se com o desmonte do caixão central, seguindo-se o desmonte das partes laterais. O revestimento primário preconizado para as gares consistiu na aplicação sistemática de pregagens Super Swellex com 6 m em malha de 1,5 mx1,5 m, rede malhasol AQ50 e 15 cm de betão projetado.

Para a secção de alargamento, escavada em formações alternadas de bancadas de basalto e brechas desagregadas, definiu-se um faseamento para o seu desmonte semelhante ao preconizado para as gares de estacionamento, tendo-se, no entanto, devido à proximidade do emboquilhamento, reforçado o revestimento primário, o qual consistiu na aplicação de cambotas em perfis metálicos HEB180 afastadas de 1 m associadas a 15 cm de betão projetado incorporando uma malhasol AQ50.

Em secção corrente o revestimento secundário em betão armado apresenta espessuras constantes de 0,25 m e de 0,40 m, consoante a zona geotécnica em que se insere o túnel (Fig. 5 e 6).

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A auscultação consistiu na medição de grandezas físicas obtidas a partir da seguinte instrumentação instalada: i) marcas topográficas de precisão dispostas em perfis transversais às

galerias ii) extensómetros de varas colocados em alguns dos perfis, tendo, cada um, dois pontos de leitura localizados a 2,0 e a 5,0 m do topo da abóbada; iii) alvos colocados no contorno da escavação, em secções afastadas de 25 m ou 50 m, para leitura das convergências; iv) tubos inclinométricos selados em furos de sondagem.

Os equipamentos de segurança de exploração instalados incluíram:

- Fornecimento de energia
- Iluminação
- Ventilação
- Sinalização
- Comunicações
- Sistemas de controlo. CCTV
- Auscultação
- Incêndio. Detecção. Sistemas de extinção
- Bocas-de-incêndio
- Passeios para circulação de pessoal de serviço e pessoas em situação de emergência.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA; SRESA / DRE. - *Via Rápida Machico-Caniçal. Túnel Duplo do Caniçal*. Projeto de Execução. Fevereiro de 2002.
- BRITO, JOSÉ A. M. - *Túneis das Novas Vias Rápidas da Zona Leste da Ilha da Madeira*. Apresentação integrada no Seminário "Engenharia de Estruturas". ANAM. Funchal. 2002.
- BRITO, JOSÉ A. M., COSTA, P., MONTEIRO, A., OLIVEIRA, R., GAIÃO, R., SOUSA, LUÍS R. - *Geotechnical Analysis of the Caniçal Tunnel, Madeira Island*. International Symposium ISRM. Eurock 2002. Madeira. 2002.
- BAIÃO, CARLOS J. O., COSTA, P., SOUSA, LUÍS R., ROSA, SÉRGIO P.P. - *Túnel do Caniçal, Ilha da Madeira. Caracterização Geotécnica e Observação*. Jornadas HispanoLusas "Obras Subterrâneas, Relevancia de la Prospección y Observación Geotécnicas". Madrid. 2003.
- BRITO, JOSÉ A. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P.P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 9. 2005.

sides. After having excavated the upper half section, the lower one was excavated, starting with the blasting of the central caisson, followed by blasting the sides. The primary support projected for the laybys consisted of the systematic application of 6 m Super Swellex nails in 1.5 mx1.5 m AQ50 Malhasol wire mesh, and 15 cm shotcrete.

For the widened section, excavated in alternate formations of basalt benches and disaggregated scorias, a sequence was defined for the blasting similar to that projected for the parking laybys. However, due to the proximity of the portal, the primary support was reinforced, which consisted of the application of HEB180 steel ribs spaced at 1 m associated to 15 cm shotcrete incorporating AQ50 welded mesh.

In current section the secondary lining in reinforced concrete has constant thicknesses of 0.25 m and 0.40 m, in accordance with the geotechnical zone where the tunnel is located (Fig. 5 and 6).

#### 4. MONITORING

The monitoring scheme was based on the measurement of the relevant variables through the following installed instruments: i) topographic accurate marks in transversal profiles ii) rod extensometers placed on some of the profiles, each having two reading points located at 2.0 and at 4.0 m from the vault top; iii) topographic targets placed at the excavation perimeter, in 25 m or 50 m spaced out sections, for convergence monitoring, and iv) inclinometric tubes sealed in boreholes.

The safety and control equipment installed included:

- Power supply
- Lighting
- Ventilation
- Signalling
- Communications
- Control systems. CCTV
- Monitoring
- Fire: detection and extinguishing systems
- Hydrants
- Walkways for the circulation of service personnel and emergency services.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA; SRESA / DRE. - *Via Rápida Machico-Caniçal. Túnel Duplo do Caniçal*. Projecto de Execução. February 2002.
- BRITO, JOSÉ A. M. - *Túneis das Novas Vias Rápidas da Zona Leste da Ilha da Madeira*. Apresentação integrada no Seminário "Engenharia de Estruturas". ANAM. Funchal. 2002.
- BRITO, JOSÉ A. M., COSTA, P., MONTEIRO, A., OLIVEIRA, R., GAIÃO, R., SOUSA, LUÍS R. - *Geotechnical Analysis of the Caniçal Tunnel, Madeira Island*. International Symposium ISRM. Eurock 2002. Madeira. 2002.
- BAIÃO, CARLOS J. O., COSTA, P., SOUSA, LUÍS R., ROSA, SÉRGIO P.P. - *Túnel do Caniçal, Ilha da Madeira. Caracterização Geotécnica e Observação*. Jornadas HispanoLusas "Obras Subterrâneas, Relevancia de la Prospección y Observación Geotécnicas". Madrid. 2003.
- BRITO, JOSÉ A. M., BAIÃO, CARLOS J. O., ROSA, SÉRGIO P.P. - *A Modernização da Rede Viária da Ilha da Madeira - Parte 3: Túneis*. Revista Engenharia e Vida. Nº 9. 2005.



Fig.  
07

**Vista geral do emboquilhamento Este.**  
*General overview of the eastern portal.*

# TÚNEL DO ACESSO OESTE AO PORTO DO FUNCHAL

**Localização/Location:** Funchal, entre a Qta. Magnólia e a Av<sup>a</sup> Calouste Gulbenkian/**Funchal, between Quinta Magnólia and Avenida Calouste Gulbenkian**

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** À data de construção:Secretaria Regional do Equipamento Social e Transportes; atualmente: Câmara Municipal do Funchal/**At the time of construction: Regional Office for Infrastructure and Transport, currently: Funchal Municipality**

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Somague Engenharia; Somague Engenharia – Madeira; Construtora do Tâmega, S.A.; Tecnorocha, S.A.; Spie Batignoles (sub-empreiteiro/subcontractor)

**Fiscalização/Supervision:** ECGPlan; CENOR - Consultores, SA

**Dimensões/Size:**

- **Extensão/Length:** 606 m
- **Secção Transversal /Cross-section:** Túnel bidirecional, gabarit de 8,20x4,70m, com secções tipo em ferradura, com e sem soleira curva, com 83 e 93m<sup>2</sup> respetivamente/**Bidirectional tunnel, 8.20 m x 4.70 m clearance, with horseshoe cross-section type, with and without curved invert with 83 and 93m<sup>2</sup> respectively**

**Método Construtivo/Construction Method:** Método convencional (NATM)/**Conventional Tunneling (NATM)**

**Período de Construção/Construction Period:** 2004 – 2005

## Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA SA)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel é constituído por uma galeria única, bidirecional, de 606 m de comprimento. Em projeto adotaram-se duas secções tipo, uma, para as zonas de melhor qualidade, com sapatas corridas e 0,30 m de espessura mínima de betão de revestimento, e outra com invert e 0,40 m de espessura mínima, por forma a poder fazer face ao atravessamento de zonas de pior qualidade. As secções têm um raio interno de 5,41m e áreas de escavação de 83 m<sup>2</sup> e 93 m<sup>2</sup>, respetivamente. Estas secções, no seu conjunto, dão resposta eficaz a um leque mais diversificado de situações geotécnicas.

Os emboquilhamentos são normalmente pontos críticos das obras subterrâneas e o presente caso não foi exceção. Em virtude das condições topográficas, a metodologia adotada foi a de aceder às cotas de implantação do túnel com taludes de escavação provisórios, posteriormente reaterrados, restabelecendo em parte a topografia original e melhorando o conjunto paisagístico final. Os taludes provisórios são suportados mediante a aplicação de betão projetado reforçado com malha electro-soldada e pregagens. Este tipo de suporte económico e flexível é eficaz ao tirar partido das capacidades resistentes do maciço.

No emboquilhamento Poente a topografia é mais agressiva, estando a vertente disposta em socacos com muros de alvenaria, sendo geologicamente constituída por tufo desagregados e cunhas de aterro no tardo dos muros. No topo da encosta ocorrem basaltos de boa qualidade, todavia o topo do túnel fica localizado abaixo destes materiais. Na perspetiva de os trabalhos de emboquilhamento conduzirem à instabilização de

toda a encosta, dada a sua grande sensibilidade a qualquer intervenção, optou-se pela execução de uma viga ancorada de carácter provisório, imediatamente acima do túnel.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Os materiais atravessados pertencem ao Complexo Vulcânico Periférico,  $\beta^2$ , caracterizado por uma alternância de materiais piroclásticos com escoadas lávicas, traduzindo-se numa distribuição espacial muitas vezes irregular e numa significativa heterogeneidade litológica e geotécnica. Na Fig. 2, apresenta-se o modelo geológico-geotécnico.

No lado Poente (lado esquerdo da Fig. 2) verificou-se alguma homogeneidade nos materiais atravessados, constituídos por uma alternância de piroclastos em geral desagregados (tufo e níveis de escórias) de comportamento mau a razoável. Na zona central, a escavação interessa basaltos de comportamento razoável. Já no lado Nascente do túnel as unidades geológicas variam, podendo uma única frente de escavação interessar, entre outros, materiais tão distintos como basaltos compactos ou piroclastos desagregados.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Uma vez que a escavação foi dividida em duas fases, a escavação da 1<sup>a</sup> fase permitiu ajustar o modelo ao nível dos hasteais e soleira da 2<sup>a</sup> fase de escavação, podendo assim atuar-se atempadamente ao nível da seleção do suporte a aplicar. Esta metodologia permitiu ainda minorar os deslocamentos à superfície, objetivo central no enquadramento urbano da obra.

Para as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, de melhor qualidade, o modo de rotura consistiria na queda de blocos definidos pela

# WESTERN ACCESS TUNNEL TO THE FUNCHAL HARBOUR

## 1. INTRODUCTION

The tunnel is composed of a 606 m long single, bi-directional gallery. Two typical sections were adopted in the Design phase, one for the better quality zones, with continuous strip footing and 0.30 m minimum concrete lining thickness, the other with an invert and 0.40 m minimum thickness of concrete lining, in the poorer quality ground. Both sections have a 5.41 m internal radius, being the excavation area respectively, 83 m<sup>2</sup> and 93 m<sup>2</sup>. Due to the topographical conditions, the methodology adopted to construct the portals was to access the tunnel level with provisional excavation slopes, which were subsequently refilled, partly re-establishing the original topography and improving the final landscaping. The provisional slopes were supported through the application of electro-welded wire mesh reinforced shotcrete and bolts. This type of economic and flexible support was optimised by mobilising, as much as possible, the ground resistance capacity.

Given the geological nature at the western portal, i.e. disaggregated tuffs, the topography is more demanding, with the slope laid out in terraces with masonry walls that support landfill wedges. There are good quality basalts at the top of the slope, however, the top of the tunnel is under those materials. Considering that the portal works would lead to the instability of the whole slope due to its high sensitivity to any intervention, it was decided to build a provisional anchored beam right above the tunnel.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The excavated materials belong to the Peripheral Volcanic Complex,  $\beta^2$ , characterised by an alternation of pyroclastic materials with lava flows, translated into an often irregular spatial distribution and having significant lithological and geotechnical heterogeneity. In Fig. 2 the geological model is displayed.

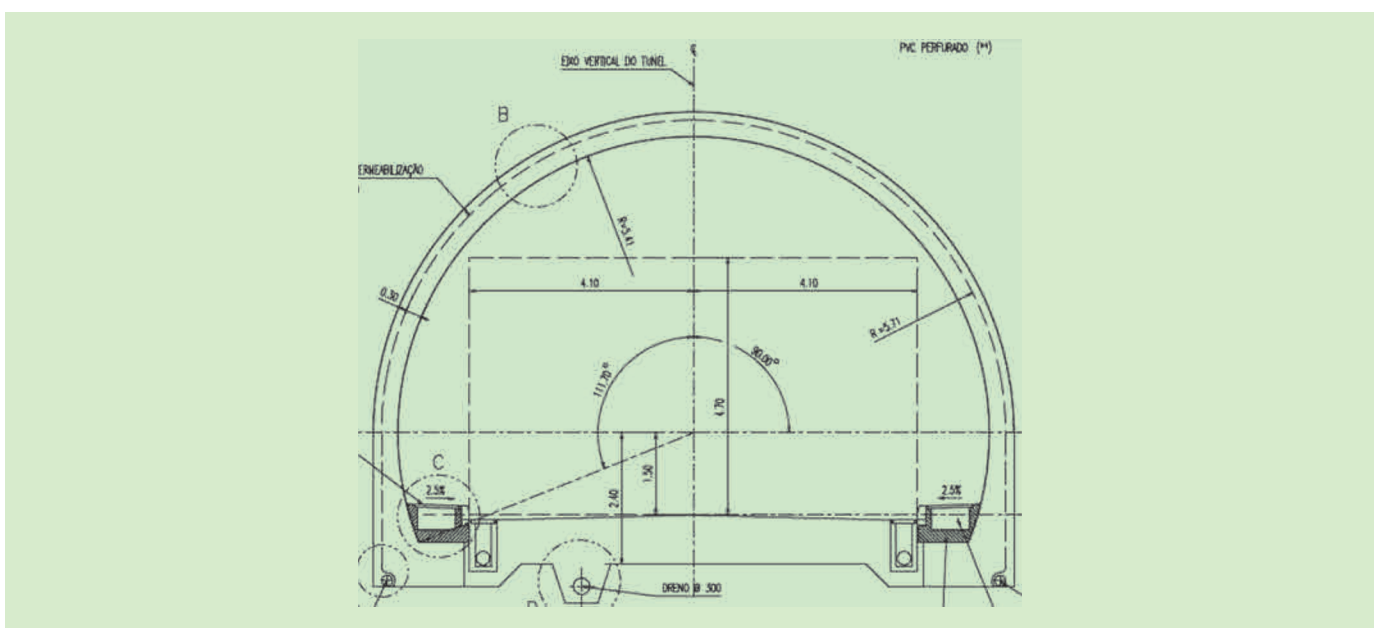
On the western side (left side of Fig. 2) the excavated materials show some homogeneity being composed of an alternation of generally disaggregated pyroclasts (tuffs and slag levels) with bad to reasonable properties. In the central zone, the excavation intersects reasonable quality basalts. Conversely, on the eastern side of the tunnel the geological units vary and a single excavation front may reveal very different materials such as compact basalts or disaggregated pyroclasts.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

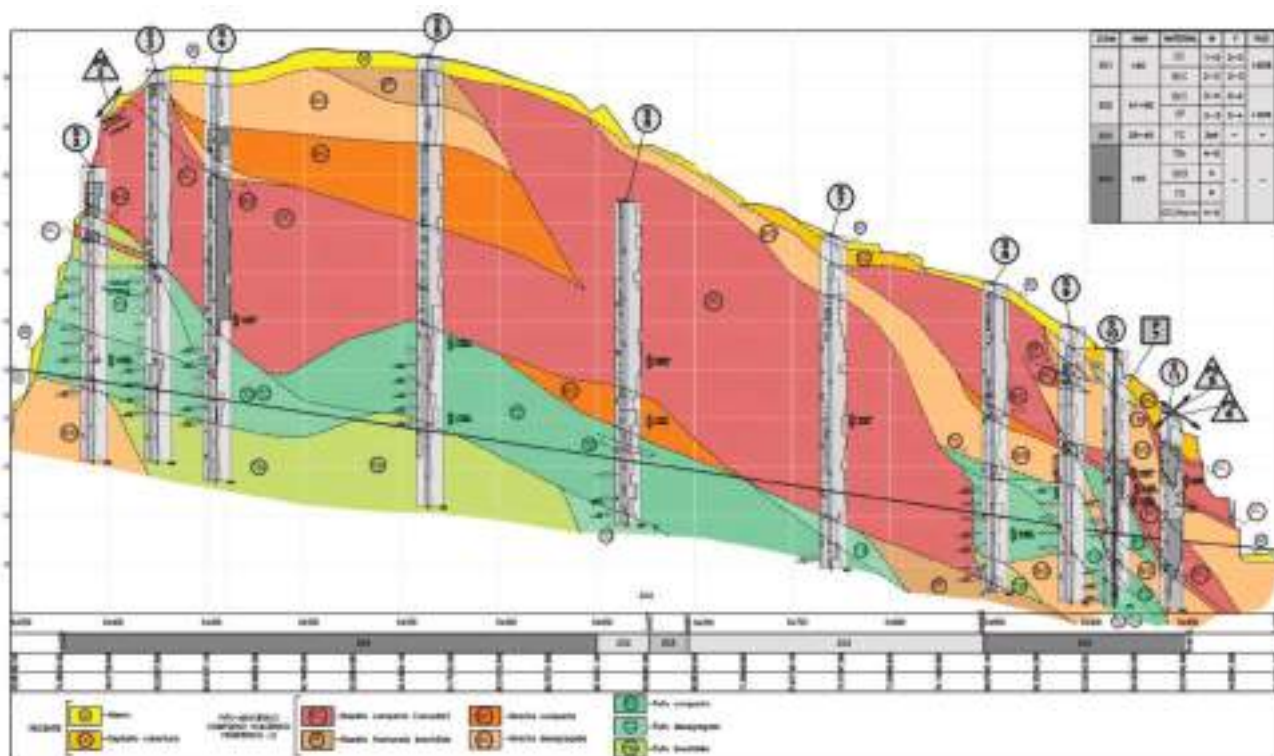
As the excavation was divided into two stages, the first stage allowed an adjustment of the model of the second one, thus enabling action due to revision of the support to be applied. This methodology also allowed minimal surface displacements, which is the main objective in this type of urban works.

For ZG1 and ZG2 class ground, considered to be the best quality geotechnical zones, failure consisted of the fall of blocks defined by the intersection of the existing discontinuities and/or rock sliding in heavily fractured zones. The adopted primary support was composed of 100 kN tensile strength, 4 m long, friction nails and 5 to 15 cm thick shotcrete reinforced with steel fibres.

In the ZG3 and ZG4 class ground, considered as those with poorer geotechnical properties, one potential failure mode consists of the sliding of very weathered to decomposed material either by the failure of the material itself or by sliding along discontinuities. An alternative mode is due to the flow of very weathered material. In this scenario, the support was composed of a pre-vault, with a steel rod forepoling umbrella, plus steel fibre-reinforced shotcrete and TH29 steel profiles. The ribs, in the first stage of the excavation were installed with “elephant’s feet” and embedded in concrete to improve support conditions. Due to the poor quality of the materials, sealing shotcrete and fibreglass nails were applied to the excavation front.



**Fig. 01** **Secção tipo para trechos de melhor qualidade.**  
**Cross-section type for better quality ground.**



**Fig. 02** Perfil geológico-geotécnico.  
*Geological and geotechnical profile.*

intersecção das descontinuidades existentes e/ou no escorregamento de rocha em zonas muito fraturadas. O suporte primário adotado era constituído por pregagens de atrito de 100 kN de carga de rotura com 4 m de comprimento e betão projetado

reforçado com fibras metálicas numa espessura de 5 a 15 cm. Nas zonas de pior qualidade, ZG3 e ZG4, o modelo de rotura poderia passar pelo escorregamento de material muito alterado a decomposto quer por rotura do próprio material, quer pelo



**Fig. 03** Escavação mecânica em ZG4.  
*Mechanical excavation in ZG4.*

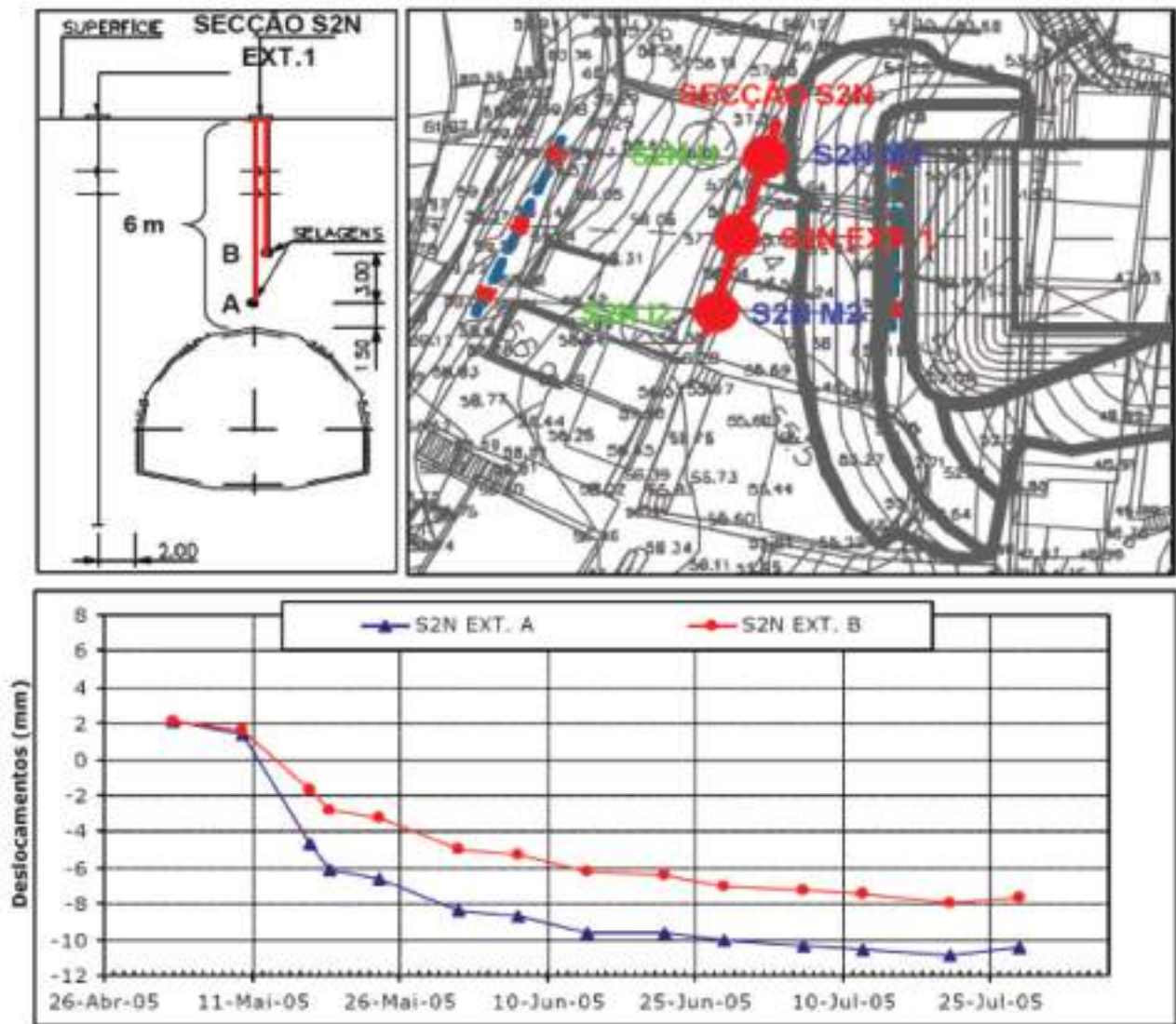


Fig.  
04

**Emboquilhamento Nascente – Resultados de leituras extensométricas.**  
*Extensometric monitoring results at eastern portal.*

For the recess in ZG4 zones, rib foot micropiles were installed before excavation. These micropiles had the double function of improving the ribs' foundation capacity and improving ground resistance properties under the sidewall. Lastly, the definitive invert was closed with reinforced concrete.

#### 4. MONITORING

In order to evaluate the ground behaviour with reasonable accuracy, and consequently validate the primary support from the design, a monitoring programme for displacements in the gallery and on the surface was implemented, integrating the measurement of convergences, of displacements with multi-point rod extensometers, of settlements with accurate levelling topographical targets and inclinometric readings, to control front slopes and sidewalls inside the gallery. The measurement of vibrations and the visual inspection of slopes were also part of the programme. The information was interpreted with reference

to the alert and alarm levels obtained by numerical methods used in the stress-strain calculation of the primary supports.

Regarding the safety systems and installations the Design solution considered:

- Power supply
- Lighting
- Signalling
- Emergency telephones (SOS)
- Fire extinguishing system
- Power outlet circuits
- Longitudinal mechanical ventilation system
- Programmable automaton.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

PISTONE, R.; FREITAS, R.; BENTO, J. - *Acesso Oeste ao Porto do Funchal. Aspectos Geológico-Geotécnicos e Projecto em Ambiente Vulcânico*. X Congresso Nacional de Geotecnia, Lisbon 2006.





**Fig. 05** Emboquilhamento Nascente. *Eastern portal.*

escorregamento ao longo de discontinuidades, a que se acrescia ainda a rotura por fluência de material muito alterado. Neste cenário, o suporte foi constituído por uma pré-abóbada, com chapéus de enfilagens de varão de aço, betão projetado reforçado com fibras metálicas e perfis metálicos TH29. As cambotas, na 1ª fase de escavação foram instaladas com “patas de elefante” e embebidas em betão para melhorar o seu apoio. Dada a fraca qualidade dos materiais, foram aplicados na frente de escavação betão projetado de selagem e pregagens de fibra de vidro.

Para o rebaixo em ZG4 foram executadas microestacas de pé de cambota antes da sua escavação. Estas microestacas tinham a dupla função de melhorar a fundação de apoio das cambotas e de melhorar as propriedades resistentes do maciço na zona solicitada pelo pé direito do hasteal. Por último procedeu-se ao fecho da soleira definitiva em betão armado.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

No sentido de avaliar, com razoável precisão, o comportamento do maciço e, conseqüentemente, confirmar a validade do suporte primário preconizado, implementou-se um programa de observação dos deslocamentos, no interior da galeria e à superfície, integrando a medição de convergências, de deslocamentos com extensómetros multiponto, de assentamentos com marcas

topográficas de nivelamento de precisão e leituras inclinométricas, para controlo dos taludes frontais e hasteais no interior da galeria. Faziam ainda parte do programa a medição de vibrações e a inspeção visual de taludes. A informação foi interpretada com referência aos níveis de alerta e alarme obtidos por métodos numéricos utilizados no cálculo dos suportes primários e deslocamentos previsíveis.

Relativamente aos sistemas e instalações de segurança de exploração o projeto contemplou:

- Alimentação de energia elétrica
- Iluminação
- Sinalização
- Telefones de emergência (SOS)
- Extinção de incêndios
- Circuitos de tomadas de energia
- Sistema de ventilação mecânica longitudinal
- Autómato programável.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

PISTONE, R.; FREITAS, R.; BENTO, J. - *Acesso Oeste ao Porto do Funchal. Aspectos Geológico-Geotécnicos e Projeto em Ambiente Vulcânico. X Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa 2006.

# Dramix®

@ BEKAERT

better together



## Reinforcing your tunnel with Dramix® 4D

Dramix® steel fibre technology offers durability and safety to tunnel constructions.

Dramix® is an economical reinforcement product that enables to obtain higher reinforcement performance with lower steel fibre dosages, while at the same time guaranteeing stable product quality.

Reinforcing your tunnel project

- Meet your specs while saving money
- Count on timely deliveries
- Work safely with stable quality
- Apply tailor made solutions for specific projects

Get inspired!

<http://dramix.bekaert.com>



# TÚNEIS DA MADALENA DO MAR

**Localização/Location:** Rotunda do Arco da Calheta e Rotunda do Túnel da Ponta do Sol/Arco da Calheta Roundabout and Ponta do Sol Tunnel Roundabout

**Utilização/Use:** Rodoviário/Road

**Dono da Obra/Owner:** Estradas da Madeira

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio AFA (Avelino Farinha & Agrela), Soares da Costa, Tecnovia Madeira /AFA (Avelino Farinha & Agrela), Soares da Costa, Tecnovia Madeira Consortium

**Fiscalização/Supervision:** Planege

**Dimensões/Size:**

- **Extensão/Length:** 1912 m (túnel 1) e 1535 m (túnel 2)/1912 m (tunnel 1) and 1535 m (tunnel 2)
- **Secção Transversal/Cross-section:** 84 m<sup>2</sup>
- **5 galerias de emergência, totalizando cerca de 1500 m/5 emergency galleries, totalling approximately 1500 m**

**Período de Construção/Construction Period:** 2008 – 2012

**Raúl Pistone, Jorge Bento, Sandra Ferreira (COBA SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A variante à Madalena do Mar, parte da rede regional de vias expresso, nos seus cerca de 3,5 km desenvolve-se quase integralmente em túnel. O túnel 1, de 1912 m, desenvolve-se entre a rotunda do Arco da Calheta e a Ribeira da Madalena. O túnel 2, com 1535 m, localiza-se entre a Ribeira da Madalena e a rotunda no final do túnel da Ponta de Sol, como é patente na Fig. 1.

O túnel 1 é dotado de 3 galerias de emergência que possibilitam a evacuação e acesso de emergência, e que, partindo de alargamentos no túnel, fazem conexão com o exterior, sensivelmente a cada 500m. Uma destas galerias é derivada para o interior de um antigo túnel da Estrada Regional 101. O túnel 2 está dotado de duas galerias de emergência, que o ligam à Estrada Regional 101. A secção final em betão armado tem forma de ferradura, com um raio interno de 4,80 m e altura máxima de 9,60 m. As galerias de emergência, também em ferradura, com 2,5 m de raio e 5,00 m de altura, são revestidas com betão projetado reforçado com fibras metálicas.



**Fig. 01** Localização da Variante à Madalena do Mar.  
*Location of the Madalena do Mar Variant.*

# MADALENA DO MAR TUNNELS

## 1. INTRODUCTION

The Madalena do Mar variant, part of the approximately 3.5 km long regional expressway network is almost completely underground. Tunnel 1, which is 1,912 m long, lies between the Arco da Calheta Roundabout and Ribeira da Madalena. Tunnel 2, which is 1,535 m long, is located between Ribeira da Madalena and the roundabout at the end of Ponta de Sol tunnel, as shown in Fig. 1.

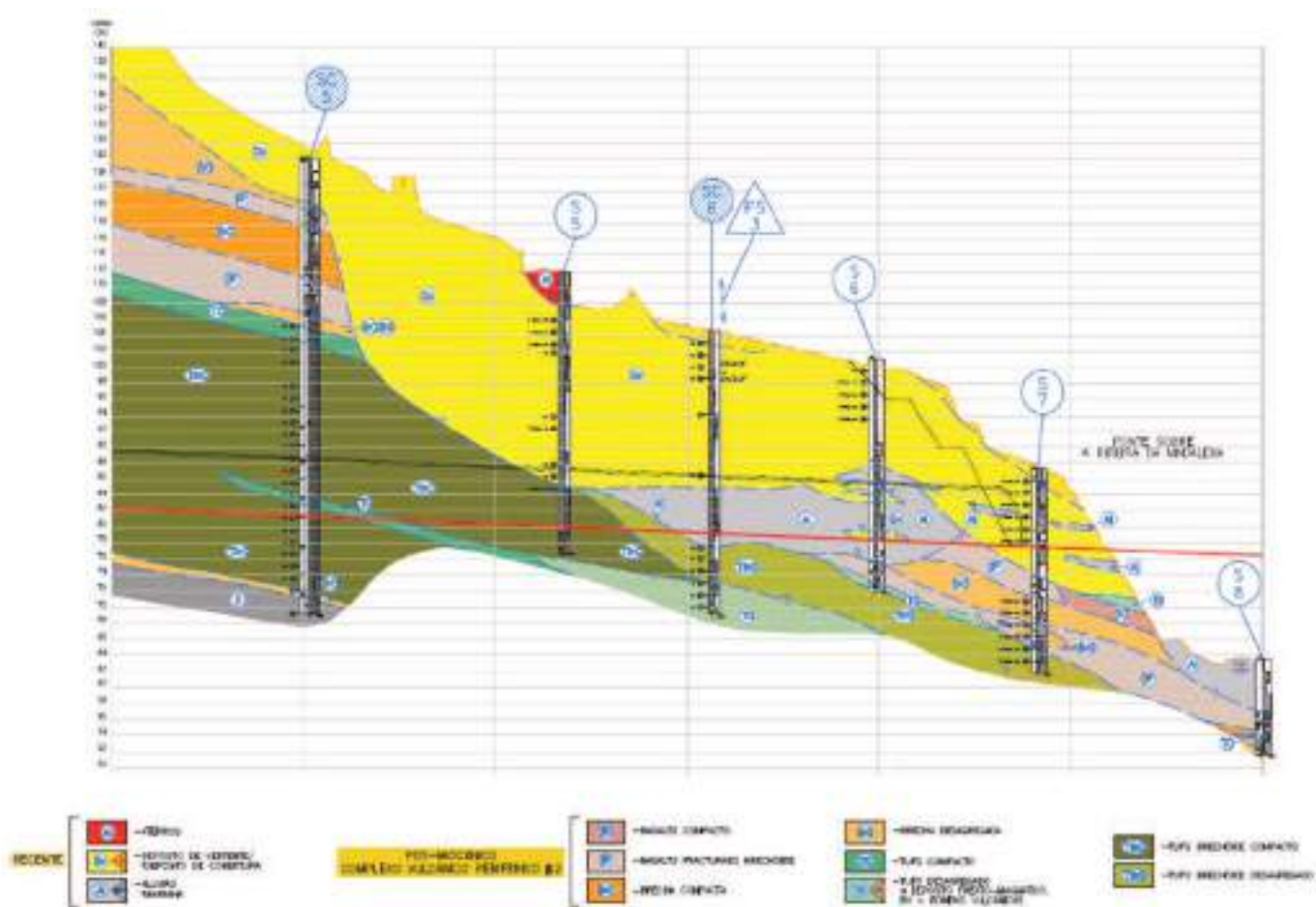
Tunnel 1 has three emergency galleries to enable emergency escape and access and are spaced approximately 500 m apart, starting from the tunnel widening connect to the exterior. One of these galleries is bypassed by the interior of an old tunnel on Regional Road 101. Tunnel 2 has two emergency galleries for connection to Regional Road 101. The final section lining is built in reinforced concrete being horseshoe shaped, with a 4.80 m internal radius and maximum height of 9.60 m. The emergency galleries, with the same shape have a 2.5 m radius and 5.0 m height and are lined with shotcrete reinforced with steel fibres.

The final stretch of Tunnel 2 was executed using the cut-and-cover method, thus avoiding the underground excavation of approximately 70 m of tunnel in partly saturated colluvium deposits.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The geological model (Fig. 2), is dominated in the central area of the tunnels by the volcanic nature of the ground, belonging to the mio-pliocenic volcanic complex, with pyroclastic levels ( $\beta^2$ ). This is composed of lava in mantles that have flowed in paleo-reliefs, forming layers with variable thicknesses. These expelled materials, essentially composed of blocks and ashes, accumulate to produce the pyroclasts, breccias and tuffs levels, first of a coarser nature and afterwards of a finer nature. Generally, the formations of pyroclastic nature display thicknesses that increase the nearer they are to the issuing centres, being the contrary to what occurs with lava spills.

Being a young and still evolving relief, there are frequent signals of recent movement, as well as sliding deposits with significant thicknesses. These aspects are characteristic of the area's geomorphology, which is essentially dominated by two main aspects, on one side the rather continuous coastal cliffs and on the other, the water courses in valleys deeply carved more or less perpendicular to the coastline, with Ribeira da Madalena standing out. In the Ribeira da Madalena zone, alluvial deposits interlayered within the colluvium mass, as shown in Fig. 3, show that in the past the Ribeira da Madalena stream had a different course from today's one. The valley has thus evolved by the stream erosion



**Fig. 02** Perfil geológico do emboquilhamento de saída do túnel 1. *Geological profile of Tunnel 1 exit portal.*

O trecho final do Túnel 2 foi executado em *cut-and-cover*, evitando a escavação em subterrâneo de cerca de 70 m de túnel em depósitos de vertente, em parte saturados.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O modelo geológico (Fig. 2), é dominado na zona central dos túneis pelo maciço vulcânico pertencente ao Complexo vulcânico mio-pliocénico, com níveis piroclásticos ( $\beta^2$ ). Este é constituído por lavas em mantos de escoadas que se instalaram sobre paleo-relevos, constituindo bancadas com a inclinação de base da vertente e com espessuras muito variáveis, por vezes descontínuas, essencialmente de natureza basáltica, alternando com níveis de materiais piroclásticos. Estes materiais expelidos, constituídos essencialmente por blocos, bombas e cinzas etc., acumulam-se para dar origem aos níveis de piroclastos, brechas, tufo brechóides e tufo, primeiro de natureza mais grosseira e posteriormente de natureza mais fina, cobrindo também de forma irregular o relevo existente e permitindo nova modelação. De um modo geral as formações de natureza piroclástica apresentam espessuras tanto maiores quanto mais próximas se encontram dos centros emissores, inversamente ao que sucede com os derrames lávicos.

Estando em presença de um relevo jovem e ainda em evolução, são ainda frequentes marcas de movimentos recentes, bem como depósitos afectados de deslocamentos com espessuras importantes. Estes aspetos encontram-se bem vinculados na geomorfologia da área, que é essencialmente dominada por dois aspetos principais, por um lado as arribas costeiras que praticamente têm um desenvolvimento contínuo ao longo do traçado e por outro, os vales das linhas de água profundamente entalhados, grosso modo perpendiculares à linha de costa, e de onde se destaca a Ribeira da Madalena.

Na zona da Ribeira da Madalena, depósitos aluvionares intercalados no seio do depósito de vertente, como ilustrado pela Fig. 3, evidenciam a presença do curso da Ribeira da Madalena no passado em posições distintas da atual. A evolução do vale tem assim sido feita à custa do transporte e da erosão da ribeira que, devido aos sucessivos abatimentos e escorregamentos das margens, tem mudado o seu curso. No seu conjunto estes depósitos foram aqui identificados com espessuras de cerca de 25 m. A sua espessura é máxima, da ordem dos 60 m, na saída do túnel 2.



Fig.  
03

Aspeto geral dos depósitos de vertente e aluvião na margem direita da Ribeira da Madalena.  
*Colluvium and alluvium slopes on the right bank of Ribeira da Madalena.*

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Na zona central dos túneis, os avanços foram realizados em secção completa. Junto aos emboquilhamentos, no atravessamento de depósitos de vertente, foram realizados ajustamentos de modo a avançar com a colocação parcializada do suporte e com um faseamento construtivo com pequeno desfaseamento longitudinal entre as distintas partes da secção.

O faseamento construtivo inicialmente previsto em Projeto de Execução, do tipo horizontal, com partição da secção em calote superior e rebaixo, foi alterado em fase de obra, no âmbito da Assistência Técnica, para um faseamento do tipo vertical, tendo em conta o conhecimento direto do maciço e a experiência local do Consórcio neste tipo de materiais.

Uma vez estabilizado o talude frontal, com recurso a pregagens do tipo Gewi e betão projetado reforçado com malha electro-soldada, a metodologia de escavação e suporte passou pela escavação inicial parcializada, de pequenas derivações laterais inferiores, com colocação do suporte, numa sequência vertical iniciada na base dos hasteais e prolongada à abóbada, deixando um núcleo estabilizador recuado e fechando a soleira a uma distância da frente não superior a um diâmetro.

A sequência de escavação e suporte, apresentada na Fig. 4, é a que se descreve em continuação.

O revestimento de contorno e em avanço foi constituído por betão projetado reforçado com fibras metálicas,  $e=0,2$  m, e perfis metálicos HEB 160 afastados de 1 m. O pré-suporte foi constituído por enfilagens tubulares no primeiro avanço e de varão ou auto-perfurantes nos avanços seguintes e ainda enfilagens de fibra de vidro na frente.

O avanço com derivações laterais foi realizado com as dimensões estritamente necessárias à colocação do pé direito do perfil metálico. O avanço máximo da derivação lateral, relativamente à última cambota completa, foi de cerca de 1 m. Antes da escavação da zona da abóbada para instalação da cambota completa, é aplicado o betão projetado reforçado com fibras metálicas previsto na zona do pé direito do hasteal. Os avanços foram feitos cambota a cambota, de ambos os lados, sendo concluída a instalação de uma cambota completa por avanço.

O núcleo frontal tem as dimensões aproximadas de 6 m na base, 3m no topo e taludes laterais e frontais de inclinação máxima de 2v:1h.



**Fig. 04** Aspeto geral da frente de escavação do emboquilhamento de saída do túnel 1. À esquerda previamente à colocação de cambotas e à direita após colocação das primeiras cambotas.  
*General view of the excavation of the exit portal of tunnel 1. On the left, before rib placement; and on the right, after rib placement.*

and transport which, due to the successive slope collapses and landslides have changed its course. As a whole, these deposits were identified with thicknesses of about 25 m, but their maximum thickness is approximately 60 m at the exit of Tunnel 2.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The tunnel was excavated by drill and blast technique. In the central areas of the tunnels, the round lengths were carried out in full section. Near the portals, when crossing the colluvium deposits, adjustments were undertaken to allow phased construction, with a longitudinal lag between the different parts of the section, and partial support installation in each phase.

The construction phasing initially provided in the Design, of horizontal type, with section partition in upper calotte and benching, was modified during the work stage, within the scope of Technical Assistance, to vertical type, taking into account the direct knowledge of the ground and the local experience of the Consortium with this type of materials.

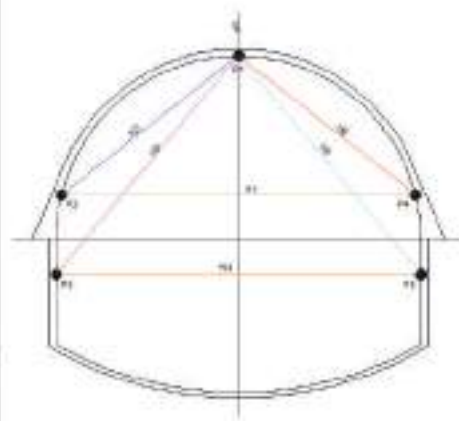
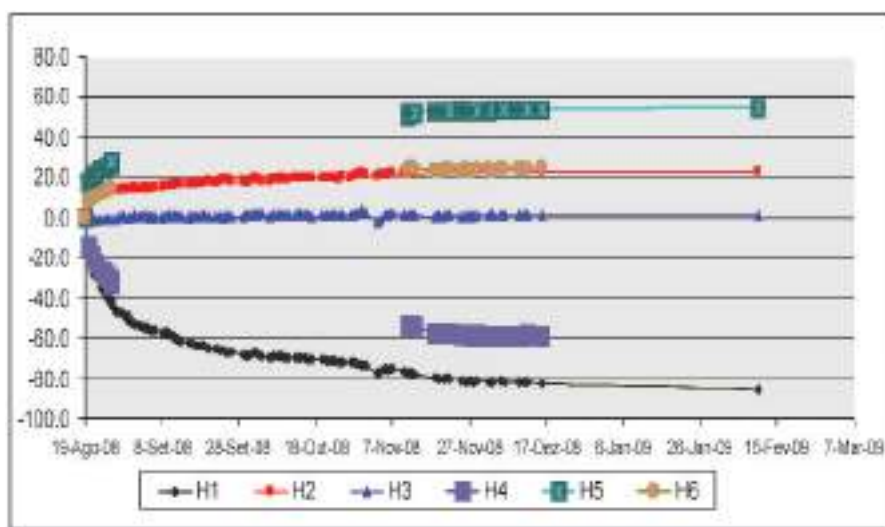
Once the frontal slope was stabilised, using Gewi-type piles and shotcrete reinforced with electro-welded mesh, the excavation

and support methodology started with initial partial excavation of small lower side drifts, in a vertical sequence starting at the base of the sidewalls and prolonged up to the vault, leaving a recessed stabilising core and closing the invert at a distance not greater than a diameter from the front.

The excavation and support sequence at the exit portal is shown in Fig. 4. The lining of every round length was composed of 20 cm thick steel fibre-reinforced shotcrete, and HEB 160 steel profiles every metre. Pre-reinforcement comprised tubular spillings at the first round length and rod or self-drilling at the following round lengths and also glass fibre spillings at the front.

The round length with side-drifts was carried out with the size strictly necessary in order to lay the height of the steel rib profile. The maximum round length of the side-drift regarding the last full rib was of approximately 1 m. Before the excavation of the vault area, in order to install the full rib, steel fibre-reinforced shotcrete was applied at the area along the height of the sidewall. The round lengths were carried out in a rib by rib sequence, on both sides, finishing the installation of a full rib per round length.

The central core has approximately 6 m at the base, 3 m at the top and side and frontal slopes with 2v:1h.



**Fig. 05** Leitura de convergências ao pk 0+305. H1-corda horizontal superior; H4-corda horizontal inferior.  
*Convergence readings at pk 0+305. H1-upper horizontal chord; H4-lower horizontal chord.*

Por fim, procedeu-se ao fecho da soleira, ainda na fase de escavação e aplicação de suporte primário, numa distância à frente não superior a um diâmetro. O fecho da soleira foi realizado com betão projetado reforçado com malha electro-soldada AQ50, tendo sido alvo de um reaterro para a criação de plataforma provisória de trabalho e circulação.

Nos últimos 70m da escavação subterrânea do túnel 2, a existência de depósitos de vertente com espessura acentuada (mais de 47m), implicou a necessidade de se realizarem estudos de soluções alternativas para o suporte primário. Foram estudadas várias hipóteses sendo de destacar, o revestimento com 20cm de betão projetado, a colocação de cambotas fundadas em microestacas e previamente à escavação, a execução de duplo chapéu de enfilagens com geometria troco-cônica, caracterizado na fase inicial dos estudos por colunas de jet-grouting, evoluindo para perfis metálicos reinjetados, face ao conhecimento entretanto adquirido relativamente às características dos depósitos de vertente existentes. A frente de escavação seria reforçada com betão projetado e pregagens de fibra de vidro, sendo também realizados drenos profundos.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Dado o comprimento e principalmente a profundidade da galeria, o controle do comportamento das escavações teve que ser suportado essencialmente pelas secções de convergência, de leitura ótica. Junto aos emboquilhamentos foi determinante a informação fornecida pelas marcas de superfície e extensómetros.

Em particular ao pk 0+316,5 onde, no atravessamento de depósitos freático-magmáticos, se deu um desmoronamento de material na abóbada junto à frente, após o qual se procedeu ao aterro e continuação da escavação em meia secção, apresentam-se os respetivos deslocamentos.

Na Fig. 6, apresentam-se os deslocamentos acumulados na última leitura realizada ao pk 0+305, já com os deslocamentos resultantes da escavação da fase de rebaixo. No final da escavação, após estabilização completa, a deformação total registada na corda horizontal superior foi de 85 mm e na inferior de 60 mm.

Imediatamente após o evento as leituras de convergência na vizinhança indicavam deslocamentos de fecho nas cordas horizontais significativos, mas com aparente tendência de estabilização. As marcas de convergência assinalaram movimentos de fecho até cerca de dois diâmetros e meio atrás da frente.

Relativamente aos sistemas e instalações de segurança de exploração o projeto contemplou:

- A alimentação de energia elétrica
- Iluminação
- Sinalização
- Sistema CCTV
- Telefones de emergência (SOS)
- Rede de combate a incêndios
- Sistema de ventilação mecânica longitudinal
- Passeios
- Galerias de Emergência
- Alargamentos para estacionamento de emergência
- Galerias de inversão de marcha

#### 5. BIBLIOGRAFIA

RODRIGUES, D.; AYALA-CARCEDO, F. – *EUROCK 2002* – ISRM Internacional Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions – Slides in Madeira Island (pp 223-230). 2002.

PISTONE, R; BENTO, J. – *Memorandos de visita às obras 3, 4 e 5*. COBA, Lisboa (não editado). 2008.



Fig.  
06

**Sistema de impermeabilização.  
Waterproofing geomembranes.**

Finally, the invert was closed, still during the excavation stage, at a lag distance from the front not greater than the equivalent of one diameter. The invert was closed with shotcrete reinforced with AQ50 electro-welded mesh. A backfill was carried out to create a provisional work platform.

In the last 70 m of the tunnel 2, the existence of colluvial deposits with expressive thickness (more than 47 m), implied a need for further studies of alternative solutions to the primary support. Several alternatives were studied, between them the execution of double forepoling umbrella or soil reinforcement with jet grouting columns, with conical geometry, evolving into steel profiles reinjected, given the knowledge acquired of the characteristics of the ground, installation of steel ribs founded on micropiles and 20 cm-thick shotcrete lining. The excavation front should be reinforced with shotcrete and fiberglass nailing, and deep draining boreholes.

#### 4. MONITORING

Given the length and particularly the gallery depth, excavation performance control had to rely mainly on optical reading of convergence sections. The information provided by the surface marks and extensometers was decisive near the portals.

When crossing the phreatic-magmatic deposits, at pk 0+316.5, there was a landslide of material at the vault close to the front, after which a landfill was carried out and the excavation continued at mid-section.

Fig. 6 shows the total displacements at the latest reading carried out at pk 0+305, already taking into account the displacements

resulting from the excavation of the benching stage. At the end of the excavation, after full stabilisation, the total deformation shown at the upper horizontal chord was 85 mm and 60 mm at the lower chord.

Immediately after the event, the readings at the near sections showed significant convergence displacements at the horizontal chords, but with an apparent stabilisation trend. The convergence marks showed closing movements up to two and half diameters behind the front.

In relation to the safety systems and installations the design considered:

- Power supply
- Lighting
- Signalling
- CCTV System
- Emergency telephones (SOS)
- Fire extinguishing system
- Longitudinal mechanical ventilation system
- Walkways
- Emergency galleries
- Widening spaces for emergency parking
- Car reversing galleries

#### 5. BIBLIOGRAPHY

RODRIGUES, D.; AYALA-CARCEDO, F. – *EUROCK 2002* – ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions – Slides in Madeira Island (pp 223-230). 2002.

PISTONE, R; BENTO, J. – *Memorandos de visita às obras 3, 4 e 5*. COBA, Lisbon (not published). 2008.



Fig.  
07

**Frente de escavação em tubos vulcânicos.**  
*Excavation face in volcanic tuffs.*





# TÚNEIS URBANOS

## URBAN TUNNELS

**172 TÚNEL DA RIBEIRA DO PORTO**

*Ribeira do Porto Tunnel*

**180 TÚNEL DO MARQUÊS**

*Marquês Tunnel*

**190 TÚNEL DE BENFICA**

*Benfica Tunnel*

**206 SISTEMA DE SANEAMENTO DA COSTA DO ESTORIL**

*Estoril Coast Waste Water Treatment System*

# TÚNEL DA RIBEIRA DO PORTO

**Localização/Location:** Cidade do Porto. Ligação da Rua do Infante D. Henrique com a via marginal (EM12) e o tabuleiro da Ponte Luiz I (EN1)/Oporto. **Connection of Infante D. Henrique street with river bank avenue (EM12) and the deck of King Luiz I Bridge (EN1)**

**Utilização/Use:** Rodoviária/Road

**Dono da Obra/Owner:** Presentemente é a Câmara Municipal do Porto; à data da construção o Dono de Obra foi a Junta Autónoma de Estradas, atual EP - Estradas de Portugal, SA/Nowadays Oporto Municipality; at the date of the construction the Site Owner was Junta Autónoma de Estradas, now EP - Estradas de Portugal, SA

**Projetista:/Designer:** Eng.º Bernardo Ferrão – Direção Geral dos Serviços de Hidráulica/Bernardo Ferrão – Direcção Geral dos Serviços de Hidráulica

**Empreiteiro/Contractor:** Construtora Gouveia, Entrecanales & Távora, SARL

**Fiscalização/Supervision:** Junta Autónoma de Estradas

**Dimensões/Size:** O túnel é constituído por uma galeria única com uma extensão total de 177 m, com uma secção corrente de escavação média de 98 m<sup>2</sup>, e apresenta um gabarit de 4,60 m/One single 177 m long gallery, with an average 98 m<sup>2</sup> cross section, with 4.60 m clearance

**Método Construtivo/Construction Method:** Desmonte sequencial da secção do túnel, do arco para os hasteais e soleira a partir de uma galeria de reconhecimento construída ao eixo, junto ao teto do túnel. Após construção do revestimento de contorno definitivo em betão, escavação do núcleo central/Sequential excavation of the tunnel section, from the arch to the sidewalls and invert from an exploratory adit built at the axis near the tunnel roof. After the construction of the final lining in concrete, the central core was excavated

**Período de Construção/Construction Period:** Construção de galeria de reconhecimento finalizada em 1946; Obra de construção do túnel entre 1946 e 1952/The construction of the exploratory adit was completed in 1946; the construction of the tunnel took place between 1946 and 1952

## Bernardo Monteiro (EP)

### 1. INTRODUÇÃO

O túnel rodoviário da marginal do Douro denominado “Túnel da Ribeira”, situado na Freguesia de S. Nicolau da Cidade do Porto, inicia-se no término da Rua do Clube Fluvial Portuense fazendo a ligação da Rua do Infante D. Henrique (antiga Rua dos Ingleses) com a via marginal (EM12) e o tabuleiro da Ponte Luiz I (EN1), Fig. 1.

O traçado do túnel tem uma direção WNW - ESE e é constituído por um trainel único em reta, com uma pendente de 2% para nascente. Atravessa um contraforte granítico onde se acha situado o Bairro do Barredo e os terrenos do Seminário Maior do Porto.

O túnel é constituído por uma galeria única com uma extensão total de 177 m, dos quais 171,50 m são em escavação subterrânea e 6,50 m a céu aberto. Foi projetado com uma secção interior uniforme com largura máxima de 13,50 m. O intradorso da abóbada é um arco elíptico de semi-eixos de 6,70 e 4,50 m, continuando a elipse nos pés direitos até encontrar a sapata que serve de apoio às lajes dos passeios sobre-elevados.

A construção deste túnel apresentou como condicionante a interceção, junto ao emboquilhamento poente, do túnel ferroviário do “Ramal da Alfândega”, que passa a uma cota inferior com um traçado de direção WSW – ENE e cuja abóbada se situa logo abaixo da sapata do hasteal Norte.

Os estudos para o túnel decorreram durante a década de 30 do século XX, datando o projeto de 1939.

Posteriormente iniciou-se a escavação de uma galeria de reconhecimento ao eixo, junto ao teto do túnel, cuja construção decorreu até 1946 e que permitiu recolher informação complementar sobre as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do maciço.

A informação recolhida no decurso da construção da galeria de reconhecimento levou à reformulação do projeto, nomeadamente com a alteração da geometria da secção transversal tipo, cujo arco passou de circular para elíptico, Figs. 2B e 2C.

As obras de construção do túnel decorreram entre 1946 e 1952.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Morfologicamente o túnel atravessa um “contraforte” decorrente da erosão do maciço granítico, que é limitado a Sul pelo rio Douro, a nascente por um antigo vale secundário que se encontra aterrado em socalcos e a poente pelo vale designado por “Rio da Vila”, que se encontra canalizado sob a Rua de S. João.

O traçado do túnel interessa um maciço constituído por granitos alcalinos de grão médio, leucocratas, de duas micas ( $\gamma_m$ ), geralmente designados por “Granitos do Porto”, com uma cobertura à superfície de modelação antrópica materializada por socalcos.

# RIBEIRA DO PORTO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The road tunnel of the Douro bank avenue called “Ribeira Tunnel”, located in São Nicolau parish in the city of Oporto, starts at the end of Rua Clube Fluvial Portuense connecting Rua Infante D. Henrique (formerly Rua dos Ingleses) with the river bank avenue (EM12) and the lower deck of King Luiz I bridge (EN1), Fig. 1.

The tunnel alignment runs WNW to ESE and comprises a single straight stretch, with a 2% eastward gradient. It crosses a granitic foothill where Bairro do Barredo and the lands of Seminário Maior of Oporto are located.

The tunnel consist of a 177 m long single gallery, of which 171.5 m are excavated underground and 6.50 m in open cut. It was designed with a uniform inside section with maximum width of 13.50 m. The vault is an elliptical arch with 6.70 and 4.50 m long semi-axes, until it meets the strip-footing which supports the slabs of the raised walkways.

The construction of this tunnel was constrained by the interception, near the west portal, of the “Ramal da Alfândega” railway tunnel, which runs at a lower elevation with a WSW – ENE

direction and the vault of which is right below the strip footing of the Northern sidewall.

The studies for the tunnel were carried out during the 1930s and the project was dated 1939.

Subsequently, an exploratory adit was excavated at the axis, near the crown of the tunnel, which was completed by 1946 enabling the gathering of additional information on the geological, geotechnical and hydro-geological conditions of the ground. The information collected during the construction of this exploratory adit led to the reformulation of the project, namely changing the geometry of the cross section, its arch changing from circular to elliptical, Figs. 2B and 2C. The tunnel was built between 1946 and 1952.

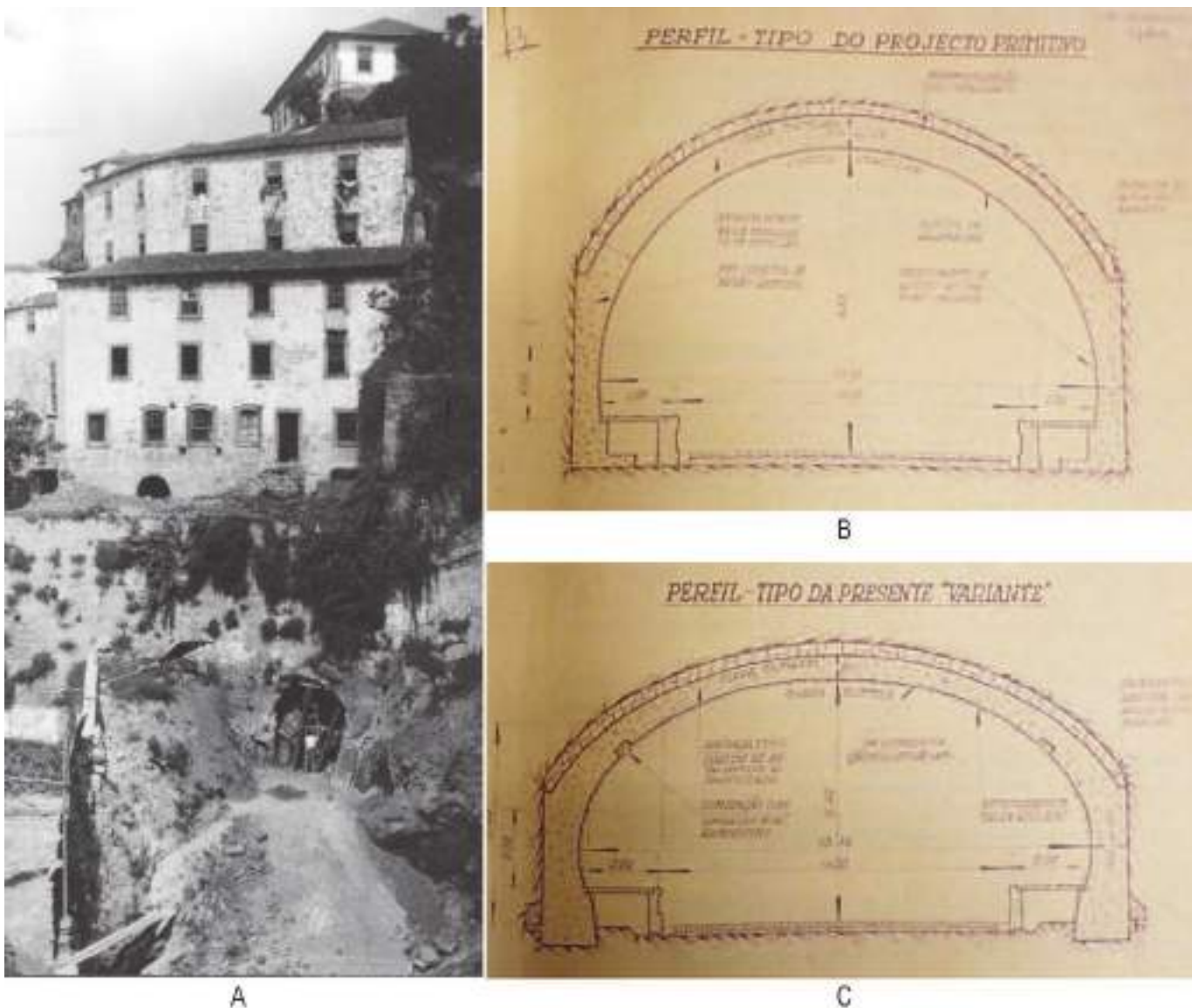
## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

From a morphological perspective the tunnel intersects a “foothill” resulting from the erosion of granitic ground bordered to the south by the Douro River, to the east by an ancient secondary valley land-filled in terraces and to the west by the so-called “Rio da Vila”, which runs through a channel under the Rua de S. João.



Fig.  
01

Perspetiva aérea da Cidade do Porto com o traçado do túnel da Ribeira [Imagem do SIG da EP - Estradas de Portugal, SA].  
Aerial view of the city of Porto with the Ribeira tunnel route [SIG Image of EP - Estradas de Portugal, SA].



**Fig. 02** (A) perspectiva da galeria de reconhecimento a partir do emboquilhamento nascente; (B) secção transversal tipo do projeto original com a geometria da abóbada em arco circular; (C) secção transversal tipo do projeto após reformulação, com a geometria da abóbada em arco elíptico. [Imagem e desenhos pertencentes ao acervo do arquivo da EP - Estradas de Portugal, SA].

*(A) perspective of the exploratory adit from the eastern portal; (B) cross-section of the original project with the vault geometry in semi-circle; (C) type cross-section of the project after reformulation, with the vault geometry in elliptical arch. [Image and drawings: EP - Estradas de Portugal, SA archive].*

A informação recolhida no decurso da construção da galeria de reconhecimento, Fig.s 3A, B e C, onde foi registado o tipo de material ocorrente (rocha e solo), a abundancia de discontinuidades (diaclasamento) e afluxo de água à galeria, permitiu reconhecer um maciço granítico, em regra pouco a medianamente alterado e fraturado, com troços muito alterados a decompostos em saibros, por vezes caulinizados. Os afluxos de água à galeria mais significativos foram registados próximo do emboquilhamento nascente em maciço são com discontinuidades abundantes.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O projeto previa o desmonte sequencial da secção do túnel em seis fases distintas de acordo com o apresentado na Fig. 4.

Em obra este processo construtivo sofreu alterações tendo-se iniciado a escavação a partir da galeria de reconhecimento já

executada para o arco (Fig. 5), hasteais, pés direitos e soleira, sendo a escavação do núcleo central executada após a construção do revestimento de contorno definitivo em betão.

Dadas as características do maciço granítico a escavação do túnel foi efetuada sobretudo com recurso a explosivos e marteles pneumáticos dando origem a contornos irregulares e sobre-escavações; nas zonas de maciço muito alterado a decomposto a escavação foi manual. Os materiais escavados foram retirados através de pequenos vagões que circulavam em carris montados para o efeito.

Para assegurar a estabilidade da escavação a galeria foi escorada provisoriamente com toros de madeira.

Durante a construção registou-se a ocorrência de um desprendimento na galeria que abriu uma chaminé até à superfície, com altura de 25 m.

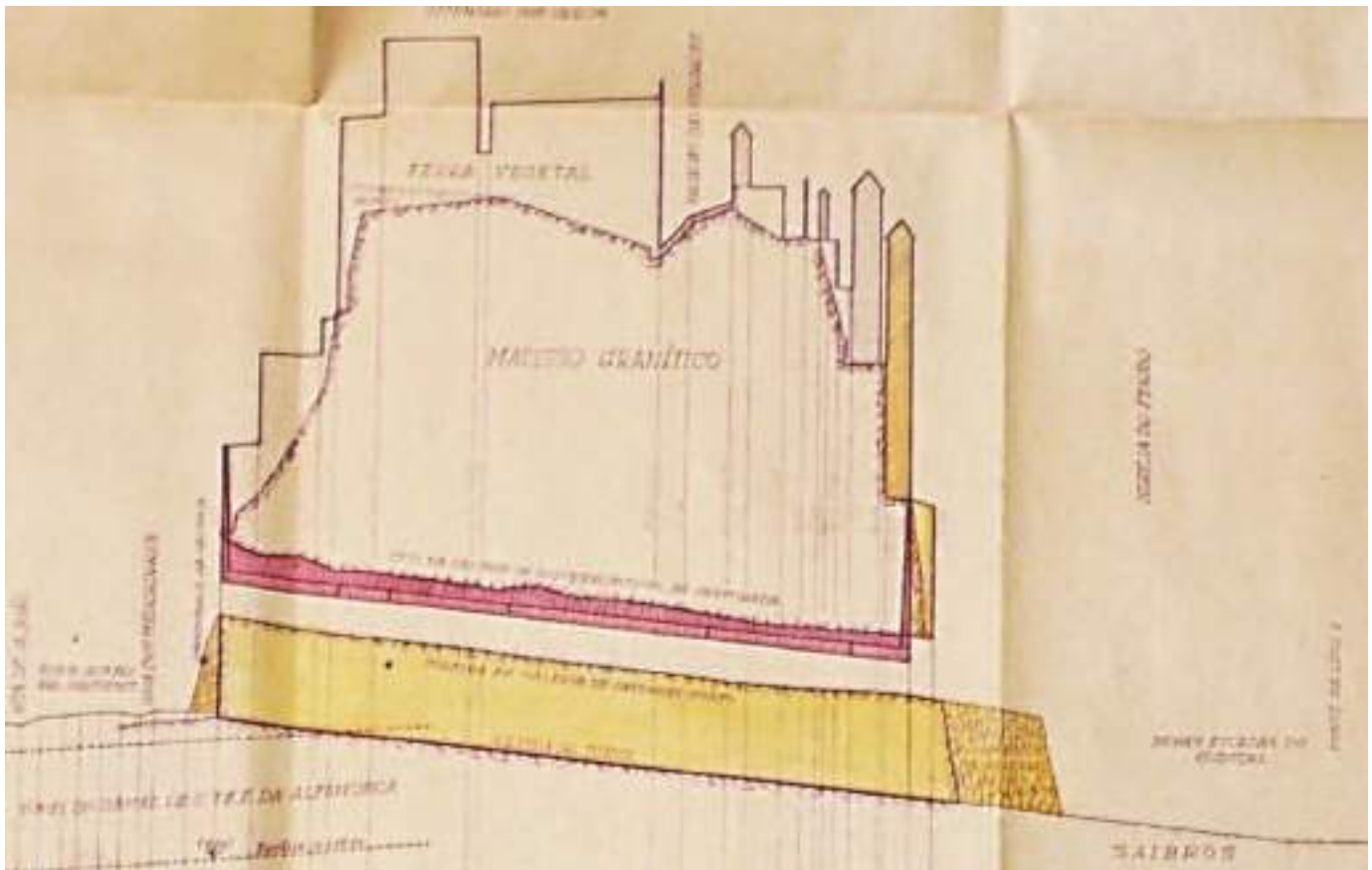


Fig.  
03

**Perfil longitudinal de poente para nascente com representação da galeria de reconhecimento [Desenho pertencente ao acervo do arquivo da EP - Estradas de Portugal, SA].**  
**Longitudinal profile from west to east with representation of the exploratory adit [Drawing: EP - Estradas de Portugal, SA archive].**

The tunnel crosses a rock mass formed of medium grained, two-mica ( $\gamma m$ ), leucocratic alkaline granites, usually called "Granitos do Porto" (Oporto Granites), covered at the surface with manmade terraces.

The information assembled during the construction of the exploratory adit, Fig. 3A, B and C, including the type of material occurring (rock and soil), the characteristics of discontinuities and the water inflow to the gallery, allowed the characterisation of the granitic rock mass as generally little to moderately weathered or fractured, with some zones strongly weathered and decomposed saprolites, sometimes kaolinised. The most significant water flows inside the gallery were reported near the eastern portal in very fractured sound rock.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The Project considered six different stages for the sequential excavation of the tunnel section as illustrated in Fig. 4.

During construction the process underwent several changes. Excavation was started from the exploratory adit towards the arch

(Fig. 5), sidewalls, stross and invert; the excavation of the central core was carried out following the construction of the concrete final lining.

Given the characteristics of the granitic rock mass, the tunnel was excavated mainly using explosives and jackhammers, causing contour irregularity and over-break. In areas where the ground was strongly weathered and decomposed, excavation was manual. Excavated material was removed with small wagons over rails. To ensure the stability of the excavation the gallery was provisionally shored up with logs.

During the construction a cave-in occurred in the gallery which opened a 25 m high chimney up to the surface.

### 4. BIBLIOGRAPHY

- DIREÇÃO GERAL DOS SERVIÇOS DE HIDRÁULICA - *O túnel rodoviário da marginal do Douro*. 1939.
- LIMA, J. R. - *O túnel rodoviário da marginal do Douro*. Ministério das Obras Públicas. Junta Autónoma de Estradas, ed. lit. Lisboa. Portugal. 1957.

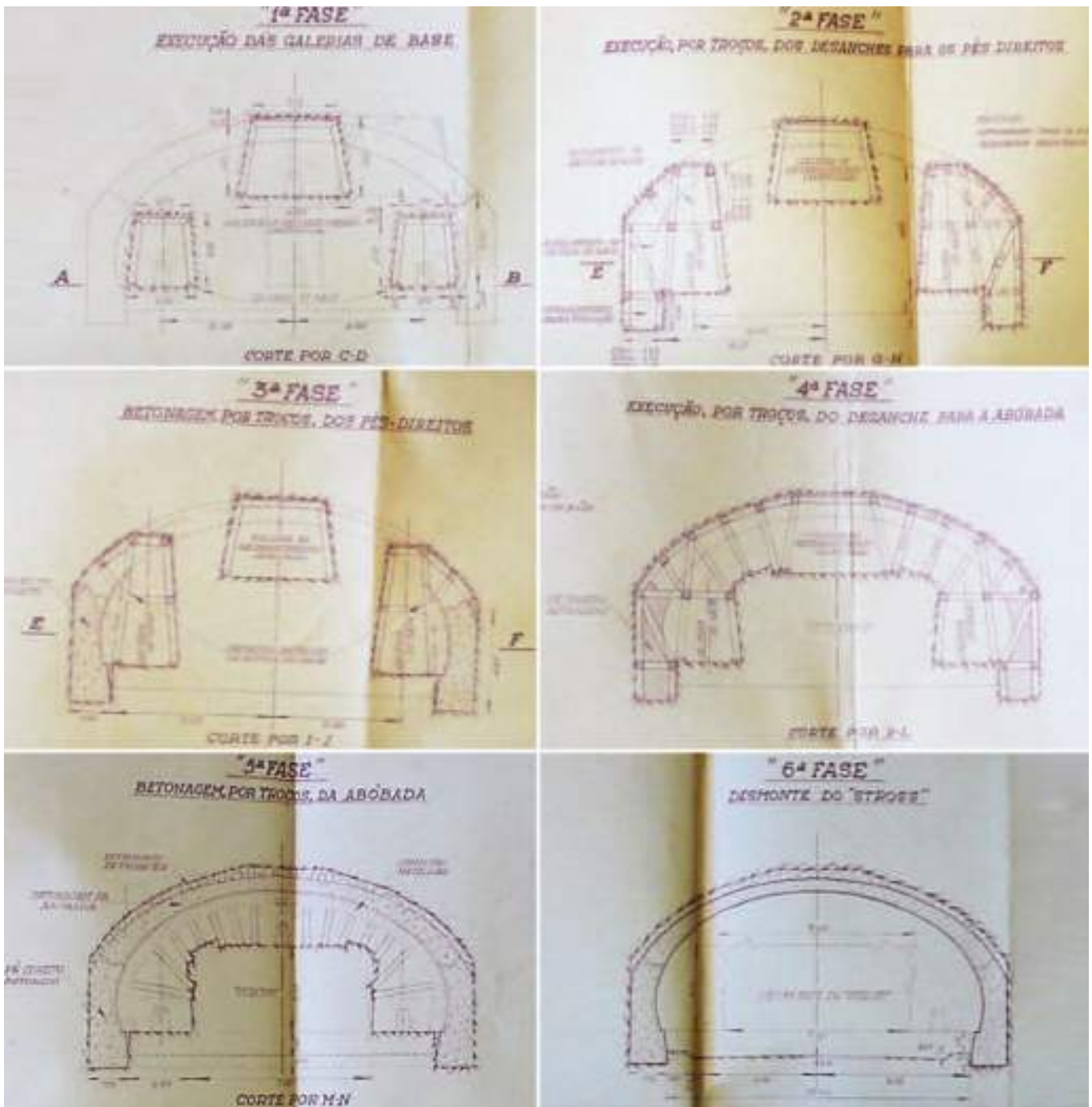


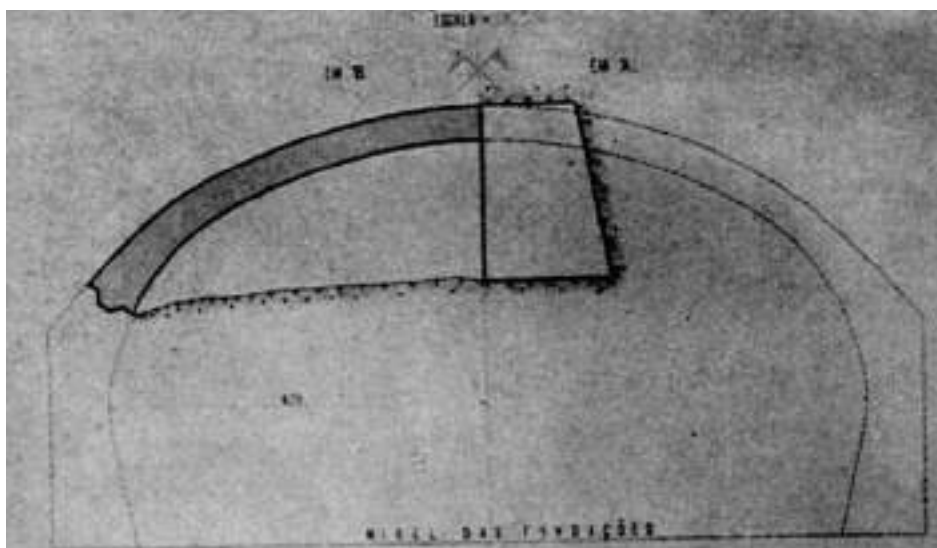
Fig.  
04

Faseamento construtivo de projeto. [Desenhos pertencentes ao acervo do arquivo da EP - Estradas de Portugal, SA].  
Construction phasing of the project. [Drawings: EP - Estradas de Portugal, SA archive].

#### 4. BIBLIOGRAFIA

DIREÇÃO GERAL DOS SERVIÇOS DE HIDRÁULICA - O túnel rodoviário da marginal do Douro. 1939.

LIMA, J. R. - O túnel rodoviário da marginal do Douro. Ministério das Obras Públicas. Junta Autónoma de Estradas, ed. lit. Lisboa. Portugal. 1957.



**Fig. 05**

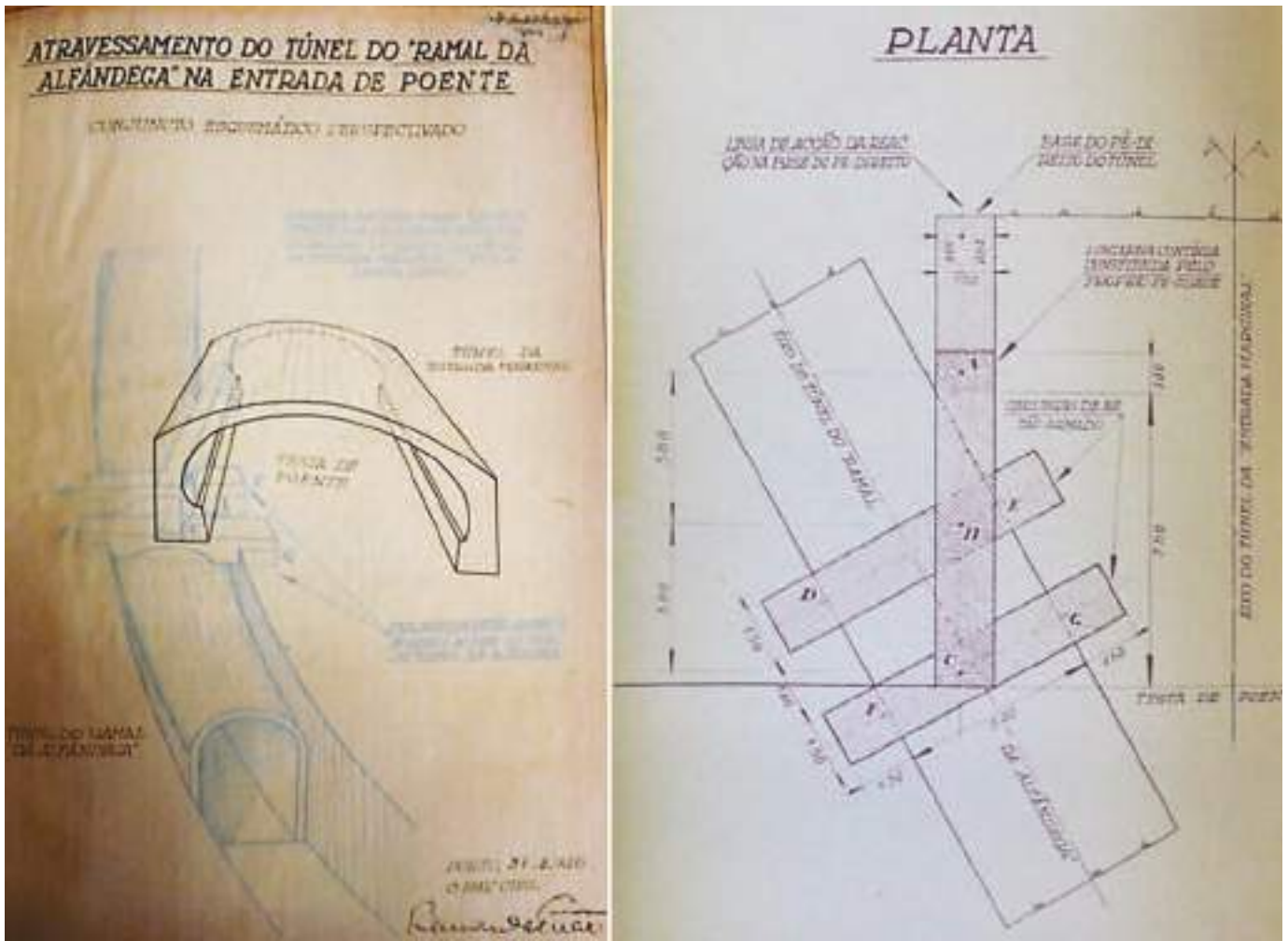
Alteração ao faseamento construtivo introduzido em obra, com o desmonte parcial da abóbada e construção do revestimento de contorno definitivo em betão [Desenho pertencente ao acervo do arquivo da EP - Estradas de Portugal, SA].  
*Changing of the construction phasing introduced during the works, with partial excavation of the vault and construction of the concrete final lining [Drawings: EP - Estradas de Portugal, SA archive].*



**Fig. 06**

Sequência construtiva.  
*Construction sequence.*





**Fig. 07** Pormenores do projeto.  
*Design details.*



**Fig. 08** Entivação na zona dos desprendimentos (Agosto, 1948) (Esq.). Desprendimento de terras até à superfície do terreno (Abril, 1949) (Dir.).  
*Primary support in the rock fall area (August, 1948) (L.) Rock fall until the surface (April, 1948) (R.).*



**Fig. 09** **Construção emboquilhamento Este, 1949.**  
*Construction of the East portal, 1949.*



**Fig. 10** **Construção do revestimento definitivo (1949) e túnel terminado (1952).**  
*Construction of the final lining (1949) and tunnel open to the public (1952).*

# TÚNEL DO MARQUÊS

**Localização/Location:** Lisboa/Lisbon

**Utilização/Use:** Túnel Rodoviário Urbano/Urban Road Tunnel

**Dono da Obra/Site Owner:** Câmara Municipal de Lisboa, com assessoria técnica do Laboratório Nacional de Engenharia /Lisbon Municipality, with technical consultancy provided by the National Laboratory for Civil Engineering (LNEC)

**Projetista/Designer:** TRIEDE - Consultoria e Projetos de Engenharia Civil em Consórcio com Construtora do Tâmega, SA e CME - Construção e Manutenção Eletromecânica, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Construtora do Tâmega e CME/Construtora do Tâmega and CME

**Fiscalização/Supervision:** Câmara Municipal de Lisboa – Direção Municipal de Projetos e Obras/Gabinete do Túnel do Marquês/Lisbon Municipality – Municipal Directorate for Projects and Works/Marquês Tunnel Office

**Dimensões/Size:**

- **Extensão/Length:** 1725 metros, incluindo o pré-existente Túnel das Amoreiras)/1,725 m, including the existing Amoreiras Tunnel
- **Secção Transversal/Cross-section:** retangular com área útil de cerca de 160 m<sup>2</sup>/Rectangular cross-section with an effective area of approximately 160 m<sup>2</sup>

**Método Construtivo/Construction Method:** Escavação pelo método invertido e trincheira/Top down and Cut and Cover

**Período de Construção/Construction period:** 2003 – 2007

**J. Bilé Serra, L. Nolasco Lamas (LNEC)  
Pedro Olivença (CÊGÊ)**

## 1. INTRODUÇÃO

O túnel do Marquês insere-se no sistema rodoviário da Área Metropolitana de Lisboa, e consiste no desnivelamento da Av. Eng. Duarte Pacheco, Rua Joaquim António de Aguiar e Av. Fontes Pereira de Melo, permitindo aumentar a fluidez de tráfego

nas ruas Castilho, Rodrigo da Fonseca, Artilharia Um, e áreas envolventes, facilitando a circulação de transportes públicos.

A Coordenação e Fiscalização do Projeto e da Obra foram realizadas pela Câmara Municipal de Lisboa, através da criação do Gabinete Coordenador do Túnel, na dependência hierárquica da Direção Municipal de Projetos e Obras. No âmbito de protocolo específico estabelecido com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foi prestada assessoria técnica nas várias especialidades, nomeadamente, geotecnia, projeto de estruturas e ventilação.



**Fig. 01** Planta geral do Túnel do Marquês de Pombal.  
*General plan of the Marquês de Pombal Tunnel.*

# MARQUÊS TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Marquês tunnel is part of the Lisbon Metropolitan Area road system, and joins the Eng. Duarte Pacheco Avenue, Joaquim António de Aguiar Street and Fontes Pereira de Melo Avenue, thus allowing an increased traffic flow in the neighbour streets - Castilho, Rodrigo da Fonseca, Artilharia Um and the surrounding areas-facilitating public transport circulation.

The Coordination, Supervision and Inspection of the Project and of the Works were undertaken by Lisbon Municipality, through the creation of the Tunnel Coordinating Office, under the Municipal Directorate for Projects and Works hierarchy. Within the scope of a specific protocol established with the Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), technical consultancy was provided in the different specialties, namely geotechnical, structural engineering and ventilation.

The newly constructed tunnel is 1,275 m long with a 2x2 lane cross-section. It was connected to the existing tunnel, the old 450 m long Amoreiras tunnel, so that now the Marquês tunnel is 1,725 m long, making it the longest urban tunnel in Portugal, as shown in Figure 1.

The tunnel has three entrances and five exits, thus providing the optimised distribution of city traffic. Following one year of operation it has been calculated that approximately 50,000 vehicles use the tunnel daily, corresponding to the forecasts of the tunnel promoters.

It has also been observed that at surface level the quality of life for residents and users of the surrounding structures has improved significantly, either due to the reduced emission of pollutants or to the significant decrease in noise pollution.

Construction took place in a phased manner, requiring numerous traffic diversions. Yet, the roadways remained useable albeit with some limitations.

Infrastructure density was another important constraint for the Tunnel layout as it was necessary to undertake several diversions and crossings, requiring meticulous management of the available underground space. The most important constraints were the constructions adjacent to the tunnel and to the underground railway tunnels, i.e. the Blue and Yellow Metro lines that cross the tunnel, in Marquês de Pombal Roundabout and at the Fontes Pereira de Melo Avenue exit ramp.

Most of the structure was built in close proximity to adjacent buildings, which demanded extremely careful monitoring. This was especially necessary, at the interference interface with the Metro galleries and also Fontes Pereira de Melo Avenue to prevent loading eccentricity introduced during construction of the exit ramp.

The tunnel structure was carried out using two construction processes, generally the reverse method (Top Down) was employed, and in the Marquês do Pombal Roundabout zone, where the structure comprises a reinforced concrete box structure of rectangular type, the cut and cover method was used.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

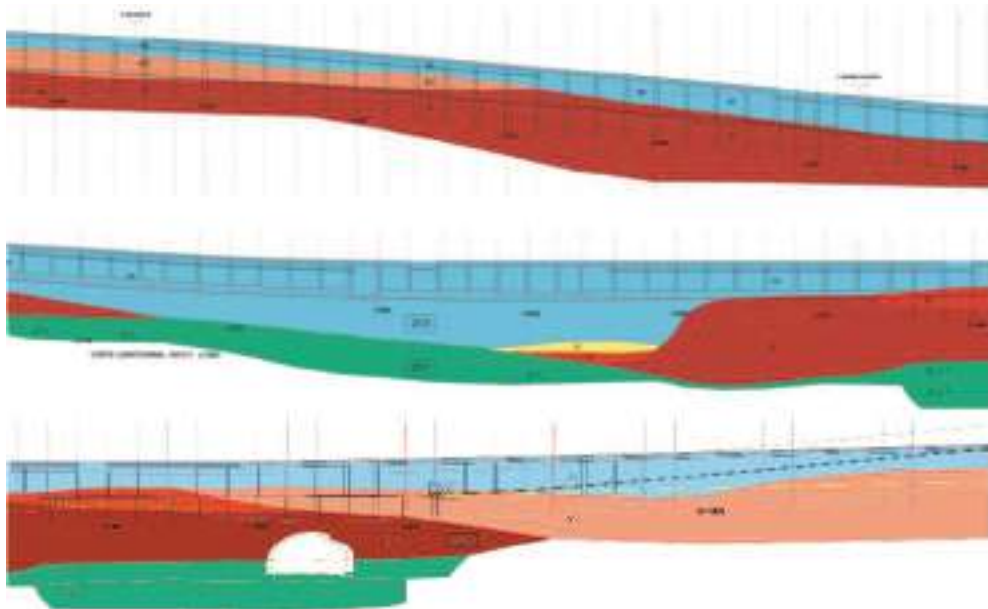
In the various stages of the project of the Tunnel of Marquês de Pombal geological and geotechnical studies of the ground were developed, to define the various geological formations and their geotechnical characteristics.

According to the geotechnical studies and investigations performed, it was possible to recognize on site the geological formations present, in the tunnel area: Alluvial deposits and landfills (a - Holocene), Clays and limestones of Prazeres (M<sup>1</sup><sub>i</sub> - Miocene) Benfica Formation (Ø - Oligocene), Lisbon Volcanic Complex (β - Eocene) and Rudistas Limestone (Higher Cretaceous).



Fig.  
02

Planta geológica da zona do túnel e envolvente próxima, excluindo-se os terrenos de cobertura.  
*Geologic map of the tunnel area, excluding landfills.*



**Fig. 03** Perfil geológico-geotécnico.  
*Geological and geotechnical profile.*

O túnel construído tem 1275 metros de extensão e um perfil transversal tipo de 2+2 vias. Ao túnel construído foi anexado o antigo túnel das Amoreiras com 450 metros, pelo que o atual túnel do Marquês tem 1725 metros de extensão, tornando-o no maior túnel urbano do país (Figura 1).

O túnel tem três entradas e cinco saídas, privilegiando uma correta distribuição do tráfego na cidade. A experiência de um ano de funcionamento permite concluir que os cerca de 50.000 veículos diários que atualmente circulam no túnel, correspondem às expectativas dos promotores do túnel.

Também se constata que na superfície, a qualidade de vida dos residentes ou utilizadores das estruturas envolventes, melhorou significativamente, quer pela menor emissão de poluentes, quer pela melhoria significativa no que respeita ao ruído.

A construção foi realizada de forma faseada, obrigando à execução de inúmeros desvios de trânsito, permitindo sempre a utilização das vias, embora com condicionalismos.

A densidade de infra-estruturas foi outra importante condicionante para a implantação do Túnel, pois obrigou a vários desvios e atravessamentos, criando uma gestão criteriosa do espaço disponível no subsolo. Os condicionamentos mais importantes referem-se às edificações adjacentes à implantação do túnel e aos túneis do metropolitano, linhas azul e amarela que cruzam o túnel, na Praça Marquês de Pombal e na rampa de saída da Av. Fontes Pereira de Melo.

Grande parte da estrutura foi construída a distâncias muito próximas dos edifícios adjacentes, situação que obrigou a cuidados especiais na sua motorização. No entanto, na zona de interferência com as galerias do Metropolitano os cuidados foram redobrados não só pela proximidade das galerias do ML mas também para evitar a excentricidade de cargas introduzidas durante o processo construtivo da rampa de saída na Av. Fontes Pereira de Melo.

A estrutura do túnel foi executada com a utilização de dois processos construtivos, nomeadamente: método invertido na generalidade da construção, e a céu aberto na Praça Marquês de Pombal. Esta estrutura é constituída por um quadro do tipo fechado, em betão armado.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Nas diversas fases do projeto foram desenvolvidos trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnico dos terrenos interessados pela construção do Túnel do Marquês de Pombal, tendo ficado bem definidas quer as diversas formações geológicas atravessadas, quer as suas principais características geotécnicas. De acordo com os trabalhos de prospeção realizados foi possível reconhecer no local da obra um conjunto de formações geológicas (Figuras 2 e 3), interessadas pelo túnel ou pelas suas fundações, das quais se podem destacar as seguintes: Aterros (a - Holocénico), Argilas e Calcários dos Prazeres (M11 - Miocénico), Formação de Benfica (Ø - Oligocénico), Complexo Vulcânico de Lisboa (β - Eocénico) e Calcários Rudistas (Cretácico Superior).

Os aterros, resultantes de trabalhos de terraplanagem efetuados para a urbanização desta zona da cidade, foram os materiais mais atravessados pela escavação do túnel do Marquês. A natureza litológica dos materiais constituintes dos aterros apresenta uma grande diversidade, nomeadamente argilas, siltes, areias, seixos, matéria orgânica, restos de produtos cerâmicos, etc. A espessura dos aterros oscila ao longo do traçado entre 2 e 12 metros. Na zona da Rotunda essa espessura é mais elevada, atingindo valores de cerca de 17 metros.

As formações Miocénicas ocorrentes neste local da cidade correspondem às "Argilas e Calcários dos Prazeres" - (M<sup>11</sup>), tendo igualmente sido intercetadas pela construção do túnel. Trata-se de um complexo litológico muito heterogéneo, com camadas lenticulares e/ou em bisel, correspondentes a inter-estratificações de argilas, argilas siltosas, argilas margosas, argilas arenosas e de areias argilosas com nódulos carbonatados, ocorrendo igualmente cascões de calcário compacto.

Ainda que marginalmente ou ao nível das fundações, os terrenos datados do Oligocénico foram interessados pela construção do túnel do Marquês de Pombal. Esta formação apresenta um aspeto conglomerático, com elementos litícos de calcário, numa matriz argilosa a margosa, amarelada a avermelhada.

No conjunto de materiais atravessados pelo túnel do Marquês, foram também escavados terrenos pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL), englobando escoadas basálticas intercaladas com níveis de tufos, que se apresentavam geral-

Landfills, the result of earthworks carried out during the urbanization of this city area, were the materials most excavated in this project. Their lithological nature is highly diverse, and includes clays, silts, sands, pebbles, organic matter, and remnants of ceramics, amongst other materials. Its thickness varies along the route between 2 and 12 meters. In the area nearby the Marquês Roundabout the thickness is higher, reaching almost 17 meters.

The Miocenic formations intercepted by the tunnel are the "Clays and Limestones of Prazeres" - (M<sup>1</sup>). This is a very heterogeneous formation with lenticular layers, corresponding to inter-stratifications of clays, silty clays, marly clays, sandy clays and clayey sands with carbonate nodules.

Some discontinuous layers of Oligocene materials were also excavated. This complex has a conglomeratic appearance, with lithic elements of limestone, in a clayey matrix, of yellowish to reddish colour.

The revealed materials of the Lisbon Volcanic Complex included basaltic flows and intercalated tuffs layers, which were weathered and generally decompressed and transformed into residual clay.

The Cenomanian materials occurring below the Lisbon Volcanic Complex or locally in the landfill materials, was only discovered at the foundation level of the tunnel. It is composed of two complexes, the first comprising reddish or brownish marl, sometimes with limestone nodules, and another dominated by pink and whitish limestone, sometimes compact and sometimes marly with clayey layers.

Based on the drilling and in-situ tests results, a geotechnical zoning was defined with only two geotechnical zones, as sum-

marized in Table 1. In geotechnical zone ZG2 materials of the landfills, alluvium materials, Oligocenic materials and the decomposed and decompressed tops of Lisbon Volcanic Complex and the Upper Cenomanian materials were included. This zone was only relevant for foundation conditions definition. On what concerns the landfill materials, belonging to ZG2 zone, the blows obtained in the SPT test were mostly lower than 15.

The other geotechnical zone ZG1 includes better geotechnical materials, i.e., the Miocene formation, the Lisbon Volcanic Complex and the Upper Cenomanian, all with N<sub>SPT</sub> results higher than 60 blows.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The tunnel structure was carried out using two construction processes, generally the reverse method (Top Down), was employed, and in the Marquês do Pombal Roundabout zone the trenched excavation method was used.

In the stretch excavated by the reverse method, the work was initiated by the peripheral pile sheets, central pilars and top slab construction, followed by digging of the interior of the tunnel, as shown in Figures 4 to 6. The first phase of the excavation work was carried out to a maximum depth of 4.5 m below the top slab, following a partial excavation sequence across the width and length of the tunnel. It was accompanied by the execution of the temporary or permanent anchors, wherever needed. The second stage of excavation was made from the 4.5 m depth to the tunnel slab baseline, followed by the application of shotcrete between

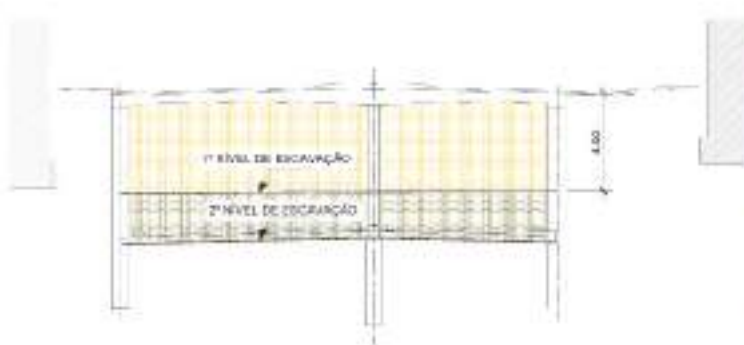
**QUADRO I – Zonamento geológico-geotécnico.**

**TABLE I – Geological and geotechnical zoning.**

Zonamento geotécnico Geotechnical Zoning	Formação Geológica Geologic formation	Alteração (SIMR) Weathering (ISMR)	Fracturação (SIMR) Fracturing (ISMR)	N <sub>SPT</sub> Característico NSPT
ZG2	Aterros/Landfills	-	-	<15
	Argilas e calcários dos Prazeres (M <sup>1</sup> ) /Clays and limestones of Prazeres (M <sup>1</sup> )	W <sub>4-5</sub>	F <sub>4-5</sub>	30 - 60
	Complexo de Benfica (Ø) /Benfica Complex (Ø)	-	-	40
	Complexo Vulc. de Lisboa (β) /Lisbon Volcanic Complex (β)	W <sub>5</sub>	-	15 - 60
	Cenomaniano Superior (C <sup>3c</sup> ) /Upper Cenomanian (C <sup>3c</sup> )	W <sub>5</sub>	-	60
ZG1	Argilas e calcários dos Prazeres (M <sup>1</sup> ) /Clays and limestones of Prazeres (M <sup>1</sup> )	W <sub>4-5</sub>	F <sub>4-5</sub>	>60
	Complexo Vulc. de Lisboa (β) /Lisbon Volcanic Complex (β)	W <sub>3-4</sub>	F <sub>4-5</sub> a F <sub>3</sub>	>60
	Cenomaniano Superior (C <sup>3c</sup> ) /Upper Cenomanian (C <sup>3c</sup> )	W <sub>3-4</sub>	F <sub>5</sub> a F <sub>3</sub>	>60



**Fig. 04** **Secção tipo no trecho Amoreiras – Rua Artilharia Um.**  
*Cross-section through the Amoreiras Section – Artilharia Um Street.*



**Fig. 05** **Fases de escavação. Secção corrente (método invertido).**  
*Excavation phases and illustration of the top down method.*

mente descomprimidos e meteorizados, e transformados num solo residual argiloso.

O Cenomaniano que ocorre sob os materiais do CVL ou localmente sob os materiais de aterro, e que apenas foi interessado pelas fundações da estrutura construída, é composto por dois complexos, um litologicamente constituído por margas acastanhadas e avermelhadas, por vezes com nódulos calcários, e um outro dominado por calcários rosados e esbranquiçados, uma vez compactos e outras vezes margosos, com passagens argilosas.

Com base nos elementos recolhidos nos trabalhos de prospeção e ensaios de campo efetuou-se um zonamento geotécnico no qual, face ao método construtivo definido previamente – a escavação pelo método invertido – apenas se considerou duas zonas geotécnicas, tendo estas sido definidas tendo em contas as características dos terrenos com vista à sua utilização como fundação. O Quadro 1 resume as características definidas para ambas as zonas.

Na zona geotécnica ZG2 foram incluídos os materiais que constituem os aterros, aluviões, materiais Oligocénicos e os topos descomprimidos e decompostos dos terrenos do CVL e do Cenomaniano Superior, apenas interessados pelas funda-

ções. No caso dos materiais de aterro verificou-se que os valores obtidos nos ensaios SPT se situavam maioritariamente abaixo das 15 pancadas.

Foi considerada uma zona geotécnica que incluía os terrenos com melhores características, designada por ZG1 na qual se incluíam os terrenos Miocénicos, do CVL e do Cenomaniano Superior, com valores de NSPT superiores a 60 pancadas.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A estrutura do túnel foi executada através de dois processos construtivos, a saber, o método invertido na generalidade da extensão e, na zona da rotunda do Marquês do Pombal, a escavação em trincheira.

No trecho escavado pelo método invertido (Figuras 4 a 6), após a execução da cortina de estacas laterais, das estacas de apoio central e da laje de cobertura procedeu-se ao início da escavação pelo interior. Resumidamente, numa primeira fase de trabalhos foi efetuada a escavação até uma profundidade máxima de 4,5 m abaixo da laje de cobertura, em toda a largura e extensão do túnel, seguindo-se a execução das ancoragens



**Fig. 06** Pormenores da cortina de estacas e dos trabalhos na Av. António Augusto Aguiar. *Pile sheet wall and top slab, and excavation works at António Augusto Aguiar Avenue.*

piles, groundwater drainage and installation of tunnel drainage network. In the final phase the baseline slab was cast in place.

At the Marquês de Pombal Roundabout and at the beginning of the Fontes Pereira de Melo Avenue the tunnel and the exit ramps were excavated following the cut and cover method, with special provisions to attend the close proximity and the interference with the galleries of the Yellow and Blue Lines of the Lisbon Metro, as shown in Figure 7.

#### 4. MONITORING

Safety control of the Marquês Tunnel during the construction stage focused on its structural and geotechnical response, as well as on the structural impact on the surrounding buildings. Specific Monitoring Plans were prepared for two different zones, namely the interference zone with the Lisbon Metro Yellow Line Tunnel at the beginning of the Fontes Pereira de Melo Avenue and the zone corresponding to the remaining length.

The monitoring plan implemented (Figure 8) for the general section of the Marquês Tunnel included, within the excavation area, 37

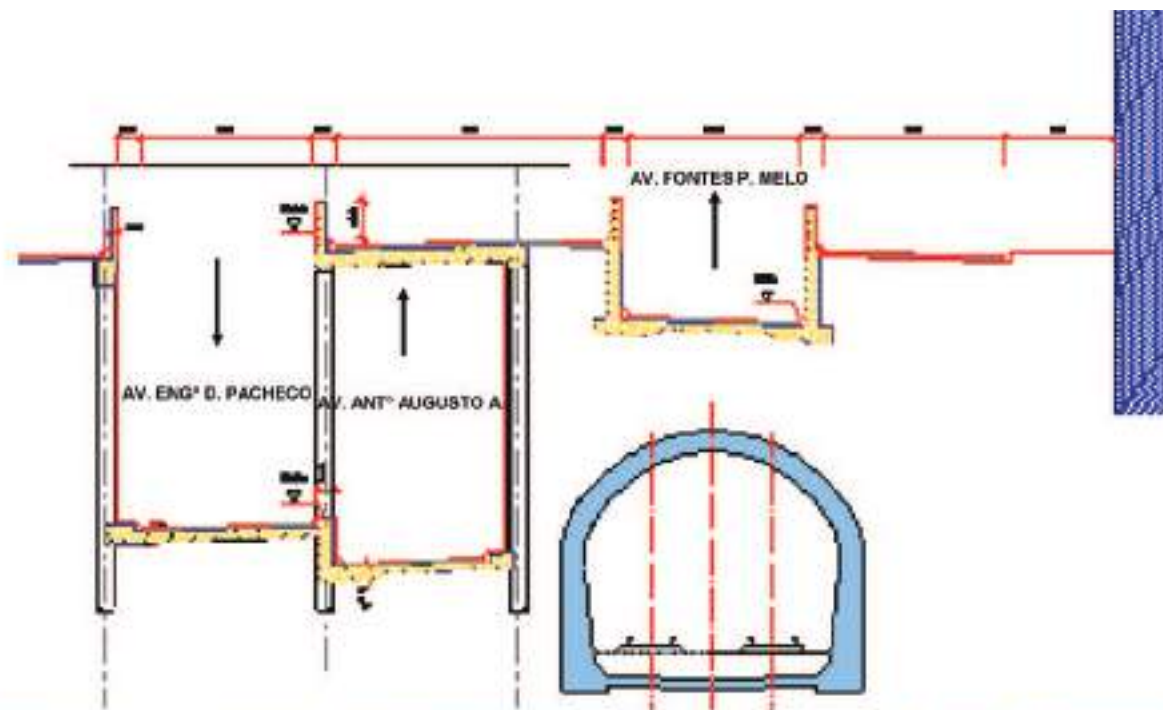
transverse sections of convergence distributed along the tunnel, with an average spacing of 30 m. In those sections a variable number of topographic retro-reflective targets, between 4 and 6, were installed, depending on the point of the structure, as illustrated in Figure 9. With these points of observation it was possible to obtain the deformation between points in the several cross-sections.

A total of 10 hydraulic anchors load cells were installed to monitor the anchors in the sheet wall. Aiming at monitoring vertical deformation of the tunnel top slab a set of topographical surface marks were installed and sealed on the structure in monitoring sections with a 15 m spacing.

In the tunnel surroundings 10 inclinometers were installed in order to observe deformations of the ground and consequent influence on the neighbouring buildings. Standpipe piezometers were put in place to monitor groundwater level variations. These were complemented by two of the inclinometer tubes that were used as piezometers.

In order to assess the settlement pattern of the adjacent buildings, 75 stainless steel rulers were glued directly on the building





**Fig. 07** **Secção tipo na Avenida Fontes Pereira de Melo (zona de interferência com a galeria da linha Amarela).**  
*Cross-section through the Fontes Pereira de Melo Avenue (interference zone with the gallery of the Lisbon Metro Yellow Line).*

provisórias ou definitivas. Posteriormente realizou-se a segunda fase de escavação, até à cota de fundo da soleira do túnel, seguida pela aplicação de betão projetado entre estacas e das redes enterradas de drenagem freática e de drenagem do túnel. Na fase final executou-se a laje de soleira do túnel.

Na Rotunda do Marquês e no início da Av. Fontes Pereira de Melo foi adotada uma solução estrutural baseada na escavação em trincheira e com especiais disposições para atender à proximidade e à interferência com as galerias das linhas Amarela e Azul do Metropolitano de Lisboa, conforme representado na Figura 7.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

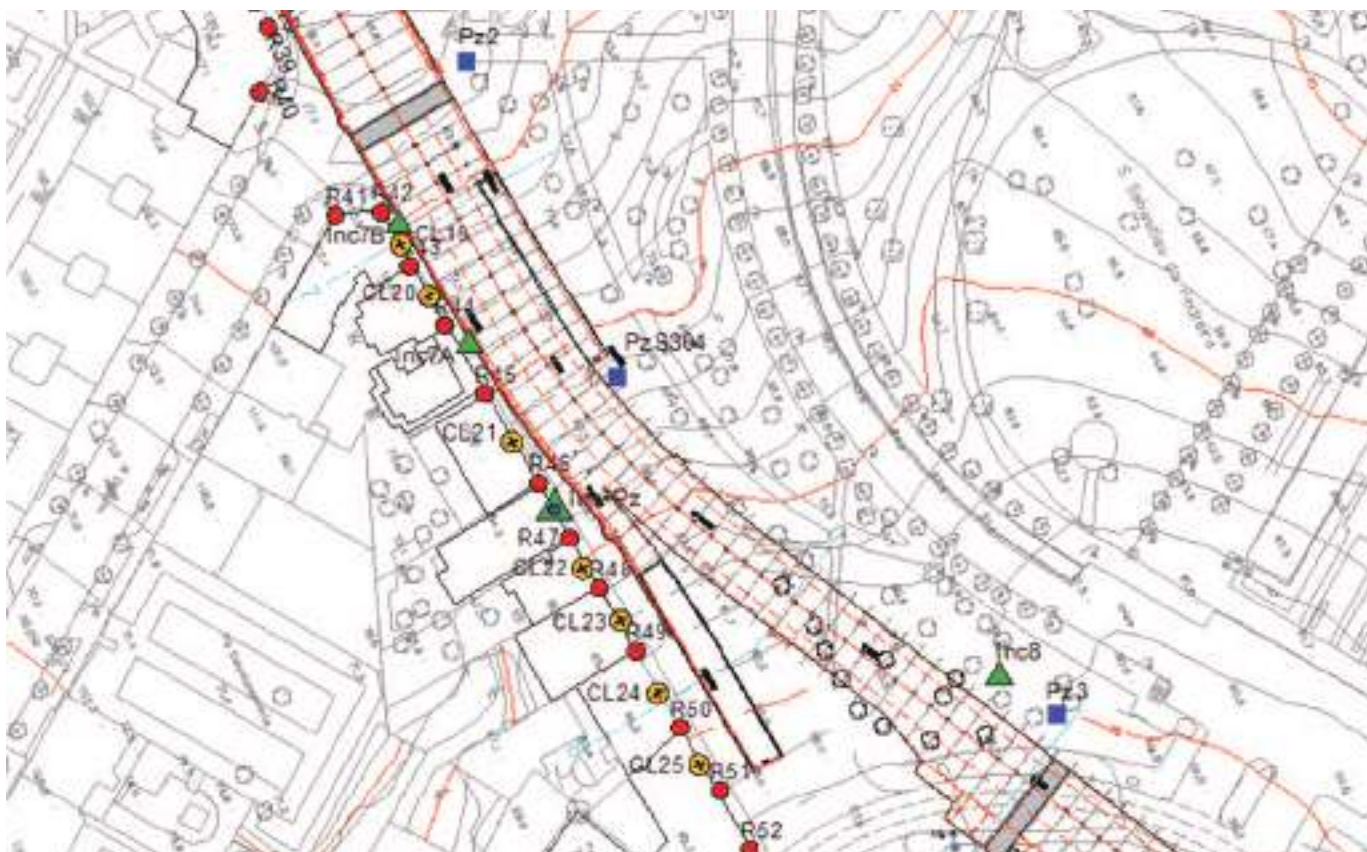
O controlo de segurança do Túnel do Marquês em fase de construção incidiu sobre a sua resposta estrutural e geotécnica bem como sobre os impactes estruturais nos edifícios confinantes. Foram assim elaborados Planos de Observação específicos para duas zonas distintas, a saber, a zona de interferência com o túnel da linha Amarela do Metropolitano de Lisboa no início da

Avenida Fontes Pereira de Melo e a zona correspondente à extensão restante.

O Plano de Observação implementado em obra (Figura 8) para o troço geral do túnel do Marquês incluía instrumentação no interior da escavação composta por 37 secções de convergência transversais ao desenvolvimento do túnel, com um afastamento médio entre elas de 30 m, com um número variável de alvos retro-reflectores, entre 4 e 6 alvos, dependendo do ponto da obra, conforme ilustrado na Figura 9. Com estes pontos de observação foi possível obterem-se as distâncias entre pontos de uma secção.

Para controlo da estrutura construída foi ainda instalado um conjunto de marcas topográficas superficiais, seladas na laje de cobertura, em perfis afastados cerca de 15 m, de forma a controlar eventuais deformações.

Na envolvente próxima do túnel foram instalados outros instrumentos para controlo da influência da construção desta infraestrutura rodoviária, quer no maciço quer nos edifícios contíguos.



**Fig. 08** Plano de instrumentação. Trecho final da Av. António Augusto Aguiar e ligação à Praça do Marquês de Pombal.  
*Instrumentation plan at the end of António Augusto Aguiar Avenue.*

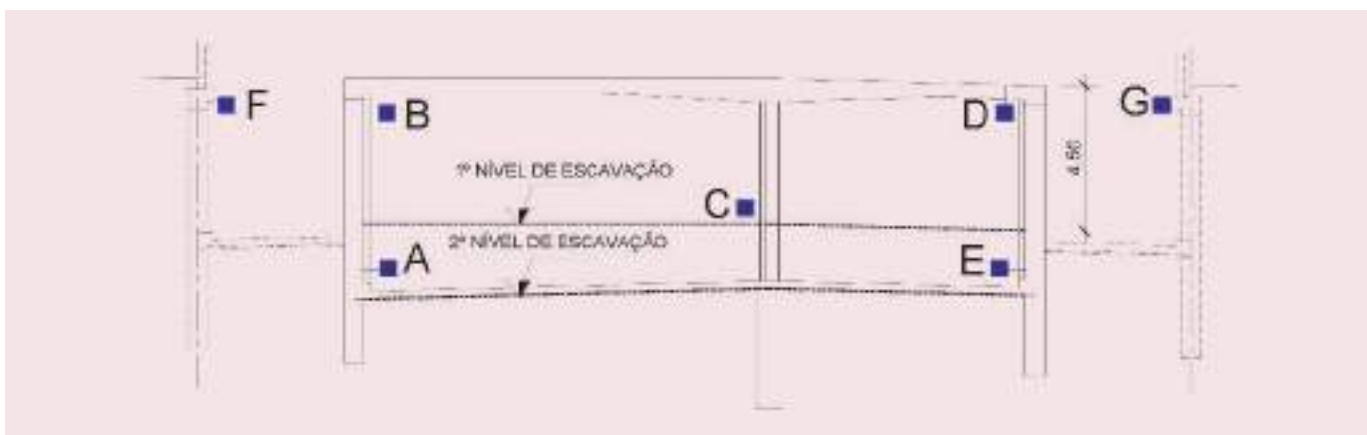
facades distributed along the tunnel structure, for precision levelling with a daily frequency. To evaluate angular displacement of the buildings, 30 uniaxial clinometer brackets were installed on some facades, readings being taken by means of a handheld clinometer. Some results are exemplified in Figures 10 and 11.

The daily observation of the different types of equipment installed on the adjacent areas, made it possible to attest that contiguous buildings and the tunnel structure deformations, remained within the theoretical calculated deformations estimated in the design stage.

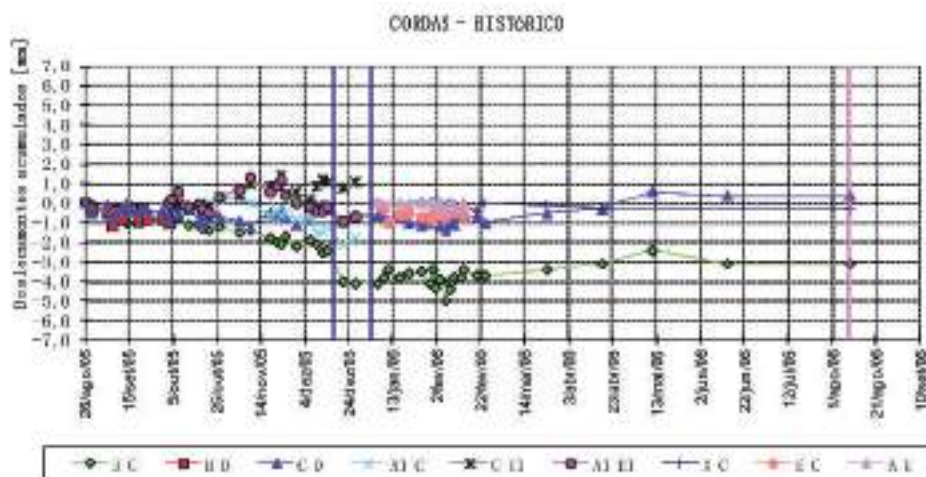
To monitor the contiguous tunnels of the Lisbon subway system at the Marquês de Pombal Roundabout and the beginning of

Fontes Pereira de Melo Avenue, a specific monitoring plan was implemented. A total of 11 inclinometers were set up in the ML tunnels surrounding (Blue and Yellow lines), together with 21 observation profiles with topographic targets within these galleries, as shown in Figure 12. In these instrumentation profiles retro-reflectors topographic targets, levelling marks at the galleries floor and a set of 10 electric crackmeters with remote reading to monitor a number of pre-existent cracks at the Yellow Line tunnel crown were used.

During the tunnel construction daily observations of instrumentation installed were performed. With the data retrieved it was possible to verify that the deformations were negligible and within the estimation done at the design stage, either for the surround-



**Fig. 09** – Distribuição tipo de alvos topográficos no interior do túnel e zonas das rampas quando existentes.  
*Topographic targets position in main tunnel and lateral exits.*



**Fig. 10** Exemplo das deformações de uma secção de convergências.  
*Deformation on the tunnel structure (convergence section).*



**Fig. 11** Exemplo das deformações da medição com clinómetro portátil num edifício.  
*Angular deformations measured at a building facade with portable clinometer.*

Para controlo da evolução do nível freático foram instalados 9 piezómetros de tubo aberto, enquanto para a observação de deformações do maciço foram instalados 10 inclinómetros, funcionando dois destes igualmente como piezómetros.

Para controlo de eventuais deformações verticais nas edificações contíguas ao túnel, foram instaladas 75 réguas de nivelamento fixas diretamente nas estruturas distribuídas ao longo do túnel, observadas com recurso a nivelamento geométrico de precisão. Para a observação de deslocamentos angulares foram instaladas 30 bases uniaxiais para leitura com clinómetro portátil. Nas Figuras 10 e 11 representa-se alguns desses resultados.

Da observação diária deste conjunto de equipamento foi possível verificar que, quer a estrutura do túnel do Marquês, quer as edificações contíguas se mantiveram dentro das deformações teóricas calculadas na fase de projeto.

Para a monitorização da estrutura do Metropolitano de Lisboa (ML) contígua ao túnel do Marquês na zona do início da Av. Fontes Pereira de Melo foi implementado um plano de instrumentação e observação específico, que para além de 11 inclinómetros na envolvente das galerias do ML da Linha Azul e da Linha Amarela, considerou ainda um conjunto de perfis de observação no interior destas galerias, conforme representado na Figura 12. Estes perfis de instrumentação contemplaram a instrumentação com recurso a alvos topográficos retro-reflectores, marcas de nivelamento na soleira das galerias e um con-

junto de 10 *crackmeters* elétricos com leitura remota para a observação de algumas das fissuras existentes na abóbada da galeria da Linha Amarela do ML.

Durante o acompanhamento diário da instrumentação instalada na envolvente das galerias do ML e da instrumentação do seu interior foi possível verificar que as deformações foram pouco significativas e dentro do estimado na fase de projeto.

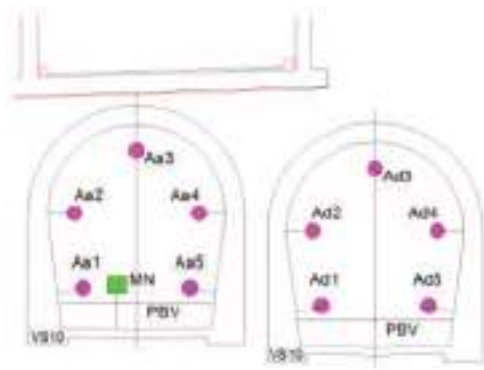
## 5. SEGURANÇA OPERACIONAL

De acordo com os procedimentos de segurança atualmente em vigor no Túnel do Marquês, a segurança operacional é controlada numa Central equipada com um sistema de gestão. Este engloba a matriz de comando automático centralizado de todos os equipamentos de segurança e de regulação de tráfego e um sistema de deteção automatizada de incidentes.

O sistema de controlo do tráfego integra, ainda, outros subsistemas exteriores ao túnel nomeadamente para controlo do sistema de automação para regulação e supervisão de tráfego.

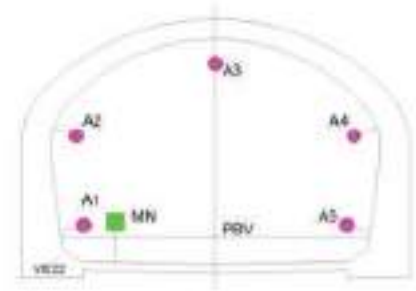
## 6. BIBLIOGRAFIA

- TRIEDE - Planos de instrumentação e observação geral e das galerias do ML.
- CÊGÊ, Lda - Relatórios de monitorização da obra do túnel e observações das galerias do ML.



a) Secções zona de confluência das galerias ML

a) Topographic targets distribution - "twin" tunnels section of Lisbon Metro



b) Secção tipo da galeria da Linha Amarela

b) Topographic targets distribution - cross-section of the Lisbon Metro Yellow line tunnel

**Fig. 12** Secções tipo de perfis de instrumentação no interior das galerias do ML. *Lisbon Metro tunnels convergence sections.*



**Fig. 13** Aspeto do interior do túnel e arranjo final da Praça do Marquês de Pombal. *View of the final interior arrangement of the tunnel and of the final layout of the Marquês de Pombal Roundabout.*

ding ground or for the measurements made inside Lisbon Metro structures.

**5. OPERATIONAL SAFETY**

In accordance with the safety procedures currently in force, operational safety is controlled from a Command Centre equipped with a management system. This comprises the centralised automatic command of all the safety and traffic regulation equipment and an automated incident detection system.

The traffic control system also integrates other subsystems outside the tunnel, namely to control the traffic regulation and supervision automation system.

**6. BIBLIOGRAPHY**

TRIEDE – Instrumentation and Observation general Plan and of the Lisbon Metro galleries.  
 CÊGÊ, Lda – Monitoring reports of the Marquês Tunnel construction and of the Lisbon Metro galleries.

# TÚNEL DE BENFICA

**Localização/Location:** IC17 CRIL, Lisboa/IC17 CRIL, Lisbon

**Utilização/Use:** Circulação Rodoviária/Road Traffic

**Dono da Obra/Site Owner:** EP – Estradas de Portugal, SA

**Projetista/Designer:** Estudos e projetos preliminares e, preparação de especificações detalhadas para concurso:

**COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.. Projeto Base e de Execução: PROVIA/ GEG/ VIATUNEL**

**(Estrutura e rodovia); EFACEC (Sistemas). Assessoria Técnica: LNEC/Preliminary studies and design including detailed specifications preparation for the tender: COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A. Base and executive design PROVIA/ GEG/ VIATUNEL (Structure and highway); EFACEC (Systems). Technical Consultancy: LNEC**

**Empreiteiro/Contractor:** Bento Pedroso, Construções, SA

**Fiscalização/Supervision & Inspection:** GIBB PORTUGAL

**Dimensões/Size:** Secção variável com uma área útil mínima de 180 m<sup>2</sup>/Variable cross-section with 180 m<sup>2</sup> minimum effective area

- **Comprimento/Length:** 1446 m
- **Altura livre por galeria/free height per gallery:** 5,0 a 15,3 m
- **Largura livre/Free width:** 14,5 a 23,5 m

**Método Construtivo/Construction Method:** Escavação invertida e a céu aberto/Top Down, Cut and Cover

**Período de Construção/Construction period:** 2008 – 2011

## Ana S. Gomes, Bernardo Monteiro (EP)

### 1. INTRODUÇÃO

O Túnel de Benfica está integrado no Itinerário Complementar IC17: Circular Regional Interior de Lisboa (CRIL) e insere-se no Sublanço Buraca / Pontinha com cerca de 3,7 km de extensão, cuja construção permitiu a conclusão daquele itinerário e consequentemente o fecho da malha rodoviária da Área Metropolitana de Lisboa (AML).

Os estudos elaborados para o Sublanço Buraca / Pontinha apontaram para um elevado volume de tráfego diário (TMDA), na ordem dos 100.000 veículos.

Condicionantes de vária ordem, intrínsecas e extrínsecas, obrigaram a múltiplas transformações ao projeto do Sublanço Buraca / Pontinha que evoluiu, cada vez com menores graus de liberdade, para uma predominância de solução em túnel fortemente condicionada.

A natureza urbana deste túnel, da qual adveio a necessidade de assegurar um vasto número de ligações à malha viária, de carácter periurbano ou mesmo local, conduziu a uma solução enterrada de recobrimento praticamente inexistente, permitindo o aproveitamento e requalificação dos espaços à superfície, mas encontrando muitas barreiras no subsolo dada a sua diminuta profundidade.

Resultou assim, que esta obra linear atravessa um conjunto de infraestruturas como o Aqueduto das Águas Livres (Património Nacional), a Linha ferroviária de Sintra ou infraestruturas de drenagem de grande capacidade como os Caneiros da Damaia e de Alcântara, que condicionaram o perfil longitudinal da via, as soluções estruturais do túnel e os métodos construtivos adotados. O Túnel de Benfica desenvolve-se com direção sensivelmente

WSW para NNE, iniciando-se logo após o Nó da Buraca e terminando após a rotunda das Portas de Benfica.

Apresenta-se dividido em três troços cobertos, intercalados por dois troços semicobertos, e é genericamente constituído por duas galerias unidireccionais, uma (sentido Pontinha / Buraca) continuamente fechada e outra (sentido Buraca / Pontinha) com duas seções abertas para a superfície. Transversalmente, cada uma das faixas de rodagem tem um perfil de 3 vias de circulação (4 nas zonas de entrecruzamento entre ramos). A proliferação de ligações viárias à superfície obrigou à variação da geometria das seções transversais.

O conjunto das condicionantes encontradas conduziu ao desenvolvimento de projetos específicos de elevada complexidade técnica e soluções construtivas únicas.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O Túnel de Benfica tem início nas formações rochosas muito alteradas e fraturadas do Complexo Vulcânico de Lisboa, passando depois a intersectar os terrenos sedimentares da Formação de Benfica, que é dominante ao longo do traçado. O Complexo Vulcânico de Lisboa estende-se desde o km 6+000 (início do túnel) até cerca do km 6+280, onde contacta por falha, com uma direção aproximada NE-SW e inclinação para SE cerca de 45° (em média), a Formação de Benfica, voltando os materiais vulcânicos a aparecer entre os quilómetros 6+550 e 6+850.

Ao longo do túnel ambas as formações encontram-se ora cobertas por aterros modernos, ora por coluviões ou aluviões. As baixas aluvionares detetadas encontram-se atualmente sob materiais de aterro de espessura muito variável, resultantes de sucessivas modelações antrópicas dos terrenos.

# BENFICA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Benfica Tunnel is integrated in the route of the IC17 itinerary, the Lisbon Regional Inner Ring Road (CRIL) and is part of the approximately 3.7 km long Buraca / Pontinha Sublink, the construction of which allowed the conclusion of the IC17 and consequently the closure of the Lisbon Metropolitan Area (AML) road grid.

The studies prepared for the Buraca / Pontinha Sublink suggested a high daily volume of traffic (TMDA), of approximately 100,000 vehicles.

Various constraints, both intrinsic and extrinsic, required multiple transformations in the Buraca / Pontinha Sublink Project, all of them strongly suggesting that a tunnel would be the preferable option.

The urban environment of this tunnel, which required vast number of connections to the road grid, of both peri urban and local type, led to the choice of a shallow underground solution, which allowed good use and development of the spaces on the surface, but also caused high subsoil interference, due to its shallow depth.

As a consequence, the project crosses a number of infrastructures such as the *Aqueduto das Águas Livres* (Lisbon Aqueduct –

National Heritage Site), the Sintra Railway Line and large capacity drainage infrastructures such as the Damaia and Alcântara waterways, which affect the longitudinal profile of the road, the tunnel structure and the construction methods employed.

The Benfica Tunnel extends from WSW to NNE, starting immediately after the Buraca Junction and terminating after the Portas de Benfica Roundabout.

It is divided into three covered links, interspersed by two semi-covered ones and mostly comprises two one-way galleries, one (Pontinha - Buraca direction) completely closed and the other (Buraca - Pontinha direction) with two sections open to the surface. Transversally, each carriageway has three traffic lanes (four at road junctions). The proliferation of road connections on the surface led to variations of the tunnel cross-sections.

Due to the exceptional set of constraints, unique and complex technical and construction solutions were required.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The Benfica Tunnel starts in the very weathered and fractured rocky formations of the Lisbon Volcanic Complex, and then crosses sedimentary terrain of the Benfica formation, which is

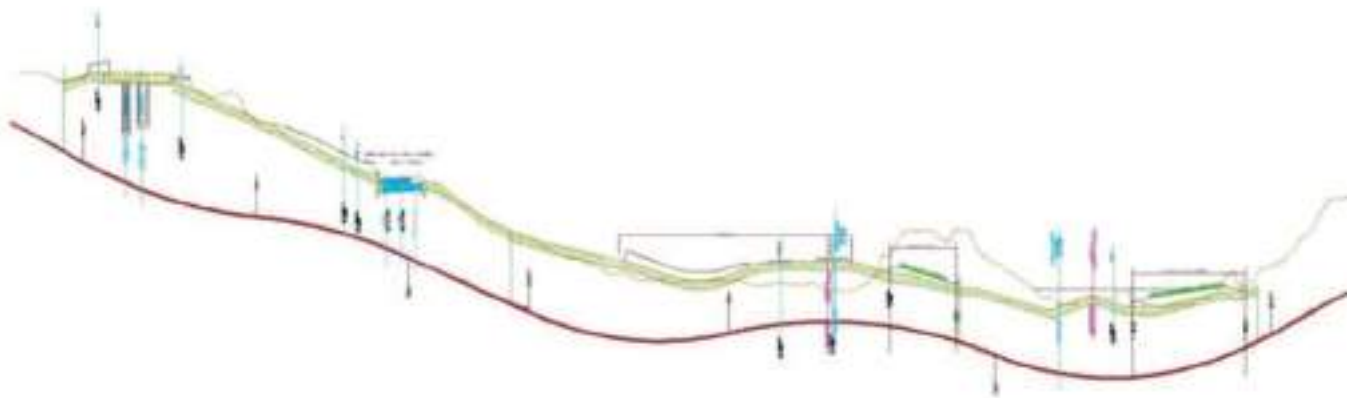


Fig. 01

Sublanço Buraca / Pontinha no Itinerário Complementar IC17: Circular Regional Interior de Lisboa (CRIL).  
*Buraca / Pontinha Sublink in the IC17: Lisbon Regional Inner Road Ring (CRIL).*



A



B

**Fig. 02** Traçado do Túnel de Benfica em planta (A) e em perfil longitudinal (B).  
**Benfica Tunnel Route Plan (A) and longitudinal profile (B).**

A Formação de Benfica encontra-se representada por argilas arenosas muito duras e rijas de cores em geral avermelhadas, areias muito compactas, níveis de seixos e calhaus, e ainda alguns níveis de arenitos calcários, margas e calcários, em geral com tonalidades acastanhadas.

O Complexo Vulcânico de Lisboa é constituído por níveis de basaltos em regra muito alterados e fraturados, com passagens de tufo e brechas vulcânicas (níveis vulcano-sedimentares), de cor acinzentada. A cobrir o complexo vulcânico aparecem frequentemente solos silto-argilosos, resultantes da alteração do maciço, que apresentam espessuras variáveis.

A densidade de elementos de prospeção existentes, resultantes de mais de duas décadas de estudos e projetos neste sublanço da CRIL, onde só para a zona do túnel foram feitas 50 sondagens que representam cerca de 700 m de furação, permitiram o estabelecimento de um zonamento geotécnico para o túnel e ainda o esclarecimento e resolução de situações de cariz geotécnico particulares e/ou localizadas com benefício para o projeto e para a obra.

Este zonamento distingue quatro zonas geotécnicas diferenciadas (ZG1a, ZG1b, ZG2, ZG3), cujas características se apresentam no Quadro I.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

De acordo com as características geológicas e geotécnicas das formações atravessadas e das quatro zonas geotécnicas aí diferenciadas, bem como de um conjunto de outras condicionantes de ocupação ou enterradas do traçado, foram concretizadas 29 secções de cálculo a partir das quais foram projetados diferentes tipos de suporte em betão armado, aplicáveis a diferentes troços do túnel, num total de 17 secções-tipo, que correspondem a geometrias e soluções estruturais diferenciadas.

Foram executadas essencialmente, secções com cortinas de estacas e escavação pelo método invertido (top down) e secções com fundação direta, com alguns troços com laje de fundo e escavação a céu aberto (cut and cover).

São exemplos particulares as soluções encontradas para as secções do túnel intersectadas pelos caneiros da Damaia e de Alcântara, estruturas de drenagem urbana de grandes dimensões cujo funcionamento não podia ser interrompido, e que tiveram que ser restabelecidos sobre e sob o túnel, respetivamente.

Também são emblemáticas as soluções encontradas para as secções do túnel que interferem com os aquedutos das Francesas e das Águas Livres, estruturas de grande porte construí-

**QUADRO I – Zonamento geotécnico do Túnel de Benfica.**

**TABLE I – Benfica Tunnel Geotechnical Zoning.**

Zona Geotécnica /Geotechnical Zone	Vp (m/s)	N <sub>SPT</sub>	% Rec.	RQD	Grau de Alteração* /Weathering*	Grau de Fracturação* /Fracturing*	Parâmetros geotécnicos/Geotechnical parameters			
							γ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	φ (°)	E (MPa)
ZG3	450	3-30 (19)	0-35	-	W5 a W4-5 W5 to W4-5	F5 a F4-5 F5 to F4-5	19	0-10	25-35	10-20
ZG2	1670	30-60 (37)	0-35	-	W4-5	F4-5	19-21	10-30	25-35	40-60
ZG1b	2000 -2500	44-60	30-90	0-30	W4-5 a W3 W4-5 to W3	F4-5 a F3 F4-5 to F3	20-21	50-	35-	50-75
ZG1a	>2500	>60	50-100	0-75 (100)	W3 a W4-5 por vezes W2-1 W3 a W4-5 sometimes W2-1	F3 a F4-5 pontualmente F2-3 F3 to F4-5 occasionally F2-3	21-23	80-100	35	100-200

\*quando na presença do Complexo Vulcânico de Lisboa/When in the presence of the Lisbon Volcanic Complex

dominant along the alignment. The Lisbon Volcanic Complex stretches from km 6+000 (beginning of the tunnel) to approximately km 6+280, where the contact with the Benfica Formation occurs by a fault in an approximate NE-SW direction and an average dip of 45° towards SE, returning to the volcanic materials between km 6+550 and 6+850.

Both formations are either covered by modern landfills or by colluvial or alluvial deposits. The detected alluvial lowlands are in fact covered by landfill material of very variable thicknesses which resulted from successive anthropogenic modulation of the ground.

The Benfica Formation is represented by very hard and stiff sandy clays generally reddish in colour, very compact sand, levels of pebbles and boulders and also some levels of lime sandstone, marl and limestone, generally in brownish colours.

The Lisbon Volcanic Complex comprises levels of basalt, generally very weathered and fractured, with the passage of tuffs and volcanic breccias (volcanic-sedimentary levels), in greyish colours. Covering the volcanic ground often, silt-clayish soil, resulting from the ground weathering, occurs with variable thickness.

There was a high density of site investigation elements, resulting from more than two decades of studies and projects in this sub

link of CRIL. For the tunnel zone alone 50 boreholes were drilled, totaling approximately 700 metres of drilling, which allowed the definition of geotechnical zoning for the tunnel and also the clarification and resolution of geotechnical situations with benefits for the project and for the works.

This zoning has four differentiated geotechnical zones (ZG1a, ZG1b, ZG2 and ZG3) which characteristics are shown in Table I.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

In accordance with the geologic and geotechnical characteristics of the crossed formations and of the four geotechnical zones differentiated there, as well as other constraints of occupation or buried obstacles, 29 calculation cross sections were considered along the alignment, from which different types of reinforced concrete lining were proposed resulting in a total of 17 different tunnel sections which correspond to differentiated geometries and structural solutions.

Essentially, there were some sections executed with pile walls and the reverse method (top-down excavation) and sections with cut and cover excavation and direct foundations.

Particular examples of these are the design solutions for the tunnel sections intersected by the Damaia and Alcântara water-



**Fig. 03** Restabelecimento do Caneiro da Damaia sobre o Túnel de Benfica.  
*Re-establishment of the Damaia waterway over the Benfica Tunnel.*





**Fig. 04** **Restabelecimento do Caneiro de Alcântara sob o Túnel de Benfca.**  
*Re-establishment of the Alcântara waterway under the Benfca Tunnel.*

das no século XIII para o abastecimento de água a Lisboa, que não puderam ser demolidas, e que atravessam a CRIL obliquamente, enterradas a pequena profundidade.

A interferência do traçado do túnel com os aquedutos das Francesas e das Águas Livres revelou-se um dos maiores desafios ao projeto e à obra, obrigando ao desenvolvimento de uma solução de engenharia impar e inovadora, que levou à suspensão destes aquedutos no teto do túnel, mantendo incólumes tanto as suas estruturas, como a casa de ligação entre os aquedutos, construída na sua totalidade em blocos maciços de calcário.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O plano de observação para a obra do Túnel de Benfca compreendeu dois aspetos complementares:

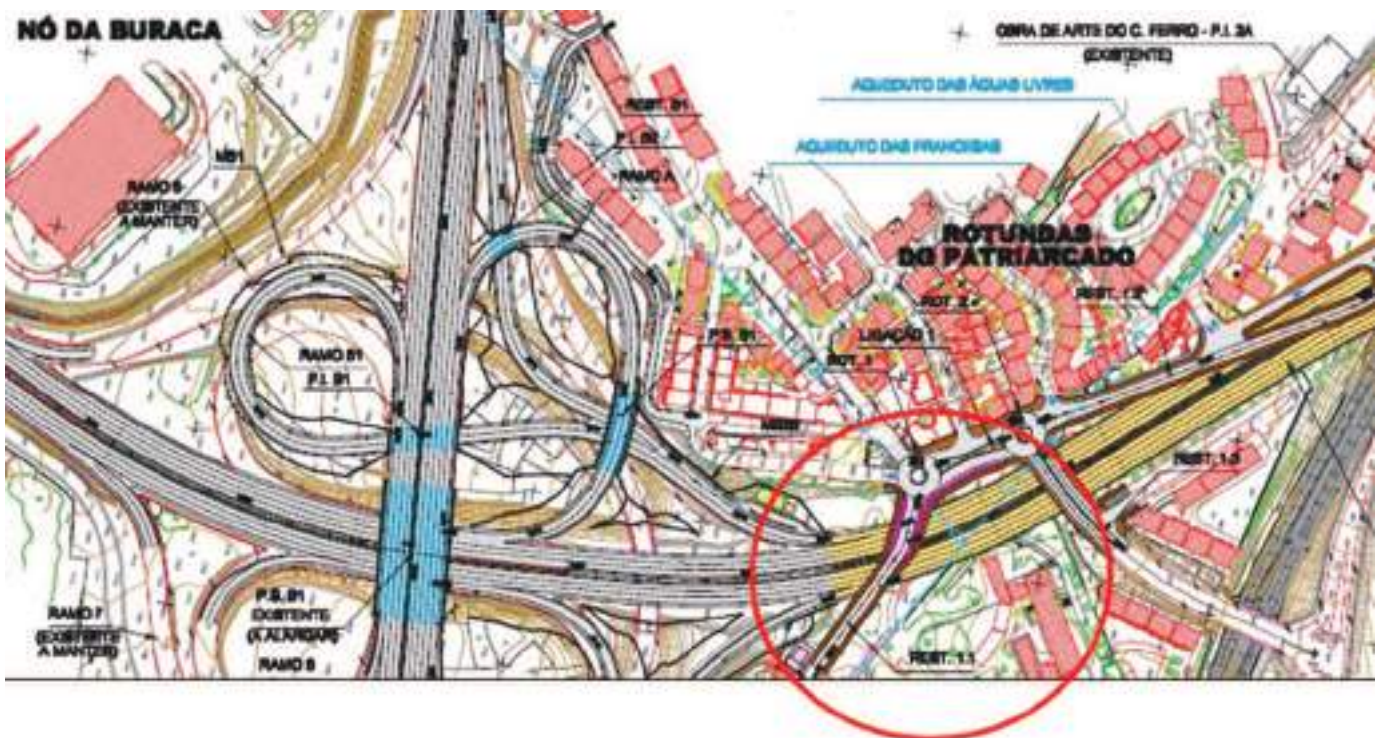
- A integridade do património edificado adjacente e na área de influência da obra

- A segurança da obra

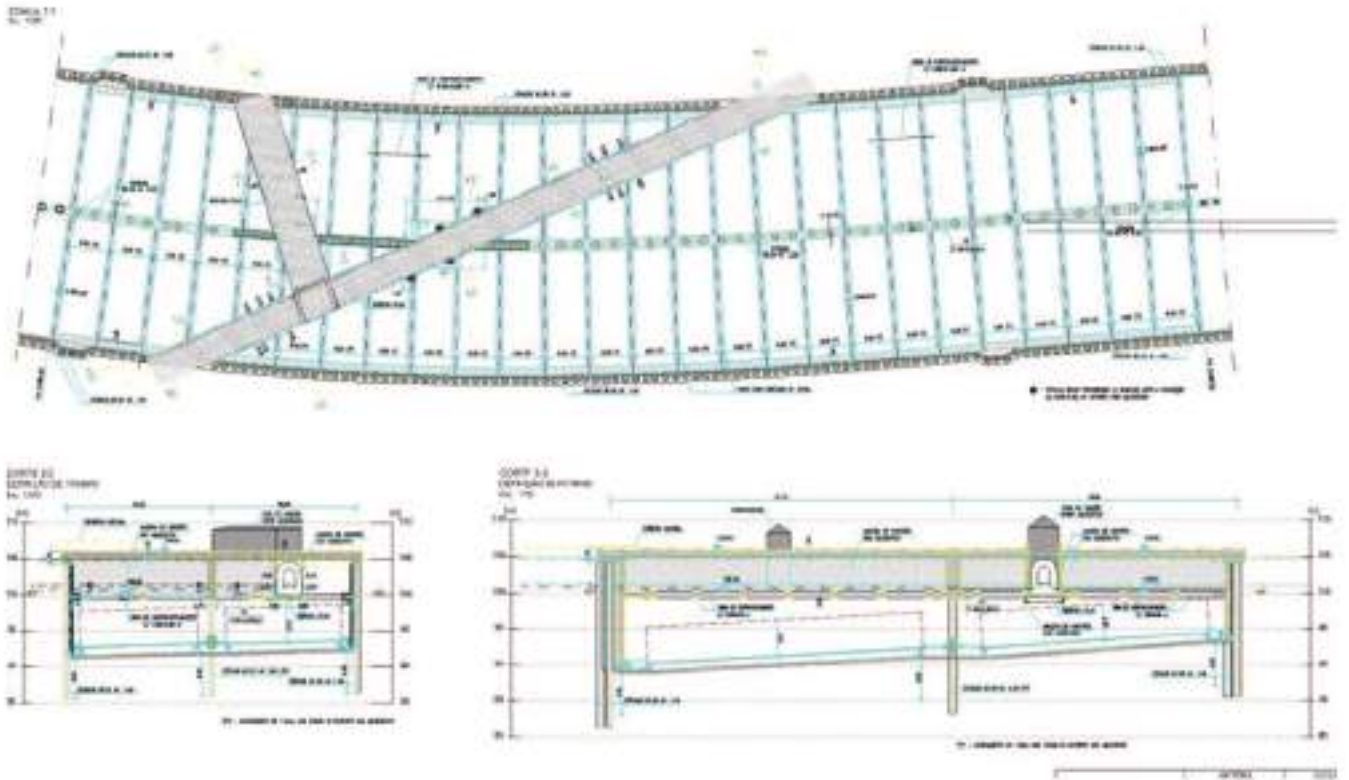
Para a prossecução do primeiro objetivo foi efetuado um levantamento patrimonial no decurso da preparação de especificações detalhadas para concurso, tendo sido desenvolvida em projeto de execução uma análise de risco dos edifícios localizados à superfície, que foi realizada através do método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios (Building Risk Assessment) desenvolvido por Burland em 1997.

Esta análise permitiu atribuir, a cada uma das estruturas levantadas, um índice de vulnerabilidade em função das possíveis deformações, deslocamentos e vibrações passíveis de ser induzidas pelo decorrer da obra, e definir 7 perfis tipo de observação distintos, com tipos e quantidades de instrumentos diferentes, consoante a vulnerabilidade das edificações.

De acordo com as condições geotécnicas esperadas, com o tipo de secção de túnel e/ou estruturas associadas a construir,



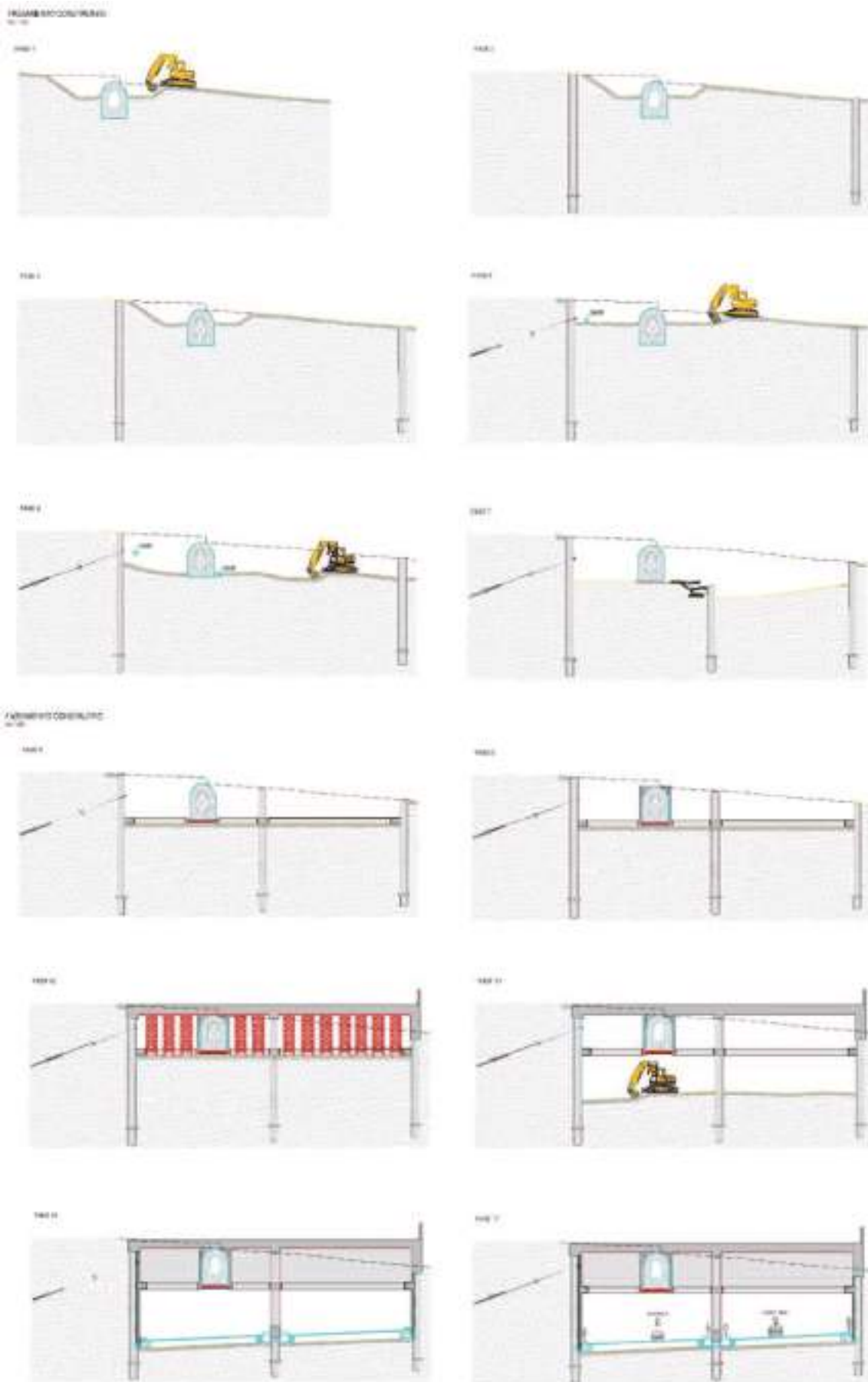
**Fig. 05** **Representação em planta da interferência dos aquedutos das Francesas e das Águas Livres com o traçado do Túnel de Benfca.**  
*Plan of the Francesas and Águas Livres aqueducts' interference with the Benfca Tunnel route.*



**Fig. 06** Solução construtiva na zona de interferência dos aquedutos com o Túnel de Benfica.  
*Construction solution in the aqueducts interference zone with the Benfica Tunnel.*



**Fig. 07** Vista aérea na zona de interferência dos aquedutos com o túnel na fase de construção.  
*Aerial view of the interference zone of the aqueducts with the tunnel in the construction stage.*



**Fig. 08** Esquema ilustrativo do faseamento construtivo do túnel, na zona de Interferência dos aquedutos das Francesas e das Águas Livres.  
*Illustrative scheme of the tunnel construction sequence in the interference zone of the Francesas and Águas Livres aqueducts.*

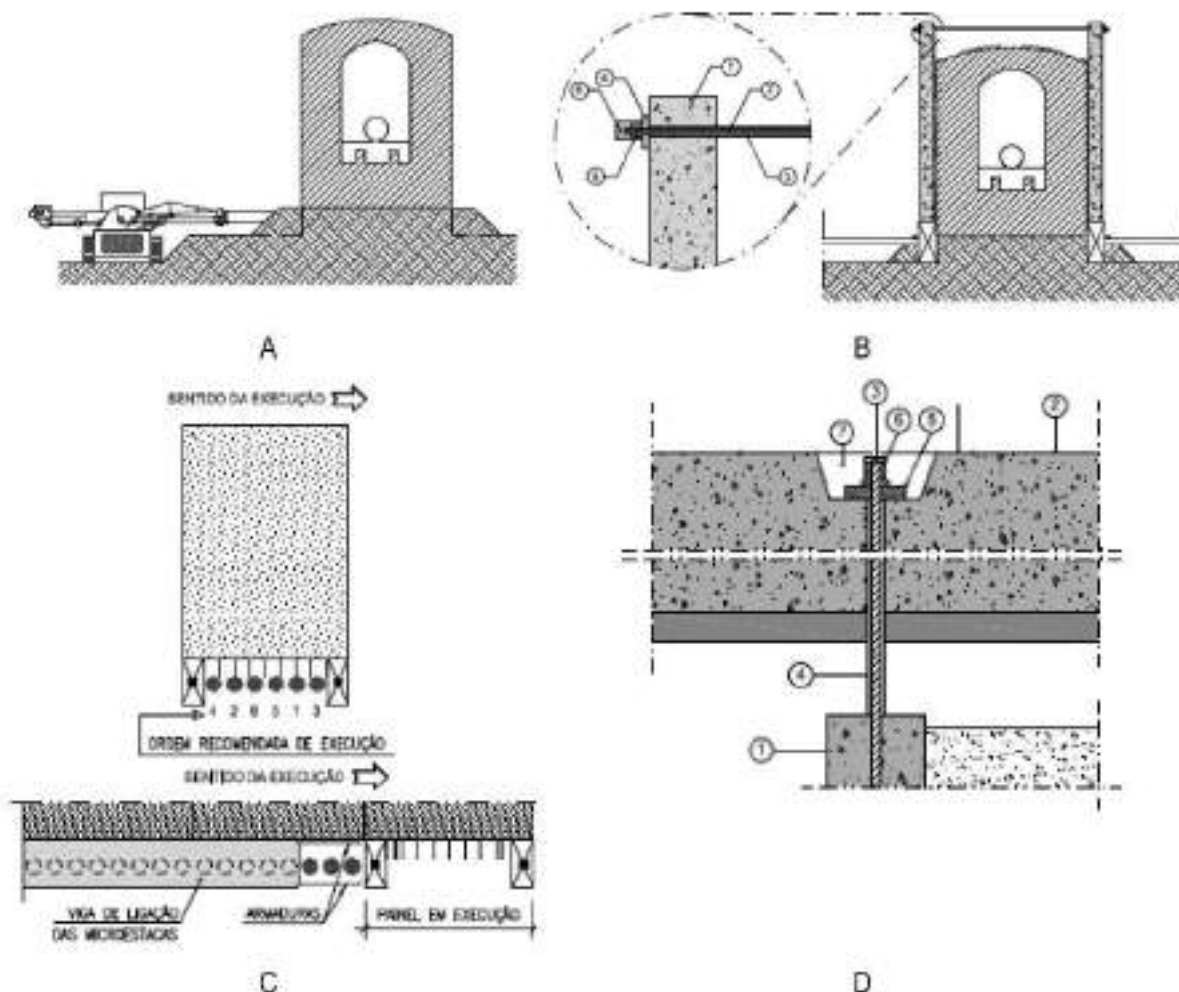


Fig. 09

Pormenores da solução de suspensão dos aquedutos com (A) escavação dos terrenos adjacentes aos aquedutos e criação de plataformas de trabalho; (B) colocação de painéis laterais em betão armado, pré-fabricados; (C) execução de forma alternada de microestacas horizontais sob a fundação dos aquedutos, rematadas lateralmente com uma viga de ligação, e, posteriormente, solidarizadas por malha eletrossoldada e betão projetado; (D) ligação ao teto do túnel das barras de suporte do aqueduto das “Águas Livres”, constituídas por varões tipo “Diwidag”, pré-esforçados, embainhados e selados nos painéis laterais em betão armado.

*Details of the aqueducts' suspension solution with (A) excavation of the ground adjacent to the aqueducts and creation of the work platforms; (B) placement of pre-cast reinforced concrete side panels; (C) laying alternating horizontal micro piles under the aqueducts foundation, laterally connected with a beam and subsequently welded together with shotcrete reinforced with wire mesh; (D) connection to the tunnel ceiling of the support bars of the Águas Livres Aqueduct, comprising pre-stressed Diwidag type rods, sheathed and sealed in the reinforced concrete side panels.*



Fig. 10

Execução de microestacas horizontais sob a fundação dos aquedutos.  
*Laying the horizontal micro piles under the aqueducts foundation.*

bem como das condicionantes identificadas, onde foram consideradas as estruturas de valor patrimonial e os edifícios existentes na vizinhança, foi considerado um conjunto de perfis de instrumentação distribuídos ao longo do túnel.

Foram identificados os valores críticos associados às grandezas a medir e estabelecidos critérios de alerta, com limites de atenção e alarme específicos para cada tipo de estrutura (incluindo edifícios). Foram também definidas frequências de leitura para cada instrumento instalado em cada tipo de estrutura, de acordo com a sua fase construtiva.

Foi estabelecido um circuito que assegurou o fluxo da informação em tempo útil aos diversos agentes do projeto, sendo o plano ajustado de acordo com as condicionantes encontradas e os resultados obtidos.

A observação da obra permitiu acautelar situações de maior risco, possibilitando a otimização do faseamento e dos processos construtivos.

## 5. SEGURANÇA OPERACIONAL

O Túnel de Benfica foi dotado de um conjunto de sistemas de equipamentos para a operação e exploração rodoviária, dos quais se destacam a ventilação, a iluminação, os sistemas de controlo da velocidade, sistemas de vigilância e de comunicação. Tais sistemas estão integrados no Sistema de Controlo e Gestão dos Túneis que tem por objetivo assegurar a operação de todos os equipamentos instalados nos vários túneis e na rede viária envolvente.

O Sistema de Controlo e Gestão dos Túneis é operado a partir de uma plataforma – SmartRoad - de apoio à exploração e à

segurança, disponibilizando ferramentas para o controlo de tráfego, gestão de ocorrências e operação dos equipamentos eletromecânicos e de telemática rodoviária associados. Disponibiliza ainda ferramentas de tratamento e difusão de informação.

Os sistemas instalados foram agrupados tendo presente a sua função, em três grandes áreas, a saber:

### Aquisição de dados

Alguns dos sistemas de aquisição de dados permitem a deteção e sinalização de eventos ou incidentes dos quais se destacam:

- Sistema de Deteção de Incêndios com recurso a cabo termo sensível (sistema fibrolaser) aplicado no teto do túnel que, detetando a ocorrência de calor em valores que excedam os valores limite configurados, enviará uma mensagem de alarme à operação
- Sistema para Deteção de Incidentes e Sistema de Monitorização de Tráfego que é composto por um conjunto de câmaras nos túneis de Benfica e da Venda Nova e nos principais acessos exteriores aos túneis
- Sistema de Emergência SOS, sistema telefónico que permite ao utente da via, no caso de qualquer ocorrência, o estabelecimento de chamadas de emergência com o Núcleo de Controlo de Tráfego da EP, SA, onde será realizado o tratamento e registo das chamadas efetuadas a partir dos postos, para que sejam desencadeados os meios de intervenção e/ou de socorro necessários.

### Informação ao utente

Os sistemas de informação ao utente permitem aos operadores a difusão de mensagens para os utentes que se encontrem a utilizar



**Fig. 11** Colocação de painel lateral em betão armado, pré-fabricado, observando-se já embainhadas as barras de suporte do aqueduto.  
*Placement of a pre-cast reinforced concrete side panel, showing the already sheathed aqueduct support rods.*



**Fig. 12** **Vista do túnel no emboquilhamento WSW, junto ao Nó da Buraca.**  
***View of the WSW tunnel portal, close to the Buraca Interchange.***

ways, large urban drainage structures where the operation could not be interrupted and which, respectively, had to be re-established over and under the tunnel.

The solutions for the tunnel sections that interfere with 13th century Francesas and Águas Livres Aqueducts are also to be emphasized. These large aqueducts are buried near the surface to supply water to Lisbon and intersect the tunnel diagonally.

The interference of the Tunnel with the Francesas and Águas Livres Aqueducts became one of the greatest challenges for the project and for the works, requiring a unique and innovative engineering solution. The aqueducts and the connection house, built in solid limestone blocks were suspended from the tunnel ceiling, keeping both structures intact.

#### 4. MONITORING

The monitoring plan for the Benfica Tunnel Works comprised two complementary components:

- The integrity of the registered historical structures adjacent to and affected by the works
- The safety of the works

To pursue the first objective an assets survey was carried out during the preparation of the detailed specifications for the tender, including a risk analysis of the buildings located on the surface, which was done in accordance with the Building Risk Assessment method developed by Burland in 1997.

This analysis allocated a vulnerability rate to each structure in accordance with the possible deformations, displacements and

vibrations liable to be induced by the construction and defined seven different observation profiles, with different types and quantities of instruments, in accordance with the building's vulnerability.

A set of instrumentation profiles was distributed along the tunnel in accordance with the anticipated geotechnical conditions, the type of tunnel cross-section and/or associated structures to be built, as well as the identified constraints.

Critical values of monitored variables were considered and alert criteria were established, with specific attention and alarm limits for each type of structure (including buildings). Reading frequencies were also defined for each instrument installed in each type of structure, depending on the construction stage.

A circuit was established that ensured information flow in time to the different Project agents, with the plan being adjusted in accordance to the constraints found and the results obtained.

Monitoring allowed the work to be safeguarded against higher risk situations, enabling optimum planning and construction processes.

#### 5. OPERATIONAL SAFETY

The Benfica Tunnel was equipped with road operation and management equipment systems, the most notable being ventilation, lighting, speed control systems, surveillance and communication systems.

Such systems are integrated in the Tunnel Control and Management System which aims at ensuring the operation of all equipment installed in the different tunnels and in the surrounding road network.

os túneis ou os respetivos acessos, de modo rápido e eficaz, recorrendo a diversos meios (visuais e sonoros), de forma a alertar, ou simplesmente informar os utentes de eventuais situações de perigo e/ou outras que possam encontrar no seu trajeto.

Integram este conjunto os seguintes sistemas:

- Sistema de Sinalização de Mensagem Variável (PMV) que é composto por Painéis de Mensagem Variável [PMV] instalados em pórticos sobre a via. As funções de controlo eletrónico do painel incluem, para além das normais funções de controlo dos displays e de interface com o Centro de Comando, funções de monitorização e de alarme
- Sistema de Sinalização de Mensagem Variável (controlo de via) que é constituído por pictogramas, aplicados no interior e no exterior dos túneis
- Sistema de Radiocomunicação que efetua a retransmissão das bandas VHF/FM/TETRA através de cabo radiante ao longo do Túnel de Benfica. Para além de providenciar sinal de rádio para os utentes nas viaturas, este sistema destina-se a facilitar as comunicações no interior das galerias do túnel aos bombeiros e proteção civil, às forças de segurança e aos operadores de assistência e vigilância da via
- Sistema de Áudio que é constituído por projetores de som instalados ao longo do túnel, é o meio fundamental para o envio de informação de carácter excepcional aos utilizadores da rodovia e que se pode tornar de absoluta importância em situações de emergência, sendo em determinadas ocasiões, a única forma de difundir instruções acerca das ações a realizar em caso de alarme.

#### Apoio e intervenção

- Equipamento de combate a incêndio que é composto por bocas-de-incêndio armadas, extintores instalados ao longo do túnel e siamesas colocadas à entrada e saída do mesmo. Existe um reservatório de água exclusivo o túnel localizado em zona adjacente exterior
- Sistema de Controlo de Entrada (cancelas e semáforos) que está instalado como última medida para prevenir a entrada de veículos no túnel de Benfica, em casos que o exijam. A manobra de encerramento deve abranger, normalmente, todas as entradas no túnel e envolver o conjunto dos recursos previstos para tal, nomeadamente, os semáforos, os pictogramas de controlo de via (cruz-seta) junto dos emboquilhamentos, e ainda os painéis de mensagem variável ou os painéis prismáticos nas vias de apro-

ximação. Para impedimento final de entrada existem barreiras basculantes (cancelas)

- Equipamento de ventilação constituído por ventiladores do tipo “jet fan”, reversíveis, colocados junto ao teto e/ou parede do túnel, e visa garantir as condições de utilização aos utentes desta infraestrutura nas situações em que, por ocorrência de trânsito intenso ou de existência de avaria dentro do túnel, se verifique congestionamento que resulte na deterioração da qualidade do ar interior, com perigo potencial para a saúde dos utilizadores. Destina-se ainda a promover a existência de condições de evacuação a pé dos utilizadores que fiquem retidos dentro do túnel em caso de incêndio
- Sistema de Iluminação que é composto por projetores instalados ao longo dos hasteais de ambos os lados das galerias de cada um dos túneis de forma a garantir aos condutores condições para uma entrada em segurança no túnel, e com boa visibilidade dos obstáculos em todo o percurso
- Sistema de Sinalização de Emergência que consiste num conjunto de equipamentos ou dispositivos de auxílio aos utentes com o objetivo de os direcionar para as saídas em caso de emergência, como sinais fotoluminescentes, sinalização luminosa de evacuação, iluminação das portas de emergência e pintura à volta das portas
- Portas e Passagens de Emergência, localizadas entre galerias ou junto às bocas do túnel
- Painéis prismáticos que são dispositivos de sinalização, regulação e controlo de tráfego, que fornecem informações aos condutores com base em condições predefinidas em cada face dos prismas que constituem os painéis. Os painéis são constituídos por elementos prismáticos de três faces que permitem através da sua rotação em conjunto, apresentar aos condutores informações de orientação e de tráfego, mantendo o rigor gráfico utilizado na sinalização rodoviária tradicional
- Sistema de Automação implementa a monitorização e o controlo automático de todos os componentes dos sistemas eletromecânicos e de segurança, integrados e operados a partir da rede de autómatos, associados ao túnel. Neste âmbito são considerados os seguintes sistemas:
  - Rede de Energia Elétrica (PT, Grupos de Emergência, UPS, etc.)



**Fig. 13** **Vistas do túnel em diferentes fases da sua construção, no emboquilhamento NNE, logo após a rotunda das Portas de Benfica.**  
*Views of the tunnel at different construction stages, NNE portal, after the Portas de Benfica roundabout.*

## Plataforma SmartRoad

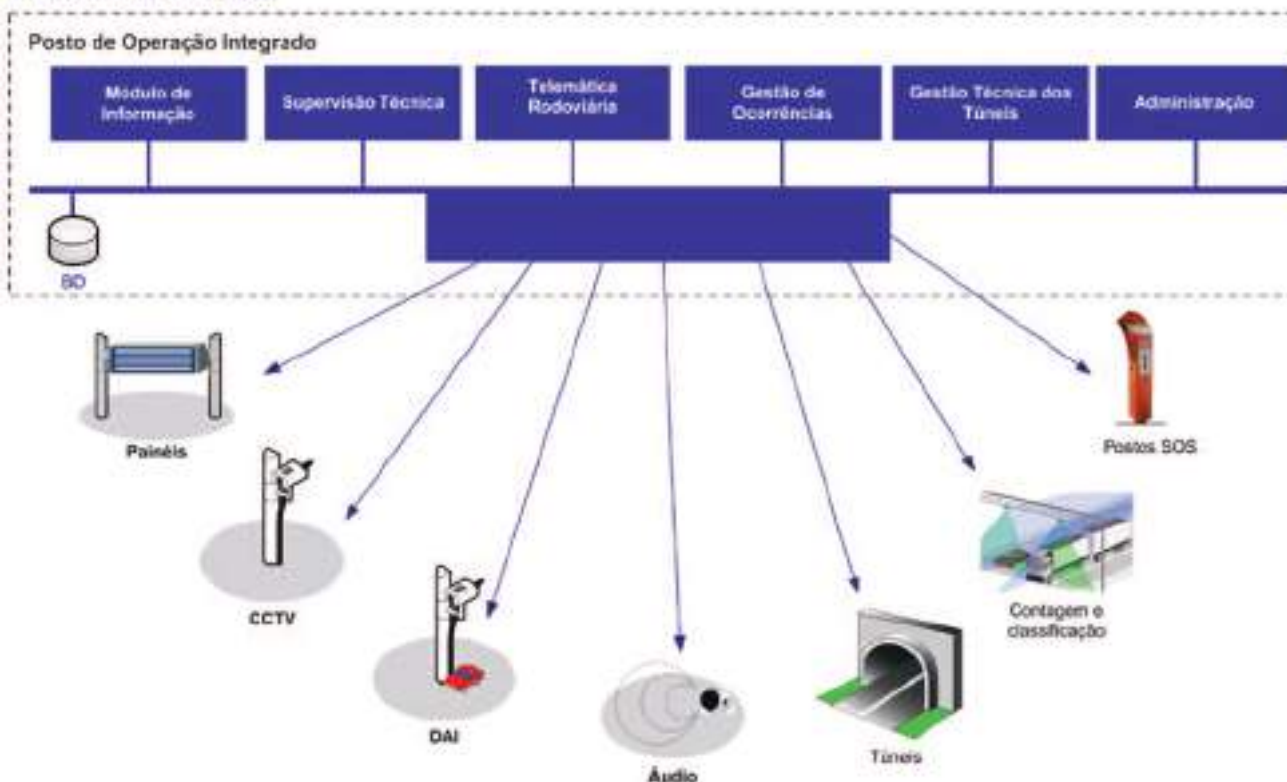


Fig.  
14

**Esquema ilustrativo do funcionamento da plataforma SmartRoad.**  
*Illustrative scheme of the SmartRoad platform operation.*

The Tunnel Control and Management System is operated from a support platform – SmartRoad – for operation and safety, making available the tools for traffic control, occurrences management and operation of electromechanical and associated road telematics equipment. It also renders information processing and diffusion tools available.

The installed systems were grouped according to their functions, in three large areas, namely:

### Data acquisition

Some of the data acquisition systems allow the detection and signalling of events or incidents, of which the following stand out:

- Fire Detection System using a fibro laser system at the tunnel ceiling, which detects the occurrence of heat values exceeding the threshold limits and sends an alarm message to operation
- Incident Detection System and Traffic Monitoring System that is composed of a set of cameras in the Benfica and Venda Nova Tunnels and in the main external accesses
- SOS Emergency System, Telephone system that allows the road user, in case of any incident, to make emergency calls to the Traffic Control Office of EP, SA, where the calls are processed and registered from the stations, so that the required intervention and/or assistance can be triggered.

### User information

The user information systems allow the operators to provide messages for the users at the tunnels or at the accesses, in a quick and effective way, by several means (visual and acoustic), in order to alert, or simply to inform the users of eventual danger and/or other situations that they may find on their route.

The following systems are integrated in this set:

- Variable Message Signalling System (PMV) which comprises Variable Message Panels [PMV] installed in porticos over the traffic lane. The electronic control panels include, besides the normal control functions of the displays and of the interface with the Command Centre, monitoring and alarm functions
- Variable Message Signalling System (traffic lane control) which is composed of pictograms mounted inside and outside the tunnels
- Radio communication System that performs re-transmission of the VHF/FM/TETRA bands through the radiant cable along the Benfica Tunnel. Besides providing radio signal for the users in the vehicles, this system's purpose is to facilitate communications inside the tunnel galleries for fire-fighters and emergency services, for security forces and for the assistance and lane surveillance operators
- The Audio System which comprises loudspeakers installed along the tunnel is the essential resource to send data of an exceptional nature to road users. It can become of absolute importance in emergency situations, and on some occasions is the only way to transmit instructions about the actions to be carried out in case of emergency.

### Support and intervention

- Fire-fighting equipment comprising hydrants and fire extinguishers installed along the tunnel and at the entrance and exit of the tunnel. There is a water tank installed close to the tunnel, exclusively for this purpose
- Entrance Control System (boom gates and traffic lights) is installed as the last step to prevent the vehicle entry into





**Fig. 15** Esquema ilustrativo das 3 faces dos painéis prismáticos.  
*Illustrative scheme of the 3 faces of the prismatic reflectors.*

- Iluminação
- Ventilação
- Bombagem
- Detecção de incêndios
- Detecção de intrusão
- Barreiras/Cancelas de fecho do acesso ao túnel
- Monitorização de gases, visibilidade, vento e luminosidade
- Monitorização de extintores, portas, nichos SOS e outros acessos
- Semáforos
- Sistema de Comunicações que consiste numa rede de fibra ótica e equipamentos ativos que servem de suporte à transmissão de dados, vídeo, áudio e à rede de SOS
- Sistema de Controlo automático de excesso de altura que é composto por sensores de altura -Scanners Laser montados sobre pórtico - e permitem identificar os veículos em transgressão em cada uma das vias de circulação, notificando o Centro de Comando e exibe automaticamente nos pictogramas a informação da altura máxima na via onde o mesmo circula para alertar condutor
- Sistema de Detecção da velocidade, direção e sentido do Vento, constituído por detetores, anemómetros do tipo ultrassónico, que enviam informação ao subsistema de integração para execução de funções sobre os outros sistemas
- Sistema de Medição de Visibilidade, CO e NOx que é constituído por medidores de CO e visibilidade do tipo de infravermelhos autocalibráveis. A leitura proveniente das unidades de detecção de nevoeiro combinada com a leitura dos sensores de visibilidade permitirá saber se um dado abaixamento de visibilidade no túnel se deve a nevoeiro ou quaisquer outras substâncias como poeiras, gases ou fumos
- Sistema de Alimentação Elétrica está estabelecido através de postos de transformação, alimentados em anel pela rede de média tensão. Existem três regimes de alimentação de energia elétrica a considerar para a alimentação das instalações do túnel:
  - Instalação alimentada pela rede pública através de postos de transformação
  - Instalação alimentada através de grupos geradores de emergência
  - Instalação alimentada por unidades UPS.

O Grupo de emergência e a UPS permitirão no caso de falha de energia da rede pública, alimentar os sistemas prioritários, nomeadamente a iluminação de emergência, a iluminação permanente, a desenfumagem e a despoluição e outros sistemas

como a deteção de incêndios, as instalações especiais e de controlo necessárias, as comunicações e os sistemas de vigilância e deteção automática de incidentes.

## 6. ANÁLISE DE RISCO

A necessidade de garantir níveis de segurança, de serviço e de conforto elevados, uniformes e constantes em toda a rede transeuropeia, levou à adoção da Diretiva n.º 2004/54/CE, de 29 de Abril, transposta para a ordem jurídica nacional pelo Decreto-Lei n.º 75/2006, de 27 de Março. O referido decreto-lei define os requisitos mínimos de segurança para os túneis da rede transeuropeia sitos no território nacional e todos os túneis da rede rodoviária nacional com extensão superior a 500 m que se encontrem em serviço, em construção ou em fase de projeto.

Determina, entre outros, a necessidade de ser feita “Uma análise específica de riscos, descrevendo eventuais acidentes que possam ocorrer durante a fase de funcionamento e que possam claramente afetar a segurança dos utentes nos túneis, bem como a natureza e a magnitude das suas possíveis consequências; esta análise deve especificar e fundamentar medidas para reduzir a probabilidade de acidentes e suas consequências”.

Em concreto, para o traçado na zona do Túnel de Benfica, onde havia um histórico de mais de duas décadas de estudos e projetos com soluções distintas, um conhecimento profundo das condições de implantação da obra e onde, a evolução das obrigações de carácter técnico e ambiental impuseram uma solução em túnel com muito poucos graus de liberdade, pôde estabelecer-se que os riscos a ser considerados deveriam ser os decorrentes das situações seguintes:

1. Inundação
2. Incêndio (para pessoas e estrutura do túnel)
3. Choque / colisão em cadeia.

De igual modo, levou a que se assumisse a interdição da circulação de veículos de transporte de mercadorias perigosas neste sublanço do IC17 CRIL. Não obstante, procedeu-se à análise desse risco.

A temática da Análise de Riscos revelou-se de grande dificuldade encimada pelo carácter pioneiro de que se revestiu, combinada com uma considerável complexidade técnica, associada quer à variedade de metodologias a adotar, quer à ausência de dados estatísticos nacionais que lhe servissem de base.

## 7. BIBLIOGRAFIA

BURLAND, J B - *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation, Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (ed), Balkema, Rotterdam, 1997.



Fig. 16

**Secção do túnel onde se observam vários dos sistemas instalados.**  
 – *Section of the tunnel where different installed systems can be seen.*

Benfica Tunnel. The closing manoeuvres usually comprise all the tunnel entrances and involve the set of resources foreseen for such purposes, namely, traffic lights, lane control pictograms (cross-arrow) close to the portals and also the variable message panels or the prismatic reflectors in the approaching lanes. Finally, boom gates have been installed as a last resort

- Ventilation equipment comprising reversible jet fans, placed close to the ceiling and/or wall of the tunnel which ensure safe conditions of the infrastructure in situations of intense traffic or broken-down vehicles in the tunnel. Such situations can cause traffic jams and deterioration in air quality, thus causing a potential health risk. It is also designed to facilitate escape on foot by users who are trapped in the tunnel in the event of fire
- Lighting System comprising projectors installed along the side walls on both sides of the galleries of each tunnel in order to ensure safe conditions for drivers on entering tunnel, and good visibility of the throughout the tunnel
- Emergency Signalling System which consists of a set of equipment or devices to aid users by guiding them to exits in case of emergency, such as photoluminescent signs, emergency exit lighting, and painting around the doors
- Emergency Doors and Passages located between galleries or close to the tunnel portals
- Prismatic reflectors for traffic signposting, regulation and control, these provide information for the driver on each face of the prisms that constitute the reflectors. The reflectors are composed of three-faced prismatic elements that by rotating together, allow information to be displayed to the driver about traffic and directions, they maintain the graphic accuracy used in conventional road signs
- Automation System implements the monitoring and the automatic control of all the electromechanical and safety systems components, integrated and operated from the robot network associated with the tunnel. The following systems are considered within this scope:
  - Electrical power (PT, Emergency sets, UPS, etc.)
  - Lighting
  - Ventilation
  - Pumping
  - Fire detection
  - Intrusion detection
  - Barriers/Booms to close the access to the tunnel
  - Gases, visibility, wind and brightness monitoring
  - Fire extinguishers, doors, safety shelters and other accesses
  - Traffic lights
- Communication System which consists of an optic fibre network and active equipment that support the transmission of data, video, audio and the SOS network
- Automatic Control System of excessive height vehicles trigger height sensors (Laser Scanners installed on the portico) which allow the identification of such vehicles in whichever lane, notifying the Command Centre and automatically displaying pictogram information with the maximum height of the lane where the vehicle is, in order to alert the driver
- Wind speed and direction Detection System, comprising detectors and ultrasonic type anemometers that send information to the integration subsystem for the execution of the functions on the other systems
- Visibility, CO and NOx Measuring System, which comprises infrared self-calibrating type CO, NO and visibility meters.



**Fig. 17** Vista aerea.  
*Aerial view.*



**Fig. 18** Vista aerea.  
*Aerial view.*

The readings from fog detection units combined with the visibility sensors' readings can determine if a certain reduction of visibility in the tunnel is due to fog or other substances, such as dust, gases or smoke

- **Power Supply System** is established through transformer stations fed by the medium voltage network. There are three power supply schemes to be considered for the tunnel installations supply:
  - Installation fed by the public network through transformer stations
  - Installation fed through back-up generator groups
  - Installation fed by UPS units

In case of power failure, the back-up group and the UPS feed the priority systems, namely, the emergency lighting, the permanent lighting, the smoke extraction and depollution and other systems such as fire detection, special control installations, communications and the surveillance and automatic detection of incidents.

## 6. RISK ANALYSIS

The need to ensure high standard and constant safety, service and comfort levels in the whole trans-European network, led to the adoption of Directive no. 2004/54/CE, of 29th April, transposed to national legal order through Legal Decree no. 75/2006, of 27th March. The referred legal decree defines the minimum safety requirements for the trans-European network tunnels located in Portugal and all the national road network tunnels longer than 500 m which are in operation, under construction or at design stage.

It establishes, among others, the need to make "a specific risk analysis, describing possible accidents that may occur during

the operation stage and which may clearly affect the users' safety in the tunnels, as well as the nature and the magnitude of its possible consequences; this analysis should specify and provide the grounds for measures to reduce the probability of accidents and its consequences".

In fact, for the Benfica Tunnel layout, there was a history of more than two decades of studies and projects with different solutions and a thorough understanding of the work layout conditions. The evolutions of the technical and environmental nature obligations imposed a solution in tunnel without much doubt and it was possible to establish that the risks to be considered should be the result of the following situations

1. Flood
2. Fire (for people and tunnel structure)
3. Multiple pile ups

Likewise, it also led to the decision to prohibit the circulation of heavy vehicles transporting hazardous goods on this sublink of the IC17 CRIL. However, an analysis was made for that kind of risk.

The Risk Analysis topic revealed to be quite difficult due to the pioneer nature of it combined with a considerable technical complexity associated both to the variety of methodologies to adopt and to the lack of national statistical data that could be its basis.

## 7. BIBLIOGRAPHY

BURLAND, J B - *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (Ed), Balkema, Rotterdam, 1997.

# SISTEMA DE SANEAMENTO DA COSTA DO ESTORIL

**Nome/Name:** Intercetor Geral do Sistema de Saneamento da Costa do Estoril/**Estoril Coast Waste Water Treatment System Main Collector**

- **1ª Fase/1<sup>st</sup> Phase:** Intercetor Lage-Sassoeiros-Guia/**Lage-Sassoeiros-Guia Collector**
- **2ª Fase/2<sup>nd</sup> Phase:** Intercetor Jamor-Lage/**Jamor-Lage Collector**

**Localização/Location:** Distrito de Lisboa/**Lisbon District**

**Utilização/Function:** Saneamento/**Waste Water Treatment System**

**Dono da Obra/Owner of works:**

- **1ª Fase/1<sup>st</sup> Phase:** Secretaria de Estado do Ambiente – Gabinete do Saneamento da Costa do Estoril/**Secretary of State for the Environment – Estoril Coast Sanitation Department**
- **2ª Fase/2<sup>nd</sup> Phase:** SANEST - Saneamento da Costa do Estoril, S.A./**SANEST – Estoril Coast Sanitation, Ltd.**

**Projetista/Design Engineers:** DRENA, Estudos e Projetos de Saneamento, Lda.

**Empreiteiro/Contractor:**

- **1ª Fase/1<sup>st</sup> Phase:** Consórcio OPCA/SOLMEC/ENGIL/**OPCA/SOLMEC/ENGIL Consortium**
- **2ª Fase/2<sup>nd</sup> Phase:** Consórcio Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A. / **EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A./Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A. / EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. Consortium**

**Fiscalização/Inspection/Supervision:**

- **1ª Fase/1<sup>st</sup> Phase:** Consulgal – Consultores de Engenharia e Gestão S.A.
- **2ª Fase/2<sup>nd</sup> Phase:** FBO – Consultores, S.A. / **CÊGÊ – Consultores para Estudos de Engenharia e Geologia, Lda.**
- **Assessoria Técnica/Technical Consultant:** Hidroprojecto/Consulmar/**Hidroprojecto/Consulmar**

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 24 km (19 km em galeria subterrânea)/**24 km (19 km in underground tunnels)**
- **Secção transversal/Cross section:** 8.5 m<sup>2</sup>

**Período de Construção/Construction Period:** 2003 - 2007

## Luís Gonçalves (EPOS), Bénard Guedes (Consulgal)

### 1. INTRODUÇÃO

O Sistema de Saneamento da Costa do Estoril destina-se a servir uma área aproximada de 22.000 ha, abrangendo quatro municípios (a totalidade de Cascais, a maior parte de Oeiras e de Sintra e uma pequena parte da Amadora), com uma população que se prevê que possa crescer dos atuais 600.000 habitantes para 920.000 em 2020.

O Sistema é basicamente constituído por um intercetor geral, uma estação de tratamento de águas residuais e um emissário submarino. Fazem ainda parte do sistema cerca de 200 km de emissários terrestres com diâmetros variando entre 200 mm e 1200 mm, implantados em vala e em túnel.

O intercetor geral tem cerca de 24 km com diâmetros variando entre 1.800 mm e 2.500 mm, dos quais 5 km foram construídos em vala e 19 km em túnel. Inicia-se no vale do Jamor à cota +20.00 m (NM) e atinge a ETAR à cota +7.50 m (NM). As velocidades previstas para o escoamento variam entre 1,00 m/s e 2.80 m/s. Tem igualmente zonas à superfície (pontes canais) para atravessamento dos vales da ribeira da Laje e das Vinhas.

O intercetor geral é alimentado graviticamente por:

- Grandes coletores afluentes municipais ligados diretamente a caixas do intercetor (emissários terrestres), instalados ao longo das linhas de água do rio Jamor, ribeira de Barcarena, ribeira da Laje, ribeira de Sassoeiros, ribeira das Marianas, ribeira de Caparide, ribeira de Bicesse, ribeira da Cadaveira, ribeira da Amoreira, ribeira da Castelhana, ribeira das Vinhas e ribeira dos Mochos
- Pequenos coletores municipais ligados diretamente a caixas de visita.

É ainda alimentado (cerca de 15% dos caudais), a partir de zonas situadas a cotas inferiores, pelos seguintes sistemas elevatórios:

- Jamor
- Barcarena
- Paço de Arcos
- Laje
- Marianas
- S. Pedro
- Monte Estoril
- Vinhas
- Campo Hípico

# ESTORIL COAST WASTE WATER TREATMENT SYSTEM

## 1. INTRODUCTION

The Estoril Coast Waste Water Treatment System serves an area of approximately 22,000 hectares, covering four municipalities (all of Cascais, most of Oeiras and Sintra and a small part of Amadora), with a population of 600,000 inhabitants increasing to a predicted 920,000 in 2020.

The System is basically composed of a main collector, a waste water treatment plant and an undersea pipe-line. It makes up part of an approximately 200 km long system of land pipe-lines which range from 200 mm to 1200 mm in trenches and tunnels.

The collector is approximately 24 km long, with diameters varying between 1,800 mm and 2,500 mm, of which 5 km were constructed in a trench, and 19 km in tunnels. It begins in the Jamor valley at a level of +20.00 m (AMSL) and reaches the Waste Water Treatment Plant (WWTP) at a level of +7.50 m (AMSL). The predicted velocities for drainage vary from 1.00 m/s to 2.80 m/s. There are also surface areas (bridges, canals) for crossing the Laje and the Vinhas rivulet valleys.

The main collector is gravity fed by:

- Large municipal tributary collectors directly connected to interceptor chambers (terrestrial pipelines), installed along the watercourses of the Jamor River, the Barcarena brook, the Laje brook, the Sassoeiros brook, the Marianas brook, the Caparide brook, the Bicesse brook, Cadaveira brook, Amoreira brook, Castelhana brook, Vinhas brook and the Mochos brook
- Small municipal collectors directly connected to manholes.

It is further fed (about 15% of the flow) from areas located at lower levels by the following pumping stations;

- Jamor
- Barcarena
- Paço de Arcos
- Laje
- Marianas
- S. Pedro
- Monte Estoril
- Vinhas
- Equestrian Centre

The hydrogen peroxide chambers of Laje, S. Pedro and Falésia are installed in the main interceptor in order to control sulphide levels, mainly in critical situations such as high external temperatures.

The WWTP, installed next to Guia lighthouse is prepared to treat discharge up to 6 m<sup>3</sup>/s, corresponding to the predicted peak flow at the end of the concession period (2020). The polluted air released is vented to the atmosphere following treatment and deodorisation.

Until 2010 the WWTP was confined to grading, sand trapping and filtering the incoming flows. From this date onwards an advanced primary treatment has been commissioned to comply with European Union legislation. The resulting sludge is treated and stabilised and used for energy production and fertilizers.

The undersea pipeline receives the treated sewage which is released 2,700 m from the coast. The first stretch comprises



**Fig. 01** Localização geral do interceptor da Costa do Estoril.  
*General location of the Estoril Coast collector.*



**Fig. 02** **Variação das secções de revestimento definitivo (troço do Intercetor Jamor-Lage).**  
**Section variations and final lining (Jamor-Lage Collector Section).**

No interceptor geral estão ainda instaladas as câmaras de peróxido de hidrogénio da Laje, S. Pedro e Falésia, para controlo do sulfídrico, principalmente em ocasiões críticas de elevadas temperaturas exteriores.

A ETAR, implantada junto ao farol da Guia, está preparada para tratar até 6 m<sup>3</sup>/s, que correspondem aos caudais de ponta que se admite que possam verificar-se no final do período da concessão (2020). O ar poluído que aí chega é lançado à atmosfera após tratamento e desodorização.

Até finais de 2010 a ETAR limitava-se a gradar, desarenar e tamisar os caudais afluentes.

A partir dessa data entrou em funcionamento um tratamento primário avançado dando cumprimento à legislação comunitária. As lamas produzidas são tratadas e estabilizadas servindo para produção de energia e de adubo.

O emissário submarino recebe as águas residuais tratadas, para as lançar a 2.700 m da costa. O seu primeiro troço com cerca de 950 m é constituído em tubagem de FFD de 1.800 mm de diâmetro, montada em vala aberta e betonada no fundo do mar. A este troço seguem-se dois tramos, cada um com 1.800 m e extensão, com diâmetro inicial de 1.200 mm, 1.000 mm no seu

troço intermédio e 800 mm no troço final. A diluição dos caudais aí afluentes é feita nos últimos 400 m, a 45 m de profundidade, através de difusores constituídos por 160 portas, com diâmetro de 100 mm, afastados entre si de 5 m.

Existe ainda reserva para a implantação de um novo tramo complementando os dois já existentes.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O interceptor geral desenvolve-se numa zona predominantemente caracterizada pela presença de formações sedimentares do Cretácico (inferior e superior) bem como em formações vulcânicas pertencentes ao denominado Complexo Vulcânico de Lisboa de idade neocretácica.

Foram definidas em Projeto três zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3, cujas características se resumem no Quadro I:

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Em face da qualidade de cada uma das zonas em que foi possível dividir o maciço rochoso, foram consideradas três secções tipo (Quadro II).



**Fig. 03** **Implantação geral do interceptor na Carta Geológica de Portugal, na escala de 1:50.000.**  
**General Installation of the Interceptor shown on the Portuguese Geological Chart, Scale: 1:50,000.**

**QUADRO I – Zonamento geológico – geotécnico.**

**TABLE I – Geological and Geotechnical Zoning.**

Zona Geotécnica /Geotechnical Zone	Litologia/Lithology	Módulo de deformabilidade (GPa) /Deformation modulus (GPa)	Res. Compressão uniaxial (MPa) /Uniaxial Compression Strength (MPa)	Grau de alteração (SIMR) /Weathering (ISRM)	Grau de fracturação (SIMR) /Fracturing (ISRM)	RQD (%)
ZG1	Basalto compacto, calcário cristalino, calcário margoso, margas/Compact basalt, crystalline limestone, marly limestone, marls	10 – 90	50-120	W <sub>1-2</sub> a W <sub>3</sub>	F <sub>3</sub> a F <sub>4</sub>	100-70
ZG2	Brecha basáltica, tufo vulcânico compacto, margas. Calcário carsificado /Basaltic breccia, compact volcanic tuffs, marls. Carsified limestone	10-20	40-60	W <sub>3</sub> e W <sub>4</sub>	F4-5	25-50
ZG3	Tufo vulcânico argiloso, argilitos arenitos friáveis, zonas de esmagamento (falhas)/Clayey volcanic tuffs, friable sandy clays, crushed zones (faults)	0.05 - 0.1	0 – 0.26	-	-	-

**QUADRO II – Suportes-tipo.**

**TABLE I – Support-type.**

Suporte ZG1 /Support ZG1	Avanços até 3 m/Advances up to 3 m Pregagens tipo “swellex” ocasionais na abóbada, com L=1 m, espaçadas de 1,5 m a 2,0 m /1 m long “Swellex” type dowels in the vault, spaced 1.5 m to 2.0 m Aplicação de betão projetado, com fibras metálicas, com uma espessura de 5 cm /Application of 5 cm thick reinforced shotcrete
Suporte ZG2 /Support ZG2	Avanços até 2 m/Advances up to 2 m; Pregagens tipo “swellex” com 2,0 m de comprimento, com L=2 m, espaçadas de 1,0 m a 1,5 m /2.0 m long “Swellex” type dowels, spaced 1.0 m to 1.5 m Aplicação de betão projetado, com fibras metálicas, com uma espessura de 10 cm /Application of 10 cm thick reinforced shotcrete
Suporte ZG3 /Support ZG3	Avanços até 1m/Advances up to 1m Cambotas metálicas INP 12 (espaçamento máximo = 1 m), eventual aplicação de enfilagens com varão de aço Ø32 e comprimento 4 m/INP 12 metal ribs (maximum spacing = 1 m), possible application of forepoling with 4 metre long Ø32 steel rods. Steel reinforced shotcrete over welded steel mesh. (Thickness = 15cm) Betão projetado armado com malha eletrossoldada (e=15cm) /Shotcrete applied to excavation face where instability is encountered

approximately 950 m of 1.8 m diameter Ductile Iron Pipe laid in an open trench and concreted on the sea bed. This is followed by two 1,800 m branches which are 1,200 mm diameter at the beginning, reducing to 1,000 mm diameter in the middle, and 800 mm diameter for the last stretch. Dilution of the effluent flow occurs during the last 400 m, at a depth of 45 m by way of diffusors which comprise 160 outlets spaced 5 m apart with a diameter of 100 mm.

There is also the possibility to implement a new stretch to complement the existing one.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL FRAMEWORK

The main collector spans a zone predominantly characterised by the presence of sedimentary Cretaceous formations (lower and upper) as well as volcanic formations belonging to the neo-Cretaceous Lisbon Volcanic Complex.

Three geotechnical zones were defined in the Project: ZG1, ZG2 and ZG3, the characteristics of which can be seen in Table I.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Taking into account the quality of each of the zones, three types of supports were considered, as seen in Table II.

## 4. MONITORING

As a rule, the monitoring techniques used in this project include measurement of convergences, surface settlements, water table levels, and recording vibrations and noise on all the work fronts.

Convergence sections were installed inside the gallery, the spacing between them depending on the geotechnical zone. Each section comprised three marks where the relative position



#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

De uma forma geral, as técnicas de instrumentação utilizadas nesta obra, englobaram medições de convergências, de assentamentos à superfície, do nível freático, registo de vibrações e de ruído, em todas as frentes de trabalho, durante os períodos de atividade.

No interior da galeria, foram instaladas secções de convergência, cujo espaçamento entre elas dependia da zona geotécnica. Cada secção era constituída por 3 marcas cuja posição relativa entre si permite avaliar as deformações no suporte primário aplicado ou no próprio maciço.

A leitura das convergências foi realizada por convergenciómetro de haste, equipamento concebido pelo LNEC e utilizado em túneis de pequena dimensão.

As tarefas desenvolvidas pelo Projetista incluíram o acompanhamento sistemático da obra, colaborando na classificação das frentes e no estabelecimento do sistema de suporte a utilizar em cada caso. A sua ação estendeu-se ao redimensionamento do revestimento final do túnel, bem como à assistência técnica de rotina.

A Assessoria Técnica desenvolveu igualmente tarefas de supervisão da obra, contando com pessoal próprio e com equipas do LNEC. Estas tarefas foram essencialmente desenvolvidas com o intuito de otimizar os métodos de escavação dos terrenos brandos e aferir a competência do suporte instalado nas zonas geotécnicas de menor qualidade.

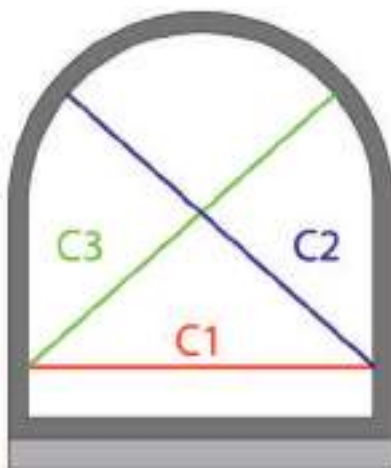


Fig.  
04

**Implantação dos dispositivos de instrumentação.**  
*Installation of convergence pins.*



Fig.  
05

**Estação de tratamento (ETAR) da Guia.**  
*Guia waste water treatment plant.*

of each one allowed any deformation of the initial support or the ground to be evaluated.

Readings of the convergences were done by convergence pins, the equipment developed by LNEC (National Civil Engineering Laboratory) for small dimension tunnels.

The Designer tasks encompassed systematic monitoring of the works, participating in the classification of the faces and determining which support system should be used in each specific case.

Responsibilities also included checking the final tunnel lining dimensions as well as routine technical assistance.

The Technical Consultancy was responsible for monitoring and supervising the works, relying on their own members and also on LNEC teams. These tasks were developed with the intention of optimising the excavation methods in soft grounds and assessing the suitability of the support installed in low quality geotechnical zones.



Interior da galeria do Túnel 2  
Interior of Tunnel 2 gallery



Interior da galeria do Túnel 1  
Interior of Tunnel 1 gallery



Frente de escavação do Túnel 5  
Excavation face of Tunnel 5



Frente de escavação do Túnel 6  
Excavation face of Tunnel 6

**Fig. 06** Fotografias da construção da obra.  
*Photographs of construction works.*



**Fig. 07** Emboquilhamento na zona do Estoril.  
*Portal in urban environment (Estoril).*



# METROPOLITANOS

## METROPOLITAN SUBWAYS

- 214 **METROPOLITANO DE LISBOA**  
*Lisbon Metro*
- 226 **ESTAÇÃO TERREIRO DO PAÇO**  
*Terreiro do Paço Station*
- 234 **ESTAÇÃO BAIXA-CHIADO**  
*Baixa-Chiado Station*
- 240 **ESTAÇÃO SÃO SEBASTIÃO II**  
*São Sebastião II Station*
- 244 **ESTAÇÃO AMEIXOEIRA**  
*Ameixoeira Station*
- 248 **EXTENSÃO ORIENTE-AEROPORTO DA LINHA VERMELHA**  
*Oriente - Airport Red Line Extension*
- 254 **TÚNEL DO TROÇO 98 DA LINHA VERMELHA DO METRO DE LISBOA**  
*Tunnel of the 98<sup>th</sup> Strecth of the Lisbon Metro Red Line*
- 266 **METRO DO PORTO**  
*Porto Subway*
- 266 **TÚNEIS TBM DAS LINHAS AZUL E AMARELA**  
*TBM Tunnels on Blue and Yellow Lines*
- 274 **ESTAÇÃO HEROÍSMO**  
*Heroísmo Station*
- 280 **ESTAÇÃO 24 DE AGOSTO**  
*24 de Agosto Station*
- 286 **ESTAÇÃO DO BOLHÃO**  
*Bolhão Station*
- 294 **ESTAÇÃO DE COMBATENTES**  
*Combatentes Station*
- 300 **ESTAÇÃO DE FARIA GUIMARÃES**  
*Faria Guimarães Station*
- 306 **ESTAÇÃO SALGUEIROS**  
*Salgueiros Station*
- 310 **ESTAÇÃO DO MARQUÊS**  
*Marquês Station*

# METROPOLITANO DE LISBOA

## DA S.A.R.L. À E.P.E. OU OS 60 ANOS DE CONSTRUÇÃO

### Francisco Sécio (Metropolitano de Lisboa)

A construção de túneis e outras obras subterrâneas pelo Metropolitano de Lisboa decorre dos seus Estatutos, referindo já o Artigo 1 do Capítulo 1 do caderno de Encargos, aprovado em reunião da Câmara Municipal de Lisboa e ratificado pelo Ministro das Comunicações em 14 de Junho de 1949, que “A concessão a que se refere o presente caderno de encargos tem por objeto a instalação e exploração, em regime de exclusivo, de um sistema de transportes coletivos fundado no aproveitamento do subsolo da cidade de Lisboa”.

No entanto a construção de obra subterrânea era à data de difícil implementação, pelos custos envolvidos, e sobretudo pelas dificuldades técnicas de execução e pelo impacto das obras no “funcionamento das cidades onde o índice de motorização em automóvel privado começava a ter alguma expressão na ocupação do espaço de circulação à superfície”.

Não será assim de estranhar os enormes obstáculos que sentiram os promotores da primeira fase de construção da rede do Metropolitano de Lisboa, podendo analisar-se desde já que uma sociedade criada em 1948 só em 1955 conseguiu iniciar as obras no terreno. A questão da “viabilidade técnica” levou a uma enorme polémica com a Companhia de Carris de Ferro de Lisboa (que inicialmente fez parte do Conselho de Administração) e obrigou à intervenção dos responsáveis camarários da época tendo o então Presidente da CML Coronel Salvação Barreto dado o passo final, seguido da promulgação pelo Governo, em 25 de Julho de 1949, da concessão da instalação e exploração, em regime de exclusivo, de um sistema de transporte coletivo fundado no aproveitamento do subsolo da cidade de Lisboa, dada pela Câmara Municipal de Lisboa à sociedade Metropolitano de Lisboa SARL.

De entre os pontos da polémica decorriam alguns relativos às eventuais dificuldades construtivas decorrentes da geologia e

topografia da cidade de Lisboa, podendo ler-se num relatório do Concelho de Gerência de 1948 que “o aproveitamento do subsolo de Lisboa para o estabelecimento de um sistema rápido de transportes coletivos tem sentido este peso de uma desconfiança imerecida. Argumentos geológicos, topográficos e demográficos têm-no esmagado, colocando-o sem remissão, na categoria das coisas de que se não ocupam as pessoas sensatas. Mas acaba sempre por chegar a hora da justiça [ ... ]. Nem o tráfego provável é insuficiente, nem a topografia invencível, nem a geologia proibitiva”.

Em Março de 1950 o Metropolitano de Lisboa tinha já realizado 57 sondagens nos terrenos onde estava prevista a construção dos túneis referentes ao 1º escalão e em jeito de contestação aos relatórios elaborados pelos peritos da CCFL (CARRIS) o Conselho de Gerência refere “se confirmassem, com otimismo, as palavras de fé contidas no relatório transato: Os estudos geológicos realizados até agora, apoiados no muito que já se sabia da geologia da cidade e nas pesquisas expressamente feitas [ ... ] dão-nos a segurança de nos encontrarmos em condições médias, de que estão afastadas as grandes dificuldades”.

A acrescer às dificuldades referidas decorria a dificuldade de financiar este empreendimento inicial e após diversos anos na tentativa de resolver a questão em 28 de Agosto de 1954 o governo pelo DL nº 39 795 autoriza o Metropolitano de Lisboa SARL, a emitir, nos anos de 1954 a 1956, obrigações num montante não superior a 150 mil contos (750.000 €).

Era o princípio do fim do bloqueamento do problema financeiro e a manifestação da vontade política de construir o metro em Lisboa, “a luz ao fundo do túnel” que já se começava a duvidar que alguma vez aparecesse.



Fig.  
01

Sondagem de terreno em 1950 no Largo do Município (Banco de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
a) Site investigation in Largo do Município - 1950 (Metropolitano de Lisboa Image Archive).

# LISBON METRO

## FROM S.A.R.L. TO E.P.E. OR 60 YEARS OF CONSTRUCTION

The construction of tunnels and other underground works for Lisbon Metro is defined in its Statutes, the Article 1, Chapter 1 of the Specifications, as approved in a meeting with Lisbon Municipality and ratified by the Ministry of Communications on 14th June 1949, stating “*The concession referred to in the Specifications is for the exclusive purpose of the installation and operation of a public transport system founded on the operation of the City of Lisbon underground railway*”.

However, the construction of underground works at the time was difficult to implement due to the costs involved, and above all due to the technical difficulties encountered and the impact of the works on “*functioning of cities where the number of private motor vehicles had begun to significantly affect circulation at street level*”.

Therefore it comes as no surprise that the promoters of the first phase of construction of the Lisbon Metro network were confronted with enormous problems as can be witnessed by the fact that a company created in 1948 only managed to start works in 1955. The question of “technical feasibility” gave rise to enormous controversy within *Carris de Ferro de Lisboa* (which initially was part of the Board of Management) and which, at the time, required the intervention of Council Members. It fell to the Mayor of Lisbon, Colonel Salvação Barreto, to take the final step, followed by ratification by the Government, on 25th July 1949, of the concession to exclusively construct and operate a public transport system founded on the exploration of a City of Lisbon Underground railway as given by Lisbon Municipality to the Sociedade Metropolitana de Lisboa (Lisbon Metropolitan Society) SARL.

Part of the controversy revolves around the potential construction difficulties related to the geology and topography of the city of

Lisbon, which can be seen in a 1948 Management Council report which states “*the use of subterranean Lisbon for the establishment of a rapid urban transport system has been the subject of unwarranted distrust... geological, topographical and demographical arguments have undoubtedly crushed it, pitilessly as something sensible people do not concern themselves with. But there is always a time that justice comes [...]. The probable traffic is not insufficient, the topography is not invincible and the geology is not prohibitive*”.

In March 1950, the *Metropolitano de Lisboa* undertook 57 borehole drillings in the area where the proposed 1st stage tunnels were to be constructed in contradiction to the reports drawn up by CCFL (CARRIS) experts. The Management Board notes: “*if, taken in all good faith, the words in the previous report were to be confirmed: The geological studies undertaken until now, supported by all that was known of the geology of the city and the research expressly carried out [...] would lead us to believe that any encumbrances have been overcome*.”

Notwithstanding the difficulties already referred to, the difficulty in financing this venture was, after various attempts, only resolved by the Government on 28th August 1954 by Legal Decree No. 39,795 which authorised *Metropolitano de Lisboa SARL*, to issue bonds up to a grand total of no more than 150 thousand contos (the equivalent of EUR750,000 not adjusted) from 1954 to 1956. This was the beginning of the end of the financial obstacle and the realisation of the political will to construct the Metro in Lisbon, it was “the light at the end of the tunnel” that everyone had begun to doubt would ever appear!

However, the predicted financing fell short of guaranteeing the construction foreseen in the 1949 Specifications, which provided for the following lines in article 7:



**Fig. 02** Estudos preliminares para a Rede do Metropolitano de Lisboa (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa). Preliminary studies for the Lisbon Metro Network (Metropolitano de Lisboa Image Archive).

De qualquer forma o financiamento previsto estava longe de garantir a construção do previsto no Caderno de encargos de 1949 que previa no seu artigo 7 as seguintes linhas:

- Linha Nº 1 – De Alvalade ao Lumiar, passando pelo Rossio e pela Rotunda (atualmente estação Marquês de Pombal)
- Linha Nº 1 A – Da Rotunda a Benfica
- Linha 2 – Do Poço do Bispo a Algés, passando pelo Rossio
- Linha 3 – das proximidades dos Barbadinhos às do Conde Barão, passando pelas proximidades dos Anjos e pela Rotunda

A primeira fase de construção, inaugurada a 29 de Dezembro de 1959, incluiu os troços da Linha Nº 1 entre Entre-Campos e Restauradores e da Linha Nº 1 Bis de Sete Rios (atualmente estação Jardim Zoológico) num total de 6,5 km de túnel, maioritariamente em via dupla.

Só em 1963 se faz o prolongamento da linha ao Rossio e em 1966 à estação dos Anjos. A última fase deste ciclo termina com a abertura à exploração do prolongamento Anjos / Alvalade em 1972.

Os anos 70 não verão mais prolongamentos do Metropolitano de Lisboa, agora Empresa Pública após a nacionalização em 5 de Junho de 1975 (DL 280-A/ 75), estando as obras centradas na ampliação dos cais das estações para 105 metros de modo a permitir a operação da rede com comboios de 6 carruagens.

Importa referir que a restrição financeira do início da rede levou a que todas as estações fossem construídas com cais de 40

metros tendo somente a estação Rotunda (Marquês de Pombal) e Rossio sido executadas com 75 metros. Deste modo ao longo dos anos já se tinha operado o prolongamento da generalidade das estações para 70 metros, trabalho de especial complexidade uma vez que foi executado mantendo a rede em operação, ou seja a demolição do troço em túnel e a sua integração como parte da estação foi feita sem a interrupção do serviço de passageiros.

Enquanto na década de 70 se projeta a rede do futuro, os estudos relativos ao prolongamento a Benfica (Colégio Militar) levam ao início da exploração da rede neste prolongamento em 1988 e, posteriormente, do designado empreendimento da Cruz Norte que levaria o metro pela primeira vez à superfície no Viaduto do Campo Grande em 1993. Foi igualmente inaugurada a fase preliminar do novo Parque de Material e Oficinas II em Calvanas destinado a manutenção e garagem da frota de material circulante da nova geração ML 90 que tinha sido encomendada com a prevista grande expansão da rede do ML designada por PER – Plano de Expansão da Rede onde quase se iria duplicar a extensão construída que à data era de cerca de 20 km de via dupla. O desfasamento de datas entre a conclusão desta fase provisória e a entrega das primeiras unidades do “novo” material circulante ML 90 levou à necessidade de parquear entre 1983 e 1995 no túnel do prolongamento do “Término Definitivo de Alvalade” (primeiro a ser prolongado) até à trincheira de acesso ao viaduto do Campo Grande.

A intensiva utilização por parte do ML dos fundos comunitários colocados à disposição do país na década de 90 do século

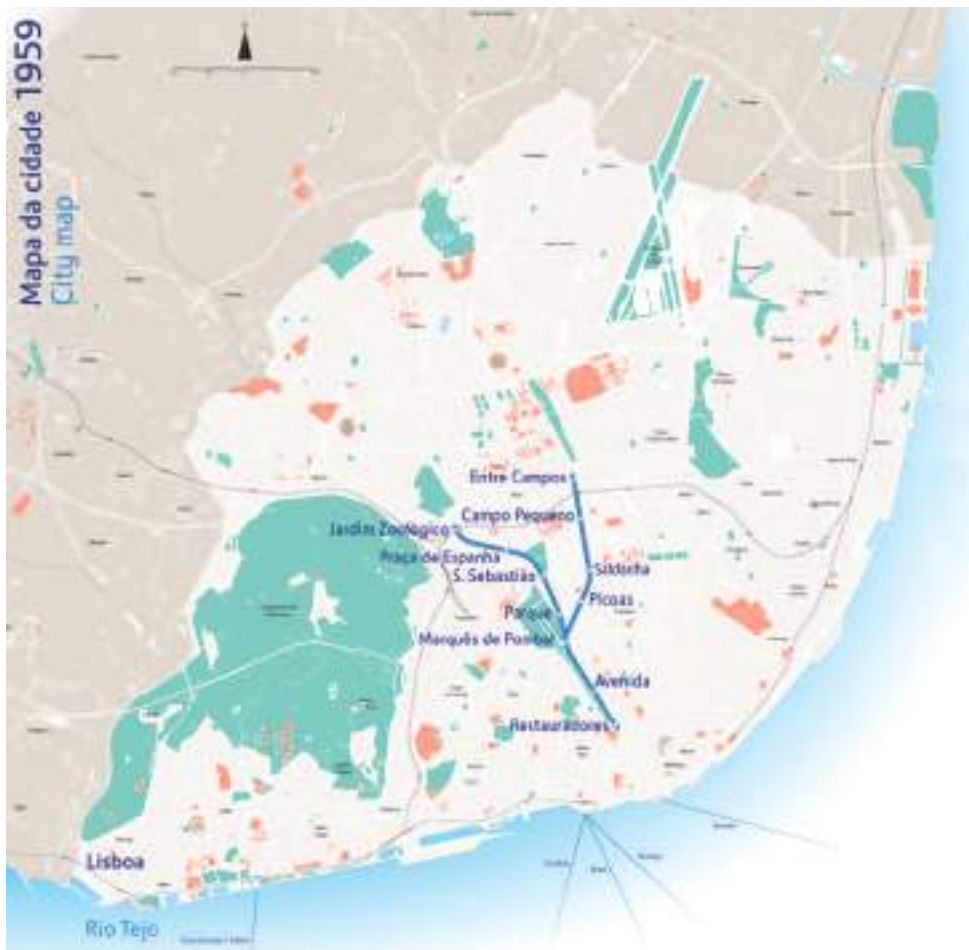


Fig. 03

Rede do Metropolitano de Lisboa em 1959 (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
Lisbon Metro Network in 1959 (Metropolitano de Lisboa Image Archive).

- Line Nº 1 – From Alvalade to Lumiar, via Rossio and Rotunda (now Marquês de Pombal station)
- Line Nº 1 A – From Rotunda to Benfica
- Line 2 – From Poço do Bispo to Algés, via Rossio
- Line 3 – From the vicinity of Barbadinhos to Conde Barão, via the vicinity of Anjos and Rotunda.

The first phase of construction started on 29th December 1959, included the stretches of Line No. 1 between Entre-Campos and Restauradores and Line No. 1 ditto to Sete Rios (today Jardim Zoológico Station) over a total of 6.5 km of tunnel, most of which is double track.

It was only in 1963 that the extension of the line to Rossio was made, and in 1966 to Anjos Station. The final phase of this cycle ended with the opening and operation of the Anjos / Alvalade extension in 1972.

There were no more extensions to the Metropolitano de Lisboa, which was now a State-Owned Company after nationalisation on 5th June 1975 (LD 280-A/ 75), with works being dedicated to the lengthening of the station platforms to 105 metres to allow the operation of six-carriage trains.

It is important to note that the financial restrictions imposed at the beginning of the network meant that all the stations constructed had 40-metre-long platforms, and only Rotunda Station (Marquês de Pombal) and Rossio Station were constructed with 75-metre platforms. Over the years other station platforms were lengthened to 70 metres which proved to be especially complex due to the fact that works were undertaken whilst keeping the

network operating, which involved the demolition of stretches of tunnels and their integration with the stations without disrupting passenger services.

In the 70s, the future network was being proposed, the studies relating to the Benfica (Colégio Militar) extension which led to the beginning of operation on this extension in 1988 and later, the Cruz Norte venture which for the first time took the Metro to the surface via the Campo Grande Viaduct in 1993. The preliminary phase of the new Depot II in Calvanas was also inaugurated and was responsible for the maintenance and garaging of the new generation ML 90 rolling stock that had been ordered for the proposed great expansion of the ML network designated PER – Plano de Expansão da Rede (Network Expansion Plan) where the initial 20 km or so of double track were almost doubled. The inconsistency in the dates of the conclusion of this provisional phase and the delivery of the “new” ML 90 rolling stock units meant that they were parked in the extension tunnel of the “Definitive Alvalade Terminal” (the first to be extended) from 1983 to 1995 up to the trench of the Campo Grande access viaduct. The ML made extensive use of European Community Funds in the 1990s which eventually dried up at the beginning of the millennium. However, funding did allow an extension of approximately 20 km to be constructed and the construction of the new Depot III in Pontinha. This work was initiated by the long awaited disconnection of Rotunda Junction, which allowed the creation of independent lines and the optimisation of the ML operating system.

After the period known as PER (I and II), in which the disconnection of Rotunda Junction was undertaken, the extension from the



**Fig. 04** Rede do Metropolitano de Lisboa em 2012 (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
 Lisbon Metro Network in 2012 (Metropolitano de Lisboa Image Archive).



passado e que foram escasseando neste século sobretudo na fase atual, permitiu a expansão da rede em cerca de 20 km, a construção de mais um novo Parque de Material e Oficinas III na Pontinha, trabalho que foi iniciado pela muito esperada desconexão do nó da Rotunda, o que permitiu a criação de linhas independentes e a otimização do sistema de exploração do ML.

Após o período, designado por PER (I e II), em que se efetuou a desconexão do nó da Rotunda, realizou-se o prolongamento da Rotunda ao Rato, o prolongamento do Colégio Militar à Pontinha, incluindo o PMO III, as linhas da Baixa com as estações da Baixa Chiado e Cais do Sodré e construção da Linha Vermelha, da Alameda à Expo 98. Continuou o Metropolitano de Lisboa a desenvolver a sua rede com o prolongamento do Campo Grande a Telheiras (Linha Verde) e da linha Amarela a Odivelas, sendo assim em 2004 a primeira vez que a rede do metro sai do Concelho de Lisboa, neste caso para o de Odivelas. Três meses mais tarde, novo prolongamento para fora de Lisboa, agora com a extensão da Linha Azul da Pontinha à estação Amadora. Este obriga o Metropolitano de Lisboa a novas avaliações de relacionamento com as entidades municipais e instituições oficiais, sendo exemplo a necessidade de se coordenar, para questões de emergência, já não só com o Regimento de Sapadores Bombeiros mas com os Bombeiros Voluntários de Odivelas e Amadora.

Após a alteração de estatutos que cria a Empresa Pública Empresarial “Metropolitano de Lisboa E.P.E.” concretiza-se, na manhã de 29 de Agosto de 2009, a entrada em serviço do prolongamento da Linha Vermelha entre a estação Alameda e S. Sebastião e que inclui a construção de um ramal de serviço para transferência de material circulante da linha Vermelha para a Azul e portanto com acesso ao PMO III da Pontinha. Esta extensão de carácter estratégico para a rede do ML e para o sistema de mobilidade na região de Lisboa, cria agora pela 1ª vez ao fim de 50 anos de exploração um verdadeiro efeito de rede com a criação de estações de interface da linha transversal (linha vermelha) com as linhas radiais (Azul, Amarela e Verde) permitindo assim uma melhor distribuição dos passageiros na rede e na cidade e a diminuição dos tempos de percurso.

Da outra extremidade da Linha Vermelha seguiam as obras e em 2012, finalmente, a capital de Portugal tinha uma ligação em modo Metropolitano ao seu aeroporto. A crise económica entretanto instalada não permitiu dar continuidade ao prolongamento da Amadora-Este à estação da Reboleira criando mais um interface com a rede ferroviária e rodoviária de suburbanos da região de Lisboa. Estará também integrada nessa data outro interface desta vez com o transporte fluvial no Terreiro do Paço, terminando a saga das “obras do Metro” na Baixa que se prolongou por mais de 15 anos incluindo a execução dos troços Cais do Sodré ao Rossio, de Santa Apolónia aos Restauradores dos interfaces do Cais do Sodré e Terreiro do Paço, todos os arranjos de superfície incluindo a Praça do Rossio e as suas fontes e igualmente o acidente do túnel do Terreiro do Paço que permitiu retirar importantíssimos ensinamentos aos técnicos do ML e da comunidade científica portuguesa tendo permitido que idênticas situações não tenham acontecido em outros locais de expansão da rede levando inclusivamente esta experiência para fora do país na internacionalização que o Metropolitano de Lisboa e a Ferconsult vêm fazendo desde os últimos 15 anos, sobretudo no norte de África, Brasil e no prolongamento de 7,5 km da linha vermelha do Metro ligeiro de Dublin.

Efetivamente sendo o Metropolitano de Lisboa um grande promotor de obras públicas subterrâneas, o objeto da sua existência é, conforme definido nos estatutos “exploração, em regime de exclusivo, de um sistema de transporte coletivo fundado no aproveitamento do subsolo da cidade de Lisboa”. Deve pois cada prolongamento da rede ser assim considerado, e portanto

a “obra subterrânea” é uma parte (certamente muito importante) de um conjunto mais lato de outras ações e empreitadas que permitam o normal funcionamento de um sistema de transporte urbano de passageiros, predominantemente subterrâneo, nas melhores condições de segurança, conforto e regularidade de serviço e com o mínimo de interferência para a envolvente.

Importa referir que além dos avanços tecnológicos, sobretudo nos sistemas de sinalização, controle de tráfego, telecomunicações e telecomando, outros houve onde o Metropolitano de Lisboa foi pioneiro a nível mundial, como na via férrea com a adoção de via betonada e sistemas de isolamento anti-vibratório de via a partir de 1981, sendo portanto das primeiras redes a nível mundial a adotar de uma forma sistemática estes sistemas. De facto a produção de “obra subterrânea” em envolvente fortemente urbanizada obriga à tomada de medidas de minimização de transmissão de vibrações e ruído estrutural que no caso do Metropolitano de Lisboa foi conseguido com diminuição de até 32 dB do nível de excitação da via pela passagem das composições. Exatamente pelo traçado fortemente embrenhado nas zonas urbanizadas da cidade de Lisboa à data desta publicação cerca de 25 % da rede do ML utiliza um qualquer sistema de atenuação vibratória, sendo o mais corrente o de manta antivibrática.

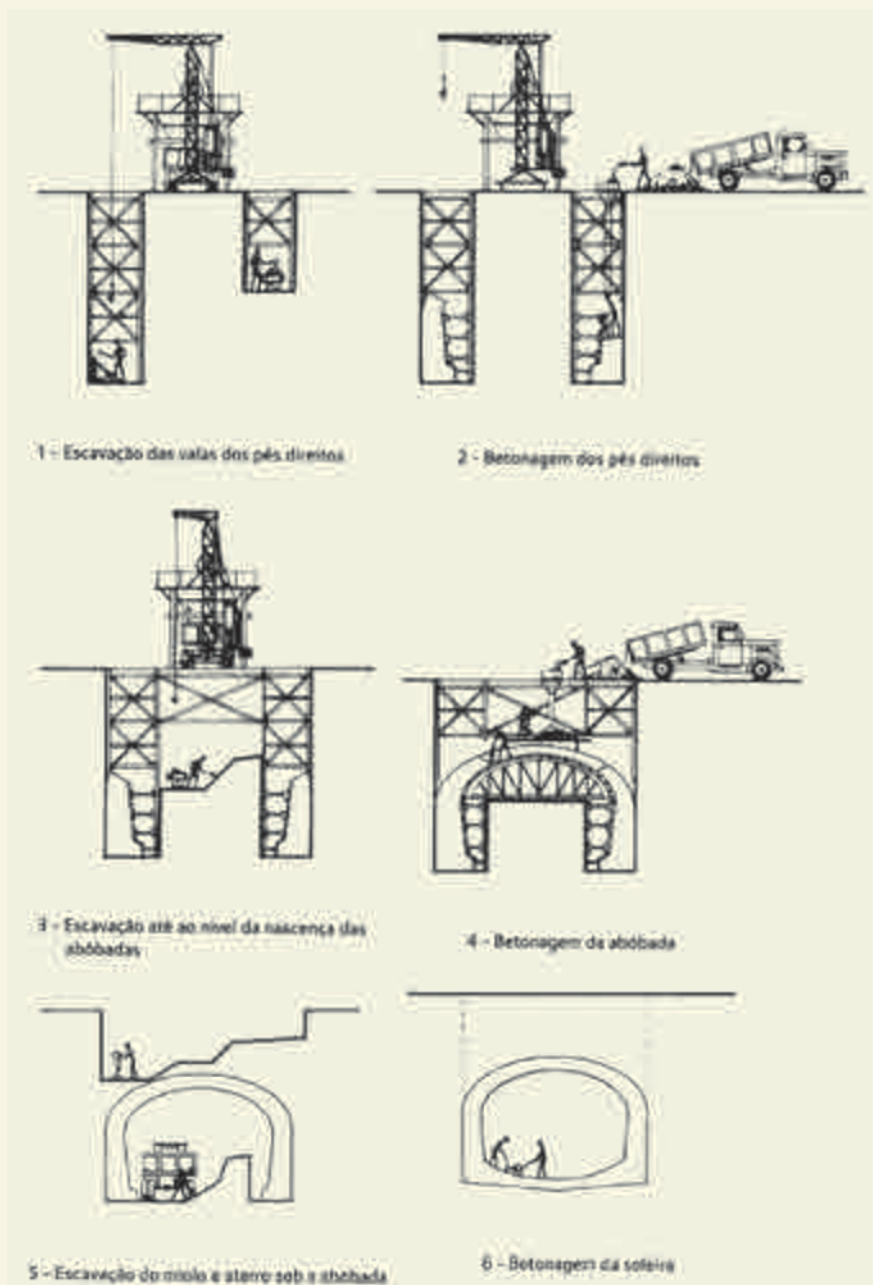
Outra particularidade de referir prende-se com a evolução do sistema de ventilação nas estações e túneis do ML que existindo desde o início da operação, tinham um dimensionamento só vocacionado para a renovação de ar para conforto dos passageiros e “arejamento” dos túneis, estando suportado em ventiladores de 8 a 10 KW, sendo portanto as dimensões dos Postos de ventilação compatíveis com a instalação de 1 ou 2 ventiladores com 0,80 m de diâmetro. Hoje em dia, com a necessidade de, além do conforto dos passageiros, se ter de garantir condições de desenfumagem nas estações e túneis, instalando portanto potências de 4 x 25 KW por posto de ventilação, tal corresponde a dimensões de salas de ventiladores para albergar 4 ventiladores de 1,60 metros de diâmetro. Esta alteração implica o aumento significativo das obras subterrâneas necessárias para garantir estes espaços em termos de custo, prazo e dificuldade construtiva.

Também nas estações os sistemas de ventilação têm evoluído ao longo dos anos com o incremento da respetiva potência, facto que conforme referido irá originar o aumento de dimensão das salas de ventiladores. Atualmente foi dado novo passo no sentido da melhoria das condições de segurança na evacuação de fumos decorrente de foco de incêndio com a instalação de tubagem elevada, deixando a ventilação de se fazer pelo sub-cais das estações.

Considera-se assim que o Metropolitano de Lisboa tem patrocinado, com os seus técnicos e todos os agentes associados aos empreendimentos que promove há mais de 55 anos, um contributo importante para o desenvolvimento da Engenharia Portuguesa e, em especial, a relativa a obras subterrâneas, mantendo-se como um baluarte de referência no sector.

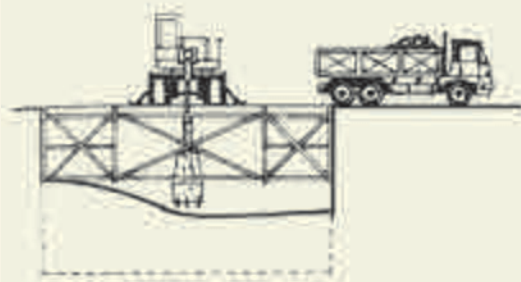
### **Os métodos construtivos de 1955 a 2012**

Nas datas longínquas de 1955 a construção subterrânea em Lisboa era rara, dada a dificuldade construtiva e sobretudo financeira. Tendo o nascimento do Metropolitano de Lisboa sido rodeado de fortíssimos constrangimentos financeiros era normal que as principais realizações dos túneis do 1º escalão (Entre Campos / Rotunda / Restauradores / Rossio e Sete Rios / Rotunda) se realizassem pela metodologia de escavação a céu aberto quer para as estações quer para os túneis. Igualmente a atratividade dos passageiros só seria conseguida se os lances de “escadas fixas” a vencer fossem de pequena monta o que trás o mais para a superfície possível a cota das estações e concomitantemente dos túneis a elas associados.

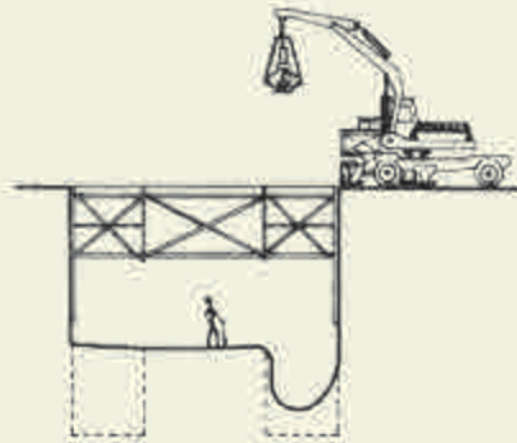


**Fig. 05**

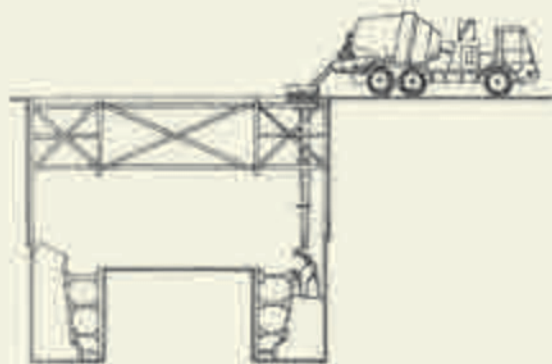
Sequência construtiva de escavação em vala estreita (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
*Construction sequence of narrow trench excavation (Metropolitano de Lisboa Image Archive).*



1 - Escavação mecânica em vala larga a partir do nível do terreno até à profundidade de 7 m



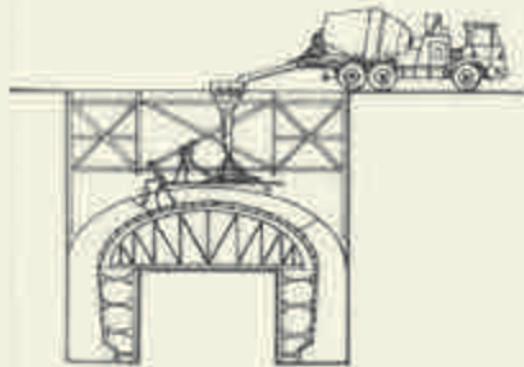
2 - Escavação manual em vala estreita dos pés-direitos até à cota da fundação



3 - Betonagem dos pés-direitos



4 - Colocação do cimbre, para a execução da abóbada



5 - Betonagem da abóbada



6 - Escavação do miolo e aterro sobre a abóbada



7 - Betonagem da soleira



Fig.  
06

Sequência construtiva de escavação em vala larga (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
*Construction sequence of wide trench excavation (Metropolitano de Lisboa image archive).*

Rotunda to Rato was constructed, the Colégio Militar to Pontinha extension, including Depot III, the Lisbon city centre lines with Baixa-Chiado and Cais do Sodré stations and the construction of the Red Line from Alameda to Expo 98.

Metropolitano de Lisboa continued to develop its network with the extension from Campo Grande to Telheiras (Green Line) and of the Yellow Line to Odivelas. The latter extension was the first time that the Metro network went beyond the boundaries of the Lisbon Municipality, in this case to Odivelas in 2004. Three months later a new extension was constructed beyond Lisbon, of the Blue Line from Pontinha to Amadora station. This led to the Metropolitano de Lisboa needing to re-evaluate the relationship with surrounding municipal bodies and other similar organisations, such as the need to coordinate, not only with Lisbon Fire Service but also with Odivelas and Amadora Fire Service Volunteers regarding emergency protocols.

After the change to the statutes that created the Empresa Pública Empresarial (Public Enterprise Company) “Metropolitano de Lisboa E.P.E.” in the morning of 29th August 2009, the Red Line extension between Alameda Station and S. Sebastião entered into service and included the construction of a service spur for the transfer of Red Line rolling stock to the Blue Line and therefore providing access to Pontinha Depot III. This extension was of strategic importance for the ML and for the Lisbon Region mobility network, as for the first time in 50 years of operation there was a significant change in the network with the creation of interface stations with a transversal line (Red Line) and radial lines (Blue, Yellow and Green) which resulted in a better distribution of passengers throughout the network and the city and a reduction in travelling time.

Work began at the other end of the Red Line and in 2012 the Portuguese capital had a Metro link to its airport. However, the economic crisis put end to the extension of the Amadora-East to Reboleira station which would have created an interface with Lisbon suburban rail and bus services. Also at that time another interface was integrated with River Transport at Terreiro do Paço, bringing an end to the “Metro works” saga in downtown Lisbon that had gone on for more than 15 years including building the Cais do Sodré to Rossio sections, Santa Apolónia to Restauradores, and the Cais do Sodré and Terreiro do Paço interfaces, and all the associated street level works including Rossio Square and its fountains.

The Terreiro do Paço tunnel accident should also be mentioned as it allowed extremely important trials to be carried out by ML and the Portuguese Scientific Community which would ensure that similar situations could be avoided in other network expansion locations. This experience was put to good use outside Portugal too, where the expertise gained by the Metropolitano de Lisboa and Ferconsult over the past 15 years was put into practice in North Africa, Brazil, and in the 7.5 km Dublin Light Metro Red Line extension.

As a great promoter of public underground works, the *raison d'être* of Metropolitano de Lisboa is, according to its articles “(the) exclusive operation of a public transport system based on the advantages offered by subterranean Lisbon”. Although each extension of the network is a “subterranean work,” this is but a part (although undoubtedly very important) of a much broader collection of other undertakings and ventures that assures the normal operation of an urban passenger transport system, which is predominantly underground, in providing the best in safety, comfort, and regularity of service and with the minimum of disruption to its surroundings.

It should also be mentioned that in addition to the technological advances, especially in signalling systems, traffic control, tele-

communications and remote control, there were others in which the Lisbon Metro was a pioneer on a global level, such as rail transport with the adoption of a permanent concrete track-bed with anti-vibration insulation from 1981 onwards. Lisbon was one of the first networks in the world to systematically adopt such a system. In fact, the production of “underground works” in densely populated urban environments required taking measures to minimise the transmission of vibrations and structural noise and, in the case of Lisbon Metro, a reduction of up to 32 dB was achieved in track-excitation levels when trains passed. To date, in stretches passing through densely populated areas of Lisbon, approximately 25 % of the ML network uses some form of vibration damping system, the most recent being the anti-vibration blanket.

Another particularity worth mentioning is the evolution of the ventilation system in ML stations and tunnels. Having existed since the beginning of operations, it was designed solely for the renewal of air for the comfort of passengers and the “ventilation” of the tunnels, using 8 to 10 KW fans, the dimensions of the Ventilation Posts are compatible with the installation of one or two 0.80 m diameter fans. Currently, in addition to the comfort of passengers it is necessary to ensure adequate fume extraction in stations and tunnels by installing 4 x 25 KW fans per ventilation post, with the resulting resizing of the fan housings to accommodate four 1.60 m fans. This alteration implies a significant increase in underground works which are necessary to ensure the quality of these spaces in terms of cost, deadlines, and construction difficulties.

The ventilation systems in stations have also evolved over the years, augmenting capacity with the result that the size of the ventilation rooms have been increased to keep abreast of these changes. Currently, new steps have been taken to improve safety by the extraction of fumes resulting from fire with the installation of elevated ducting, leaving the ventilation to the station sub-platforms.

Taking everything into consideration, Metropolitano de Lisboa, along with its technicians and all the other parties involved over the last 55 years or so, has made an important contribution to the development of Portuguese Engineering and more specifically in the area of underground works, where it has become a benchmark.

### **Construction methods from 1955 to 2012**

Given the construction difficulties and especially the financial limitations in 1955, underground construction in Lisbon was rare. As the birth of *Metropolitano de Lisboa* was mired in heavy financial constraints, it was normal that the first works of the 1st stage tunnels (Entre Campos / Rotunda / Restauradores / Rossio and Sete Rios / Rotunda) should be carried out using the Cut and Cover excavation method for the stations as well as the tunnels. A further advantage of this is that the depth of fixed stairs is considerably reduced creating more favourable conditions for passengers to leave and enter the stations and adjacent tunnels.

It was only the inevitable passage below buildings, or the topographical, geological and hydrological factors which required considerably deeper stretches, that forced mining construction techniques to be used, which at the time were not very common in urban settings.

In the 2<sup>nd</sup> (Rossio / Anjos) and 3<sup>rd</sup> stages (Anjos / Alvalade) the construction methodology followed the same philosophy by opting for the cut and cover technique as the preferred method. Two types of open trench excavation were considered.

Normally in this type of construction the galleries were constructed in plain concrete or with lightweight reinforcement (smooth steel) in locations with higher stress concentration.

Só a inevitável travessia sob os edifícios ou onde o fator topográfico / geológico / hidrológico obrigue a traçados de grande profundidade teriam de ser utilizados métodos de construção mineira que à data não eram muito corrente em meios urbanos. No 2º ( Rossio / Anjos ) e 3º escalão ( Anjos / Alvalade ) a metodologia construtiva seguia com a mesma filosofia com a eleição da construção a céu aberto como processo preferencial. Aqui foram considerados dois tipos de escavação a céu aberto.

Normalmente neste tipo de construção as galerias eram executados em betão simples ou com ligeira armadura (aço liso) nos locais com maior concentração de tensões.

### A escavação em vala estreita

Na Fig. 5 apresenta-se a sequência construtiva deste tipo de escavação usado deste o início, e até ao aparecimento das paredes moldadas no terreno, sempre que era necessário construir em condições geológicas difíceis, nomeadamente o atravessamento de aterros e aluviões com água na imediata vizinhança de edificações antigas ou com a sua estrutura degradada. A sua execução em pequenos troços de 10 metros no sentido longitudinal incluía a entivação do terreno à medida que a escavação prosseguia.

### A escavação em vala larga

Com vista a simplificar o método construtivo e assim reduzir o seu custo, e suportado pela capacidade de contenção das terras por paredes moldadas ou entivações de melhor capaci-

dade, foi generalizado o método de escavação a céu aberto em vala larga conforme descrito na Fig. 6. A escavação processa-se a toda a largura das galerias, até à linha da nascente das abóbodas e quando necessário prosseguindo em valas estreitas abaixo desse nível.

A metodologia de construção em vala larga continuou até aos nossos dias sobretudo na construção de estações e poços de ventilação, além de túneis onde a escavação à superfície ainda seja possível, com as naturais variações em função das variantes de contenção periférica das entivações berlinenses, paredes resistentes com ou sem ancoragens, etc. e em que alguns detalhes são referidos nas secções seguintes.

### A escavação em poços circulares (elípticos)

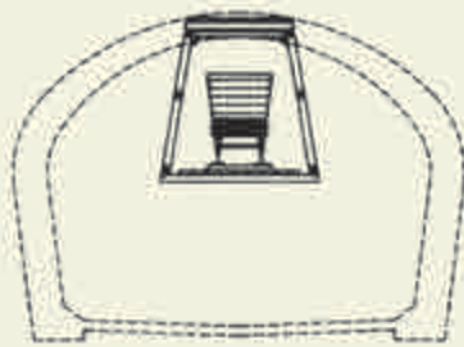
O desenvolvimento da rede com linhas desniveladas implicou a execução de poços de grande profundidade, para frentes de ataque de escavação e mesmo para execução de estações. A dificuldade ou impossibilidade em alguns casos de proceder a ancoragens "eficientes" nessas escavações profundas levou à adoção da metodologia de poços circulares de maiores ou menores dimensões, isolados ou interligados, que são executados como um NATM vertical.

### A construção das galerias em túnel

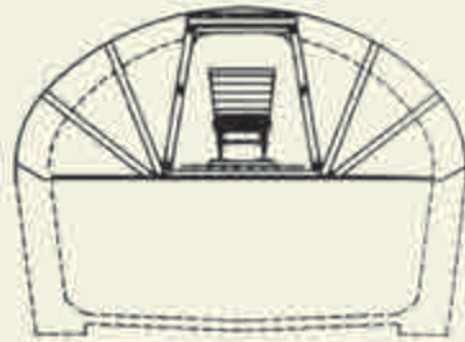
A construção das galerias para túneis e estações na rede do ML sem recurso à escavação a Céu aberto pode ser dividida em

**QUADRO I – Troços dos túneis, datas de construção, comprimentos e métodos construtivos.**  
**TABLE I – Summary table of tunnel stretches, construction dates, lengths and construction methods.**

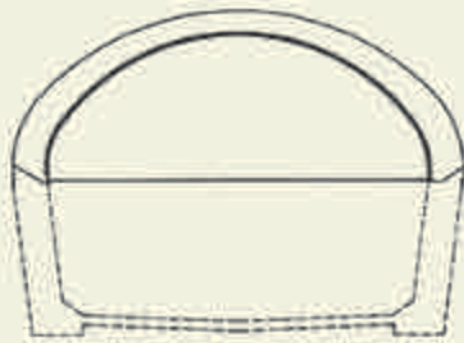
Designação do Túnel/Tunnel Designation	Data construção /Construction Date	Extensão/Length	Tipo de construção/Type of Construction
Parque Eduardo VII	1957/1958	956 m	Método Belga/Belgian Method
Av. De Roma	1970	300 m	Método Belga/Belgian Method
Jardim Zoológico	1982	600 m	Método Belga otimizado/Optimised Belgian Method
Calvanas	1980/1982	850 m	Método das lanças/Spear Method
Cidade Universitária	1982/1984	1.100 m	Método das lanças/Spear Method
Alto dos Moinhos	1982/1984	200 m	Método das lanças/Spear Method
Ampliação nave Parque	1992/1993	25 m	–
Desconexão da Rotunda	1992/1994	100 m	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Rotunda / Rato	1994/1996	1040 m NATM	NATM
Colégio Militar / Pontinha	1994/1996	307 m NATM	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Ramal PMO III	1995/1996	546 m NATM	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Cais do Sodré / Baixa	1992/1996	361 m NATM 803 m TBM	TBM / NATM
Baixa / Rossio	1994/1996	100 m NATM 1100 m TBM	TBM/NATM incluindo estação Baixa II/Céu Aberto /TBM/NATM including Baixa II station/Cut and cover
Restauradores / Baixa	1995/1997	105 m NATM 561 m TBM	TBM / NATM
Alameda / Oriente	1994/1998	814 m NATM 3352 m TBM	TBM/NATM/Céu Aberto/Viaduto /TBM/NATM/Cut and cover/Viaduct
Telheiras	1999/2001	433 m NATM	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Campo Grande / Odivelas	1999/2003	783 m NATM 3182 m TBM	TBM/NATM/CA
Pontinha / Amadora Este	2001/2004	2948 m NATM	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Baixa / Sta Apolónia	1997/2006	1943 m TBM 400 m reforço	TBM e reforço túnel/Céu Aberto /TBM and tunnel reinforcement/Cut and cover
Alameda / S. Sebastião	2004/2008	720 m NATM 1620 m TBM	TBM/NATM/Céu Aberto/TBM/NATM/Cut and cover
Oriente / Aeroporto	2004/2010	3737 m NATM	NATM/Céu Aberto/NATM/Cut and cover
Amadora Este / Reboleira	2009/2011	390 m NATM	NATM/CA



1 - Galeria de avanço



2 - Alargamento da galeria de avanço



3 - Moldagem da abobada



4 - Avanço inferior



5 - Alargamento em secções alternadas e moldagem dos pés-direitos



6 - Drenagem e soleira



Fig.  
07

Método Belga – Sequência construtiva ( arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
*Belgian Method – Construction sequence (Metropolitano de Lisboa image archive).*



**Fig. 08** Túnel de Calvanas – Extremidades dianteiras das lanças de entivação das abóbodas (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
*Calvanas Tunnel – Front end of the vault shoring booms (Metropolitano de Lisboa image archive).*

dois grandes períodos correspondentes ao volume de túneis, executados. Assim de 1957 a 1984 foram executados 6 túneis num total de cerca de 4 km, sendo que entre 1993 e 2012 foram executados mais de uma dezena de túneis com uma extensão total superior a 20 Km.

### O método Belga

Este método construtivo usado no início, conforme o quadro I, consistia na execução de uma galeria de avanço, seguida de escavações de alargamento correspondentes à zona de betonagem das abóbodas. Completa-se assim o escoramento em leque, incluindo assentamento do tabuado, de baixo para cima, correspondente ao perímetro escavado da secção transversal do túnel. Seguia-se a montagem dos moldes quando já existia uma extensão suficiente de galeria alargada com novas equipas de trabalho. As anteriores seguiam com as ações desfasadas de escavação e entivação da galeria de avanço e os alargamentos laterais. Montavam-se os moldes em trechos curtos para que cada camada de betão fizesse o seu apoio na camada anterior até se proceder ao fecho da abóboda. Com uma extensão de túnel com o betão suficientemente endurecido procedia-se à escavação da parte central inferior da secção, em trecho em quincôncio, ficando a abóboda provisoriamente apoiada nas zonas de terreno ainda por escavar. A parte inferior das escavações correspondentes à área central da secção e às bancadas laterais de apoio provisório das abóbodas, foi efetuada gradualmente sem entivações conforme se iam efetuando as betonagens dos pés- direitos diretamente contra o terreno.

Completada a estrutura foram sucessivamente executados os coletores longitudinais de drenagem e betonadas as soleiras de pequena espessura com betão simples.

Para complemento desta execução foram efetuadas injeções de calda de cimento, através de furos praticados nas abóbodas de modo a preencher os vazios entre a estrutura e o terreno.

### O método das Lanças

Este método construtivo usado na execução dos túneis de Calvanas, Cidade Universitária e Alto dos Moinhos nos anos 80 do século passado, difere essencialmente do anterior descrito na execução da abóboda.

Assim a entivação para a construção das abóbodas é feito por lanças metálicas ocas de 7,30 m de comprimento por 0,60 m de largura com junção longitudinal de uma a outra por encaixe, possibilitando articulação. No caso do túnel de Calvanas 21 lanças justapostas preenchem o perímetro das três cambotas guia em que se apoiam, formando um escudo metálico com o contorno adaptado à abóboda. As cambotas estão afastadas longitudinalmente de 1,10 m podendo cada lança avançar independentemente apoiando-se nas guias quando impulsionadas por macacos, que por um lado, se apoiam nas cambotas e, por outro, em reentrâncias existentes em cada lança e que se destinam a fixar os macacos hidráulicos que asseguram os respetivos deslocamentos. Com dois macacos neste caso faz-se o avanço das lanças com o macaco de avanço do charriot alimentado por duas bombas centrais, ligadas a este último.

A entivação é orientável através das pontas da parte dianteira das lanças que se podem salientar atuando em parafuso de comando. Uma vez salientada, cada lança desce quando avança e, ao encontrar a cambota, sobe ou desloca-se lateralmente, desde que a escavação da frente seja executada para criar a necessária folga. Esta operação permite ajustar a execução da galeria às particularidades do traçado em planta (curvas) e perfil (variação de trainéis). Este método é em princípio aplicável a qualquer tipo de terreno, mesmo arenoso, desde que a escavação seja acompanhada de rebaixamento do nível freático. Nas Fig. 8 e 9 apresentam-se aspetos deste método construtivo.

Informações complementares destes métodos construtivos na sua aplicação às galerias do ML podem ser recolhidas no Caderno nº 5 referido na bibliografia da autoria do Eng.º José Brazão Farinha, ex Diretor de Projetos e Obras do ML até meados dos anos 90, o qual foi dos elementos mais importantes na afirmação do ML como escola de Engenharia, e de onde foram retirados os presentes textos.

### BIBLIOGRAFIA

- J.S. BRASÃO FARINHA - *Cadernos do Metropolitano – O primeiro escalão da rede do metropolitano de Lisboa.*
- J.S. BRASÃO FARINHA - *Cadernos do Metropolitano – Caderno nº 5 - Obras de construção do Metropolitano de Lisboa. 1955-1993.*
- M. FERNANDA ROLLO - *O Metro e a Cidade – Volumes 1,2 e 3 Arquivo técnico e fotográfico do Metropolitano de Lisboa.*



Fig.  
09

**Túnel de Calvanas – Apoio da extremidade traseira das lanças no anel de montagem e dianteira nas cambotas de apoio (arquivo de imagens do Metropolitano de Lisboa).  
*Calvanas Tunnel – Support of the back-end of the booms on the assembly ring and of the front-end on the supporting ribs (Metropolitano de Lisboa image archive).***

### Narrow Trench Excavation

Fig. 5 shows the construction sequence of this type of excavation used since the beginning, and until the appearance of retaining walls, whenever necessary to construct in difficult geological conditions, such as passing through landfill and saturated alluvial soils in the immediate vicinity of old or dilapidated buildings. Excavation in short 10 metre longitudinal stretches included the necessary shoring of the earthworks as excavation progressed.

### Wide Trench Excavation

As a way of simplifying the construction method and thus reducing costs and also taking advantage of large capacity shoring methods, the wide trench cut and cover method, as described in Fig. 6, was employed. Excavation was carried out over the whole width of the gallery down to the baseline of the vault and when necessary excavations are carried out in narrow trenches below this level.

The wide trench method has endured up until now especially for the construction of stations and ventilation shafts, in addition to tunnels where surface excavation is still possible, depending on the local circumstances and requirements regarding shoring and retention using such methods as Berlin type retaining wall, high strength walls, associated or not to ground anchoring.

### Circular (elliptical) shaft excavation

The development of the network with staggered lines implied the execution of very deep shafts, either at the excavation fronts or even for the construction of the stations. The difficulty or impossibility in some cases of achieving efficient anchoring in these deep excavations led to the adoption of larger or smaller circular shafts, being isolated or interlinked, a methodology executed as a vertical NATM.

### The construction of tunnel galleries

The construction of galleries for tunnels and stations of the ML network without resorting to open cut excavation can be divided into two long periods corresponding to the volume of tunnels constructed. From 1957 to 1984, six tunnels were constructed with a total length of 4 km and between 1993 and 2012 more than ten tunnels were constructed with a total length of over 20 Km.

### The Belgian method

This construction method used in the beginning, according to the summary table, consists of the construction of an advance gallery followed by widening excavation corresponding to the concrete casting in the vault zone. The fan shoring is then completed, including the placement of the timberwork, from bottom to top, corresponding to the excavated perimeter of the tunnel cross-section. This is then followed by the formwork assembly when there is sufficient length of the widened gallery for new work teams. The previous ones continue with the non-sequenced excavation and the shoring of the advance gallery and the lateral widening.

The formwork moulds are assembled in short sections so that each layer of concrete is supported by the previous layer until the vault is closed. When the concrete has hardened enough in that length of tunnel, excavation of the central lower part of the section continues in a quincunx pattern, with the vault remaining provisionally supported on the ground areas yet to be excavated. The lower part of the excavation, which is made up of the central area of the section, and the side haunches which are provisionally supporting the vaults is carried out gradually without any shoring as the concreting of the side walls is done directly against the ground.

After the structure is completed, the longitudinal drainage collectors are successively constructed and the relatively thin inverters are concreted with simple concrete.

In addition to this procedure, grout is injected through the holes in the vaults so as to fill the voids between the structure and the ground.

### The Spear Method

This construction method used in the construction of the Calvanas, Cidade Universitária and Alto dos Moinhos tunnels in the 1980s, essentially differs from the one previously described in the construction of the vault.

The shoring for vault construction uses 7.30 m by 0.60 m hollow metal booms joined longitudinally by plug-in connectors. In the Calvanas Tunnel, 21 juxtaposed booms fill the perimeter of the three guide ribs in which they are self-supporting, thus forming a metallic shield conforming to the profile of the vault. The ribs are spaced 1.10 m apart with each boom being able to advance independently, supporting themselves on the guides when driven by jacks, which on one side support themselves on the ribs and on the other side in grooves in each boom for locating the hydraulic jacks which are used to make the advancement. Two jacks are used to advance the booms with a chariot advance jack fed by two central pumps.

The shoring can be guided through the tips of the front part of the booms that can be pushed out by a command screw. Once pushed out, each boom lowers when advancing and on encountering the rib, raises or moves sideways, so that the front excavation is done to the required tolerance. This operation allows adjusting the gallery construction to the layout particularities of the plan (curves) and profiling (gradient variation). In principle, this method is applicable to any type of ground, even sandy ground as long as excavation is accompanied by a lowering of the water table. The photographs above show some details of this construction method.

Further information pertaining to these construction methods and their application in ML galleries is to be found in the book quoted in the bibliography by the author José Brazão Farinha, from where these texts were taken. Mr Brazão Farinha was a former Director of Projects and Works of Lisbon Metro and, until the mid-90s, he was one of the most important individuals in affirming the ML as a School of Engineering.

### BIBLIOGRAPHY

- J.S. BRASÃO FARINHA - *Cadernos do Metropolitano – O primeiro escalão da rede do metropolitano de Lisboa.*
- J.S. BRASÃO FARINHA - *Cadernos do Metropolitano – Caderno nº 5 - Obras de construção do Metropolitano de Lisboa 1955-1993.*
- M. FERNANDA ROLLO - *O Metro e a Cidade – Volumes 1,2 e 3 METROPOLITANO DE LISBOA Technical and Photographic Archive.*



# ESTAÇÃO TERREIRO DO PAÇO

**Localização/Location:** Lisboa/Lisbon

**Utilização/Use:** Metro Pesado/Subway System

**Dono de Obra/Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista:/Designer:** Ferconsult, SA, Manuel Matos Fernandes (FEUP), José Mateus de Brito (CENOR), Rui Fortes Monteiro (CENOR) e António Cardoso (FEUP)

**Empreiteiro/Contractor:** METROPAÇO (Teixeira Duarte, OPCA, Mota-Engil)

**Fiscalização/Supervision:** Ferconsult, S.A.

**Dimensões/Dimensions:**

- **Área de implantação/Layout area:** 3800 m<sup>2</sup>
- **Dimensões/Size:** Zona larga - 106,0 m de extensão e 28,55 m de largura/**Wide zone – 106.00 m long and 28.55 m wide**  
Zona estreita - 35,0 m de extensão e 20,45 m de largura/**Narrow zone – 35.0 m long and 20.45 m wide**
- **Altura de escavação/Excavation depth:** 25 m

**Período de construção/Construction period:** 2001 – 2007

**Método construtivo/Construction method:** “Cut and cover”

**J. Mateus de Brito (CENOR)**  
**M. Matos Fernandes (FEUP)**

## 1. INTRODUÇÃO

O Terreiro do Paço é uma das principais praças da cidade, situada na margem do rio Tejo e cercada nos três restantes lados por edifícios históricos. O atual arranjo da praça é o resultado das obras de reconstrução pombalina da Baixa, que se seguiram ao trágico terramoto de 1 de Novembro de 1755. A Estação situa-se entre o edifício Nascente da Praça, ocupado pelo Ministério das Finanças, e a Estação Marítima Sul-Sueste, edifício térreo construído já no Século XX, com projeto do Arquiteto Cotinelli Telmo. Parte do terreno de implantação da Estação corresponde a área conquistada ao rio por meio de aterros, antes e depois daquele terramoto. Na Fig. 1 apresenta-se uma planta geral do local de implantação da estação.

O túnel do metropolitano foi previamente executado por meio de uma tuneladora, entre um poço situado nos jardins do edifício do Ministério da Marinha (edifício Poente da Praça) e o término em Santa Apolónia. No local, o eixo do túnel situa-se a uma profundidade média de 19,0 m (cota -16.00), tendo sido, na totalidade da sua secção, escavado nas aluviões brandas do rio Tejo, cuja espessura atinge cerca de 26 m na zona da Estação.

Em termos simplificados, a estrutura da Estação Terreiro do Paço corresponde a uma grande caixa de betão armado, construída a partir da superfície do terreno, ligada ao túnel nos dois portais, distanciados de cerca de 140 m. A Fig. 2 ilustra as secções transversais da estrutura interna definitiva da Estação na zona larga e na zona estreita, mostrando-se a posição do túnel e ainda o terreno envolvente.

Para além das naturais condicionantes associadas à conceção de uma obra desta natureza e complexidade, deve ser mencionado que no início das obras para execução de um outro projeto, em Junho de 2000, tinha ocorrido um acidente em consequência do qual a estrutura do túnel ficou seriamente danificada ao longo de cerca de 25 m. Na sequência deste acidente, o túnel foi

preenchido, a partir da superfície do terreno, por um betão leve e plástico ao longo de um comprimento correspondente ao da futura Estação acrescido de cerca de 20 m junto de cada portal. Este dado assumiu relevância para a conceção da estrutura da Estação e da sua ligação à estrutura do túnel nos dois portais.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A estação localiza-se numa zona progressivamente conquistada ao rio, com grande espessura de aterros muito heterogéneos, constituídos por solos essencialmente areno-argilosos, apresentando também fragmentos de rocha, alvenaria, cerâmica, madeira e ossos dispersos. A espessura destes aterros é variável, entre cerca de 5 e 9 m, embora em zonas localizadas possa atingir 12 m. Subjacente aos aterros existe quase sempre uma zona de interpenetração entre estes e as aluviões, com maior expressão no extremo poente da área de implantação da estação, prolongando-se até aos 24 - 28 m de profundidade.

A espessura das aluviões sem vestígios de contaminação varia entre cerca de 3,5 e 20,5 m. Na zona poente, as aluviões são constituídas essencialmente por formações lodo-arenosas, com frequentes intercalações lenticulares de areias lodosas com granulometria fina a grossa. Na base desta formação, na zona de contacto com o substrato miocénico, predominam areias mais ou menos limpas, finas a grossas. Na zona nascente, as aluviões são predominantemente lodosas, embora apresentem também alguns níveis arenosos.

O Miocénico que constitui o substrato é formado por uma sucessão de terrenos sedimentares argilosos, arenosos e calcareníticos de fácies essencialmente detrítica. Na área da estação foram identificadas as “Argila do Forno do Tijolo”, constituídas por argilas cinzento-azuladas, com algumas intercalações de níveis fossilíferos, muito consolidadas e resistentes e com baixa permeabilidade.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

As características fundamentais da obra podem resumir-se nos seguintes pontos:

# TERREIRO DO PAÇO STATION

## 1. INTRODUCTION

Terreiro do Paço Square is one of the main squares of the city, located on the Tagus River bank and surrounded on three sides by historical buildings. The current square arrangement is the result of the Marquês de Pombal's reconstruction of down town Lisbon, following the tragic earthquake of November 1st 1755. The Station is located between the eastern building of the Square, occupied by the Ministry of Finance and the South-Southeast Maritime Terminal, a one-floor building built in the 20th century and designed by the architect Cotinelli Telmo. Part of the Station layout ground comprises an area recovered from the river through land fill both before and after The Great Lisbon Earthquake. Fig. 1 shows the general plan of the station site layout.

The subway tunnel was previously constructed using a tunnelling machine, between a shaft located in the gardens of the Naval Ministry building (western building of the Square) and the Santa Apolónia train terminal. The tunnel axis, on site, is located at an average depth of 19.0 m (level -16.00 m), its total section having been excavated in the soft alluvial ground of the Tagus River, which has a thickness of approximately 26 m in the Station zone.

In simplified terms, the Terreiro do Paço Station structure corresponds to a large reinforced concrete box, built from the ground surface, connected to the tunnel at both portals, spaced approximately 140 m apart. Figure 2 illustrates the cross-sections of the definitive internal structure of the Station in the wide and narrow zones, showing the tunnel position and also the surrounding ground.

Besides the natural constraints associated to the design of works of this nature and complexity, it should be noted that at the beginning of the work to execute another project, in June 2000, there had been an incident which caused the tunnel structure to be seriously damaged for approximately 25 m of its length. Following this incident, the tunnel was filled, from the ground surface, with light plastic concrete for a section corresponding to that of the future Station plus approximately 20 m near each portal. This information became very important for the design of the Station structure and of its connection to the tunnel structure in the two portals.



## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The station is located in an area that was progressively recovered from the river, with very thick and heterogeneous landfills, essentially constituted of sandy-clayish ground, also showing fragments of rock, masonry, ceramics, wood and scattered bones. These landfills thickness varies between 5 and 9 m although in certain zones it may reach 12 m. Underlying the landfills there is almost always a zone of interpenetration between these and the alluvial zones, higher in the western end of the Station layout area, extending down to a depth between 24 and 28 m.

The thickness of the alluvial ground without any traces of contamination varies from approximately 3.5 to 20.5 m. In the western area, the alluvial ground is mostly composed of silt-sand formations with frequent silt-sand lenticular ones, from fine to coarse grain sizes. At the base of this formation, in the contact zone with the Miocene substrate, there is a predominance of more or less clean fine to coarse sand. In the eastern zone, the alluvial soil is mostly silty despite displaying some sandy levels as well.

The Miocene that constitutes the substrate is formed by a succession of clayish, sandy and sandy-calcareous sedimentary soil with essentially detrital facies. The Forno do Tijolo clay identified in the station area is composed of grey-bluish clay with some mixture of fossiliferous levels, very consolidated and resistant and with low permeability.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The fundamental characteristics of the works can be summarised in the following points:

- the excavation was very deep, approximately 25 m
- the sandy-clayish soil involved, down to depths greater than that of the excavation, showed very weak mechanical characteristics and the underground water level was very close to the ground surface, therefore, the impulses to be balanced by the supporting structure were very high
- the sandy-clayish soil in question for the excavation displayed extremely high complexity and variability



Fig.  
01

Planta geral e vista aérea do local.  
*General plan and aerial view of the site.*

- a escavação a realizar era muito profunda, da ordem de 25 m
- o maciço terroso envolvido, até profundidades superiores à da escavação, apresentava muito fracas características mecânicas e o nível freático muito próximo da superfície do terreno; os impulsos a equilibrar pela estrutura de suporte eram, pois, muito elevados
- para além do anteriormente mencionado, o maciço terroso interessado pela escavação exibia uma complexidade e variabilidade extremamente acentuadas
- na vizinhança da escavação existiam edifícios antigos de excepcional valor patrimonial, dotados de fundações diretas ou semi-diretas nos aterros e aluviões
- em consequência do incidente de Junho de 2000, na zona Poente da obra tinham ocorrido movimentos de grandeza muito significativa, os quais, embora praticamente estabilizados na fase de arranque do presente projeto, tinham naturalmente reduzido a tolerância das construções vizinhas a eventuais posteriores movimentos do maciço.

Projetou-se uma solução constituída por uma cortina de estacas secantes de betão armado e de bentonite-cimento com 1,50 m de diâmetro. Previamente foram executadas as estacas de bentonite cimento com afastamento ao eixo de 1,75 m. Em seguida foram construídas, alternadamente com as primeiras e seccionando-as parcialmente, as estacas de betão armado com afastamento ao eixo também de 1,75 m. Todas as estacas penetraram, no mínimo, 8,0 m no substrato miocénico.

A opção por este tipo de cortina, em alternativa a uma parede moldada de betão armado, resultou fundamentalmente de dois aspetos. O primeiro derivou da maior facilidade com que podiam ser ultrapassados obstáculos, tais como pedras e blocos de grandes dimensões, disseminados no terreno em resultado de antigas roturas de muros-cais e de outras construções, ou simplesmente englobadas nas sucessivas recargas de aterro de que a zona terá sido objeto. Em segundo lugar, os furos das estacas ofereciam melhores condições de estabilidade (antes da betonagem, naturalmente), o que era particularmente relevante, tendo em conta que: i) era muito elevado o volume envol-

vido na furação (superior a 60 m<sup>3</sup> por estaca), pelo que a execução da mesma seria demorada; ii) o nível freático estava perto da superfície do terreno; iii) em certas zonas localizadas as aluviões lodosas apresentavam resistência muito baixa.

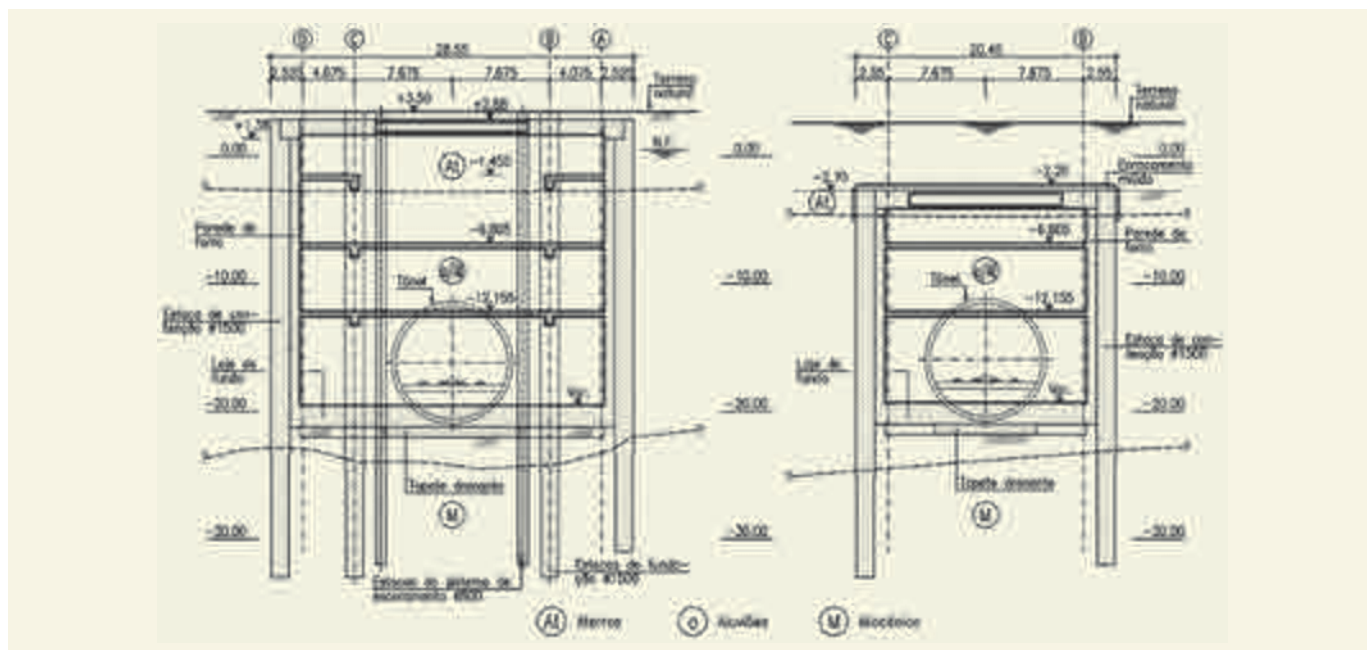
As estacas foram ligadas no topo por uma viga de coroamento de betão armado, a partir da qual, de cima para baixo e à medida que o progresso da escavação o permitia, foi construído um forro interior de betão armado com espessura de 0,80 m. Este forro foi prolongado até à base da escavação e aí ligado à laje de fundo.

No que diz respeito ao sistema de apoio provisório da cortina, optou-se por escoras de aço horizontais, entre as faces longitudinais (Norte e Sul) da cortina, constituídas por perfis tubulares de grande diâmetro fortemente pré-esforçados, com espaçamento horizontal médio de 3,5 m (com exceção do nível 0 de escoras da zona Poente, em que o afastamento foi de 7,0 m). Tendo em vista atenuar os efeitos das variações de temperatura foi incorporado um pigmento de cor branca no tratamento anticorrosivo das escoras.

Na zona Nascente (larga) da Estação as escoras foram dotadas de contraventamento no plano vertical em dois pontos. Os elementos de contraventamento foram apoiados em estacas metálicas  $\phi 800$ mm preenchidas com betão fundadas no substrato e instaladas previamente à escavação. Para aumentar a resistência à encurvadura no plano horizontal as escoras foram dispostas aos pares, com distância pequena entre elas, estando ligadas por travamentos horizontais com determinado espaçamento. Esta disposição das escoras aos pares, em alternativa a uma disposição com afastamento regular em cada nível, teve com vantagem adicional permitir criar faixas transversais livres de maior largura, facilitando a remoção das terras na direção vertical.

Nas Fig.s 3 a 6 apresentam-se algumas fotografias do sistema de escoramento da contenção e esquemas com pormenores do sistema de ligação das escoras à cortina, do sistema de contraventamento e do sistema de aplicação de pré-esforço.

O sistema provisório de escoramento foi complementado, na zona Nascente (larga) da Estação com uma laje de jet grout de



**Fig. 02** Secções transversais das zonas larga e estreita da estação.  
Cross sections of the wide and narrow zones of the station.



**Fig. 03** **Vista da contenção e do sistema de escoramento a partir do Torreão Nascente (do lado oposto está situado o edifício da Estação Fluvial).**  
*View of the retaining wall and of the shoring system from the eastern tower (the river ferry terminal building is located to the left).*

- in the excavation neighbourhood there were old buildings with very important historical heritage value, with direct or semi-direct foundations in the landfills and alluvial soil
- as a consequence of the June 2000 incident, in the western zone of the works area there had been very significant movements, which, although practically stabilised, had naturally reduced the tolerance of the neighbouring constructions to possible secondary ground movements.

A solution was projected comprising a curtain of 1.50 m diameter secant piles made of reinforced concrete and of bentonite-cement. First, the bentonite-cement piles were carried out with spacing to the axis of 1.75 m. Next, the reinforced concrete piles were also built with spacing to the axis of 1.75 m, alternating with the first ones and partially eclipsing them. All the piles were driven into the Miocene substrate to at least 8.0 m deep.

The option for this type of retaining solution, as an alternative to a reinforced concrete diaphragm wall, fundamentally resulted from two aspects. The first derived from the greater facility in overcoming obstacles such as large rocks and blocks, distributed in the ground due to old ruptures of the pier walls and of other constructions, or simply comprised in the successive landfills. Secondly, the piles' holes offered better stability conditions (before the concrete casting, naturally) which was particularly relevant, considering that: i) the volume involved in the drilling was very high (over 60 m<sup>3</sup> per pile), and its execution would therefore take a long time; ii) the underground water level was close to the ground surface; iii) in certain specific areas the resistance of the silt alluvial soil was very low.

The piles were connected at the top by a reinforced concrete beam, from which, from top to bottom and as excavation progress allowed it, a 0.80 m thick reinforced concrete internal lining was built. This lining was extended to the excavation baseline and, there, connected to the bottom slab.

Regarding the provisional support system of the pile wall, horizontal steel props were opted for, between the longitudinal sides (north and south), comprising strongly pre-stressed large diameter tubular profiles, with an average horizontal spacing of 3.5 m (with the exception of level 0 of the western zone props where the spacing was 7.0 m). With the purpose of mitigating the temperature variation effects, a white coloured pigment was incorporated in the props' anti-corrosion treatment.

In the eastern zone (wide section) of the Station, the props were equipped with bracing in the vertical plane at two points. The bracing elements were supported on  $\phi 800$  mm metal piles filled with concrete founded in the substrate and installed before the excavation. To increase the resistance to bending in the horizontal plane the props were placed in pairs, with a small space between them, being connected by horizontal locking with certain spacing. This layout of the props in pairs, as an alternative to an arrangement with regular spacing at each level, had the additional advantage of creating wider free transversal bands facilitating the removal of soil in the vertical direction.

In Figures 3 to 6 some photographs show the retention shoring system and schemes with details of the connecting system of the props to the retaining system, of the bracing system and the pre-stressed application system.

The temporary propping system in the eastern zone (wide) of the station was complemented with a 3.0 m thick jet grout slab, placed between the tunnel and the longitudinal walls, with its medium plane coinciding with the tunnel "equator". This slab, combined with the tunnel and respective filling material provided a locking particularly suitable to the wall at a depth of approximately 18 - 21 m, which is approximately 8-9 m above the substrate. This significantly reduced the displacement of the wall, compared to a solution resorting exclusively to conventional props. Naturally, this slab was demolished during excavation. In order to reduce the resulting increase in displacements, a level of props was installed and pre-stressed immediately above the slab before blasting.

In the two extreme transversal walls of the station next to the portals, the piles do not cross the tunnel. Therefore, it was necessary to complement the piles' walls with a system that would allow excavation in safety, as well as the construction of the definitive internal structure of the Station, suitably connected to the tunnel lining.

The extreme importance of such system performance can be assessed considering that the soft alluvial soil in contact with the clay substrate, located near the base of the tunnel at 25 m below the underground water level, was composed of clean sand in certain points.

The basic idea to solve the problem consisted of enveloping the sections of the tunnel contiguous to the Station in a soil mass



**Fig. 04** Colocação de uma escora do 3º nível (à esquerda). Vista dos três primeiros níveis de escoramento da zona larga da Estação (à direita).  
**Placement of a 3rd level prop (left). View of the three first levels of shoring in the wide zone of the Station (right).**

3,0 m de espessura, disposta entre o túnel e as cortinas longitudinais, com o seu plano médio coincidente com o “equador” do túnel. Esta laje, conjugada com o próprio túnel e o respetivo material de enchimento, proporcionaram travamento particularmente adequado à cortina a uma profundidade de cerca de 18-21 m de profundidade, portanto cerca de 8-9 m acima do substrato. Tal permitiu reduzir de forma relevante os deslocamentos da cortina em relação a uma solução com recurso exclusivo a escoras convencionais. Naturalmente, esta laje foi demolida em curso da escavação. De modo a reduzir os acréscimos de deslocamentos daí resultantes, um nível de escoras foi instalado e pré-esforçado imediatamente acima daquela laje antes do respetivo desmonte.

Nas duas paredes extremas transversais da Estação adjacentes aos portais as estacas não atravessam o túnel. Foi então necessário complementar, nesses locais, a cortina de estacas com um sistema que permitisse a realização da escavação em condições de segurança, bem como a construção da estrutura interna definitiva da Estação, adequadamente ligada ao revestimento do túnel.

A extrema importância do desempenho de tal sistema pode ser avaliada tendo em conta que os solos aluvionares brandos em contacto com o substrato argiloso, situado junto da base do

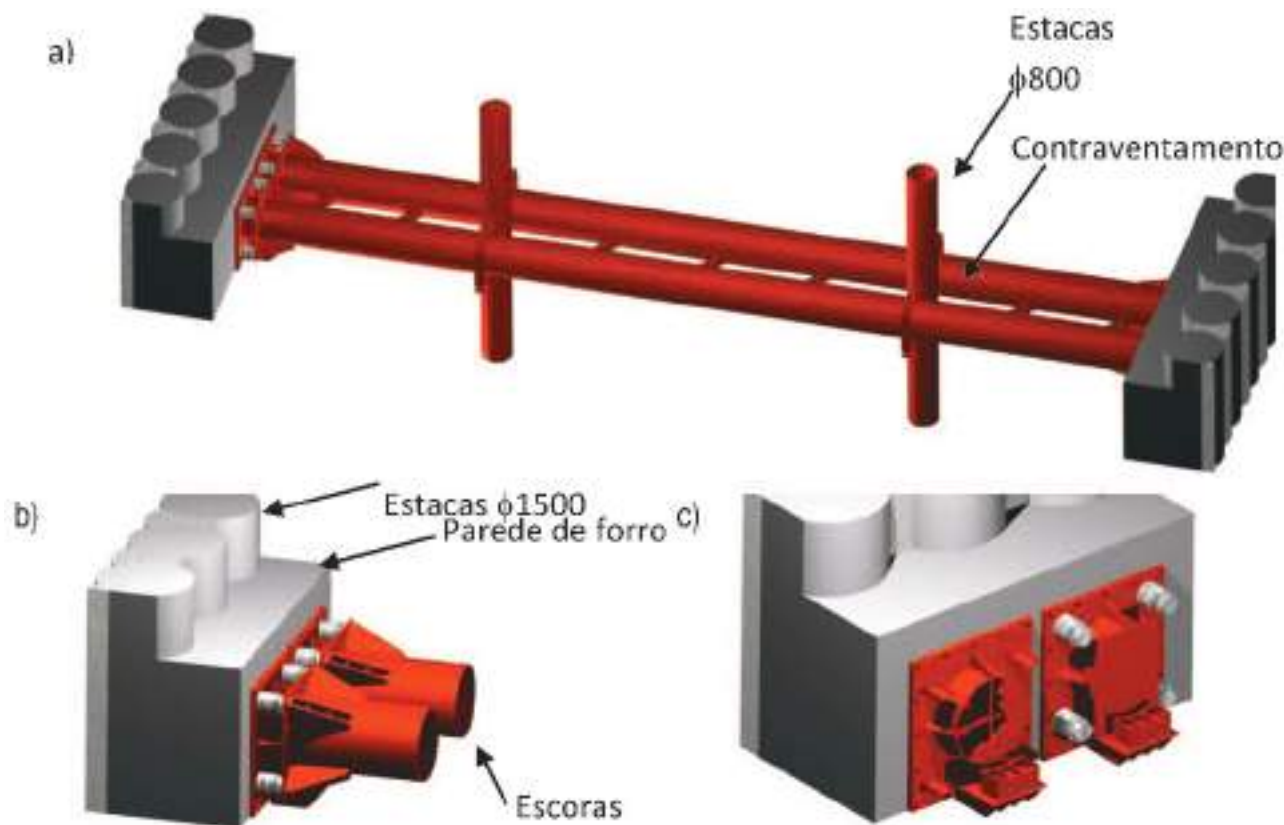
túnel a 25 m abaixo do nível freático, eram em certos pontos constituídos por areias limpas.

A ideia básica para resolver o problema consistiu em envolver os troços do túnel contíguos à Estação numa massa de solo tratado com jet grout. Esta massa teria que satisfazer duas condições essenciais: i) ser praticamente impermeável; ii) ser resistente às pressões da água e do terreno na sua face exterior. De modo a satisfazer aquelas condições era indispensável, por um lado, assegurar uma boa penetração da massa de jet grout no substrato miocénico e, por outro lado, realizar uma boa ligação da mesma com o revestimento do túnel e com a estrutura da Estação. Para facilitar a satisfação deste último requisito a parede periférica de estacas da Estação foi estendida para além do plano dos portais cerca de 16 m, confinando o túnel e o rolhão de jet grout.

Foi decidido recorrer apenas a colunas verticais de jet grout, o que naturalmente implicou, para aquelas implantadas sobre o túnel, que o revestimento deste fosse atravessado em dois pontos pela furação. Esta opção foi tomada tirando partido do facto de o túnel nesses locais se encontrar preenchido com betão, não sendo pois de temer consequências nefastas imediatas desses furos na estabilidade interna do túnel. Procurou-se, de qualquer modo, minimizar o número de colunas recorrendo,



**Fig. 05** Aspetos da execução da parede de forro.  
**Aspects of the lining wall execution.**



**Fig. 06** **Ligação das escoras à cortina e sistema de pré-esforço: a) Sistema de escoras da zona larga, b) Pormenor das cabeças das escoras do lado da aplicação do pré-esforço e dos macacos, c) chapas embutidas no forro de betão.**  
**Connection of the props to the curtain and pre-stressed system: a) propping system of the wide zone, b) detail of the prop heads on the side of the pre-stressed application and of the jacks, c) plates embedded in the concrete lining.**

treated with jet grouting. This mass would have to satisfy two essential conditions: i) be practically waterproof; ii) be resistant to water and ground pressures on its outer face.

In order to satisfy those conditions it was indispensable to ensure good penetration of the jet grout in the Miocene substrate and also to make a good connection with the tunnel lining and with the station structure. To comply with this last requirement, the pile peripheral wall of the station was extended approximately 16 m beyond the portals plane, confining the tunnel and the jet grouting plug.

It was decided to resort only to vertical jet grouting columns, which naturally implied, for those installed over the tunnel, that its lining would be crossed in two points by drilling. This option was chosen taking full advantage of the fact that the tunnel was filled with concrete at those places, reducing the risk from the holes in the internal stability of the tunnel. Therefore, an attempt was made to minimise the number of columns by resorting to large diameter (greater than 2.00 m) jet grouting columns, carried out with a triple jet.

Figure 7 shows a three-dimensional view of the jet grouting treatment in the Western portal.

The internal structure of the station is totally constructed in reinforced concrete and is composed of a 1.7 m thick solid invert slab, of beams and floor slabs on three levels and of the roof slab. In the narrow zone the beams cover the total span by getting support from the lining wall and on the peripheral retention piles and in the wide zone they also discharge on two

longitudinal rows of pillars spaced out 7 m. The invert slab is founded in the periphery of the contention piles and on two longitudinal rows of piles spaced 3.5 m.

#### 4. MONITORING

Continuous monitoring in all areas, either at the surface or inside the surrounding ground of the retention, or in the neighbouring buildings and in the structural elements, namely in the metal props, called for one of the most comprehensive and complex observation systems ever implemented in Portugal. The observation devices were very useful, with the results obtained having allowed (in comparison to the project assumptions) decisions to be made for the works' progress and implementation, under safe conditions, of the changes that became necessary during construction, especially in the most critical stages of the works.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- FERCONSULT, FERNANDES, MANUEL M., BRITO, JOSÉ A. M., MONTEIRO, RUI F., CARDOSO, ANTÓNIO - *Metropolitano de Lisboa. Estação Terreiro do Paço. Estruturas de Contenção Provisória e Definitiva*. Projecto de Execução. July 2001.
- CANDEIAS, MIGUEL A. S., BRITO, JOSÉ A. M., FERNANDES, MANUEL M., LOPES, P. G. - *Jet Grouting Solution to Link a Tunnel To a Cut-And-Cover Excavation*. 2005.
- BRITO, JOSÉ A. M., FERNANDES, MANUEL M. - *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: Conceção, Previsões de Projecto e Desempenho*. 2006.
- MATOS FERNANDES, M., MATEUS DE BRITO, J., FORTES MONTEIRO, R.; CARDOSO, A. - *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa*. Candidatura ao Prémio Secil de Engenharia Civil de 2009. September 2009.

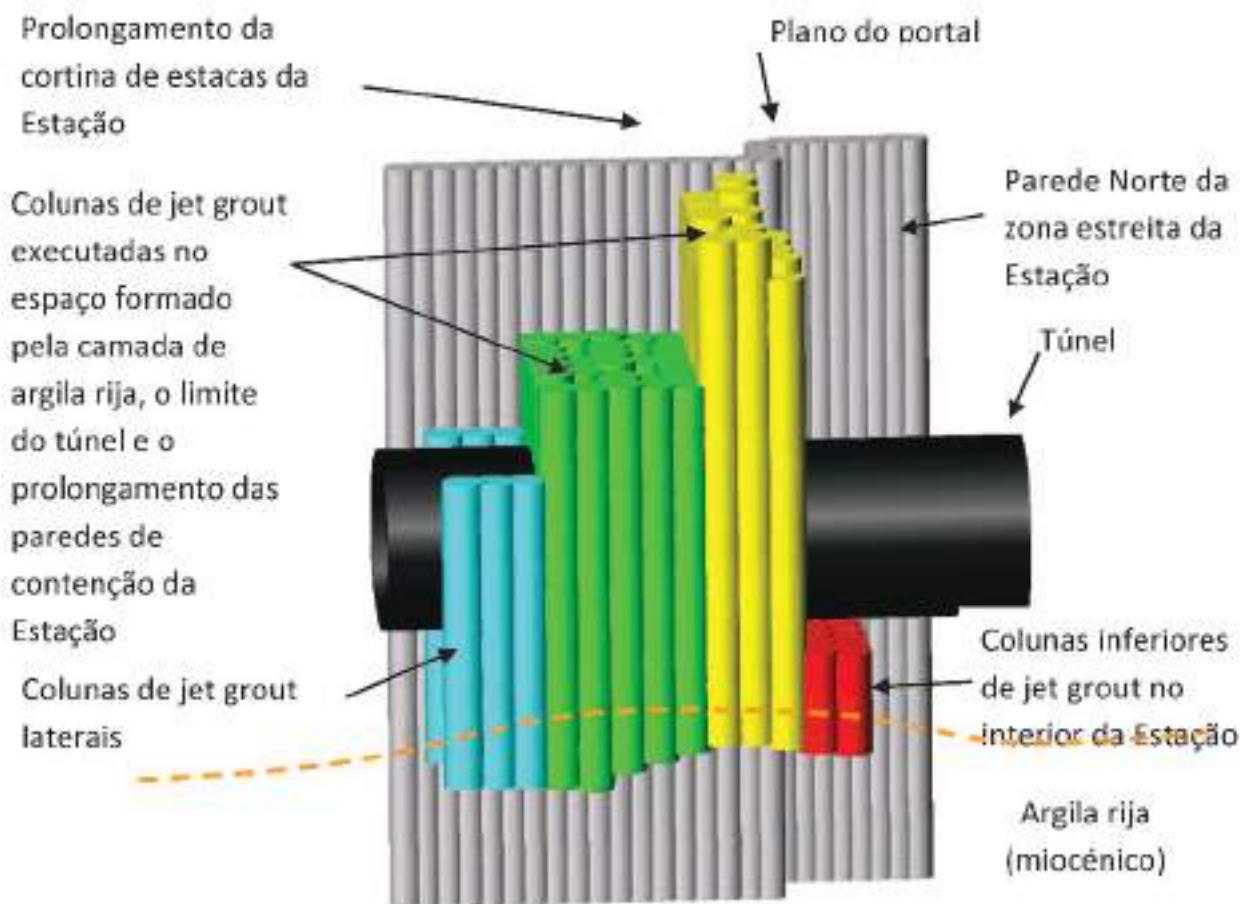


Fig.  
06

**Vista tridimensional do tratamento de jet grouting no emboquilhamento Poente.**  
*Three-dimensional view of the jet grouting treatment in the western portal.*

para o efeito, a colunas de jet grout de grande diâmetro ( $\varnothing > 2,0$  m), executadas com jet triplo.

Na Fig. 7 apresenta-se uma vista tridimensional do tratamento de jet grouting no emboquilhamento Poente. A estrutura interna da Estação, totalmente em betão armado, é constituída por uma laje de soleira maciça com espessura de 1,7 m, por lajes e vigas dos pisos em três níveis e pela laje de cobertura. Na zona estreita as vigas vencem o vão total apoiando na parede de forro e nas estacas da contenção periférica e na zona larga apoiam também em duas fiadas longitudinais de pilares afastados de 7 m. A laje de soleira é fundada na periferia nas estacas de contenção e em duas fiadas longitudinais de estacas afastadas de 3,5 m.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A monitorização contínua em todas as vertentes, quer à superfície e no interior do terreno envolvente da contenção, quer nos edifícios vizinhos e nos elementos estruturais, nomeadamente nas escoras metálicas, constituiu um dos sistemas de observa-

ção mais abrangentes e complexos implementados em Portugal. Os dispositivos de observação revelaram-se de enorme utilidade, tendo os resultados obtidos permitido, em comparação com as premissas de projeto, tomar decisões para o avanço dos trabalhos e implementar, em condições de segurança, as alterações que se vieram a revelar necessárias durante a construção, e em particular nas fases mais críticas da obra.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- FERCONSULT, FERNANDES, MANUEL M., BRITO, JOSÉ A. M., MONTEIRO, RUI F., CARDOSO, ANTÓNIO - *Metropolitano de Lisboa. Estação Terreiro do Paço. Estruturas de Contenção Provisória e Definitiva. Projeto de Execução.* Julho de 2001.
- CANDEIAS, MIGUEL A. S., BRITO, JOSÉ A. M., FERNANDES, MANUEL M., LOPES, P. G. - *Jet Grouting Solution to Link a Tunnel To a Cut-And-Cover Excavation.* 2005.
- BRITO, JOSÉ A. M., FERNANDES, MANUEL M. - *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: Conceção, Previsões de Projeto e Desempenho.* 2006.
- MATOS FERNANDES, M., MATEUS DE BRITO, J., FORTES MONTEIRO, R.; CARDOSO, A. - *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa.* Candidatura ao Prémio Secil de Engenharia Civil de 2009. Setembro de 2009.





# ESTAÇÃO BAIXA-CHIADO

**Localização/Location:** Rua Ivens, entre o Largo da Academia Nacional das Belas Artes e a Rua Garrett em Lisboa  
*/Rua Ivens, between Largo da Academia Nacional das Belas Artes and Rua Garrett in Lisbon*

**Utilização/Use:** Metro Pesado/Subway System

**Dono de Obra/Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista:/Designer:** C Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto

**Empreiteiro/Contractor:** ACE com as empresas BPC, CBPO, Agroman, Somague, Profabril, Kaiser e Acer  
*/ACE (consortium) with companies BPC, CBPO, Agroman, Somague, Profabril, Kaiser and Acer*

**Fiscalização/Supervision:** Ferconsult

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Nave nascente: 180 m; Nave poente: 180 m/*Eastern gallery: 180 m; Western gallery: 180 m*  
Conexões e Alargamentos: 2 x 90 m/*Connections and widening: 2 x 90 m*

- **Secção Transversal/Cross-section:** Área de escavação: 240 m<sup>2</sup>; Área útil: 220 m<sup>2</sup>/*Excavation area: 240 m<sup>2</sup>; Effective area: 220 m<sup>2</sup>*

**Método construtivo/Construction method:** Escavação convencional (NATM) e TBM/*Conventional excavation (NATM) and TBM*

**Período de construção/Construction period:** 1993 – 1998

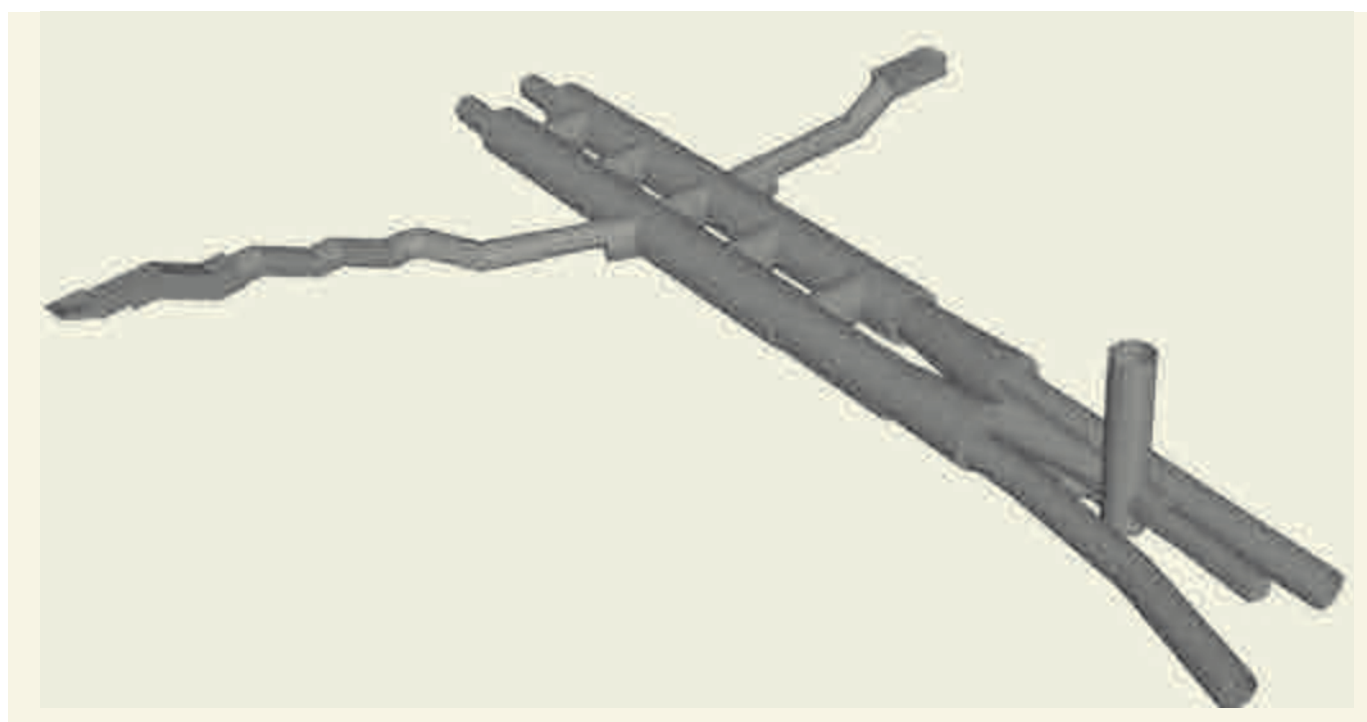
## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

A Estação Baixa-Chiado na verdade é uma estação dupla do Metropolitano de Lisboa, onde se interligam duas linhas: a Linha Azul e a Linha Verde. A estação está situada entre as estações Restauradores e Terreiro do Paço (Linha Azul), e Rossio e Cais do Sodré (Linha Verde) e envolve extensa área de ligação entre as

duas linhas, com secções que atingem 300 m<sup>2</sup> de área de escavação. Embora os cais de embarque das duas linhas se localizem lado a lado, foram inaugurados em datas diferentes; o da Linha Verde em 25 de Abril de 1998 e o da Linha Azul em 8 de Agosto de 1998. Na Fig. 1 é apresentada uma ilustração da estação.

A estação Baixa-Chiado está localizada na colina do Chiado sob a Rua Ivens, entre o Largo da Academia Nacional das Belas Artes e a Rua Garrett. A estação permite o acesso à Baixa Pomalina e ao Chiado, e é uma das mais movimentadas da cidade.



**Fig. 01** Ilustração 3D da Estação Baixa Chiado.  
*3D illustration of Baixa-Chiado Station.*

# BAIXA-CHIADO STATION

## 1. INTRODUCTION

Baixa-Chiado Station is a dual station on the Metropolitano de Lisboa network, where the Blue and the Green Lines interlink. The station is located between the stations of Restauradores and Terreiro do Paço (Blue Line), and Rossio and Cais do Sodré (Green Line) and encompasses a large interchange area between the two lines, with sections reaching 300 m<sup>2</sup> of excavation area. Although the boarding platforms of both lines are located side-by-side, they were inaugurated on different dates. The Green Line on 25<sup>th</sup> April 1998 and the Blue Line on 8<sup>th</sup> August 1998. Fig. 1 shows an illustration of the Station.

Baixa-Chiado Station is located on the Chiado hill under Rua Ivens, between Largo da Academia Nacional das Belas Artes and Rua Garrett. The station provides access to the Pombaline city centre and to Chiado and is one of the busiest stations in the city. Located approximately 45 m below the surface, Baixa-Chiado station is the deepest of the whole Metro de Lisboa network.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The topography of the Tagus River bank, where the station was built, is flat with some undulation approximately 3.50 m high. However, close to Largo da Biblioteca, where the station is located, there are some peaks that go up to around 40 m, supported by Tertiary sediments. In the proximity of Baixa-Chiado Station, due to the higher altitude, no alluvial ground occurs. The sediments in the region belong to the so-called Estefânia Areolas and are approximately 35 m thick. They cover the Prazeres Clay and Limestone. Landfills with varied thickness and composition overlay these formations. The geological profiles of the station are shown in Figures 3 and 4.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The variety of the ground materials, the station's depth, the high level of groundwater, the large dimensions of the structures and the limited area available to carry out the works were a challenge for the execution of the station galleries within the deadlines.

The excavation of the Baixa-Chiado/Eastern Station, which has a cross-section of 17.60 m by 16.12 m and an area of 240 m<sup>2</sup>, was carried out in the following stages: draining gallery, partial excavation of the crown by a pilot tunnel, enlargement from the pilot tunnel to the final section of the calotte and then the final section, in two stages.

The area of the western station was crossed by a TBM prior to station excavation, thus enabling the station works to be started from inside the shield-driven tunnel. The calotte was executed through widening the side galleries, through the Connection Area, and the bench in three stages. To maintain the stability of the lining rings, the shield-driven tunnel was previously propped by metal struts to support the asymmetric thrust of the ground and the equipment loading at the time of the excavations on and around it.

The whole station is located below the phreatic level and even below sea level. The partial waterproofing of the tunnels was carried out using a PVC membrane. The whole vault and sides of the tunnels up to the lower level of the boarding platforms were waterproofed and the water collected was directed to the station's draining wells through side channels located under the platforms.

## 4. MONITORING

A monitoring system was implemented for the stations and adjacent buildings in order to ensure the stability of the under-

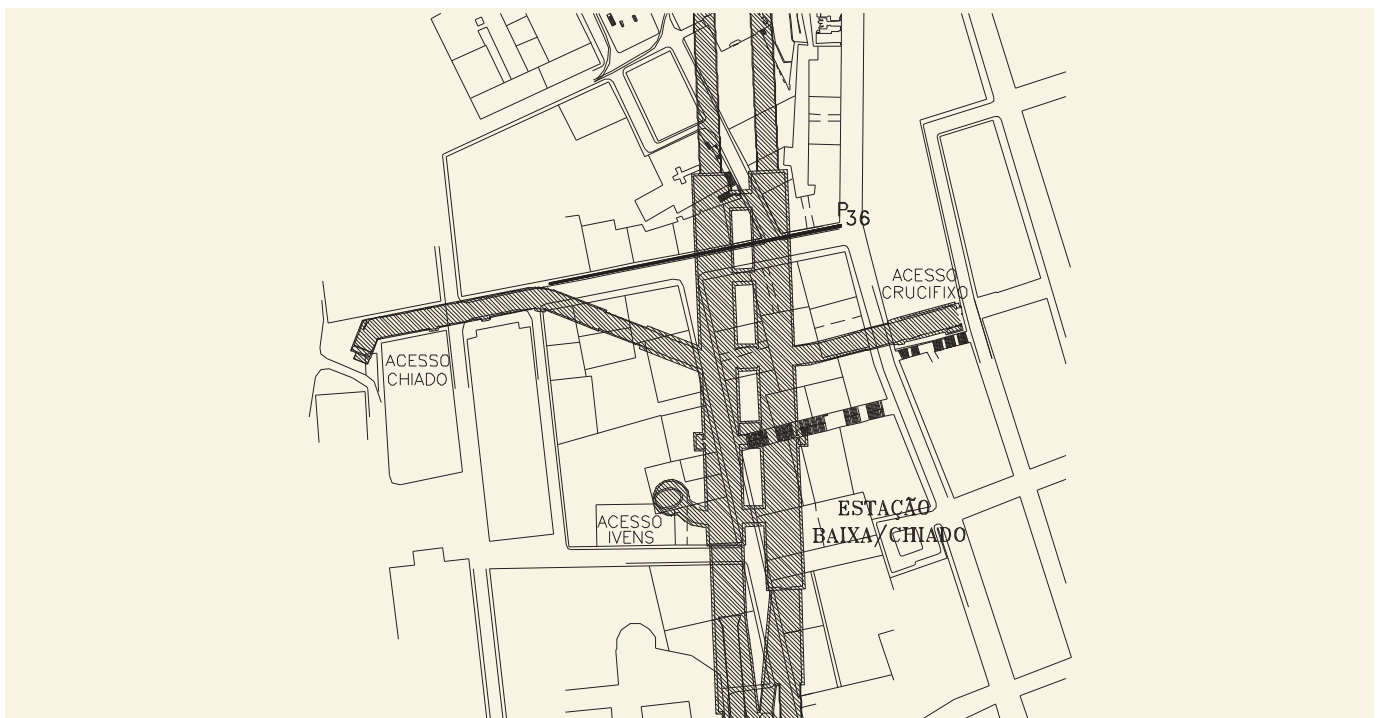
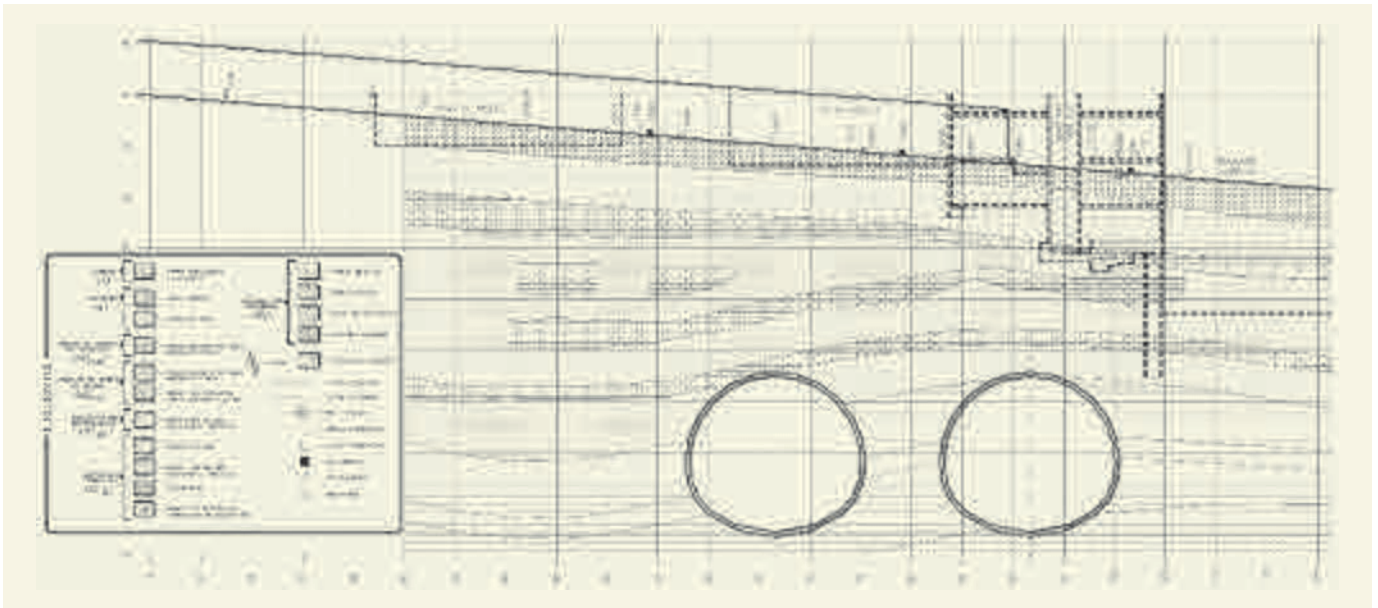


Fig.  
02

Planta da estação.  
Station Plan.



**Fig. 03** Perfil geológico transversal da estação.  
*Geological profile of the station (cross-section).*

Localizada a cerca de 45 metros da superfície, a estação Baixa-Chiado é a mais profunda de toda a rede do Metro de Lisboa.

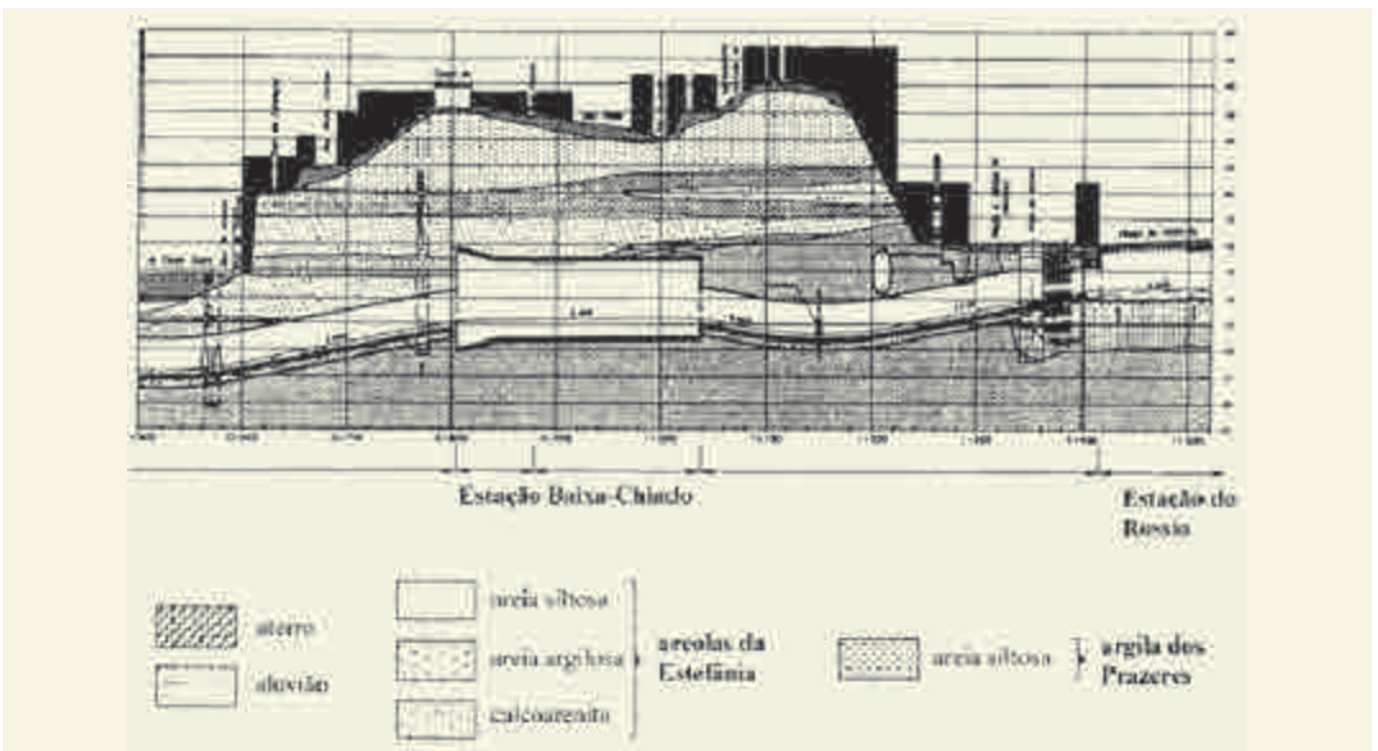
## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A topografia das margens do Rio Tejo, onde a estação foi construída, é plana com algumas ondulações de cerca de 3,50 m de altura. Próximo ao Largo da Biblioteca, onde a estação está inserida, no entanto, ocorrem elevações da ordem de 40m, sustentadas por sedimentos terciários. Nas proximidades da Estação Baixa Chiado, devido à maior altitude, o aluvião está ausente.

Os sedimentos na região pertencem às Areolas de Estefania, com espessuras de cerca de 35 m, recobrendo as Argilas e os Calcários dos Prazeres, e, sobre essas formações, aterros de espessura e composição variada. Nas Figs. 3 e 4 são apresentados perfis geológicos da estação.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A variedade dos materiais constituintes do solo, a profundidade da estação, o nível elevado do lençol freático, as grandes dimensões das estruturas, as limitadas áreas disponíveis para ataque



**Fig. 04** Perfil geológico longitudinal da estação.  
*Geological profile of the station (longitudinal section).*

ground structures associated to the construction process and detect possible anomalous behaviours, in particular damage to buildings. Ground displacement was measured in the proximity of the excavations through rod extensometers and inclinometers. Superficial settlements and displacements were measured through optic targets. Convergence and levelling measurements were done on the supports. Groundwater pressure variations were evaluated through piezometers and the evolution of buildings' fissures was measured with crackmeters. In the buildings'

and structures' areas of influence, pins and level measuring devices connected to tiltmeters were used extensively. A total of eleven main observation sections were defined along the excavated length.

## 5. BIBLIOGRAPHY

KUWAJIMA, FLÁVIO M.; ANDRADE, JOSÉ CARLOS; CAMPANHÁ, CARLOS A.; FRANCO, SÉRGIO G. - *Comportamento de Aberturas Subterrâneas de Grandes Dimensões. Estações Ameixoeira e Baixa Chiado no Metro de Lisboa.*

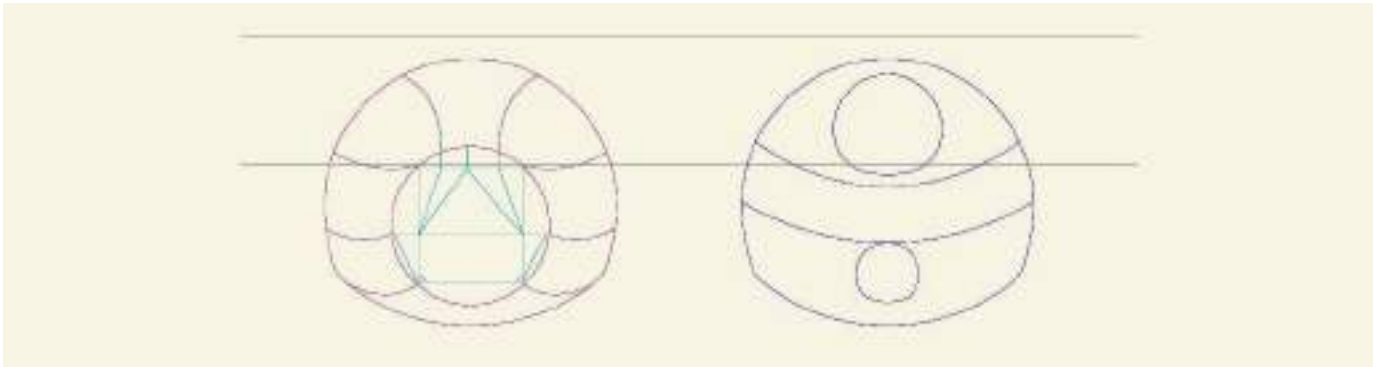


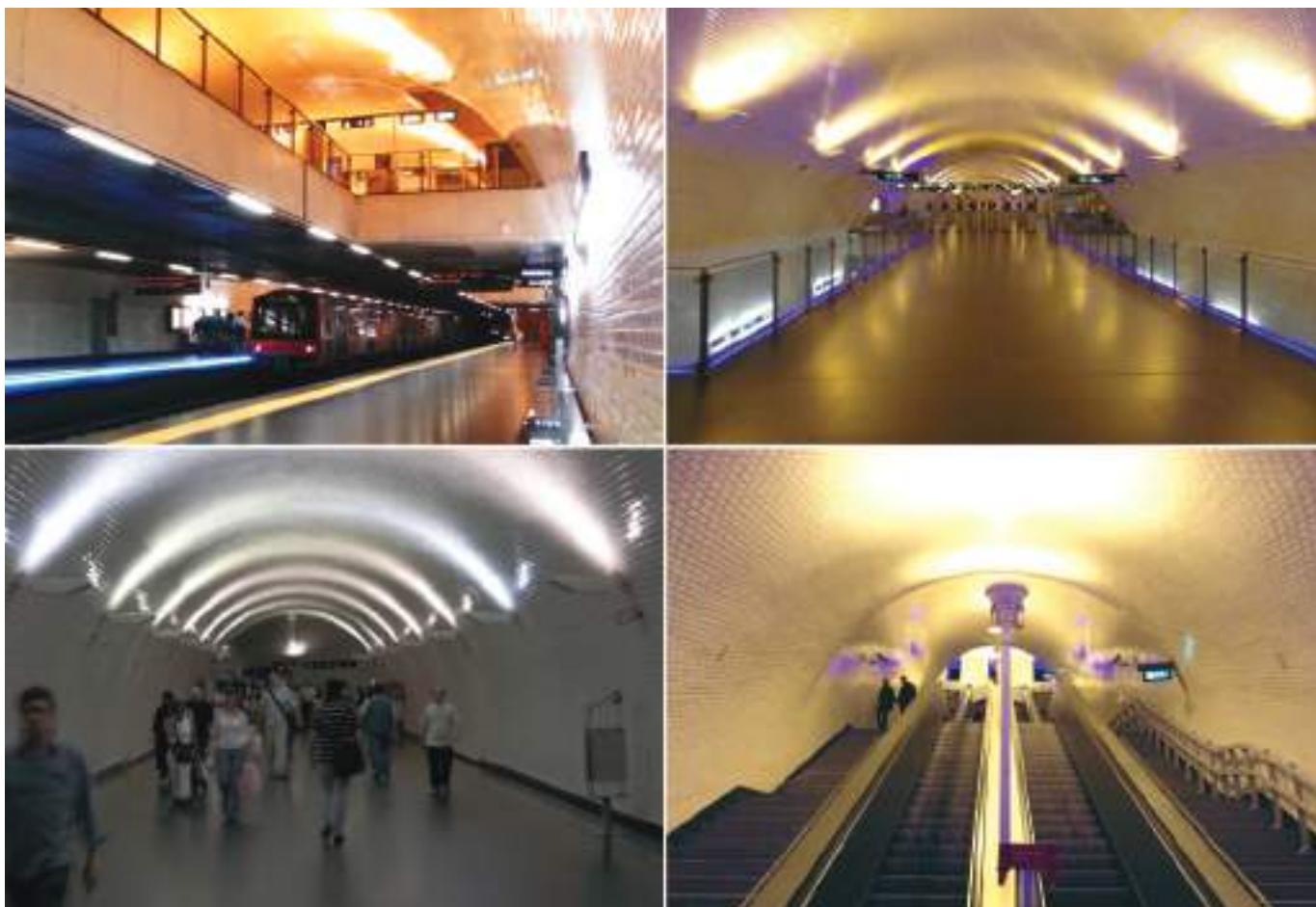
Fig.  
05

**Sequencia de escavação adotada para as estações Nascente e Poente.**  
*Adopted excavation sequence for the eastern and western stations.*



Fig.  
06

**Fotografias das obras da estação.**  
*Photographs of the station works.*



**Fig. 07** Fotografias da estação e acessos, em operação.  
**Photographs of the station and accesses in operation.**

às obras, constituíram um desafio para a execução das cavernas das estações dentro dos prazos exigidos.

A escavação da estação Baixa Chiado/Nascente, que tem secção transversal com dimensões de 17,60 m e 16,12 m e área de 240 m<sup>2</sup>, foi executada nas seguintes etapas: galeria de drenagem, escavação parcial da calota em túnel piloto; alargamento a partir do túnel piloto até a secção final da calota e rebaixo em duas fases.

Na estação Baixa Chiado/Poente, a área da estação foi atravessada pelo escudo antes do início de sua escavação. Desse modo o túnel aberto com shield foi utilizado como parcialização. A calota foi executada mediante o alargamento de galerias laterais executadas através da Área de Ligação e o rebaixo em três etapas. Para manter a estabilidade dos anéis que compõem o seu revestimento, o túnel escavado em shield foi previamente escorado por uma estrutura metálica para suportar o empuxo assimétrico do terreno e o carregamento dos equipamentos quando das escavações sobre e ao redor do mesmo.

A totalidade da estação está situada abaixo do lençol freático e mesmo abaixo do nível do mar. Foi executada impermeabilização parcial dos túneis, com a utilização de manta em PVC, tendo sido impermeabilizada toda a abóbada e as laterais até o nível inferior dos cais de embarque, coletando-se as águas conduzidas pela manta na sua parte mais baixa, direcionando-as para canaletes laterais sob os cais até os poços de coleta e esgotamento das estações.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Foi estabelecido um sistema de observação para as estações e edifícios adjacentes de forma a assegurar a estabilidade das diferentes estruturas subterrâneas associadas ao processo construtivo e detetar eventuais comportamentos anómalos, em especial para detetar eventuais danos. O objetivo da instrumentação foi, no essencial, o de efetuar medições de deslocamentos no interior do maciço na vizinhança das escavações por intermédio de extensómetros de barras e por inclinómetros. Assentamentos e deslocamentos superficiais, via marcos e convergências/nivelamento nos suportes, com a utilização de alvos. As variações de pressões hidrostáticas foram consideradas por intermédio de piezómetros e os movimentos de fissuras em instalações à superfície, com selos e fissurómetros. Nas edificações e estruturas da área de influencia, utilização maciça de pinos e régua de nivelamentos, associados a "tiltmeters". Foram definidas 11 secções principais de observação ao longo da extensão escavada.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

KUWAJIMA, FLÁVIO M.; ANDRADE, JOSÉ CARLOS; CAMPANHÃ, CARLOS A.; FRANCO, SÉRGIO G. - *Comportamento de Aberturas Subterrâneas de Grandes Dimensões. Estações Ameixoeira e Baixa Chiado no Metro de Lisboa.*

# ODEBRECHT

## **Olhamos para o futuro com otimismo!**

Estivemos presentes, de forma contínua, nas últimas décadas e aqui permaneceremos

O nosso compromisso com Portugal é de longo prazo



# ESTAÇÃO SÃO SEBASTIÃO II

**Localização/Location:** Lisboa/Lisbon

**Utilização/Use:** Metro Pesado/Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista:/Designer:** CJC Engenharia e Projetos

**Empreiteiro/Contractor:** ACE SBMS – Somague, Bento Pedroso, Mota-Engil, Spie  
/ACE SBMS – Somague, Bento Pedroso, Mota-Engil, Spie Batignolles

**Fiscalização/Supervision:** Ferconsult

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 180,0 m
- **Secção de escavação/Excavation cross-section:** 275 m<sup>2</sup> (21,0m x 17,0m)
- **5,0m de recobrimento máximo/5.0 m maximum tunnel cover**

**Método construtivo/Construction method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional excavation (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2004 – 2009

## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

A estação pertence à Linha Vermelha do Metro de Lisboa, executada em túnel NATM com secções variáveis, que abrigam os cais, sub-estações de tração, salas técnicas, átrios de distribuição e tem integração com a Estação São Sebastião I, inserida na Linha Azul, através de seu átrio Norte, totalmente remodelado para as novas funções, com conexão ao átrio Poente da Estação de São Sebastião II (Fig. 1).

A estação possui dois conjuntos de acessos, Nascente e Poente, localizados nas extremidades do troço em túnel. O conjunto do lado Poente foi feito a partir da estação existente, constituído por quatro

acessos desta, sendo dois novos na Rua Fialho Almeida, um existente na Avenida António Augusto de Aguiar e mais um novo acesso no “El Corte Inglés”. O conjunto Nascente foi constituído por dois acessos, localizados na Avenida Duque D’Ávila, lado Norte.

As salas técnicas e operacionais situam-se nos níveis dos átrios superiores, intermédios e baixos, nos lados Nascente e Poente da estação, bem como nos cais, abaixo do átrio inferior do acesso Nascente.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A escavação da estação São Sebastião II, interessou sucessivamente, de baixo para cima, como pode deduzir-se da Fig. 2, formações basálticas e tufos do complexo vulcânico (mesozóico), as formações do complexo de Benfica e aterros recentes.

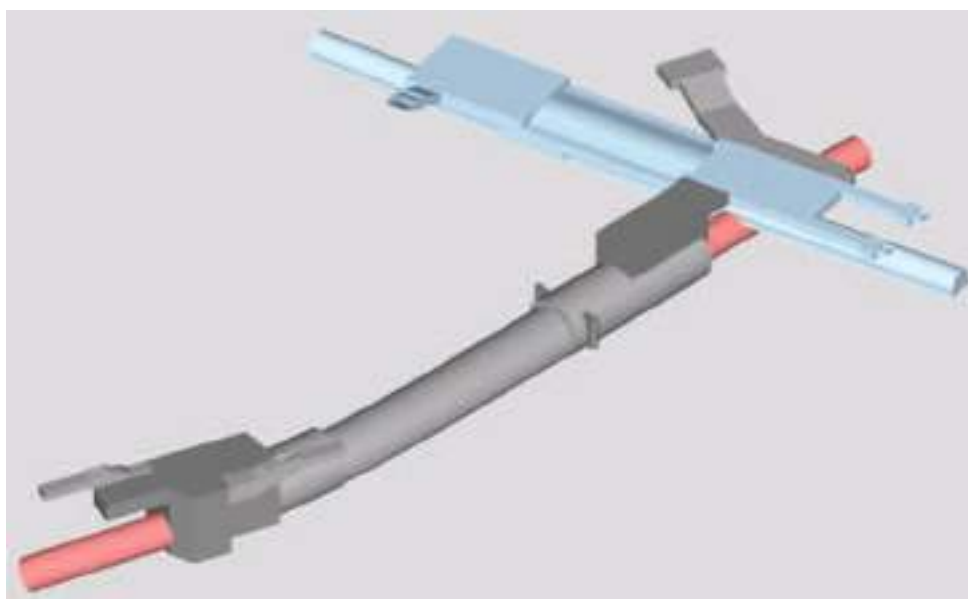


Fig.  
01

**Visão 3D da Estação São Sebastião I na Linha Azul e São Sebastião II na Linha Vermelha.**  
**3D View of São Sebastião I Station on the Blue Line and São Sebastião II on the Red Line.**

# SÃO SEBASTIÃO II STATION

## 1. INTRODUCTION

This station belongs to the Red Line of the Lisbon Metro and was built using the NATM method. A variable cross-section was adopted so as to house the platforms, traction substations, technical rooms and distribution forecourts. It is integrated with São Sebastião I Station, on the Blue Line, through its northern forecourt. The original station now connects to the western forecourt of São Sebastião II Station (Fig. 1) and was totally remodelled for its new functions.

The station has accesses at the east and west ends of the tunnel link. The construction of western accesses started from the existing station. This set comprises four accesses: two new ones in Rua Fialho de Almeida, an existing one in Avenida António Augusto de Aguiar and another new access in “El Corte Inglés” department store. The eastern set of accesses comprised two separate accesses, both located in the northern side of the Avenida Duque D’Ávila.

The technical and operations rooms are located in the upper, intermediate and lower forecourt levels, on the eastern and western sides of the station, as well as on the platforms below the lower forecourt of the eastern access.

## 2. GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL MODEL

As seen in Figure 2, the excavation of São Sebastião II Station comprised, from bottom to top, basalt formations and tuffs of the

volcanic complex (Mesozoic), the formations of the Benfica complex and recent landfills.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

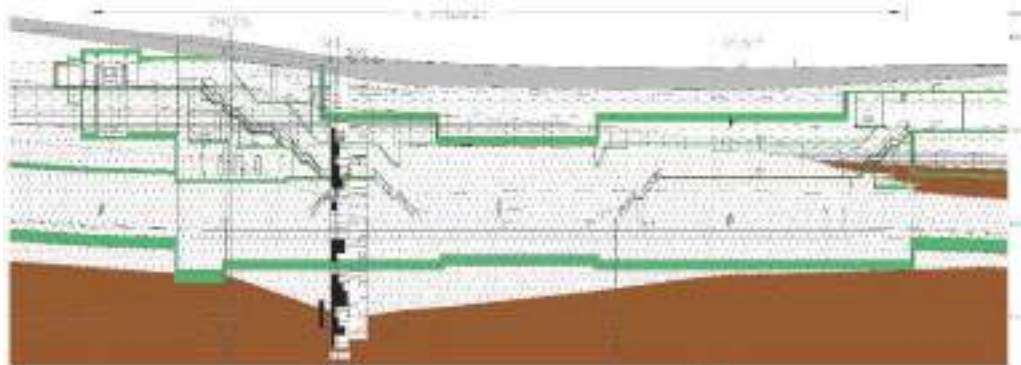
From a construction point of view, the design solution can be divided into two types of works: “cut and cover” and “underground”.

The construction of the final eastern access, comprising connecting stairs between the surface and the upper forecourt, and of the western shaft, which shelters several technical areas and the access stairs to the platform, were done by means of the cut and cover method. The interconnecting area with São Sebastião I Station was also constructed using this method, after the main excavations and linings in the tunnel completion.

São Sebastião II Station was built using an underground excavation method. It comprises a tunnel that shelters the station body, including technical rooms, two traction substations (Red Line and Blue Line), two sets of stairs, platforms and users’ distribution areas, with a total approximate length of 180 m.

The accesses were designed so as to be initially used as work fronts fulfilling the construction requirements adopted in the underground design.

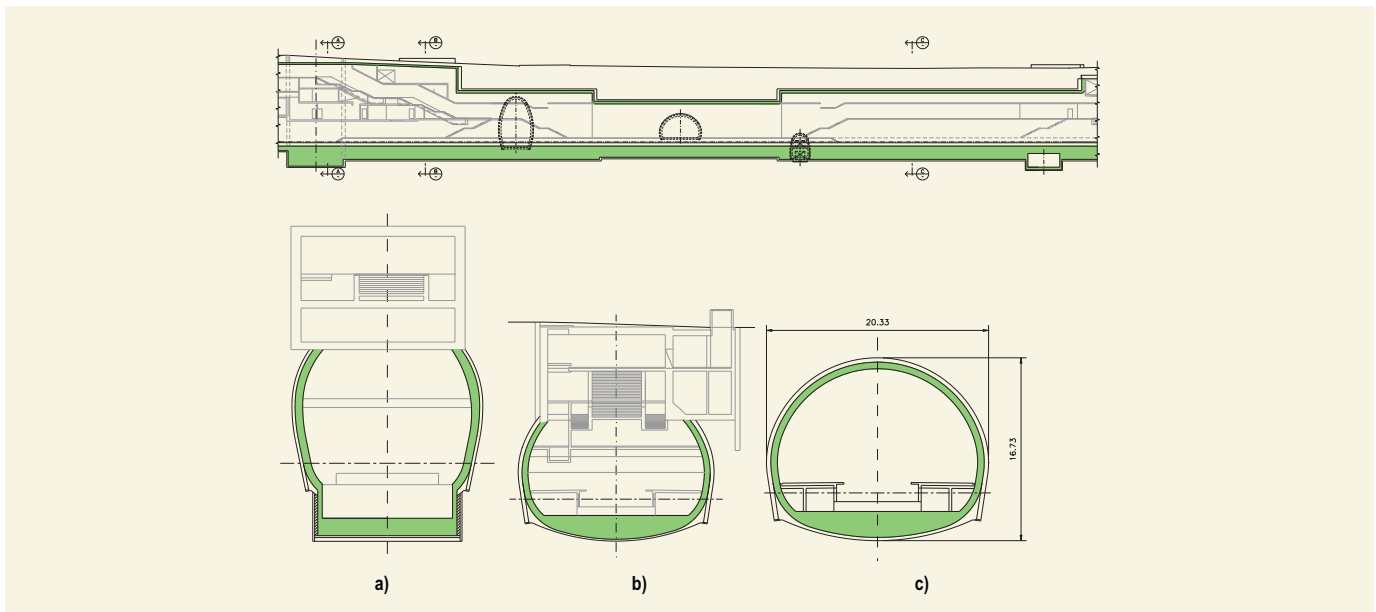
São Sebastião II Station was constructed using the New Austrian Tunnelling Method, in which the ground and the structure work



FORMAÇÃO		DESCRIÇÃO		
Recente	Aterro	At	Aterros argilo-arenosos e areno-argilosos acastanhados com fragmentos de cerâmica, restos de vegetais e pedras de calcário e basalto.	Recent Landfills
Eocénico-Oligocénico	Formação de Benfica		Arenitos argilosos e carbonatados de grão grosseiro a conglomératico acastanhados e acinzentados, com intercalações de areias finas a grossas geralmente argilosas ou silto-argilosas amarelo-acastanhadas, medianamente compactas a muito compactas (em regra SPT ≈ 25 a 60 com valores inferiores no topo).	Formations of the Benfica complex
			Argilas siltosas ou margosas amareladas e acastanhadas por vezes com seixos dispersos e margas esbranquiçadas a esverdeadas, muito duras a rijas (em regra SPT ≈ 21 a 60 ocorrendo alguns valores inferiores).	
Mesozóico	Complexo Vulcânico de Lisboa		Basaltos acastanhados a cinzento-avermelhados, decompostos a muito alterados (W5-4), com fracturas próximas (F5-4) preenchidas por calcite ou argila acastanhada, resistentes (SPT>60). Basaltos acinzentados, por vezes de aspecto brechóide ou amigdalóide, com frequentes veios de calcite, medianamente alterados a pouco alterados (W3-2), com fracturas próximas a medianamente afastadas (em regra F4-3) geralmente preenchidas por calcite, muito resistentes.	Basalt Formations
			Tufos vulcânicos argilo-siltosos avermelhados com fragmentos de basalto e núcleos brancos calcíticos ou níveis amarelados calco-margosos, muito rijos (SPT ≥ 56).	Volcanic Tuffs

**Fig. 02** Perfil geológico longitudinal da estação São Sebastião II. *Longitudinal geological profile of São Sebastião II Station.*





**Fig. 03** Estação São Sebastião II, Secções Longitudinal e Transversais.  
*São Sebastião II Station, cross and longitudinal sections.*

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Do ponto de vista construtivo, podem-se dividir as soluções em dois tipos: obras em “cut and cover” e obras em subterrâneo.

Em “cut and cover”, foram construídos o acesso final Nascente, composto por escadas que ligam a superfície ao átrio superior, bem como o poço Nascente propriamente dito, que abriga diversas áreas técnicas e conjuntos de escadas de acesso aos cais. Também foi considerada a área de interligação com a estação São Sebastião I, que foi realizada após as escavações e revestimentos principais em túnel.

Em subterrâneo, a Estação São Sebastião II é constituída por um túnel que abriga todo o corpo da estação, incluindo salas técnicas, 2 subestações de tração (Linha Vermelha e Linha Azul), conjuntos de escadas, plataformas e áreas de distribuição de utentes, com aproximadamente 180,00m de comprimento.

Os acessos foram projetados por forma a serem utilizados inicialmente como frentes de obras de modo a atenderem as condições construtivas adoptadas na concepção subterrânea. A Estação São Sebastião II, foi executada pelo método construtivo não destrutivo denominado NATM (New Austrian Tunneling Method), no qual o maciço e a estrutura trabalham em conjunto interativamente até que seja conseguida a condição de equilíbrio. De acordo com este método os túneis tiveram seus suportes instalados em duas etapas construtivas. A primeira composta por uma estrutura armada em betão projectado e cambotas metálicas treliçadas, feitas com varões de aço, responsável pela estabilização provisória (fase construtiva). A segunda composta por betão convencional, armado com varões e/ou malhas metálicas, responsável pelo suporte definitivo ao longo de vida útil do empreendimento.

Nos poços o suporte provisório referente a fase construtiva foi composto por betão projectado armado com malhas metálicas e o definitivo por betão convencional moldado acabado com varões e/ou malhas metálicas.

As secções dos túneis foram concebidas de modo que fossem maximizados os esforços de compressão e minimizados os de flexão obtendo-se desta maneira, funcionamento mais adequado ao betão.

Os acessos para as escavações do túnel do corpo da estação ocorreram através de dois poços, sendo um a Nascente construído pelo método de vala a céu aberto com contenções em estacas ancoradas e outro na extremidade oeste da Estação, escavado pelo método NATM vertical com contenções realizadas em betão projectado armado.

Procurando o máximo aproveitamento das escavações dos poços em sua fase provisória, foi também através do poço Poente executada a ligação do trecho de túnel de via feito sob a Estação São Sebastião I, sentido Poente.

O Corpo da Estação foi executado pelo método NATM, com faseamento em side-drift e alargamento em meia secção, 1º e 2º rebaixos.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Conforme preceitos tanto das obras a “céu aberto”, como nas obras em NATM, o projeto previu a instrumentação tanto do maciço como das estruturas, das contenções, dos túneis e da ocupação de superfície e sub-superfície, visando observar a adequabilidade da metodologia construtiva, dos sistemas de suporte e do grau de segurança do maciço no entorno das escavações. Foram utilizados equipamentos tradicionais, como extensômetros, marcas de nivelamento, indicadores de nível de água, piezômetros, alvos e secções de convergência.

A instrumentação instalada apresentou valores dentro dos previstos, chegando a máximos de 47mm na superfície (eixo do túnel) e convergência de 28mm.

É de salientar que a instrumentação teve papel decisivo durante a fase de calibração para os parâmetros utilizados nos tratamentos de abóbada em jet-grouting, o que permitiu controlar o empolamento máximo à superfície abaixo de 20mm. Nas áreas em “cut and cover” a instrumentação permitiu acompanhar e adequar o processo construtivo de modo a garantir mínimos danos às edificações adjacentes à obra. Durante a execução do Túnel NATM sob a Estação de São Sebastião I, em operação, a instrumentação instalada apresentou assentamentos menores que 3mm.



**Fig. 04** Túnel do Corpo da Estação visto do Acesso Poente e revestimento secundário.  
*Tunnel of the station: view from the western access and secondary lining.*



**Fig. 05** Cais da Estação.  
*Station Platform.*

together interactively until achieving a balanced condition. The tunnel supports were installed in two construction stages. The first being a reinforced structure in shotcrete and latticed metal ribs with steel rods, responsible for the provisional stabilisation (construction stage). The second one, the final lining, is composed of reinforced cast in-situ concrete.

In the shafts, the primary support was composed of shotcrete reinforced with metallic wire mesh and the definitive one of conventional cast in-situ concrete reinforced with rebars and/or metallic wire mesh.

The cross section of the tunnels was designed so as to maximise axial compressive force and to minimise the bending moment in order to guarantee optimised structural response of the concrete. Access for the tunnel excavations of the station body took place through two shafts, one in the east which was built by means of the open trench method with retention in anchored piles and another in the west end of the Station, excavated using the vertical NATM supported by reinforced shotcrete.

Taking the maximum advantage of the shaft excavations during the provisional stage, it was also through the west shaft that the westward connection of the track tunnel under São Sebastião I Station was excavated.

The Station body was undertaken using the NATM method, with the following sequence: side-drift and mid-section widening, followed by first and second excavation of lower mid-section.

#### 4. MONITORING

According to principles both in the open pit excavation works and in the NATM works, the project foresaw the need for monitoring of the ground, structures, retaining walls, tunnels and surface and sub-surface interferences. Traditional observation equipment was used, such as strain gauges, levelling marks, water level indicators, piezometers, targets and convergence sections.

The installed instrumentation showed values within those forecasted during design, reaching maximum displacement values of 47mm at the surface, over the tunnel axis, and maximum convergence of 28 mm.

It should be emphasised that the instrumentation played a decisive role during the calibration stage of the parameters used in the vault treatment in jet-grouting, which allowed the control of the maximum surface displacements to less than 20mm. In the “cut and cover” areas, the instrumentation allowed the follow-up and adaptation of the construction process in order to ensure minimal damage to the buildings adjacent to the works. During the execution of the NATM tunnel under the São Sebastião I Station, in almost permanent operation, the installed instrumentation showed settlements smaller than 3 mm.

# ESTAÇÃO AMEIXOEIRA

**Localização/Location:** Azinhaga da Cidade, junto à confluência com a Rua Vitorino Nemésio

**/Azinhaga da Cidade, near the intersection with Rua Vitorino Nemésio**

**Utilização/Use:** Metro Pesado/Subway/System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista:/Designer:** CJC Engenharia e Projetos/Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projecto

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio Construtor ZMT-ACE Zagope, Moniz da Maia e Tamega

**Fiscalização/Supervision:** Ferconsult

**Dimensões/Dimensions:**

**Poço Central (corpo da estação, salas técnicas, plataformas)/Central shaft (body of the station, technical rooms, platforms)**

• **Profundidade/Depth:** 35m

• **Secção Transversal/Cross section:**

**Poço circular; Diâmetro de escavação): 42m; Área de escavação 1384m<sup>2</sup>**

**/Circular shaft; Excavation diameter: 42 m; Excavation area 1384 m<sup>2</sup>**

• **Salas Técnicas: Área/Technical rooms area: 400m<sup>2</sup>**

**Túneis NATM (plataformas)/NATM Tunnels (platforms)**

• **Extensão/Length: Túnel Poente: 34m; Túnel Nascente: 34m/Western Tunnel: 34 m; Eastern Tunnel: 34 m**

• **Secção Transversal/Cross section:**

**Área de escavação/Excavation area: 195m<sup>2</sup>; Altura: 14m; Largura: 18m/Height: 14 m; Width: 18 m**

**Método construtivo/Construction method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional excavation (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2000 – 2003

## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

A Estação Ameixoeira pertence à linha amarela do Metropolitano de Lisboa. As obras da estação iniciaram-se em 2000 e a inauguração ocorreu em março de 2004. A estação foi projetada pela CJC Engenharia e Projetos e pela Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto. A construção ficou a cargo do Consórcio Construtor ZMT-ACE, formado pelas empresas Zagope, Moniz da Maia e Tamega.

A Estação Ameixoeira é constituída por um poço central de grande diâmetro, por dois túneis e por acessos junto à superfície. O poço da estação tem a finalidade principal de alojar escadas, elevadores, mezanino e plataformas de embarque. A sua geometria caracteriza-se por uma seção transversal circular de 42m de diâmetro, área de escavação de 1384m<sup>2</sup> e 35m de profundidade. A geometria do poço é constante em toda sua extensão, com variação de espessura do revestimento primário em função dos carregamentos de solo. O poço foi utilizado como frente de ataque para os túneis da estação (Nascente e Poente), responsáveis por abrigar parte das plataformas de embarque. Os túneis possuem área de escavação de ~195m<sup>2</sup> e 34m de extensão. Na Fig. 1 está apresentada uma ilustração com a configuração arquitetónica espacial da estação.

### 2. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Na Fig. 2 está apresentado o perfil geológico em que a estação Ameixoeira está inserida. Identificam-se quatro estratos, o pri-

meiro é composto pela Argila do Forno do Tijolo, com 8m de espessura, sobrejacente a uma camada do Calcáreo de Entre Campos; por baixo deste estrato encontram-se as Areolas de Estefânia, com 13m de espessura, e por fim, a Argila dos Prazeres.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Tanto o poço quanto os túneis foram executados de acordo com os princípios do NATM, utilizando o maciço circundante às escavações como parte do sistema de suporte, intensa instrumentação do maciço/sistema de suporte e rigoroso acompanhamento técnico da obra (ATO). O poço e os túneis foram construídos essencialmente com betão projetado, malha de aço e cambotas metálicas (túneis). Como dispositivos auxiliares de melhoria das condições do maciço e controle das águas subterâneas, foram utilizados tratamentos em jet grouting (túneis), drenos radiais curtos (poço), geodrenos - drenos horizontais profundos (túneis).

O revestimento primário do poço apresentou espessura variando de 0,30m a 0,60m e o revestimento definitivo apresentou espessura da ordem de 0,60m. O revestimento primário dos túneis apresentou espessura da ordem de 0,35m e o revestimento definitivo da ordem de 0,40m. Na Fig. 3 apresenta-se, em corte, a geometria do poço central da estação e na Fig. 4 a seção transversal dos túneis da estação.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A instrumentação utilizada na estação foi a usual para esse tipo de obra, visando monitorar as deformações no maciço e no sis-

# AMEIXOEIRA STATION

## 1. INTRODUCTION

Ameixoeira station belongs to the Yellow Line of Lisbon Metro, opened in March 2004, works started in 2000. The station was designed by CJC Engenharia e Projectos and Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projecto. The construction was the responsibility of Consórcio Construtor ZMT-ACE, a joint-venture comprising Zagope, Moniz da Maia and Tamega contractors.

Ameixoeira Station comprises a large diameter central shaft, two tunnels and shallow access galleries. The station shaft has the main purpose of accommodating the stairs, lifts, mezzanine and boarding platforms. It is 35 m deep and has a 42 m diameter circular cross-section, with an excavation area equal to 1384 m<sup>2</sup>. The shaft geometry is constant along its height, with thickness of

the primary lining changing according to the loads from the ground. The shaft was used as a work front for the tunnels of the station (eastern and southern), which host part of the boarding platforms. The tunnels are 34 m long with a 195 m<sup>2</sup> excavation area. Figure 1 shows an illustration with the architectonic spatial configuration of the station.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

Figure 2 shows the geological profile of the ground at Ameixoeira station location. The strata sequence comprises, from the surface, a 8 m thick layer of Forno do Tijolo Clay, a Entre-Campos limestone layer, a 13 m thick layer of Estefânia Sands, and finally the Prazeres Clays.

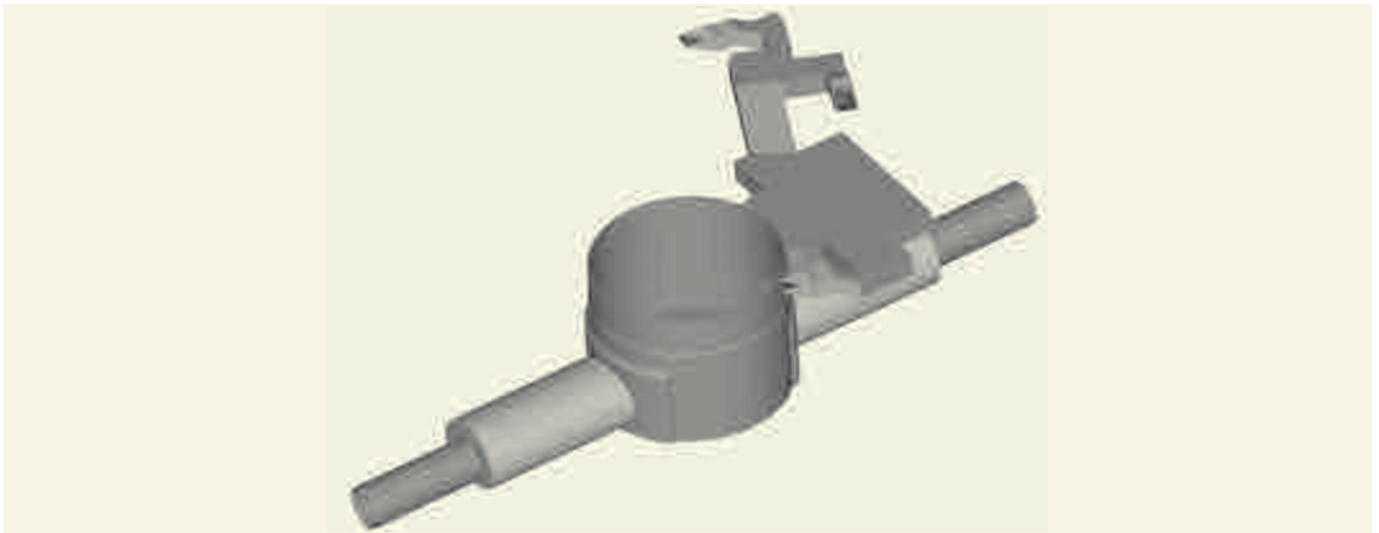


Fig.  
01

**Ilustração 3D da Estação Ameixoeira (poço central, túneis e acessos).**  
*3D illustration of Ameixoeira Station (central shaft, tunnels and accesses).*

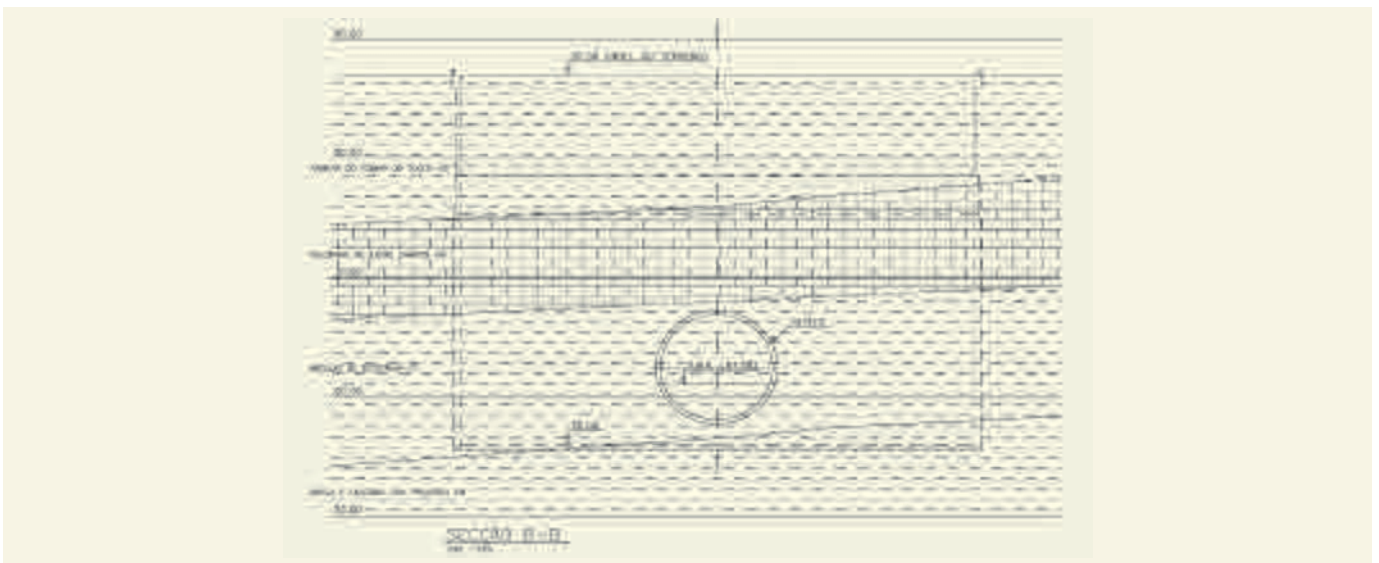
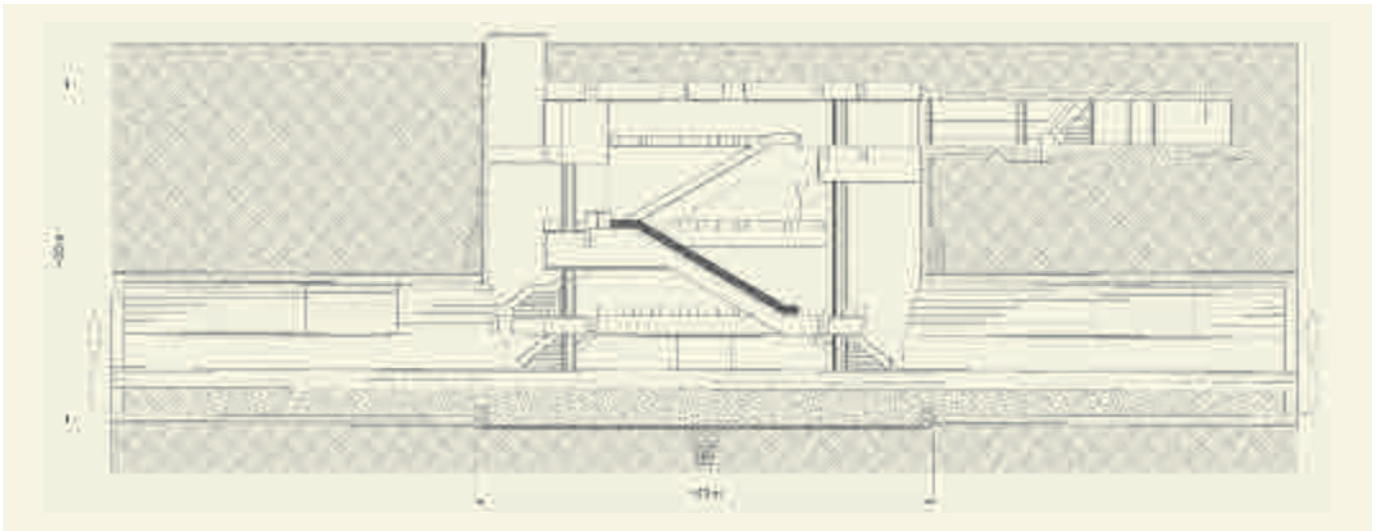
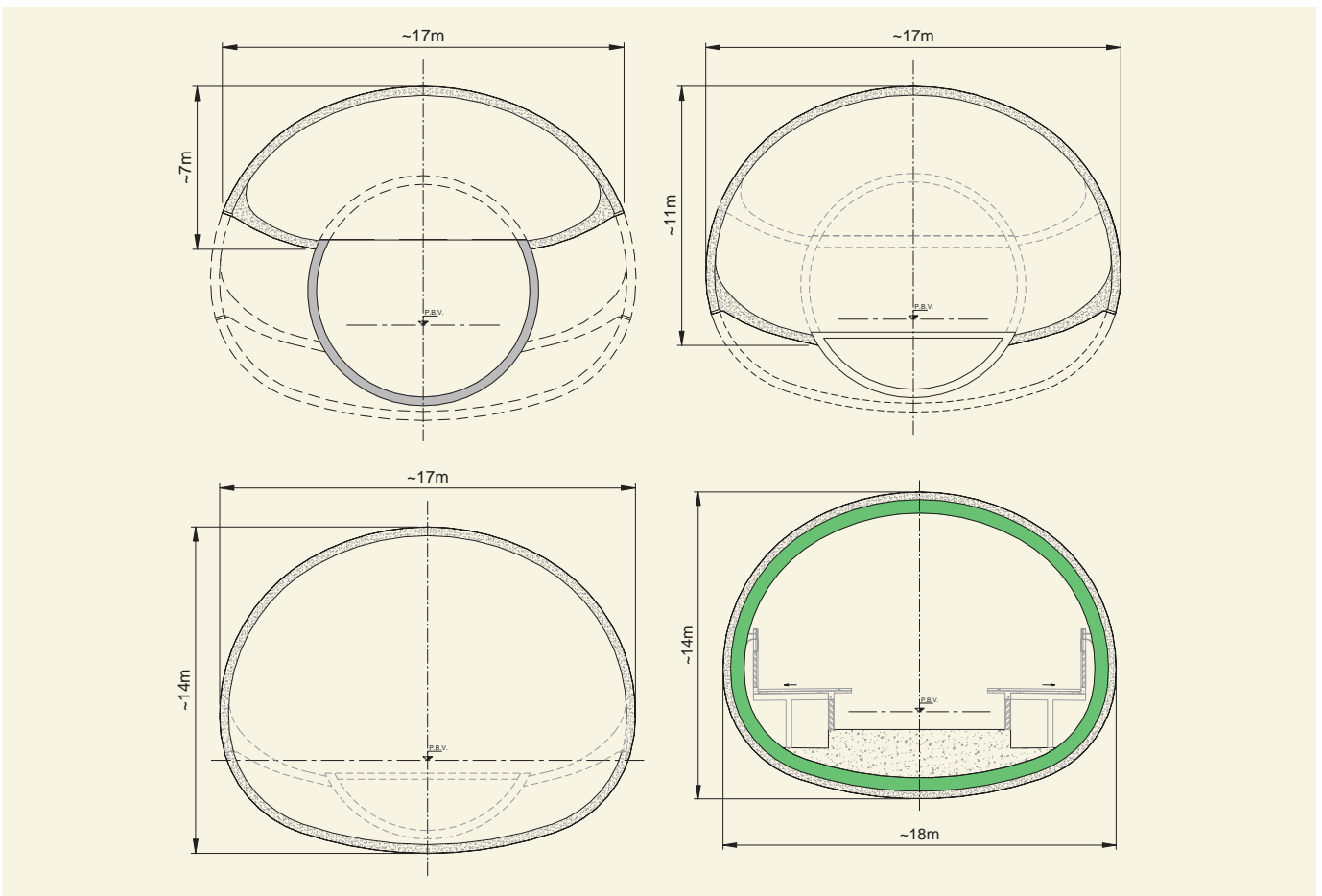


Fig.  
02

**Perfil geológico da estação.**  
*Geological profile of the station.*



**Fig. 03** Geometria do poço central da estação (corte).  
*Station central shaft geometry (section).*



**Fig. 04** Geometria dos túneis das plataformas de embarque.  
*Geometry of the tunnels of the boarding platforms.*

tema de suporte e também a resposta do lençol freático face ao sistema de controle de águas subterrâneas implantado. A instrumentação foi constituída essencialmente por marcos superficiais, extensómetros, piezómetros, pinos para medida de deslocamentos e convergência/divergência/nivelamento nas estruturas de revestimento primário. Nas edificações e estruturas da envolvente foram utilizados alvos e réguas de nivelamento e "tiltmeters".

Na Fig. 5 estão apresentadas fotografias do desenvolvimento das obras da estação.

## 5. BIBLIOGRAFIA

KUWAJIMA, F.M.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHÃ, C.A.; FRANCO, S.G. - *Comportamento de Aberturas Subterrâneas de Grandes Dimensões- Estações Ameixoeira e Baixa Chiado no Metro de Lisboa.*



**Fig. 05** **Fotografias das obras da estação.**  
**Photographs of the station works.**

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

Both the shaft and the tunnels were excavated according to NATM principles using the ground around the excavation as part of the support system, intense monitoring of the ground/support system and strict technical monitoring of the work. The shaft and tunnels support were mainly composed of shotcrete, steel mesh and, in tunnels, steel ribs. As auxiliary devices to improve the conditions of the ground and control of groundwater, treatments with jet grouting and deep horizontal drains in tunnels, and short radial drains in shaft were used.

The primary lining thickness was between 0.30 m and 0.60m while the final lining thickness was approximately 0.60m. The primary lining of the tunnels had a thickness of about 0.35 m and the final lining about 0.40 m. Figure 3 displays, the geometry of the central shaft of the station in a longitudinal section whereas Figure 4 shows the cross section of the station tunnels.

### 4. MONITORING

The monitoring instruments used at the station were those usually used for this type of construction work, aiming at monitoring deformations of the ground and support system and also the response of the water table to the installed underground water control system. The instrumentation comprised surface marks, extensometers, piezometers, pins to measure displacements and convergence/divergence/levelling at the primary lining structures. In the surrounding surface area construction targets and levelling rulers and “tilt meters” were used.

Figure 5 shows pictures of the works in progress at the station.

### 5. BIBLIOGRAPHY

KUWAJIMA, F.M.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHÃ, C.A.; FRANCO, S.G. - *Comportamento de Aberturas Subterrâneas de Grandes Dimensões- Estações Ameixoeira e Baixa Chiado no Metro de Lisboa.*

# EXTENSÃO ORIENTE – AEROPORTO DA LINHA VERMELHA

**Localização/Location:** Lisboa/Lisbon

**Utilização/Use:** Metro Pesado/Subway/System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista/Designer:** CJC Engenharia e Projetos/JETSJ

**Empreiteiro/Contractor:** ACE Aerometro

**Fiscalização/Supervision:** Ferconsult e FAGIP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 1400 m

- **Secção Transversal/Cross section:**

**Poços e Túneis de geometria variável/Variable geometry of shafts and tunnels:**

**Poços/Shfts:** elíptico e circulares com diâmetro médio de 14m e profundidade de 17 a 34 m

*/elliptical and circular shape with 14m average diameter and depth between 17 m and 34 m*

**Túneis/Tunnels:** 72m<sup>2</sup> a 450m<sup>2</sup> (secção de escavação)/72 m<sup>2</sup> to 450 m<sup>2</sup> (excavation section)

**Método construtivo/Construction method:** Escavação convencional (NATM)/Conventional excavation (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2008 – 2009

## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

As obras relativas aos troços 97 e 110 que fazem parte da Extensão da Linha Vermelha, Oriente – Aeroporto, do Metropolitano de Lisboa, incluem 4 poços (Tejo, 190, 191 e 192), túnel de via dupla entre as Estações Moscavide e Encarnação e 2 túneis singelos.

Os poços PV-190 e PV-191 foram realizados em NATM, e concebidos para agregar a instalação dos sistemas de ventilação e as escadas para saídas de emergências do troço 110 previsto para no futuro ligar a Estação Moscavide à Estação Portela. Durante a fase executiva os poços serviram como acesso para a escavação dos túneis simples desse troço.

No troço 97 foram executados mais dois poços, um previsto para atender as necessidades de verificação das condições

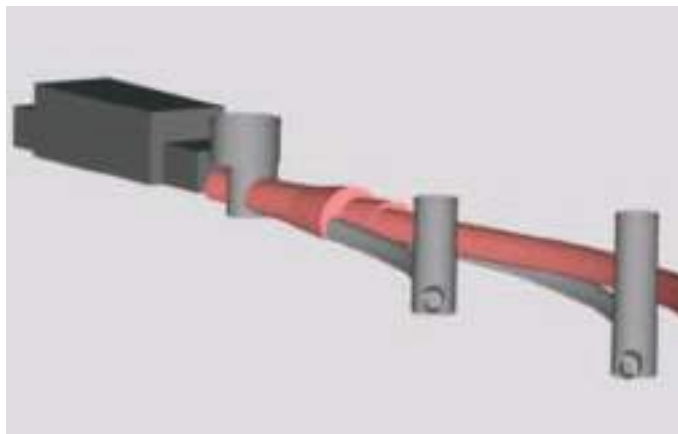
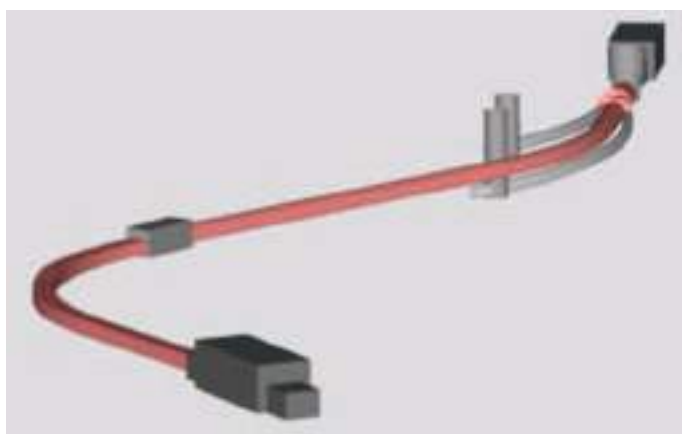
geométricas e estruturais do aqueduto do Tejo (Canal do Tejo) e que serviu de apoio para ataque às escavações do túnel sob o Canal do Tejo e Câmara de Alargamento, o outro, com o nome de PV-192, destinado a ventilação e saída de emergência a meio do troço, e que foi executado com contenção de estacas.

Os poços do troço 110 são circulares, com diâmetro de escavação de 14,00m e profundidade de 34,00m e 17,00m respetivamente.

O poço Tejo, utilizado para as escavações do troço 97, foi escavado em forma elíptica, com diâmetro médio de 14,00m, profundidade de 17,00m.

### 2. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Como se pode ver na Fig. 2 encontram-se na zona do túnel, a partir da superfície, aterros recentes (Holocénico) e formações miocénicas, em sequência areolas de Braço de Prata, calcários de Marvila e grês de Grilos, e argilas azuis de Xabregas.



**Fig. 01** Ilustração 3D das obras relativas aos troços 97 e 110 - Prolongamento da Linha Vermelha Oriente - Aeroporto.  
*3D Illustration of stretches 97 and 110 - Red Line Extension Oriente - Aeroporto.*

# ORIENTE – AIRPORT RED LINE EXTENSION

## 1. INTRODUCTION

The works in stretches 97 and 110 of Lisbon Metro are part of the Red Line Extension, between Oriente and Aeroporto stations, and include four shafts (Tagus, PV-190, PV-191 and PV-192), double-track tunnel between Moscavide and Encarnação stations and two single tunnels.

The PV-190 and PV-191 shafts were excavated by means of NATM, and were designed to include the installation of ventilation systems and the stairs leading to emergency exits in stretch 110, which will connect Moscavide Station to Portela Station in the future. During the construction stage the shafts served as access for the excavation of the single tunnels of that stretch.

Two other shafts were excavated in stretch 97, one to check the geometrical and structural conditions of the Tagus aqueduct (Tagus canal) and to guide excavation of the tunnel under the Tagus Canal, and a second, PV-192, was built for ventilation and emergency exit in a central position of the stretch, and was excavated using a pile-wall.

The shafts of stretch 110 are circular, with 14.00 m excavation diameter and 34.00 m and 17.00 m deep, respectively. The Tagus shaft, used for the excavation of stretch 97, was excavated as an ellipse, with a 14.00 m average diameter and is 17.00 m deep.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

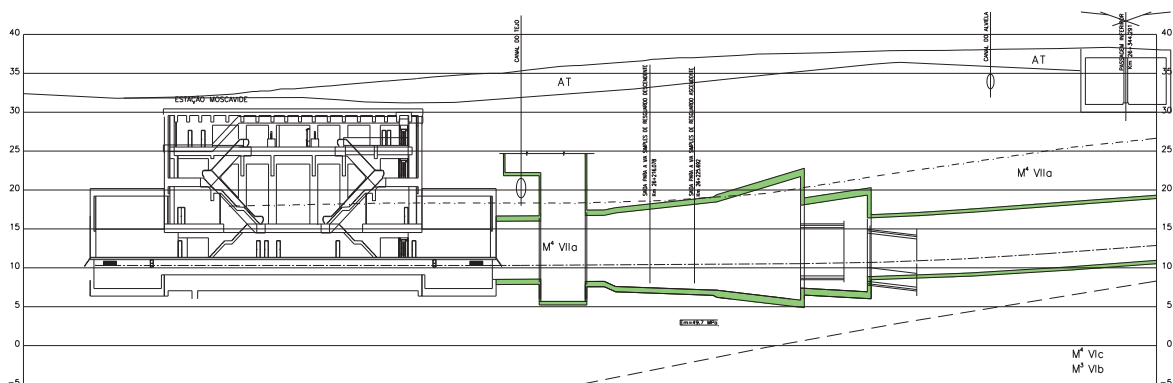
As seen in Fig. 2, from top to bottom can be found recent earthfills (Holocenic) and Braço de Prata sandy soils, Marvila limestones and Grilos sandstones and Xabregas blue days (Miocenic).

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

An edge beam was built at the top of the shafts to form a rigid ring in order to balance the loads of the equipment and storage of materials nearby.

Along the shaft depth, the primary lining is of variable thicknesses, according to the loads imposed by the ground. At the edge and the tunnel portal openings, the thickness of the first stage lining was differentiated according to the needs to balance stress redistribution resulting from the cutting and removal of the primary structure during excavation of the tunnel.

The tunnel between Moscavide and Encarnação stations of stretch 97 was excavated using the NATM method. The NATM tunnel section starts at km 26+174.00 near Moscavide Station where the Tagus shaft was carried out and runs to km 28+804 at the ventilation shaft PV-192. The tunnel from PV-192 to km 27+246, at Encarnação Station, was also excavated using the NATM.



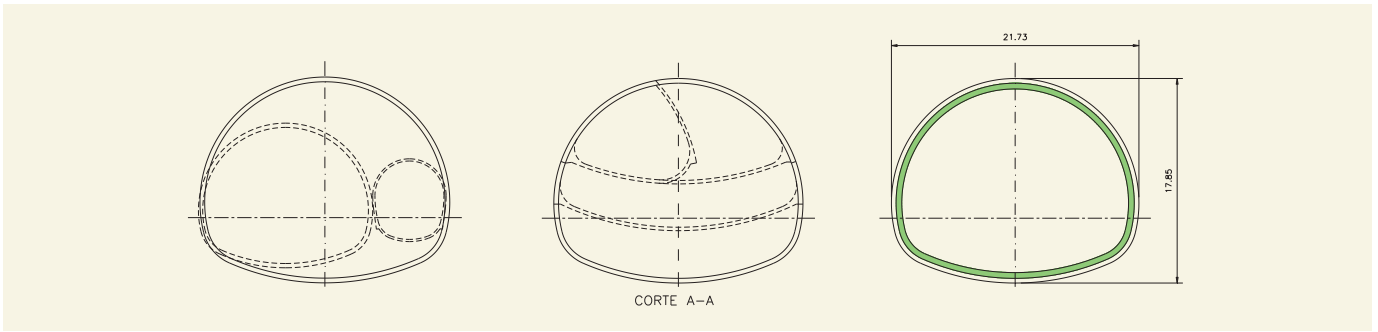
### LEGENDAS E CONVENÇÕES

- ACTUAL A RECENTE (AT)/RECENT LANDFILLS**
- DEPOSITOS DE ATERRO ARGILO-SILTOSOS COM AREIA A ARENO-ARGILOSO DE COR CASTANHA COM FRAGMENTOS DE NATUREZA VARIADA DISPERSOS.
- MIOCENICO**
- AREOLAS DE BRAÇO DE PRATA (M°Vila)/BRAÇO DE PRATA SANDY SOILS**
- SILTE MICACEO (ARENOSO) (ARGILOSO) CASTANHO AMARELADO A CINZENTO, LOCALMENTE COM FRAGMENTOS DE FOSSES.
  - LUMACHELAS CASTANHO CLARAS A CINZENTAS IRREGULARMENTE CONSOLIDADAS.
  - AREIAS FINAS SILTOSAS A ARGILOSAS, MICACEAS, CASTANHO CLARO A ACINZENTADAS, LOCALMENTE COM FRAGMENTOS DE FOSSES.
- CALCÁRIOS DE MARVILA (M°Vic) e GRES DE GRILOS (M°Vib)/MARVILA LIMESTONES AND GRILLOS SANDSTONES**
- CALCARENTO FINO A GROSSEIRO, POR VEZES LUMACHELICO, AMARELO ACASTANHADO COM PASSAGENS MENOS CONSOLIDADAS.
  - ARENTO FINO, MEDIO E GROSSEIRO, CASTANHO AMARELADO A ACINZENTADO, LOCALMENTE COM FRAGMENTOS DE FOSSES E ZONAS DESAGREGADAS.
  - SILTITO CASTANHO CLARO A AMARELO ESBRANQUICADO.
  - AREIAS FINAS, POR VEZES ARGILOSAS OU SILTOSAS, ACASTANHADA E ACINZENTADAS, LOCALMENTE COM FRAGMENTOS DE FOSSES.
  - SILTE ARENOSO A ARGILOSO E ARGILA SILTOSA CASTANHO ACINZENTADA A CINZA ESVERDEADA.
- ARGILAS AZUIS DE XABREGAS (M°Va)/BLUE CLAYS OF XABREGAS**
- SILTITO CASTANHO CLARO A ACINZENTADO COM PASSAGENS ARENOSAS, LOCALMENTE COM FRAGMENTOS DE FOSSES.
  - SILTES ARGILOSOS E ARENOSOS MICACEOS ACINZENTADOS, POR VEZES COM FRAGMENTOS DE FOSSES.
  - ARENTO FINO DE CORES CREME A CINZA.

Fig. 02

Perfil geológico longitudinal da câmara de alargamento.  
Longitudinal geological profile of the widening chamber.





**Fig. 03** Parcializações construtivas da câmara de alargamento.  
*Construction method of the widening chamber.*



a) Poço Tejo – Escavação - Ataque do Troço 97 e NATM sob Canal Tejo  
 a) Tagus Shaft - Excavation - stretch 97 opening and NATM under Tagus Canal



b) Câmara de alargamento – emboquilhamento túnel descendente  
 b) Widening chamber – downward tunnel portal



c) Câmara de alargamento – emboquilhamentos e arco invertido definitivo  
 c) Widening chamber – portals and final invert

**Fig. 04** Desenvolvimento das obras da estação.  
*Station works progress.*



a) Câmara de alargamento – soleira executada  
a) Widening chamber – invert



b) PV190 – Escavação; Túnel de via – revestimento primário  
b) PV 190 – Excavation; Track tunnel – primary lining



c) Túnel de via – revestimento secundário  
c) Track tunnel – final lining

**Fig. 05** Fotografias das obras.  
**Works photos.**

Stretch 110 was started at the aforementioned connection area, and comprises two sections of single tunnels, stretching for 140 m and 210 m, respectively. They are due to be extended to Portela Station. At each end of these sections, ventilation shafts (PV-190 and PV-191) were excavated. The track tunnel was initially excavated and reinforced throughout its entire perimeter to enable excavation of the upward tunnel under the track tunnel. The widening chamber was excavated in stages, side-drift, widening and recesses, as seen in Fig. 3.

#### 4. MONITORING

The Instrumentation Project provided for the installation of equipment such as extensometers, levelling marks, water level indicators, piezometers, inclinometers, targets and convergence sections.

The result of the installed instrumentation showed deformations within the expected limits defined for each section. In current sections, the surface settlement was smaller than 10 mm. Around the widening chamber the settlements ranged from 18 mm near the Tagus shaft to 50 mm near the exit of the widening chamber, with a larger area (~450m<sup>2</sup> of section), where the three portals were excavated (one double-track central tunnel and two single-track lateral tunnels).

The special instrumentation installed to monitor the Tagus Canal and the surrounding ground at the time of the NATM tunnel excavations enabled the works to progress smoothly with 12 mm of maximum settlement.

The internal convergences had minimum values, showing the validity of the systematic closing of the inverted arch.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Na sua parte superior os poços tiveram uma viga de bordadura destinada a formar um anel rígido para absorver as cargas de equipamentos e armazenamento de materiais nas bordas dos mesmos.

Ao longo de sua profundidade os poços apresentam paredes de primeira fase de espessura variável, de acordo com as necessidades decorrentes do incremento das cargas impostas pelo maciço.

No contorno da área e abertura para emboquilhamento dos túneis a espessura da parede do revestimento de primeira fase, no poço provisório, foi diferenciada em função da necessidade de abrigar os reforços destinados a absorver a redistribuição de esforços decorrentes do corte e remoção da estrutura primária na área de escavação do túnel.

O troço 97 (parcial) Moscavide -Encarnação, foi construído em túnel NATM. O tramo em túnel NATM inicia-se no km 26+174,00 junto a Estação Moscavide onde foi executado o poço Tejo e, estende-se até o km 28+804 no poço de ventilação PV-192. A partir do PV-192 até o km 27+246, na Estação Encarnação, o tramo também foi construído em túnel NATM.

O troço 110 teve início na referida área de ligação, sendo composto por dois tramos de túneis simples, que se estendem por 140,00m e 210,00m, respetivamente, destinados ao futuro prolongamento até a Estação Portela. Em cada extremo destes tramos foram executados poços de ventilação (PV-190 e PV191).

O túnel de via foi escavado inicialmente e reforçado em todo o seu perímetro para permitir a escavação do túnel ascendente sob o túnel de via.

A câmara de alargamento foi executada em várias fases, side-drift, alargamentos e rebaixos.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O Projeto de Instrumentação previu a instalação de equipamentos, como extensómetros, marcas de nivelamento, indicadores de nível de água, piezómetros, inclinómetros, alvos e secções de convergência.

O resultado apresentado pela instrumentação instalada mostrou deformações dentro dos limites previstos, variando em função da secção escavada. Nas secções correntes o assentamento foi menor que 10mm. Na região da câmara de alargamento os assentamentos variaram entre 18mm junto ao Poço Tejo a 50mm junto à saída da câmara de alargamento, região de maior área (~450m<sup>2</sup> de secção), onde foram feitos os 3 emboquilhamentos (1 túnel central de via dupla e 2 túneis laterais de via simples).

A instrumentação especial instalada junto ao Canal do Tejo, para monitorização deste e do maciço no entorno aquando das escavações do túnel NATM, permitiu que as obras transcorressem sem problemas com assentamento máximo de 12mm.

As convergências internas apresentaram valores mínimos, demonstrando a validade do fechamento sistemático do arco invertido.



Fig. 06 Estação do Aeroporto.  
Aeroporto station.



# JETsj

www.jetsj.com

## The Ground is our Challenge

A JetSJ Geotecnia, Lda. identifica-se como uma Empresa que procura a melhoria e a diferenciação contínua dos seus serviços em vários mercados, onde tem vindo a desenvolver com sucesso projectos de grande exigência técnica, como escavações profundas e obras subterrâneas, incluindo túneis.

Temos como principal objectivo identificar e satisfazer as necessidades dos nossos Clientes, disponibilizando serviços nas áreas de:

- Consultadoria
- Estudos
- Projectos
- Fiscalização
- Formação

A JetSJ Geotecnia, Lda. é uma empresa certificada segundo a Norma ISO 9001, garantindo assim elevados e reconhecidos padrões de qualidade e de eficiência nos serviços prestados aos seus Clientes.



Beneficiação do Túnel de Montemor, CREL, Portugal



Estação do Aeroporto ML, Lisboa, Portugal



Estação de Moscaide ML, Lisboa, Portugal

### Presença internacional



#### Sede

Rua Comandante Cousteau, Lote 4.07.04107  
Parque das Nações - Zona Norte  
1990-067 Lisboa - Portugal  
Telf: [+351] 210 505 150 / 51  
Fax: [+351] 218 962 091  
Email: info@jetsj.com

# TÚNEL DO TROÇO 98 DA LINHA VERMELHA DO METRO DE LISBOA

**Localização/Location:** Lisboa/Lisbon

**Utilização/Use:** Metropolitano/Subway/System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metropolitano de Lisboa/Lisbon Metro

**Projetista:/Designer:** LCW Consult, S.A. (former LISCONCEBE S.A.)

**Empreiteiro/Contractor:** Metropaço ACE

**Fiscalização/Supervision:** Gibb-Fase

**Dimensões/Dimensions:**

- **Desenvolvimento/Length:** 1.305 m
- **Vão escavação/Excavation span:** 9,9 m
- **Secção de escavação/Excavation section:** 70 m<sup>2</sup>
- **Largura útil entre hasteais/Effective width between side walls:** 8,7 m
- **Altura máxima/Maximum height:** 7,5 m
- **Recobrimento/Overburden:** 6 m - 30 m

**Método construtivo/Construction method:** Túnel realizado segundo o método convencional (NATM) numa extensão de 990 m e galeria executada em trincheira ao longo de 315 m, incluindo um poço de ventilação a meio do trecho. Monitorização e trabalho de reforço das fundações das estruturas à superfície, interferindo diretamente com as escavações subterrâneas /990 m long tunnel excavated by means of the NATM and a 315 m long cut-and-cover tunnel with a ventilation shaft at half way. **Monitoring and reinforcement of the surrounding structures foundations interfering with the excavation works**

**Período de construção/Construction period:** 2008 – 2010

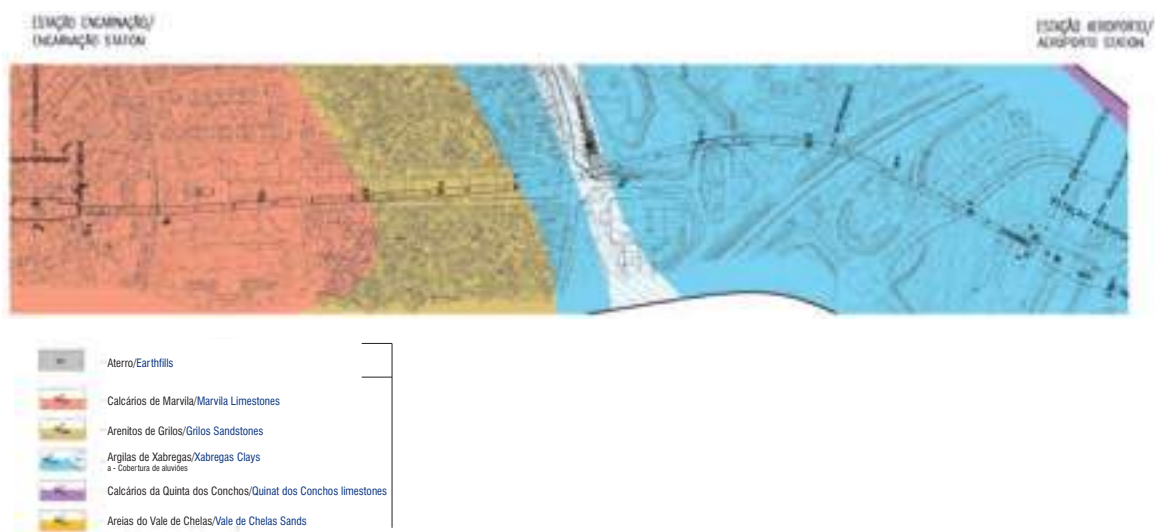
**Carlos Vieira, Jorge Cruz (LCW Consult, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

O 98º troço da rede do Metropolitano de Lisboa constitui um dos três troços que integram o prolongamento da Linha Vermelha, entre as estações Oriente e Aeroporto, na parte oriental da cidade de Lisboa.

Este troço com 1,3 km de extensão liga a Estação Encarnação à Estação Aeroporto (Figura 1) e compreende:

- um túnel mineiro profundo, com 0,7 km de extensão, desenvolvendo-se desde a Estação Encarnação até ao Poço de Ventilação (PV193)
- um túnel superficial escavado ao abrigo de uma contenção periférica com cerca de 100 m de extensão



**Fig. 01**

**Troço 98º (Parcial) entre a Estação Encarnação e a Estação Aeroporto: Planta.**  
*Location plan of stretch 98 between Encarnação and Aeroporto Stations.*

# TUNNEL OF THE 98<sup>TH</sup> STRETCH OF THE LISBON METRO RED LINE

## 1. INTRODUCTION

The 98<sup>th</sup> stretch of the Lisbon Underground is one of the three stretches that accomplish the extension of the Red Line, from the Oriente station to the Airport station, at the eastern side of the city.

This stretch, with a length of 1.3 km, connects the Encarnação Station to the Airport Station (Figure 1) and comprises:

- a deep NATM tunnel, 0.7 km long, between the Encarnação Station and the ventilation shaft (PV193)
- a shallow tunnel excavated under the protection of a pile retaining wall, with extension of 100 m
- a shallow NATM tunnel, 0.5 km long, lined up under two roads with heavy traffic – the Berlin Avenue and the Second Lisbon Ring – that reaches the Airport station.

The design studies took place between 2004 and 2006, the tunnel construction began in August 2008 and ended in 2011, after the conclusion of the rough-in works, followed by the finishing, the installation of mechanical equipment and the remaining railway infrastructures.

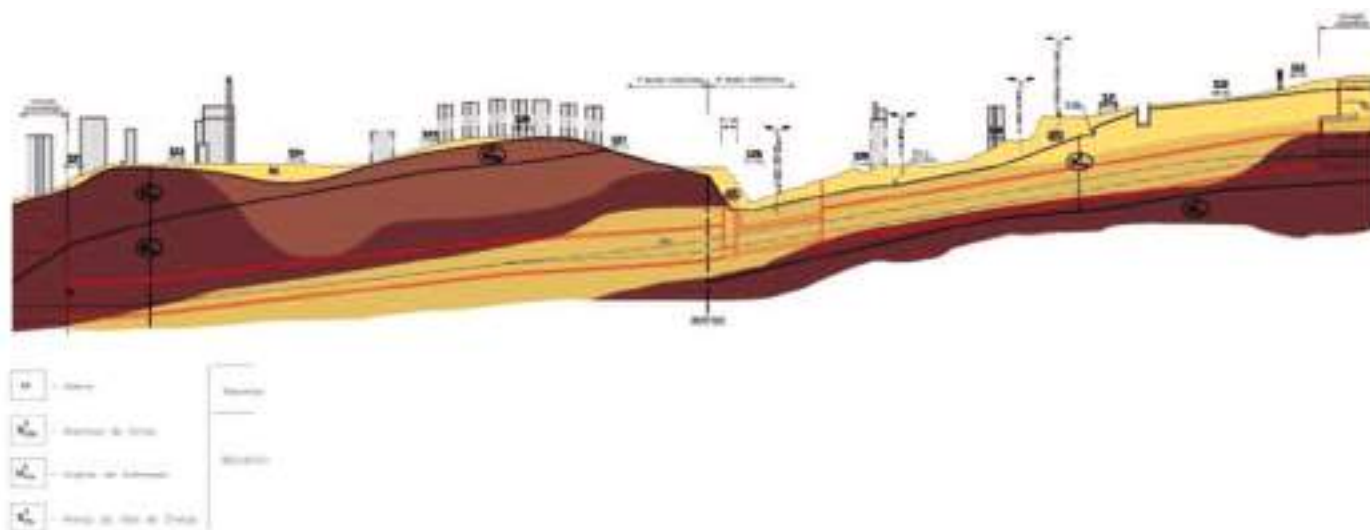
The excavation and tunnelling works were accompanied by the design team, which provided on-site technical advice (ATO).

## 2. THE DESIGN (2004/2006)

### 2.1. Geological and geotechnical models

The stretch here analysed crosses formations of the Lisbon Miocene sedimentary series, which is divided into 15 different stratigraphic levels in the zone.

The excavation interferes directly with the 12<sup>th</sup> and 11<sup>th</sup> litho-stratigraphic complexes – the Arenitos de Grilos (sandstones) and the Argilas de Xabregas (clays) - Figure 2, with distinctive geotechnical characteristics, closely influencing the constructive requirements adopted. Further to these two Miocene levels, the recent fill deposits (At) at shallow depth level and although with no direct interference with the excavation of the tunnel, influenced the design and the foundation reinforcement works of the neighbouring constructions and networks.



**Fig. 02** Troço 98 (Parcial) entre a Estação Encarnação e a Estação Aeroporto: Zonamento Geotécnico. *Geotechnical profile of the 98<sup>th</sup> stretch.*

**QUADRO I – Zonas e parâmetros geotécnicos de cálculo.**  
**TABLE I – Geotechnical/zones and parameters.**

ZG	Descrição/Description	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$q_u$ (kPa)	E (MPa)
1	Arenitos de Grilos e Areias do Vale de Chelas (em profundidade/ at depth) /Grilos sandstones and Vale de Chelas sands	20	10 - 25	36 - 40	500 (300)	100-150
2	Arenitos de Grilos (superficial/shallow layers) /Grilos sandstones	20	10	34 - 36	300	60 - 80
3	Argilas de Xabregas/Xabregas clays	20	10	32 - 34	250	50 - 60
4	Aterros/Earthfills	18	0(5)	30	- (50)	10 - 20



Fig.  
03

**Secção transversal do túnel mineiro.**  
*Cross section of the tunnel.*

– um túnel mineiro pouco profundo, com 0,5 km de extensão, passando sob duas vias de tráfego intenso – a Av. de Berlim e a Segunda Circular à cidade de Lisboa - e que se desenvolve até à estação do Aeroporto.

Os estudos de projeto decorreram desde 2004 a 2006, tendo a construção do túnel sido iniciada em Agosto de 2008 e concluída com a execução dos toscos em 2011, a que se seguiram os acabamentos, a instalação dos equipamentos mecânicos e a construção das restantes infraestruturas de via.

Os trabalhos de abertura e de construção do túnel foram acompanhados por uma assistência técnica de obra (ATO) do projetista.

## 2. O PROJETO (2004/2006)

### 2.1. Enquadramento geológico e geotécnico

O troço em análise desenvolve-se em formações pertencentes à série sedimentar do Miocénico de Lisboa, presentes na zona em 15 níveis estratiográficos diferenciados.

A escavação interfere diretamente com os 12º e 11º complexos lito-estratigráficos – Arenitos de Grilos e Argilas de Xabregas – (Figura 2) com características geotécnicas diferenciadas, influenciando as disposições construtivas adotadas. Para além destas duas unidades, os aterros (At) recentes presentes à superfície embora não interferindo diretamente com a abertura da galeria, acabam por afetar o seu dimensionamento e os trabalhos de reforço das fundações ao nível das interferências.

O trecho compreendido entre o Posto de Ventilação e a Estação Aeroporto apresentou-se com características resistentes de pior qualidade do que o restante trecho, devido à maior proximidade da superfície da escavação, onde a descompressão e a alteração do maciço passou a condicionar fortemente o desenvolvimento dos trabalhos.

A partir da caracterização geológica e hidrogeológica do maciço interessado pelo túnel e dos resultados dos ensaios de caracterização geotécnica aí realizados, atribuíram-se os parâmetros geotécnicos mais representativos para as necessidades do Projeto.

As quatro zonas geotécnicas consideradas mais relevantes e que serviram de base aos dimensionamentos (ZG1 a ZG4), foram caracterizadas pelos parâmetros geotécnicos indicados no Quadro 1.

### 2.2. Condicionamentos de serviços e ambientais

Para além dos condicionamentos naturais do traçado, um projeto deste tipo em meio urbano é fortemente condicionado pelas ocupações à superfície e do subsolo e ainda, pelas estruturas enterradas.

A análise da ocupação das edificações à superfície, ao longo do traçado do túnel, identificou um conjunto de estruturas que se posicionam no interior do perímetro de subsidência da escavação, denominadas de interferências. Destas, destacam-se pela sua importância:

- as travessias sob condutas da EPAL
- a passagem sob a 2ª Circular (interferência 50)
- a passagem sob o viaduto rodoviário junto ao Aeroporto (interferência 51).

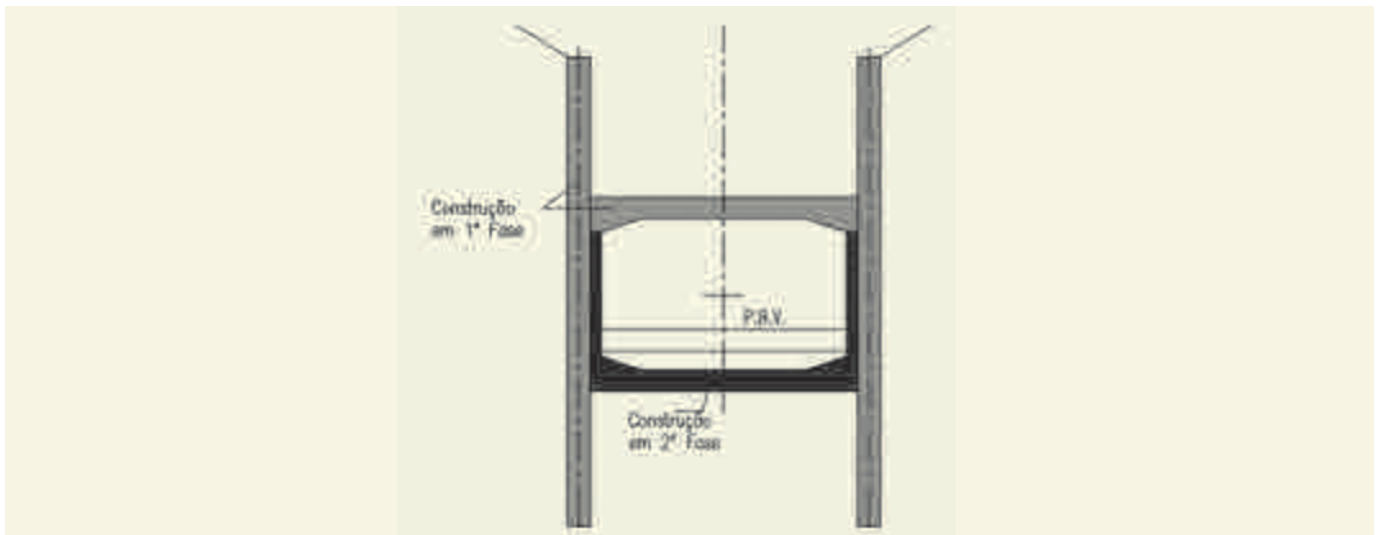
Além destas, os estudos de impacto ambiental ditaram medidas de minimização, tidas em conta no desenvolvimento do projeto, tais como: i) abertura de várias frentes autónomas de trabalho; ii) manter acessos independentes aos emboquilhamentos; iii) não interferência dos acessos previstos com a obra enterrada do posto de ventilação; iv) métodos construtivos do túnel independentes dos das interferências; v) travessias em laje de betão armado executada contra o terreno e apoiada em estacas previamente moldadas in situ; e vi) confinamento das ações respeitantes à obra no menor espaço possível, limitando as áreas de intervenção.

### 2.3. Métodos construtivos e análises efetuadas

O conjunto dos condicionamentos presentes e em particular os topográficos e geotécnicos, determinou a adoção de duas soluções construtivas:

- i) solução construtiva em “NATM” (New Austrian Tunnelling Method), adotada nas zonas do traçado onde os recobrimientos de terreno acima da abóbada atingem valores superiores ao diâmetro horizontal do túnel e onde a existência de interferências assim o obrigou (Fig. 3); e solução construtiva em “cut and cover”, adotada nas zonas do traçado onde a espessura do recobrimento acima da abóbada é da ordem de grandeza ou inferior ao diâmetro horizontal do túnel (Fig. 4).

Destes, apenas se descreve o primeiro, que segue o método executivo dos túneis mineiros.



**Fig. 04** **Secção transversal a “Céu aberto”.**  
**Cross section of the cut and cover tunnel.**

The stretch between the ventilation shaft and the Airport Station revealed poorer strength characteristics than the remaining extension due to the shallower position of the tunnel, where decompression and weathering of the bedrock began to strongly influence the development of the excavation works.

The geotechnical parameters for the design were assigned via the compilation of the geological and hydrogeological characterization data and also of the laboratory tests results.

The four geotechnical zones defined and identified as the most relevant for design purposes (ZG1 to ZG4), were characterized by the following values listed in Table 1.

## 2.2. Environmental and utilities constraints

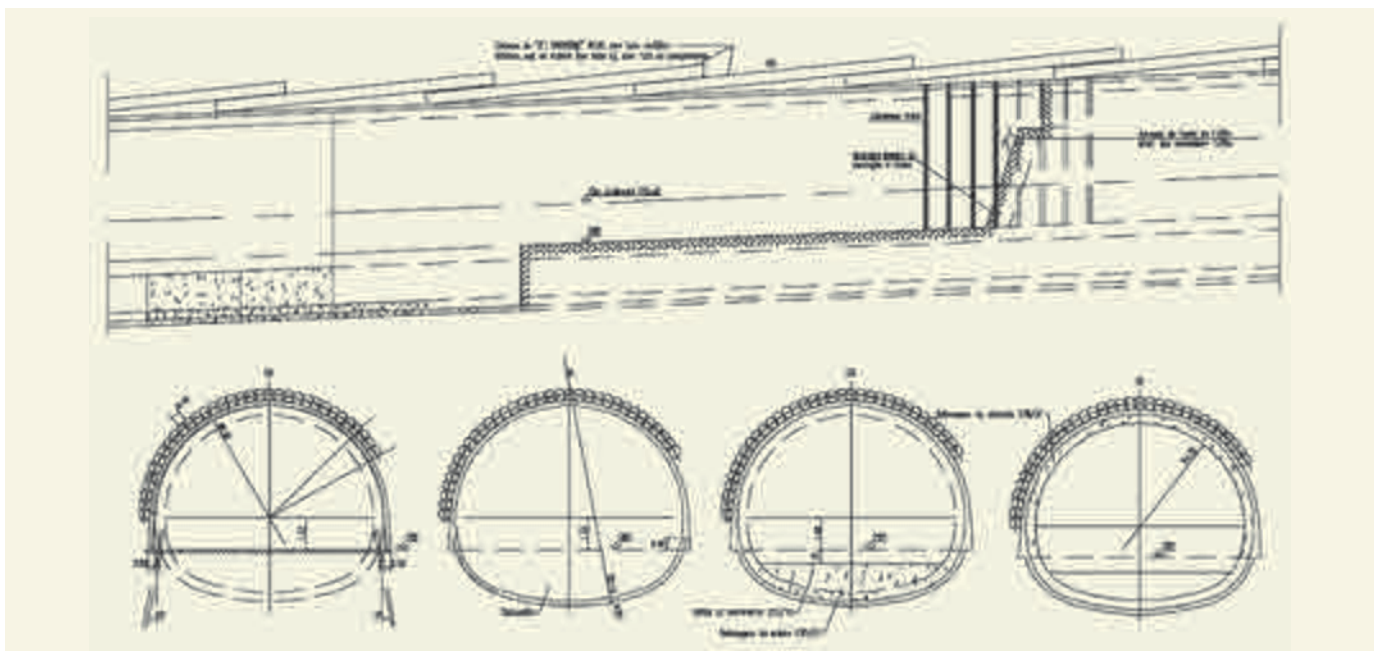
Besides the usual alignment constraints, this kind of urban project is considerably conditioned by the surface and underground occupation as well as the buried infrastructures.

The analysis on the buildings occupation at the surface, along the tunnel alignment, allowed the identification of a set of infrastructures positioned within the ground subsidence perimeter, referenced as interferences.

Amongst these, the following are noticeable:

- crossings under EPAL’s pipes
- the crossing under the Second Lisbon Ring (interference 50)
- the crossing under the road viaduct nearby the airport (interference 51).

Furthermore, environmental studies provided minimization measures, which were taken into account during the works progress, such as: i) opening of several separate working fronts; ii) keeping independent accesses to the portals; iii) non-interference of the accesses with the underground construction of the ventilation shaft; iv) tunnel constructive methods independent to the interferences ones; v) crossings in reinforced concrete slabs executed



**Fig. 05** **Faseamento construtivo em túnel mineiro.**  
**Construction sequence underground.**





**Fig. 06** Dispositivo geotécnico e modelo de cálculo: Cenário S3, túnel mineiro pouco profundo.  
*Geotechnical and calculation model: scenario S3, underground shallow tunnel.*

A secção transversal tem uma altura de 8,7 m e uma largura máxima de 9,9 m, originando uma área aproximada de 70 m<sup>2</sup>. O dimensionamento do revestimento definitivo do túnel, em betão armado, conduziu a uma espessura de 0,40 m, em toda a extensão.

A metodologia de construção baseou-se na filosofia associada ao NATM, que previu a aplicação de pré-suporte na frente composto por enfilagens de *jet grouting* armadas com tubos metálicos, instaladas no contorno exterior da abóbada, pregagens na frente em fibra de vidro e manutenção de banquetas frontal, além de colunas de *jet grouting* subverticais na base das cambotas e drenos de vácuo subverticais sob os hasteais. Houve necessidade de considerar faseamentos construtivos distintos, a aplicar consoante:

- a qualidade geomecânica do maciço a escavar
- a importância do recobrimento sobre o teto
- a ponderação dos dados da monitorização do comportamento dos terrenos envolventes, a realizar em avanço

Neste troço foram propostas três sequências construtivas

- tipo 1 - avanços sem soleira provisória (secção aberta), para condições geotécnicas tidas como adequadas a permitir a fundação direta das cambotas
- tipo 2 - avanços com soleira provisória (secção fechada), para condições geotécnicas difíceis, prevendo-se o reforço da rigidez do suporte
- tipo 3 - avanços com soleira provisória e com a execução de colunas subverticais de *jet-grouting*, entre cambotas, a partir da base dos hasteais, para transmissão em profundidade da carga axial do suporte – secção fechada –, em condições geotécnicas e/ou de recobrimento excepcionalmente difíceis, designadamente, junto dos emboquilhamentos, em aterros descomprimidos e nos atravessamentos de zonas do maciço enfraquecido por descontinuidades estruturais.

De acordo com os estudos realizados, a secção fechada em avanço tipo 2 foi considerada a mais adequada na maioria dos troços escavados, principalmente para os túneis profundos. Na fase de projeto já se previa a possibilidade de aligeirar o método para o avanço tipo 1 (Figura 5), caso a auscultação realizada em obra confirmasse deslocamentos inferiores aos calculados.

Os estudos compreenderam simulações da construção do túnel e análises de sensibilidade para os diferentes cenários geológico-geotécnicos existentes ao longo do traçado do túnel. Para

tal, foram definidos cinco cenários, cada um com diferentes dispositivos geotécnicos, fazendo-se variar a espessura das camadas, os parâmetros geomecânicos, a posição do nível freático e a posição do túnel.

Na Figura 6 apresentam-se o modelo de cálculo e o dispositivo geotécnico adotados para o cenário de cálculo S3, que posteriormente serviu de referência aos cálculos de retroanálise, correspondente à situação de construção do túnel mineiro a pequena profundidade no troço que liga o PV193 à estação Aeroporto.

A construção do túnel do Término junto à estação do Aeroporto, constitui um caso particular em que a análise foi efetuada com recurso ao método dos elementos finitos (MEF) com a ajuda do programa Plaxis V8, que efetua a análise em estado plano de deformação. O programa permite a simulação do faseamento da escavação e aplicação do suporte de forma progressiva.

Do mesmo modo, a passagem inferior da ligação da Av. de Berlim com a 2ª circular (interferência 50), enquadra-se numa situação semelhante. A análise da influência do túnel no comportamento dessa estrutura determinou que se atuasse preventivamente através da sua demolição parcial e posterior reposição das condições de serviço em talude de escavação. Conforme se verá adiante, não foi necessário implementar tais medidas em face do melhor comportamento observado durante a escavação do túnel.

Para os elementos estruturais (suportes e revestimento definitivo) foi considerado um comportamento elástico e linear. O revestimento do túnel, com 0,40m de espessura, foi simulado com as características de um betão moldado tipo C30/37. Para o betão projetado admitiu-se um módulo de elasticidade de 10 GPa, enquanto para as enfilagens em *jet grouting* o valor considerado foi de 1 GPa.

#### 2.4. Plano de observação

Foi implementado um Plano de Instrumentação e Observação, estendido à área de influência do túnel, que visou recolher informação sobre a resposta do maciço à escavação do túnel. O Plano compreendeu a instalação de extensómetros duplos, marcas de nivelamento superficial, inclinómetros, pinos de convergência no interior do túnel e piezómetros de tubo aberto. Estes aparelhos foram instalados em secções transversais de instrumentação que distam cerca de 20 m no sentido longitudinal do túnel. À superfície, nos edifícios e nas outras estruturas localizadas dentro do perímetro de subsidência (interferências)

against the ground and supported on previously moulded in situ piles; and vi) restraint of the construction activity to the minimum space possible, achieving a reduced intervention area.

### 2.3. Constructive methods and performed analyses

The whole conditioning present, in particular the topographic and geotechnical ones, led to the selection of two constructive solutions:

- i) The NATM (New Austrian Tunnelling Method), adopted in sections where the ground overburden is higher than the tunnel's diameter and when the existence of interferences required so (Figure 3) and
- ii) The cut-and-cover method adopted in sections where the ground cover is equal or lower than the tunnel's diameter (Figure 4).

From these, only the first, a tunnel boring method is described (Figure 3).

The height of the tunnel is 8.7 m while the maximum width is 9.9 m, generating an excavation cross section of about 70 m<sup>2</sup>.

The design of the definitive reinforced concrete lining led to a thickness of 0,40 m at the whole length.

The construction methodology was based on the NATM fundamentals which provided for the application of pre-support at the front, composed by jet grout forepoling reinforced with metal pipes, installed on the outer side of the vault, fibre glass rock bolts at the front and the maintenance of a frontal bench, besides the jet grouting sub vertical piles at the rib base and sub-vertical vacuum drains under the sidewalls. There was the need to consider distinctive constructive phasing to be applied according to:

- the geomechanical quality of the ground to be excavated
- the importance of the overburden
- the *a priori* data analysis of the surrounding ground behaviour.

In this stretch, three constructive sequences were proposed:

- type 1 - advances without temporary invert (open section), when suitable geotechnical conditions allowed for the direct foundation of the ribs
- type 2 - advances with temporary invert (closed section), when difficult geotechnical conditions occur, with consideration of the support reinforcement, if necessary
- type 3 - advances with temporary invert and the execution of jet grouting sub vertical piles, between ribs, from the

sidewalls bases, to transmit in depth the support axial load – closed section – when geotechnical conditions and/or overburden conditions are exceptionally difficult, namely, close to the portals, at decompressed earthfill and when crossing ground with structural discontinuities.

According to the studies carried out, the advancing type 2 closed section was considered as the most suitable for the majority of the stretches, mainly for the deeper tunnels. In the design stage the possibility of easing the section support to the advancing type 1 was foreseen (Figure 5), if the monitoring result of the construction works revealed smaller displacements than anticipated.

The studies comprised simulations of the tunnel construction and sensitivity analyses for the several geological-geotechnical scenarios along the tunnel alignment. For that purpose, five scenarios were set, each one with different geotechnical conditions, by means of variations of the layers thickness, geomechanical parameters, groundwater level and tunnel positioning.

Figure 6 presents the calculation model and the geotechnical conditions adopted for the scenario S3, which later served as a reference for the back-analysis, corresponding to the construction of the shallow bored tunnel at the section connecting the PV193 shaft to the Airport station.

The tunnel construction at its final section next to the Airport station is a particular case where the analysis was conducted by a plane strain finite element model with Plaxis V8 software. The software allows the simulation of the excavation phasing and the support application in a progressive way.

The passage under the Berlin Avenue connection with the Second Lisbon Ring (interference 50), was analysed with a similar approach. The analysis of the tunnel influence on the behaviour of the aforementioned structure has determined that preventive action should be carried out through its partial demolition, followed by the restitution of the service conditions by an excavation slope. As discussed ahead, it was not necessary to implement such measures, in view of the behaviour observed during the tunnel excavation being better than anticipated.

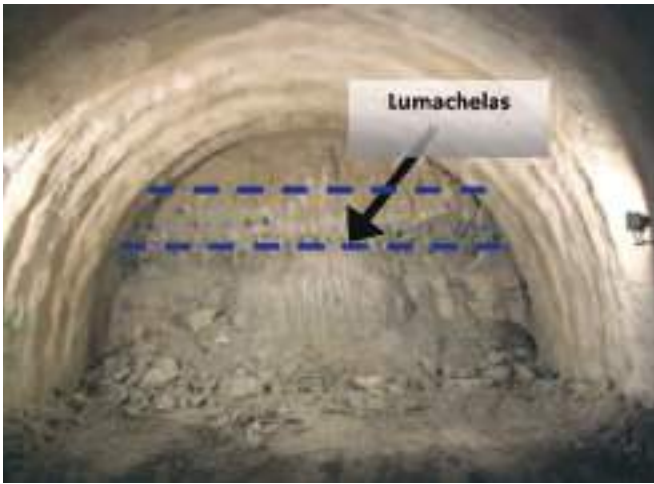
A linear and elastic behaviour was considered for the structural response of supports and final lining. The lining, with a thickness of 0,40 m, was simulated with the characteristics of a C30/37 type cast concrete. For the shotcrete a modulus of elasticity of 10 GPa was adopted, whereas a value of 1 GPa was considered for the jet grouted forepoling.



**Fig. 07** **Contenção periférica junto ao PV193.**  
*Peripheral support near PV193.*



**Fig. 08** **Escavação junto ao Emboquilhamento Poente.**  
*Excavation near western portal.*



**Fig. 09** Frente de escavação do túnel mineiro superficial, com Lumachelas.  
*Excavation face of the shallow tunnel in ground with Lumachela layers.*



**Fig. 10** Observação da frente de escavação do túnel mineiro mais profundo, em sede de ATO.  
*Inspection of the face in the deeper tunnel.*

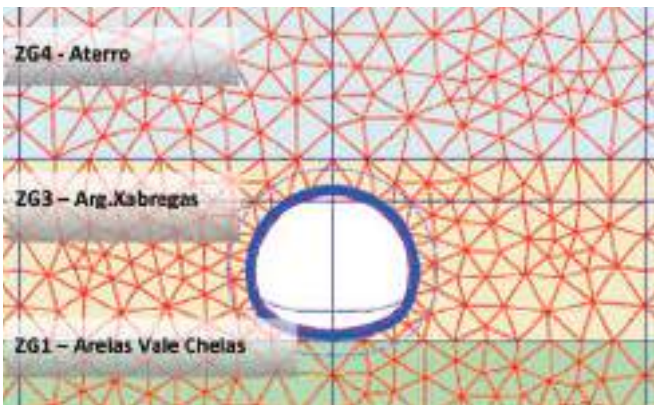
foram colocadas réguas graduadas para nivelamento geométrico e alvos refletivos.

O programa foi estabelecido em função das condições geológico-geotécnicas, da geometria do traçado e dos cenários de risco associados aos processos construtivos, definindo os equipamentos, a frequência das leituras, o tipo de tratamento dos dados obtidos e os níveis de alerta, abaixo dos quais se consideram aceitáveis os valores medidos.

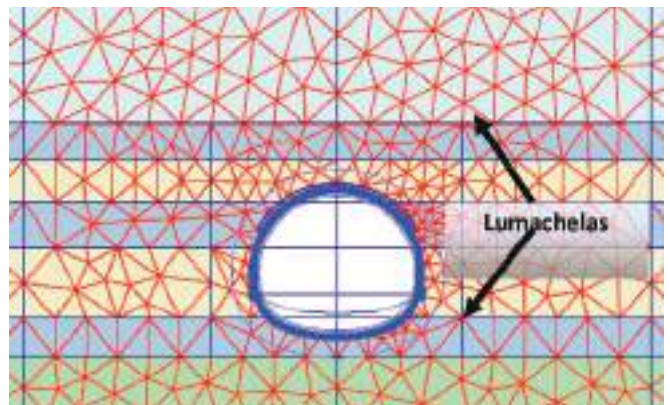
### 3. A CONSTRUÇÃO (2008/2011)

#### 3.1. Novos condicionamentos

A escavação dos túneis iniciou-se em Agosto de 2008, após a execução da cortina de contenção periférica para o emboquilhamento situado junto do PV193, composta por estacas secantes multi-ancoradas (Figura 7). Nesta altura, a disponibilização dos terrenos abrangidos pelo troço em estacada e dos acessos à obra foi facilitada, o que culminou numa maior flexibilidade dos processos construtivos: a escavação da estacada prevista segundo o método “top-down” pôde ser substituída pela escavação em trincheira tradicional na zona do emboquilhamento Poente, tendo-se introduzido dois níveis de escoramento provisório (Fig. 8).



**Fig. 11** Modelo Numérico da Fase de Projeto.  
*Numerical model for the Design phase.*



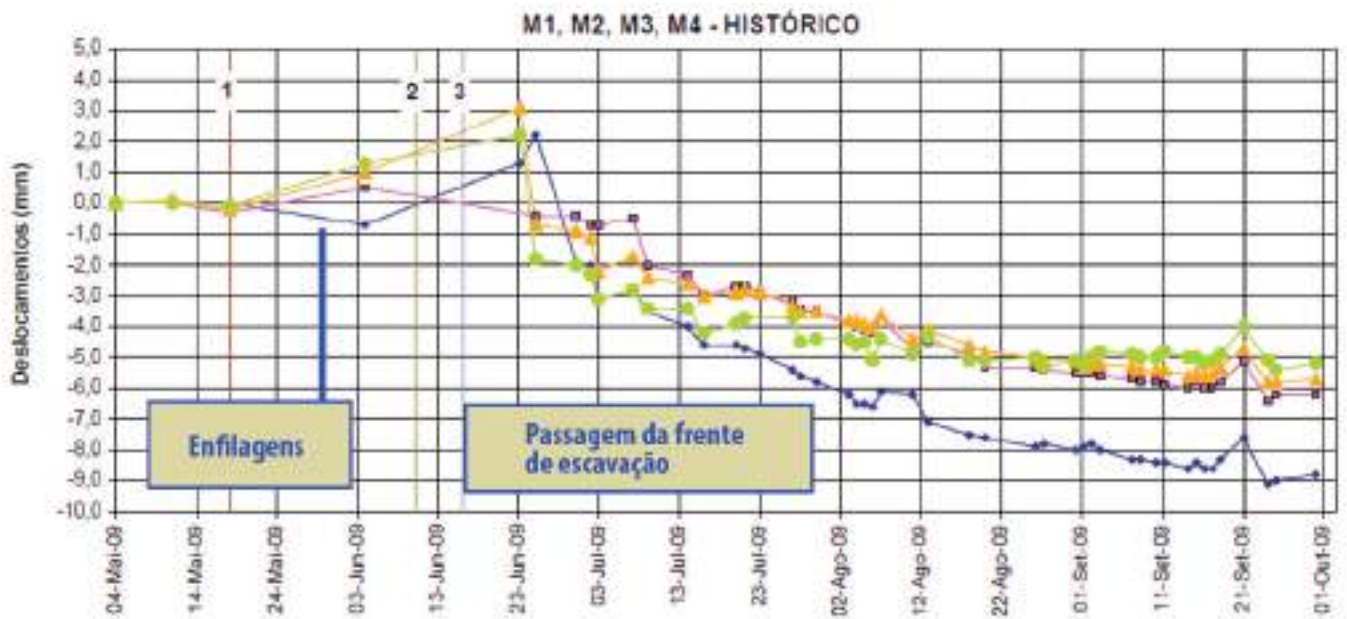
**Fig. 12** Modelo de retroanálise que reflete a observação efetuada “in situ”.  
*Model for backanalysis using monitoring in situ data.*

#### 3.2. Modelo geotécnico e comportamento observado

Durante o decorrer da obra foi possível observar a importância na estabilização do maciço superficial, predominantemente silto-argiloso (Argilas de Xabregas), da presença dos níveis lenticulares de depósitos marinhos coesivos, denominados por *lumachelas*, com características de rochas brandas a medianamente resistentes (ISRM, 1981) e de pequena espessura, que ocorrem de forma dispersa e “armam” o terreno (Figuras 9 e 10). Do mesmo modo, verificou-se, em particular no trecho compreendido entre o PV193 e o Aeroporto, que as camadas silto-argilosas e calco-arenosas mais superficiais se apresentavam na generalidade com boas características (superiores àquelas inferidas na fase de projeto), em grande parte devido à quase ausência de afluência de água. Estes factos contribuíram para que o maciço respondesse de forma generalizada com um bom comportamento às solicitações provocadas pela descompressão associada à escavação dos túneis.

#### 3.3. Assistência Técnica à Obra (ATO) – Adaptações ao projeto

Tal como é usual em projetos desta natureza, onde a componente de incerteza geotécnica é elevada, o projeto de execução previa que o faseamento construtivo pudesse ser modificado



**Fig. 13** Resultados lidos nas marcas superficiais na Secção S21B, na zona em análise.  
*Displacements with surface marks in section S21B.*

## 2.4. Monitoring

An instrumentation and monitoring plan was implemented inside the tunnel's influence area, which envisaged the information collection regarding the ground behaviour in response to the tunnel excavation. The plan comprised the installation of double extensometers, surface marks, inclinometers, convergence pins inside the tunnel and open pipe piezometers. These devices were installed in instrumentation spots at transverse sections spaced about 20 m along the tunnel. At the ground level buildings and of other structures located within the subsidence perimeter (interferences), graduated rulers and reflective targets were installed for geometric levelling.

The program was developed in accordance to the geologic and geotechnical conditions, the geometry alignment and the risk scenarios related to the constructive processes, with the selection of the equipment, the frequency of the data collection, the processing approach on the obtained data and the alert levels, below which the measured values are considered acceptable.

## 3. THE CONSTRUCTION (2008/2011)

### 3.1. Further conditioning

The tunnel excavation began in August 2008, after the execution of the retaining wall for the portal close to PV 193, composed by multi-anchored secant piles (Figure 7). At that stage, the site availability and the access conditions to site became easier, resulting in a greater flexibility on the constructive processes: the sheet pile wall excavation planned according to the "top-down" method could be replaced by the more usual excavation trench at the western portal, for which two levels of temporary shoring were added (Figure 8).

### 3.2. Geotechnical model and observed behaviour

During the course of the works it was possible to observe the importance of the bio-calcareous thin layers (lumachela) in the global stabilization of the silt-clay bedrock shallow layers (Argilas de Xabregas formation). These lenticular layers of cohesive marine deposits have the characteristics of weak to medium

strong rocks (ISRM, 1978) and occur scattered, contributing thus towards global ground stabilization (Figures 9 and 10). Likewise, it was found, in particular in the stretch between PV193 and the Airport, that the shallow silt-clay and calcarenite layers were generally found with good geotechnical properties (better than anticipated in the design phase), largely due to the near absence of groundwater. These facts contributed to a good general behavior of the bedrock when exposed to decompression-induced stress generally associated with the excavation of tunnels.

### 3.3. On-site Technical Advice ATO – Design adjustments

As in other similar projects with high geotechnical uncertainty, the detailed design predicted that constructive phasing could be improved due to the assessment of the geologic-geotechnical conditions unveiled by the ground and the interpretation of the measurements obtained from the construction site instrumentation, eventually with the help of back-analysis studies. In this construction work, this procedure was implemented with some changes towards the optimization of the gallery excavation. The most significant adjustments are related with:

- i) the use of forepoling sealed with cement grout instead of jet-grouting, placed on the contour of the tunnel crown
- ii) the reduction of the planned forepoling amount (Figure 11)
- iii) the exemption from closing the section with invert in most of the excavated stretch
- iv) the progressive increase of the excavation advances, reaching a maximum of 2 m between metal ribs.

The changes made during the course of the works were also reflected in minimizing some of the surface works, particularly where the tunnel passed very close to the access road to the Lisbon Second Ring, referred to as interference 50 (Figure 12).

The monitoring of displacements played a key role in this process, as well as the close monitoring by the whole team. For this and during the most critical period of crossings, the information collected was treated systematically, in real time, with the advance of excavation.

face à avaliação das condições geológico-geotécnicas do maciço e à interpretação das medições obtidas da instrumentação colocada em obra, eventualmente, com recurso a estudos de retroanálise. Nesta obra, este procedimento foi implementado, tendo-se efetuado algumas modificações no sentido da otimização da escavação da galeria. As adaptações mais importantes estão relacionadas com:

- i) a dispensa de execução do jet-grouting das enfilagens colocadas no contorno da abóbada, passando estas a ser seladas com calda de cimento
- ii) a redução do número de enfilagens previstas (Figura 11)
- iii) a dispensa do fecho da secção com soleira provisória em grande parte do troço escavado
- iv) o aumento gradual dos avanços de escavação, que atingiram o valor máximo de 2m entre cambotas.

As modificações efetuadas durante o decorrer da obra também se refletiram na minimização de alguns trabalhos à superfície, nomeadamente na zona onde o túnel passou muito próximo de uma via de acesso à 2ª Circular, denominada de interferência 50 (Figura 12).

A monitorização dos deslocamentos teve um papel fundamental neste processo, assim como o acompanhamento estreito dos trabalhos por parte de toda a equipa que acompanhou a obra. Para isso e durante o período mais crítico de atravessamentos, a informação recolhida foi tratada de forma sistemática e em tempo real com o avanço da escavação.

## 4. RETROANÁLISE DO TÚNEL SUPERFICIAL

### 4.1. Modelo de projeto versus modelo real

No âmbito da Assistência Técnica à Obra (ATO) foram realizadas análises de comparação do modelo de comportamento mecânico do túnel adotado no projeto com o observado num dos troços do túnel mais superficial. O troço selecionado situa-se junto da estação Aeroporto, entre os kms 28+500 e 28+550, e desenvolve-se nas Argilas de Xabregas com um recobrimento aproximado de 11 m. Ao nível da abóbada e na soleira foram observadas intercalações lumachélicas de pequena espessura, com elevada resistência, que se procurou simular num modelo numérico de verificação (Figuras 14 e 15). Sob a soleira observou-se ainda a presença do topo da camada de Areias do Vale de Chelas, conforme estava previsto pelo dispositivo geotécnico de projeto.

Enquanto na fase de projeto a expectativa seria a da ocorrência de assentamentos consideráveis à superfície, que poderiam chegar a 2,5 cm, em função do tipo de avanço adotado e da qualidade do maciço interessado pela escavação, verificou-se em obra que os assentamentos observados ficaram muito aquém desses valores, sempre inferiores a 1 cm (Figura 15). Também se observou um ligeiro empolamento superficial imediatamente após a execução das enfilagens, que rapidamente desapareceu com o avanço da escavação.

Face a este cenário, o faseamento da construção foi alterado, passando de escavação em secção fechada com avanço tipo 3 para faseamento tipo 1, com dispensa da soleira provisória e com aumento do avanço da escavação para 1,5 m.

### QUADRO II – Análises de verificação. Resultados dos cálculos numéricos para o túnel superficial.

TABLE II – Numerical results for the shallow tunnel.

Cálculo /Analysis	Descrição/Description	Deslocamentos/Displacements (mm)		
		$\delta v$ max superfície /at surface	$\delta v$ max hasteal /sidewall *	$\delta v$ superf. devido enfilagens /due to forepoling (empolamento/bulking)
0 – Proj. /0 – Design	Cálculo de referência, na secção S3 /Reference analysis in section S3	-25	6	–
–	Observado “em obra”/Observed “in situ”	-6 – -9	8 – 12**	≈ 3
1	Introdução de camadas lumachélicas /Introducing lumachela layers	-14	2	-1
2	Melhoramento das propriedades dos terrenos /Improvement of ground properties	-12	2	-1
3	Introdução de coef. expansão das enfilagens /Introduction of the expansion coefficient of the forepoling; $K_0 = 0,6$	-8	8	4

\* A convergência assume valores positivos/Convergence takes positive values

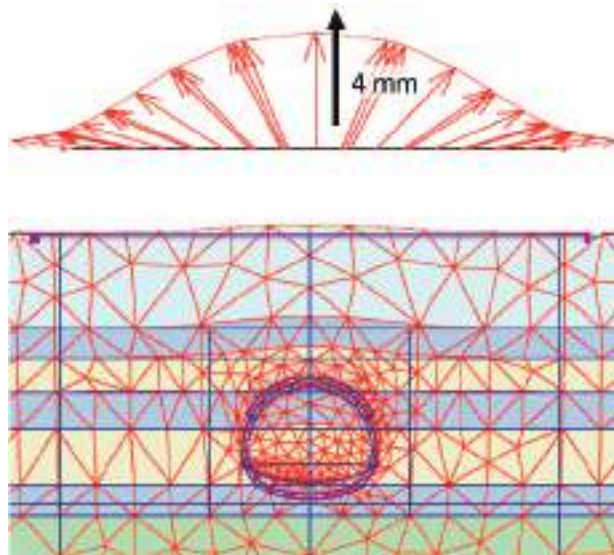
\*\* Após a passagem da frente de escavação/After the passage of the excavation front

### QUADRO III – Zonas e parâmetros geotécnicos obtidos pela retroanálise.

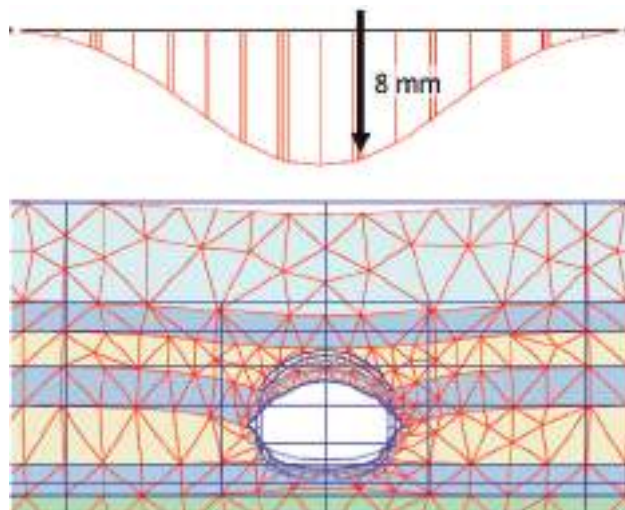
TABLE III – Zones and geotechnical parameters gathered from backanalysis.

ZG	Descrição/Description	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	E (MPa)
3+	Argilas de Xabregas/Xabregas clays	20	20	36	90
4+	Aterro/Fill	18	10	32	30
*	Camada lumachélica/lumachela layer	20	250	35	300

\* Nova camada/New layer



**Fig. 14** Modelo de retroanálise, Cálculo 3: empolamentos após a execução de enfilagens.  
*Backanalysis, calculation 3; upwards displacements after forepoling.*



**Fig. 15** Modelo de retroanálise, Cálculo 3: assentamentos após a execução de enfilagens.  
*Backanalysis, calculation 3: settlements after forepoling.*

#### 4. BACK-ANALYSIS OF THE SHALLOW TUNNEL

##### 4.1. Design model versus real model

Under the on-site technical advice (ATO) the adequacy of the anticipated ground conditions to the observed ones was evaluated, during the works progression in one of the shallower stretches of the tunnel. Specifically, the selected stretch is located close to the Airport station, between km 28+500 and km 28+550, and intersects the Xabregas clays with an overburden thickness of about 11 m. At the roof and invert levels resistant interbedded bio-calcareous thin layers with high resistance were observed. These were modelled in the numerical analyses (Figures 14 and 15). Immediately below the invert the top layer of the Areias do Vale de Chelas was found, as foreseen in the design geotechnical device.

Under the on-site technical advice (ATO) the adequacy of the anticipated ground conditions to the observed ones was checked during the works progression in one of the shallower stretches of the tunnel.

Although significant surface settlements, up to 2.5 cm, were anticipated in the design stage as a consequence of the adopted advance type and the ground properties, the observed settlements fell far short of these values, i.e. always below 1 cm (Figure 15). It was also observed a slight superficial bulking immediately after the forepole execution, which quickly disappeared with the advance of excavation.

In this situation, the construction phasing was changed, from a closed section excavation of type 3 advance to type 1 phasing, with the exemption of the invert and increase of the excavation to 1.5 m.

##### 4.2. Back-analysis studies: Indirect method

Some differences between the ground behaviour and that foreseen in design, warned to the fact that certain initial assumptions or parameter values set up at design stage were not validated by the ground response.

Given these differences, back-analyses were carried out by means of two dimensional finite element models, adjusting the

#### 4.2. Estudos de retroanálise: Método indireto

Algumas diferenças de comportamento observado em obra relativamente ao previsto em projeto alertaram para o facto de certas hipóteses ou parametrizações assumidas em projeto não se ajustarem ao modelo real.

Perante estas diferenças, efetuaram-se estudos de retroanálise, com recurso a análises paramétricas em modelos bidimensionais de elementos finitos, ajustando os resultados numéricos às leituras registadas pelos aparelhos de instrumentação da obra. Deu-se especial atenção:

- i) à existência dos níveis lumachélicos;
- ii) à parametrização dos terrenos interessados pela escavação, tendo em atenção que o nível freático se situa abaixo da soleira;
- iii) ao valor do coeficiente de impulso em repouso, de forma a refletir o estado de tensão *in situ* devido à tectonização das camadas miocénicas.

O ajuste dos resultados obtidos dos cálculos numéricos aos valores lidos em obra, seguiu a aproximação por minimização dos resíduos (método indireto), realizada de forma iterativa e "manual", sem recurso a códigos automáticos para minimização de funções.

Para tal, efetuaram-se análises de sensibilidade paramétrica, entrando com as camadas lumachélicas e fazendo variar os parâmetros do maciço escavado considerados mais relevantes, que controlam o comportamento da galeria, já referidos anteriormente ( $K_0$ ,  $c'$ ,  $f'$  e  $E$ ). Os diversos cálculos efetuados e resultados encontram-se resumidos no Quadro 2.

A retroanálise culminou com a aferição de alguns dos parâmetros geotécnicos das camadas lumachélicas e dos terrenos interessados pela escavação, traduzindo-se:

- i) na introdução das camadas lumachélicas com as propriedades apresentadas no Quadro 3;
- ii) no aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso, para cerca de 0,6;
- iii) no melhoramento das propriedades das camadas pertencentes à formação das Argilas de Xabregas (ZG3+) e dos Aterros superficiais (ZG4+).

Relativamente ao empolamento superficial observado durante a execução das enfilagens, foi possível simular este fenómeno através da aplicação de um coeficiente de expansão das enfilagens (denominado de *volume strain* no programa comercial Plaxis, utilizado nestes cálculos). Verifica-se que o valor a aplicar depende muito das condições em que as enfilagens são executadas (pressão, execução com ou sem pré-furo, experiência do manobrador, espessura da calda de cimento, etc.) e da profundidade do túnel. No presente caso o valor que melhor se ajustou

à realidade correspondem a uma expansão de aproximadamente 1% do volume da enfilagem. Nas Figuras 14 e 15 é possível observar o empolamento obtido após a fase de execução das enfilagens (máximo de 4 mm) e o assentamento superficial após a escavação total do túnel, para o cálculo 3 que melhor se aproximou a realidade.

#### 5. CONCLUSÕES. RETORNO DE EXPERIÊNCIA

Por princípio, um projeto de túnel deve ser suficientemente dinâmico e flexível nas soluções propostas e nos métodos de intervenção para, durante a fase de construção da obra, se adaptar à realidade observada *in situ*. Este princípio aplicado aos túneis construídos no troço 98° da Linha Vermelha do ML, resultou em benefício da economia e da segurança da obra.

Como conclusão principal das condições geotécnicas do corredor e do ponto de vista construtivo e estrutural, sobressai a importância da presença das camadas lumachélicas na formação das Argilas de Xabregas, pertencente ao Miocénico de Lisboa, que "armam" o terreno e que melhoram substancialmente o comportamento global do conjunto solo-estrutura.

Através de estudos de retroanálise, foi possível ajustar os modelos de projeto ao comportamento do maciço observado ao longo do traçado do túnel, tendo-se, neste caso, concluído que, globalmente, os parâmetros de resistência atribuídos teriam sido avaliados de forma conservativa.

Salienta-se com esta experiência a importância para os resultados finais do estreito acompanhamento efetuado por técnicos especializados, permitindo a adaptação do projeto às novas condições encontradas, em tempo útil, numa tentativa de otimização dos recursos disponíveis.

Do mesmo modo, a existência de um plano de observação e de monitorização adequado à dimensão e profundidade da escavação, aos condicionamentos físicos, geotécnicos e ambientais da obra, com recolha de informação através da leitura sistemática dos aparelhos de instrumentação instalados na sua envolvente. Aliás, a monitorização deste tipo de obras assume maior relevância nas zonas urbanas com condições geotécnicas mais desfavoráveis e com maior proximidade da superfície, como foi o caso.

#### 6. BIBLIOGRAFIA

- ALMEIDA, F. MOITINHO (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa na escala 1/10.000*. Serviços Geológicos de Portugal.
- ISRM (1981). *Rock Characterization Testing and Monitoring, Suggested Methods*. Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- LCW CONSULT S.A. (EX-LISCONCEBE) (2006). *Projeto de Execução do Troço 98° do Metropolitano de Lisboa, do Prolongamento da linha Vermelha entre o Oriente e o Aeroporto*.



**Fig. 16** **Revestimento definitivo em betão armado.**  
*Final lining in reinforced concrete.*

numerical results to the data obtained from the instrumentation devices. Particular attention was given to:

- i) the presence of bio-calcarene layers
- ii) the parameterization of the ground intersected by the excavation works, bearing in mind that the groundwater level is just below the tunnel invert
- iii) the coefficient of earth pressure at rest, in order to reflect the in situ stress field due to the tectonization of the Miocene layers.

The adjustment of the results from the calculations to the observed values in the work site, followed the approach of residuals minimization (indirect method) performed in an iterative and “manual” manner, without the use of automatic codes to minimize functions.

For that, sensitivity parametric analyses were carried out, considering the bio-calcarene layers and variation of the most important parameters of the excavated ground that control the gallery behaviour, as mentioned before ( $K_0$ ,  $c'$ ,  $f'$  and  $E$ ). The calculations and results are summarized in Table 2.

Back-analysis enabled the assessment of certain geotechnical parameters of the bio-calcarene layers and the ground affected by the excavation, which led to:

- iv) the introduction of the bio-calcarene layers with the properties shown in Table 3
- v) the increase of the coefficient of earth pressure at rest to about 0.6
- vi) the improvement of the properties of the layers of the Argilas de Xabregas formation (ZG3 +) and earthfills (ZG4 +).

Regarding the superficial bulking observed during the forepole execution, a simulation of this phenomenon was performed through the application of an expansion coefficient on forepoling (named “volume strain” in Plaxis software, the one used for these calculations). It is noticed that the value to apply depends heavily on the conditions under which forepoling is done (pressure, execution with or without pre-drilling, manoeuvre experience, thickness of cement slurry, etc.) and the tunnel’s depth.

In this case, the value that best fitted observation results corresponded to an expansion of approximately 1% of the forepole volume. Being calculation 3 the best fit to reality, it can be seen, in Figures 14 and 15, bulking phenomena after the execution phase of forepoling (up to 4 mm) and surface settlement after the full tunnel excavation.



**Fig. 17** **Em exploração desde Julho de 2012.**  
*Tunnel open to the public since July 2012.*

## 5. CONCLUSIONS. EXPERIENCE RETURN

In principle, a tunnel design should be dynamic and flexible enough during the construction phase as far as the proposed solutions and methodology are concerned, in order to allow close adaption to monitoring results. This principle was applied to the tunnels built of the ML Red Line at the 98th stretch and it has resulted in benefit of the construction economy and safety.

As main conclusion of the corridor geotechnical conditions and from a constructive and structural view, the presence of the bio-calcarene layers scattered in the Argilas de Xabregas formation of the Lisbon Miocene series stands out. They act as a reinforcement grid contributing to global ground stabilization and general improvement of the overall performance of soil structure during tunnel construction.

Through back-analysis studies, it was possible to adjust design models to the ground response monitored along the tunnel alignment, having been concluded that, in this case, the overall resistance parameters adopted were evaluated conservatively. This case study points out the significance for the project outcome that close monitoring performed by skilled experts had, allowing to timely adjust the design to new conditions, to optimize the available resources. Likewise, the existence of a monitoring plan suitable to the excavation size and depth, to the physical, geotechnical and environmental constraints of the construction works, with the collection of information through the systematic reading of instrumentation devices installed in the surrounding area.

Moreover, the monitoring of this type of construction works is more relevant in urban areas where unfavourable geotechnical conditions arise and when greater proximity to the surface occur, as was the case.

## 6. BIBLIOGRAPHY

- ALMEIDA, F. MOITINHO (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa na escala 1/10.000*. Serviços Geológicos de Portugal.
- ISRM (1981). *Rock Characterization Testing and Monitoring, Suggested Methods*. Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- LCW CONSULT S.A. (EX-LISCONCEBE) (2006). *Projeto de Execução do Troço 98º do Metropolitano de Lisboa, do Prolongamento da linha Vermelha entre o Oriente e o Aeroporto*.



# METROPOLITANO DO PORTO

## TÚNEIS TBM DAS LINHAS AZUL E AMARELA

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway/System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, SA; **Assessoria Técnica/Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista:/Designer:** NORMETRO – Agrupamento do Metropolitano, ACE

**Empreiteiro/Contractor:** TRANSMETRO

**Fiscalização/Supervision:** CGK – Cinclus/Gibb/Kaiser

**Dimensões/Dimensions:**

- 2.300 metros + 4.200 metros/2,300 metres plus 4,200 metres
- Secção Transversal (circular, 50,24 m<sup>2</sup>)/Cross section (circular 50.24 m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Escavação mecanizada com tuneladora (TBM)

/Mechanical excavation with Tunnel Boring Machine (TBM)

**Período de construção/Construction period:** Junho 2000 a Outubro de 2002 e Maio 2002 a Novembro de 2003

/June 2000 to October 2002 and May 2002 to November 2003

**Paulo Ferreira, Luis Meireles (Metro do Porto)**

### 1. INTRODUÇÃO

A construção dos túneis (Fig. 1) que fazem parte das linhas do Metro do Porto, foi um desafio que teve início em 14 de Junho de 2000.

Os túneis, com uma extensão de 6.500 metros, desenvolvem-se desde Campanhã à Trindade, e desde o Pólo Universitário até à Ponte Luiz I, atravessando um denso tecido urbano em grande parte constituído por edifícios antigos de alvenaria em estado de conservação pouco satisfatório, minas (Fig. 2) que em tempos foram utilizadas para exploração de águas ou fazendo parte do sistema de esgotos e por poços na sua grande maioria desativados ou de difícil deteção.

Ao longo do percurso dos túneis foram construídas 11 estações, 5 mineiras (Heroísmo e Bolhão – Linha A e Combatentes, Marquês e Faria Guimarães – Linha D), 6 do tipo "Cut and Cover", (Campo 24 de Agosto – Linha A e Pólo Universitário, Salgueiros, Trindade, Aliados e S. Bento – Linha D).

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Os túneis (Fig. 1) situam-se a uma profundidade entre os 30 metros e os 3 metros, na Rua do Bonjardim, e foram escavados na sua totalidade em granitos, usualmente designados por "Granitos do Porto", que se caracterizam pela sua enorme heterogeneidade. Atravessam zonas de terrenos quase sãos (w2) a zonas muito alteradas (w5/w6). O granito do Porto caracteriza-se pela frequência com que ocorrem passagens bruscas de terrenos sãos para zonas de terrenos muito alterados e vice-versa. Os túneis situam-se sempre abaixo do nível freático.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Escolher o método de escavação correto, que se adaptasse às condições da envolvente e que tivesse o menor impacto possível à superfície foi o primeiro desafio. Com o desenrolar dos trabalhos a escolha demonstrou-se correta, tendo-se optado pela utilização de uma TBM-EPB (Tunnelling Boring Machine - Earth Pressure Balanced), construída pela empresa alemã Herrenknecht.

Os Túneis da 1ª Fase da Rede do Metro do Porto, foram escavados por duas máquinas do tipo referido anteriormente. A máquina, com uma cabeça de corte com 8,7 m de diâmetro e um escudo com 8,5 m de comprimento, pesa aproximadamente 670 Ton, em aço, transformado numa toupeira gigante.

A Tuneladora EPB, além de conseguir a estabilidade da abóbada e hasteads, através do escudo, estabiliza a frente através de uma câmara estanque onde entra o material escavado; aqui o produto da escavação é acondicionado com bentonite, polímeros ou espumas, de forma que este se transforme num material minimamente homogéneo, trabalhável, denso e impermeável, (com aspeto de uma lama espessa independentemente da sua dureza quando in-situ) criando uma "barreira", que através de uma pressão correta controla a deformação da frente e as sobreescavações, garantindo assim a estabilidade da frente de escavação.

Após o material ter adquirido estas características, na câmara criar-se-á uma pressão que estabiliza teoricamente a frente (o que será confirmado durante a execução da escavação). O processo de escavação / retirada do material da câmara através de parafuso sem-fim, transportado até à luz do dia por um tapete transportador montado ao longo do túnel, permite manter a pressão de estabilização da frente dentro dos limites de segurança. O escudo avança por pressão que os 19 pares de macacos exercem sobre o último anel montado, exercendo uma

# PORTO SUBWAY

## TBM TUNNELS OF THE BLUE AND YELLOW LINES

### 1. INTRODUCTION

The construction of the Porto Subway tunnels of the blue and yellow lines (Fig. 1) was a challenging work which started on 14th June 2000.

The 6,500-metre-long tunnels from Campanhã to Trindade and from Polo Universitário to the King Luiz I Bridge, cross a dense urban area mostly comprising old masonry buildings in poor condition, mines (Fig. 2), either for water extraction or as part of the sewage system and wells, most of which are closed and difficult to detect.

Eleven stations were constructed along the route of the tunnels, five underground (Heroísmo and Bolhão on Line A and Combatentes, Marquês and Faria Guimarães on Line D), and six of the "Cut and Cover" type, (Campo 24 de Agosto on Line A and Pólo Universitário, Salgueiros, Trindade, Aliados and S. Bento on Line D).

### 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

As shown in Figure 1 the tunnels were all excavated in granites of great heterogeneity, usually referred to as "Oporto Granites",

with depth varying between 3 metres and 30 metres. Oporto granite is characterised by the frequent and sudden alternation from sound ground (W2) to strongly weathered areas (W5/W6). The tunnels are always below groundwater level.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The first challenge was to choose an excavation method well-suited to the conditions of the surrounding area, with the lowest interference at the surface. As the works progressed the choice of a TBM-EPB manufactured by the German company Herrenknecht proved to be the correct one.

The tunnels in the first stage of the Oporto Subway system were excavated by two of the aforementioned machines. The machine had an 8.7 m diameter cutter head, 8.5 m long shield and a weight of approximately 670 tonnes.

In addition to providing stability to the vault and sidewalls, through the shield, the EPB tunnel boring machine stabilises the face through an airtight chamber which receives the excavated material. Here, the excavation product is mixed with bentonite, polymers or foams, so that it becomes a minimally homoge-



Fig.  
01

Perfil longitudinal do Túnel Linha A - Campanhã / Trindade.  
*Longitudinal profile of A Line - Campanhã / Trindade Tunnel.*



Fig.  
02

Mina na zona do Bolhão.  
*Mine in Bolhão area.*



**Fig. 03** Montagem da Tuneladora.  
*Tunnel Boring Machine assembly.*

força de impulso que poderá ir até às 72.000 Ton, criando espaço para a montagem de mais um anel, em betão armado, (constituído por seis aduelas e mais uma de fecho que fará parte do revestimento definitivo do túnel a construir) do total de 1.640 anéis que foi necessário montar até chegar à Trindade, desde Campanhã. O processo de escavação fica completo assim que é preenchida com argamassa a folga entre o extradorso do anel, entretanto montado, e o contorno da escavação, confinando-os.

A escavação processou-se 24 horas por dia, 6 dias por semana, sendo cada turno formado por uma equipa de 15 trabalhadores. Este método de escavação situa-se no subgrupo de escavação de túneis com meios mecânicos, TBM-EPB, a forma de escavação anteriormente descrita sendo denominada modo fechado. Neste tipo de máquinas também é possível que a escavação se processe em modo aberto, em que a diferença essencial é que neste caso não é utilizada pressão de terras para suporte da frente de escavação, sendo aplicável somente quando os terrenos são auto-sustentáveis.

A escavação desenvolveu-se ao longo do percurso, sempre em modo fechado, devido essencialmente à heterogeneidade me-

cânica associada a este tipo de terrenos, granitos do Porto, bem como à possibilidade do aparecimento de poços ou minas não cadastradas.

Como agente acondicionador dos materiais de escavação na câmara foram utilizados os polímeros, tendo sido feitas algumas experiências com espumas em zonas não edificadas.

As escavações dos túneis do Metro do Porto terminaram em 3 de Novembro de 2003, junto à Ponte D. Luiz I.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

No processo de escavação, foram efetuados controlos sistemáticos, nomeadamente de:

- Sobreescavações, através da avaliação indireta do volume de material escavado, pesando todo o material retirado e verificando o volume de argamassa injetado no preenchimento do vazio anelar entre o contorno da escavação e o extradorso do anel
- Deformações, no contorno da escavação, em profundidade, e à superfície, através da monitorização

neous, workable, dense and impermeable material. It creates a "barrier", through which the correct pressure controls the deformation of the face and the overbreak, thus guaranteeing the stability of the excavation face.

After the material acquires these characteristics, the pressure inside the chamber will, in theory, stabilise the face (which can be confirmed during excavation). The process of excavation/removal of the material from the chamber is through a worm gear and the material is carried to the surface by a conveyor belt along the tunnel. The shield pushes forward the 19 pairs of jacks against the last assembled ring using pressure, with a thrust which can reach 72,000 tonnes, creating room to assemble the next ring. Each ring, in reinforced concrete, comprises seven segments, one of which closes the circle and is the final one to be installed in each section. The excavation process is finished as soon as the gap between the assembled ring and the excavation edge is filled with mortar, bringing them together. A total of 1,640 rings were necessary to reach Trindade from Campanhã.

Excavation was carried out 24 hours a day, 6 days a week, with a team of 15 workers per shift.

This excavation method is included in the sub-group of tunnel excavation with mechanical means, TBM-EPB, the previously described excavation mode being called closed mode. This type of machines also enables the excavation to be carried out in open mode. The main difference is that in this case the earth pressure is not used to support the excavation face. The open method is used only when the ground is self-supporting.

Excavation was carried out along the route, always in closed mode, mainly due to the mechanical heterogeneity associated with this type of ground, the Oporto granite, as well as to the eventuality of crossing uncharted wells and mines.

Polymers were used to pack the excavation materials inside the chamber. For that purpose, some experiments were carried out with foams in non-built up areas.

The excavations of Oporto Subway tunnels ended on 3rd November, near King Luiz I bridge.

#### 4. MONITORING

During excavation, systematic control was carried out, namely of:

- Over-excavations by means of indirect assessment of the excavated material volume, weighing all removed material and checking the volume of injected mortar used to fill in the ring void between the excavation edge and the ring extrados

- Deformations, at the excavation edge, at depth and at the surface, through monitoring
- Pressures on sensors set up in the chamber, to be maintained within predetermined limits
- Inspections to the excavation face.

Secondary injections have enabled checking and validating the quality and safety of the excavation process.

In potentially unstable soils, gradients were avoided between the surrounding ground and the material which filled the whole chamber, which would have favoured water flow and, consequently, the dragging of the weathered material into the chamber, causing overbreaks and consequently soil loss. Therefore, the chamber pressure should have been at least slightly greater than the sum of the groundwater pressure (groundwater level) and the pressure induced by the soil.

Pressure was measured in sensors located inside the excavation chamber. In the machines used for the excavation of the Oporto Subway tunnels there were four levels of sensors every two meters, the upper level being one meter below the crown of the tunnel.

During the round length of the shield, caution was taken in order to avoid:

- pressure rise during the stops. Should this situation have occurred, the reference pressure should have been adjusted to a value above that measured
- pressure changes during excavation greater than 0.3 bar: this was a sign of excessive heterogeneity of the material inside the chamber
- reductions in pressure difference between the different level sensors, which would indicate an apparent density of the material inside the chamber lower than the minimum limit; in accordance with the design specifications it was accepted that the material inside the chamber could not be less than 1.4 ton/m<sup>3</sup>
- important changes of the machine impulse, which could have indicated sudden changes in the type of ground.

During stops for interventions in hyperbaric conditions, maintenance of the cutter-head of the TBM or to survey the geotechnical conditions at the face, it should have been checked whether the densities resulting from the material weighed at the scales corresponded to that identified by the geological survey undertaken at the excavation face and that there was no water flowing into the chamber at the working pressure.



**Fig. 04** Vista do interior do Túnel e das aduelas.  
*Inside view of the tunnel and segments.*



**Fig. 05** Saída da TBM na Trindade em 21-10-2002.  
*Machine emerging at Trindade station, October 21st 2002.*

- Pressões nos sensores montados na câmara, que deveriam ser mantidas dentro de valores predeterminados
- Inspeções à frente de escavação.

A realização de injeções secundárias permitiu verificar e validar a qualidade e segurança do processo de escavação.

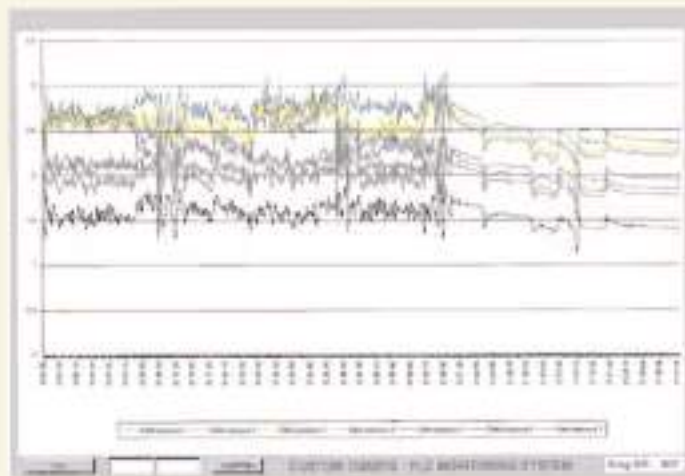
Em terrenos potencialmente instáveis devia evitar-se a formação de um gradiente entre o maciço envolvente e o material que preenche na totalidade a câmara, o que favoreceria a afluência de água e, por consequência, o arrastamento do material alterado até à câmara, provocando sobrecavações e em consequência, perdas de solo. Para tal, a pressão na câmara de escavação deveria ser, no mínimo, ligeiramente superior à soma da pressão de água do maciço (nível freático) e da pressão de terras.

A pressão era medida em sensores situados na câmara de escavação. Nas máquinas utilizadas na escavação dos Túneis do Metro do Porto existiam quatro níveis de sensores distanciados de 2 metros, estando o nível superior a um metro do ponto mais alto do túnel.

Durante o avanço do escudo devia-se observar que não se produziam:

- subidas de pressão durante as paragens: se fosse verificada esta situação, a pressão de referência deveria ser corrigida para um valor acima do valor medido
- variações da pressão durante o processo de escavação superiores a 0,3 bar: seriam um indício que o material existente na câmara não estava homogeneizado
- reduções nas diferenças de pressão entre os sensores de diferentes níveis, que indicariam uma densidade aparente do material na câmara inferior à mínima; neste projeto admitiu-se que o material na câmara não podia ter menos de 1,4 Ton/m<sup>3</sup>
- variações importantes no impulso da máquina, o que podia indicar variações bruscas do tipo de terreno.

Nas paragens para intervenções em condições hiperbáricas, manutenção da cabeça de corte da TBM ou levantamento das condições geotécnicas da frente, devia verificar-se que as densidades que resultavam do material pesado nas balanças cor-



**Fig. 06** Gráfico do controlo de pressões nos vários sensores.  
*Control chart of the pressures at the various sensors.*



**Fig. 07** **Manutenção - Substituição de um rolo de corte.**  
**Maintenance – Replacement of a cutting roller.**

These tunnel boring machines were provided with safety systems, including:

- a bentonite injection system for the excavation chamber, with automatic starting in case of a sudden drop in pressure at the sensors below an adopted safety level
- a double piston pump to extract fluid material from the chamber in cases of anomaly due to density decrease of the chamber material
- the possibility of injecting bentonite in the extrados of the shield to decrease settlements in shallow areas and areas with poor geotechnical characteristics.

## 5. CRITICAL POINT IN TUNNEL EXCAVATION

At the junction of Rua Fernandes Tomás and Rua do Bolhão, on Line A, the tunnel boring machine started ascending in order to reach Trindade station.

In that area the tunnel runs only six metres below the foundations of existing buildings coming down to 3.5 m in buildings at Rua do

Bonjardim. Some of the buildings are in poor condition, tunnel cover is shallow and the soil has very poor characteristics. In a first stage of the design, structural damage to the buildings concerned was anticipated. At a second stage, when the value of the buildings, the quality of the rock and the technical possibilities of the treatments to mitigate effects of excavation on the buildings were analyzed, this area was divided into two parts, for which two different approaches were implemented.

Specifically, for the buildings at Rua Fernandes Tomás it was decided to construct a “slab” comprising two levels of metal pipes, located above the crown of the tunnel and below the foundations of the buildings. This “slab” was to be executed from the two shafts in order to improve the characteristics of the soil by means of grout injections. Compensation injections to compensate the settlement values reported after the passage of the tunnel boring machine were also undertaken. After these treatments only aesthetic damage was expected in the buildings concerned.

In the Rua do Bonjardim buildings, given the better ground characteristics and the low overburden there were technical difficulties in treating the ground, and due to the lower net asset value of the buildings, it was decided to implement mitigation measures for the expected structural damages, which, if occurring, would be repaired immediately after the passage of the tunnel boring machine. Therefore the buildings were vacated and the internal and external walls were shored up. A 30 m long fan of pipes was also constructed from the Trindade portal, so as to avoid settlements at Rua do Bonjardim and the façades of the buildings.

During the operation of the tunnel boring machine at this section, the buildings in Rua Fernandes Tomás were evacuated, so as to retain a zero risk level for the residents and employees of the shops. The excavation was carried out in a continuous mode avoiding hyperbaric interventions to maintain the head, while ongoing inspections (24 hours per day) to the buildings disturbed and real-time monitoring of the settlements with an automatic topographic station were implemented.

Due to the measures taken, no damage to buildings was reported, and settlements were considered to be negligible.



**Fig. 08** **Poço para tratamento debaixo dos Edifícios.**  
**Shaft for ground treatment.**



**Fig.  
09**

**Travamento das paredes interiores e edifícios na rua do Bonjardim.**  
*Shoring up of internal and external walls and buildings on Rua do Bonjardim.*

respondiam ao que o levantamento geológico identificava na frente de escavação e que não havia fluxo de água para a câmara à pressão de trabalho.

Estas tuneladoras dispunham ainda de sistemas de segurança, de que destacamos:

- um sistema de injeção de bentonite para a câmara de escavação, com arranque automático caso se verificasse nos sensores uma descida brusca da pressão, abaixo de um limite de segurança adotado
- uma bomba de duplo pistão para atuar na extração pontual de material fluído da câmara em casos de anomalia por perda das características (densidade) do material da câmara
- a possibilidade de injetar bentonite no extradorso da carcaça (escudo) para diminuir assentamentos em zonas de pouca cobertura e em zonas de terrenos de má qualidade geotécnica.

## 5. PONTO CRÍTICO NA ESCAVAÇÃO DOS TÚNEIS

Na esquina da rua Fernandes Tomás com a rua do Bolhão, no túnel da Linha A, a tuneladora iniciou a subida até à superfície de forma a chegar à estação da Trindade.

Nesta zona o túnel passa sob os edifícios existentes com 6 metros de recobrimento em relação às fundações terminando com 3,5 m nos edifícios na rua do Bonjardim.

Alguns dos edifícios são caracterizados pelo mau estado de conservação, no entanto a associação do pequeno recobrimento existente às más características do terreno atravessado numa primeira fase da análise do projeto, fazia prever a ocorrência de danos estruturais nos edifícios em causa. Numa segunda fase, analisando o valor patrimonial dos edifícios, qualidade da rocha e possibilidades técnicas de execução de tratamentos, de forma a minimizar os efeitos sobre os edifícios, esta zona foi dividida em duas, com diferentes abordagens.

Assim, nos edifícios da rua Fernandes Tomás foi decidido executar um tratamento a partir de dois poços que consistiu na execução de uma “laje” constituída por dois níveis de tubos metálicos, situados entre o teto do túnel e as fundações dos edifícios, por onde se executaram injeções à manchete para melhorar as características do terreno. Estes tubos foram também utilizados para se executarem injeções de compensação para repor os valores de assentamento que se verificassem após a passagem da tuneladora. Após a execução destes tratamentos eram esperados somente danos estéticos nos edifícios em causa.

Nos edifícios da rua do Bonjardim devido às dificuldades técnicas de se executarem tratamentos por causa do pequeno recobrimento, (distância do teto do túnel às fundações) associado às características do terreno atravessado que era de melhor qualidade e devido ao menor valor patrimonial destes edifícios, foi decidido nesta zona fazer uma intervenção de forma a minimizar os danos estruturais esperados, que, caso se verificassem, seriam reparados de forma imediata após passagem da tuneladora. Assim, os edifícios foram evacuados e executado um travamento das paredes internas e externas. Foi também executado um leque em tubos desde o portal da Trindade com 30 m de comprimento, de forma a evitar assentamentos na rua do Bonjardim e na fachada dos edifícios.

Durante a passagem da tuneladora neste troço foram evacuados os edifícios da rua Fernandes Tomás, de forma a obter-se um nível de risco zero para os moradores e trabalhadores das lojas existentes. A escavação foi feita em modo contínuo evitando intervenções hiperbáricas para manutenção da cabeça, foram também implementadas inspeções permanentes (24 horas/dia) aos edifícios em causa e monitorização em tempo real dos assentamentos com uma estação total automática.

Devido às medidas implementadas não se verificaram quaisquer tipo de danos nos edifícios tendo sido os assentamentos verificados desprezáveis.





# ESTAÇÃO HEROÍSMO

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto SA

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, S.A. e CJC Engenharia, Lda.

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK

**Dimensões/Dimensions:**

- Área de implantação à superfície (poço)/Area of layout at the surface (shaft): 1035 m<sup>2</sup>
- Dimensões do poço/Shaft sizes: 52 m de extensão e largura variável entre 16 e 25 m /52 m long and variable width between 16 and 25 m
- Altura de escavação do poço/Shaft excavation depth: 29 m
- Secções de escavação dos túneis/Excavation sections of the shaft: 232 m<sup>2</sup> (galeria dos acessos); 24 m<sup>2</sup> (2 galerias de ventilação) e 180 m<sup>2</sup> (2 galerias dos cais)/232 m<sup>2</sup> (access galleries); 24 m<sup>2</sup> (two ventilation galleries) e 180 m<sup>2</sup> (two boarding platform galleries)
- Vãos de escavação dos túneis/Excavation spans: 16,5 m (galeria dos acessos); 5,5 m (galerias de ventilação) e 18,0 m (galerias dos cais)/16.5 m (access galleries); 5.5 m (ventilation galleries) and 18.0 m (boarding platform galleries)
- Alturas máximas dos túneis/Maximum height of the tunnels: 17,0 m (galeria dos acessos); 5,5 m (galerias de ventilação) e 13,0 m (galerias dos cais)/17.0 m (access galleries); 5.5 m (ventilation galleries) and 13.0 m (boarding platform galleries)
- Desenvolvimento dos túneis/Tunnels length: 30,0m (galeria dos acessos); 58,0 e 47,0 (galerias de ventilação) e 30,0 m (galerias dos cais)/30.0m (access galleries); 58.0 and 47.0 (ventilation galleries) and 30.0 m (boarding platform galleries)
- Recobrimento das galerias/Galleries cover: 11,0 m (galeria dos acessos); 19,0 m (galerias de ventilação) e 15,5 m (galerias dos cais)/11.0 m (access galleries); 19.0 m (ventilation galleries) and 15.5 m (boarding platform galleries)

**Método construtivo/Construction method:** Galerias e túneis em NATM e poço em “Cut and cover”

/Galleries and Tunnels in NATM and shaft in Cut and cover

**Período de construção/Construction period:** 2002 – 2004

**Miguel Conceição, Carlos Baião, Sérgio Rosa  
(CENOR - Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A Estação Heroísmo localiza-se na rua com o mesmo nome, entre as Estações de Campanhã e 24 de Agosto da Linha Azul do Metro Ligeiro do Porto. A estrutura da estação é do tipo misto, com um corpo executado a céu aberto, que constituiu o poço de ataque e se destinou à instalação de parte dos acessos e salas técnicas da estação, e outros corpos executados em escavação subterrânea, designados túneis 1 a 4, destinados à instalação dos cais de embarque, acessos, ventilação e saídas de emergência (Fig. 1).

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

À superfície ocorrem materiais de cobertura constituídos por depósitos recentes de aterro arenoso e entulhos, com uma espessura variável entre 0,4 m e 3,6 m, os quais regularizam o teto do substrato constituído por granitos de grão médio a grosseiro, leucocratas, de duas micas, conhecidos por “granitos do Porto”. O maciço granítico apresentava um perfil de meteorização bas-

tante variável e complexo, sendo ainda atravessado por alguns filões de quartzo muito fraturado.

Com efeito, sob os aterros ocorria uma “banda” de maciço granítico medianamente alterado ( $W_3$ ), com uma espessura de 8 a 18 m, abaixo da qual se verificou a existência de um horizonte de granito muito alterado a decomposto ( $W_{4-5}$ ) que atingia profundidades de 24 a 35 m. Abaixo deste horizonte de piores características ocorria um maciço granítico medianamente a muito alterado ( $W_{3-4}$ ). As zonas do maciço não decompostas ou desagregadas apareceram predominantemente em núcleos de rocha pouco alterada e bastante rija, o que conferiu ao maciço uma elevada heterogeneidade, aspeto que teve reflexos nos processos construtivos adotados, quer nas escavações, quer nos sistemas de suporte e de contenção periférica. O nível freático encontrava-se instalado a cerca de 8 m da superfície, na banda de maciço com grau de alteração  $W_3$  (Fig. 2).

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A estrutura da estação é do tipo misto, com um corpo realizado a céu aberto, que constituiu o poço de ataque e onde foram instalados os acessos e as salas técnicas da estação, e outros corpos realizados em escavação subterrânea, destinados à

# HEROÍSMO STATION

## 1. INTRODUCTION

Heroísmo Station is located in the street of the same name, between Campanhã and 24 de Agosto stations on the Blue Line of the Oporto Light Rail System. The structure of the station is of the mixed type, partially excavated as open pit, specifically, the opening shaft where part of the accesses and the station's technical rooms were located. The remaining area of the station was constructed by underground excavation, referred to as tunnels 1 to 4, where the boarding platforms, accesses, ventilation and emergency exits were installed (Fig. 1).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

At the surface there are covering materials made up of recent deposits of sandy landfill and rubble, with a variable thickness of 0.4 m to 3.6 m, which settle the substrate ceiling made up of medium to coarse leucocratic rocks, two-mica granite, known as "Oporto granites". The granitic ground showed a rather variable and complex weathered profile, being crossed also by some veins of strongly fractured quartz.

In fact, under the landfills there was a 8 to 18 m thick "band" of mildly weathered ( $W_3$ ) granite ground, under which there was a strongly weathered to decomposed granite formation ( $W_{4-5}$ ) till 24 to 35 m depth. Below these poor layers there was a mildly to strongly weathered granite mass ( $W_{3-4}$ ). The non-decomposed

or disaggregated ground areas appeared predominantly in little weathered and rather sound rock cores, thus providing the ground with high heterogeneity, an issue that was determinant in the selection of the construction methods, both for excavations and support and peripheral retaining systems. The groundwater level was installed approximately 8 m below the surface, in a layer with a weathering degree of  $W_3$  (Fig. 2).

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The station structure is of mixed type, with a core constructed in open cut, the shaft used as work front and which houses the station accesses and technical rooms, and other structures excavated underground, to install boarding platforms, accesses, emergency exits and ventilation. The open cut shaft geometry is approximately rectangular (Fig. 3).

Due to several constraints, namely of geological and geotechnical nature, two different solutions were implemented to stabilise the shaft walls. The first solution - generally adopted on the upper area of the retaining structure - comprised the rocky, mildly weathered ( $W_3$ ) granite ground, and consisted of carrying out a top-down nailed vertical lining against which the final shaft structure of cast in-situ concrete was later installed. The second solution consisted of building a curtain of 0.80 m diameter reinforced concrete piles spaced at 1.20 m between centre lines,

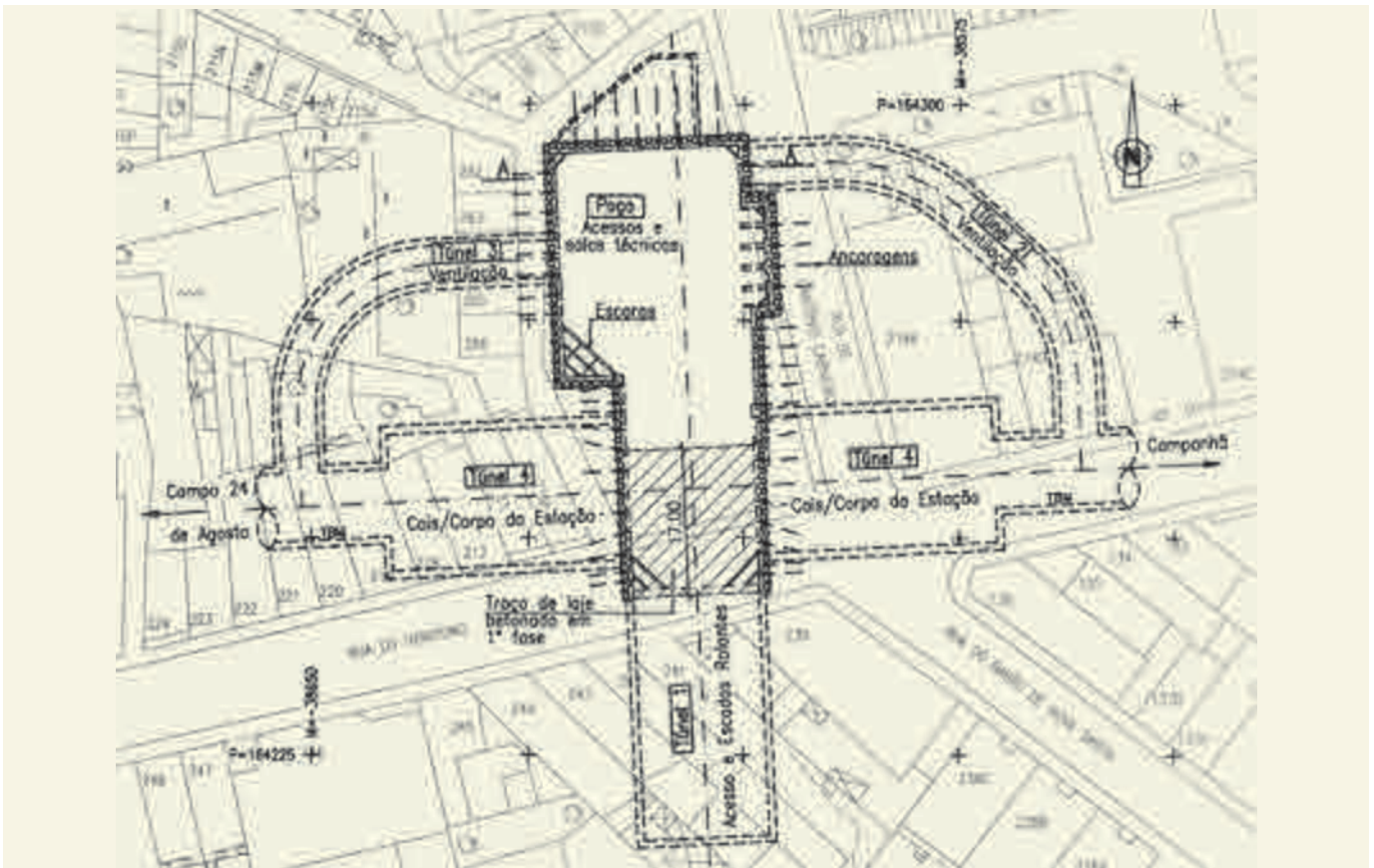
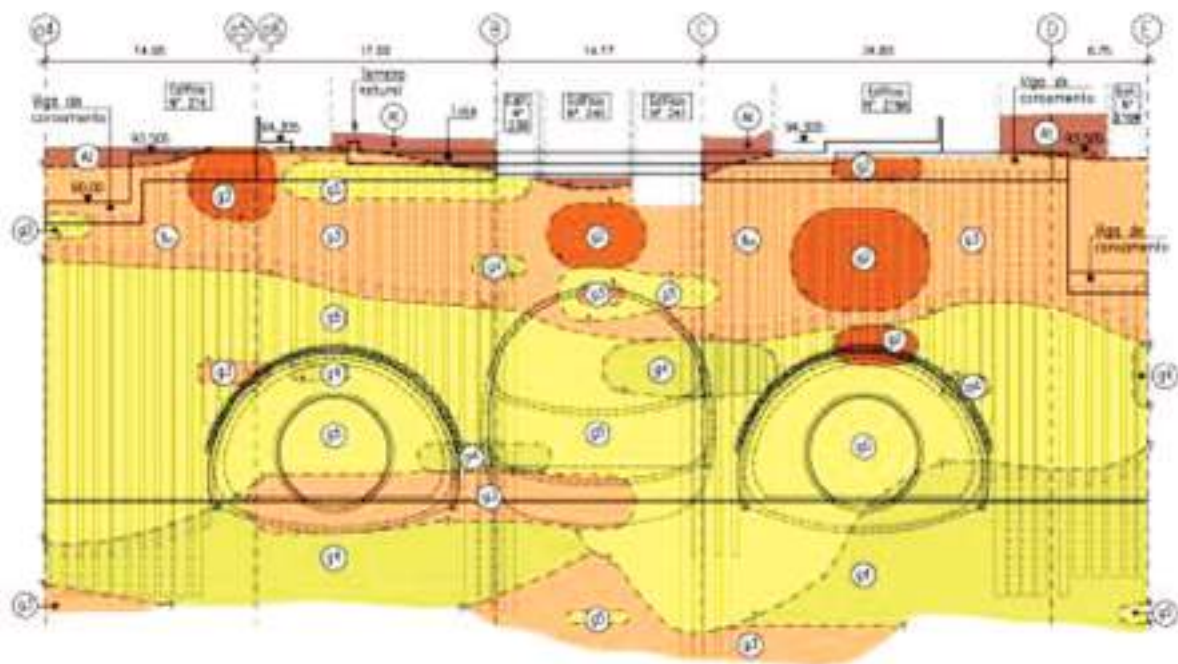


Fig. 01

Planta geral de implantação da Estação Heroísmo.  
*General plan of Heroísmo station.*



**Fig. 02** Alçado geológico-geotécnico desenvolvido do lado Sul do poço.  
*Geological and geotechnical profiles of the south, east and west walls of the shaft .*

instalação dos cais de embarque, acessos, ventilação e saídas de emergência. A geometria do poço realizado a céu aberto é aproximadamente retangular (Fig. 3).

Em face dos vários condicionamentos existentes, nomeadamente os de índole geológica geotécnica, foram implementadas duas soluções distintas para a estrutura de contenção do poço. A primeira, adotada na generalidade da zona superior da estrutura de contenção, interessou o maciço granítico medianamente alterado ( $W_3$ ), com comportamento rochoso, e consistiu na realização, de cima para baixo, à medida que se processava a escavação, de um revestimento pregado vertical, contra o qual foi betonada, em segunda fase, a estrutura definitiva do poço. A segunda solução consistiu na realização de uma cortina de estacas de betão armado com 0,80 m de diâmetro, espaçadas de 1,20 m entre eixos, secantes a colunas de "jet-grouting" tipo 2, igualmente com 0,80 m de diâmetro, executadas em segunda fase nos intervalos daquelas, segundo um alinhamento ripado para o exterior em relação ao alinhamento das estacas de betão de cerca de 0,20 m (Fig. 4).

O Túnel 1 situa-se no prolongamento sul do poço realizado a céu aberto e integra os acessos aos cais Sul da estação. Como pré-suporte recorreu-se a colunas secantes de jet-grouting armado com 0,5 m de diâmetro, realizadas ao longo de todo o comprimento do túnel, com 12 m de comprimento total e uma sobreposição entre fiadas de 2 m. Para garantir a estabilidade em fase provisória da parede terminal, que foi concebida com uma geometria abobadada, foram colocadas pregagens em tubos de fibra de vidro injetados. A escavação foi realizada em três níveis, perfazendo oito fases executivas, por avanços de 1,0 m e sequente instalação do revestimento primário constituído por cambotas metálicas treliça das associadas a 0,40 m de betão projetado, sendo os arcos invertidos em cada nível realizados a cada 4,0 m do avanço da escavação. O revestimento secundário foi materializado por 0,45 m de betão armado (Fig. 5).

Os Túneis 2 e 3 localizam-se em ambos os lados da estação e integram o respetivo sistema de ventilação. O Túnel 2, situado a nascente, tem 58 m de comprimento, e o Túnel 3, situado a



**Fig. 03** Vista geral da estação na fase de abertura dos túneis.  
*General view of the station at the tunnel opening stage.*

secants to type 2 “jet-grouting” columns, with the same diameter. The latter were installed at a second stage at intervals between the concrete piles, with a translation of 0.20 m to the exterior relative to the alignment of the concrete piles (Fig. 4).

Tunnel 1 is located at the south extension of the shaft. It includes the accesses to the southern platform of the station. As pre-reinforcement, 12 m long reinforced jet-grouting secant columns with a diameter of 0.5 m and with an overlap of 2 m were installed along the full length of the tunnel. To guarantee stability during the provisional works of the end wall, which was designed with vaulted geometry, injected glass fibre nails were installed. There were three excavation levels, in a total of eight stages, with 1.0 m round lengths and subsequent installation of primary lining made up of truss steel ribs and 0.40 m of shotcrete. The inverted arches, built at each level were set at every 4.0 m. The final lining was materialized with 0.45 m of reinforced concrete (Fig. 5).

Tunnels 2 and 3 are located on both sides of the station and are part of its ventilation system. Tunnel 2, to the east, is 58 m long and Tunnel 3, to the west, is 47 m long. At the edge of the respective portals, 12 m long, 0.5 m wide, reinforced jet-grout secant columns were installed. The excavation comprised round lengths of 1.2 m, divided in two stages, and the assembly of trellised metal ribs was combined with 0.20 m thick shotcrete layer. The final lining was carried out with 0.30 m thick reinforced shotcrete (Fig. 6).

Tunnel 4 was built by widening the tunnel excavated by the tunnel boring machine which had previously crossed the station premises. Pre-reinforcement with 0.5 m diameter reinforced jet-grou-

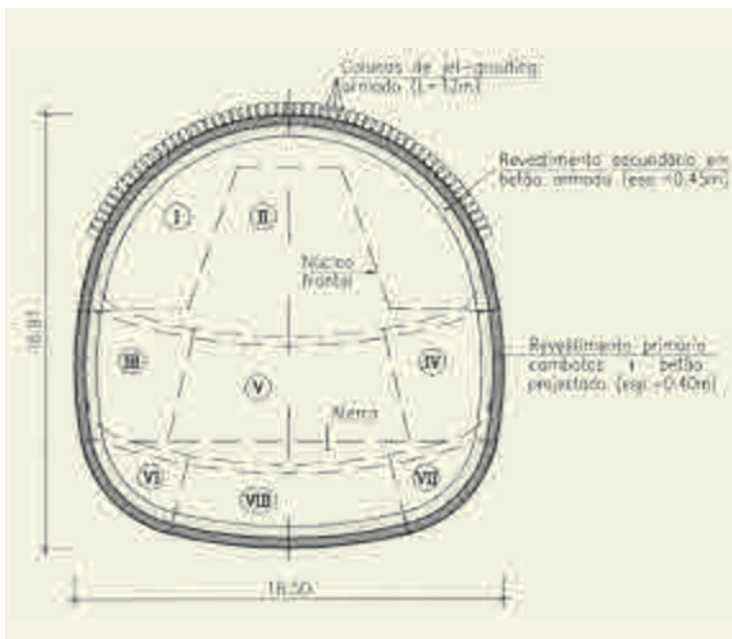
ting secant columns was installed along its total length. Injected glass fibre pins were placed at the excavation faces. Both reinforcement solutions were applied in 12 m long rows with a 2 m overlap between rows. Excavation was carried out in stages and included the construction of a recess, in a total of four construction stages. The round lengths were of 1.0 m and comprised the assembling of the primary lining made up of trussed steel ribs together with 0.40 m shotcrete. The inverted arches were carried out every 4.0 m. The final lining was carried out with 0.50 m thick reinforced shotcrete (Fig. 7).

#### 4. MONITORING

In addition to the instrumentation installed to monitor the progress of the tunnel boring machine, the following monitoring devices were used: twenty eight surface topographic marks, three inclinometers, four convergence measurement sections, seven Casagrande-type piezometers, outside the premises, two Casagrande type piezometers in the premises, fourteen electric cells at the anchoring systems, sixteen extensometer bars at the reinforcement of the piles of the retaining structure, eighteen topographic levelling rules at the façades of the buildings near the station, thirteen optical targets on the façades of the buildings near the work, three clinometers, and fifteen crack meters on the façades of the buildings near the work. At a second stage, at the beginning of the various tunnel excavations, the following monitoring devices were further installed: twenty one surface topographic marks, twenty six extensometers in the ground and twenty five convergence measurement sections inside the tunnels.



**Fig. 04** **Aspetos gerais dos trabalhos de abertura do poço.**  
*General views of the shaft.*



**Fig. 05** **Secção transversal tipo, faseamento executivo e vista geral do Túnel 1 na fase final de instalação do revestimento primário.**  
**Cross-section, construction phases and general view of Tunnel 1 at the final stage of the installation of the primary lining.**

poente, um desenvolvimento de 47 m. No contorno dos respectivos emboquilhamentos foram executadas colunas secantes de jet-grouting armado, com 0,5 m de diâmetro e 12 m de comprimento. A escavação compreendeu avanços de 1,2 m, divididos em duas fases, e a montagem de cambotas metálicas treliça das associadas a 0,20 m de betão projetado. O revestimento secundário foi realizado em betão projetado armado com 0,30 m de espessura (Fig. 6).

Os Túneis 4, construídos por alargamento do túnel aberto com recurso à tuneladora que entretanto já tinha atravessado o recinto da estação, incorporam os cais de embarque da estação. Ao longo de todo o seu comprimento foi instalado um pré suporte constituído por colunas secantes de jet grouting armado, de 0,5 m de diâmetro. Nas frentes de escavação foram colocadas pregagens em fibra de vidro injectadas. Ambas as soluções de reforço foram aplicadas em fiadas de 12 m de comprimento e com uma sobreposição entre fiadas de 2 m. A escavação foi faseada e compreendeu a realização de um rebaixo, perfazendo quatro fases executivas. Os avanços foram de 1,0 m e compreenderam a montagem do revestimento primário constituído por cambotas metálicas treliça das associadas a 0,40 m de betão projetado, sendo os arcos invertidos realizados a cada 4,0 m de avanço da escavação. O revestimento secundário foi realizado em betão armado com uma espessura de 0,50 m (Fig. 7).

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Para a monitorização do comportamento da obra foi implementado um plano de monitorização complementar à instrumentação instalada para acompanhamento da passagem da tuneladora, o qual contemplou numa primeira fase a instalação dos seguintes dispositivos de observação: 28 marcas topográficas de superfície; 3 calhas inclinométricas; 4 secções de medição de convergências; 7 piezómetros do tipo Casagrande, no exterior do recinto; 2 piezómetros do tipo Casagrande, no interior do recinto; 14 células elétricas nas ancoragens; 16 barras extensométricas nas armaduras das estacas da estrutura de contenção; 18 réguas de nivelamento topográfico nas fachadas dos edifícios próximos da obra; 13 alvos óticos nas fachadas dos edifícios

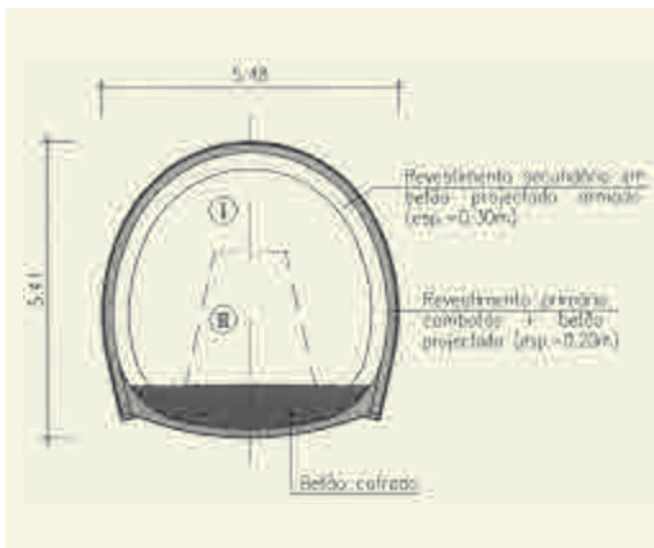
próximos da obra; 3 clinómetros nas fachadas dos edifícios próximos da obra; 15 fissurómetros nos edifícios próximos da obra. Numa segunda fase, quando do início da execução dos vários túneis, foram ainda colocados os seguintes dispositivos de observação: 21 marcas topográficas de superfície; 26 extensómetros no maciço; 25 secções de medição de convergências nos túneis.

De entre os resultados obtidos nos diferentes dispositivos de monitorização salientam-se, pela sua importância, as leituras obtidas nas secções de convergência instaladas no Túnel 1, onde foi ultrapassado o limite de alarme estabelecido, com um valor de 24 mm, tendo-se registado uma convergência máxima de 37 mm, aspeto que se repercutiu em assentamentos máximos de 25, 27 e 31 mm, registados respetivamente na secção de nivelamento, no extensómetro e na régua de nivelamento instalados sobre o túnel. Tal como seria expectável, estes deslocamentos tiveram repercussões nos assentamentos experimentados pelos edifícios à superfície.

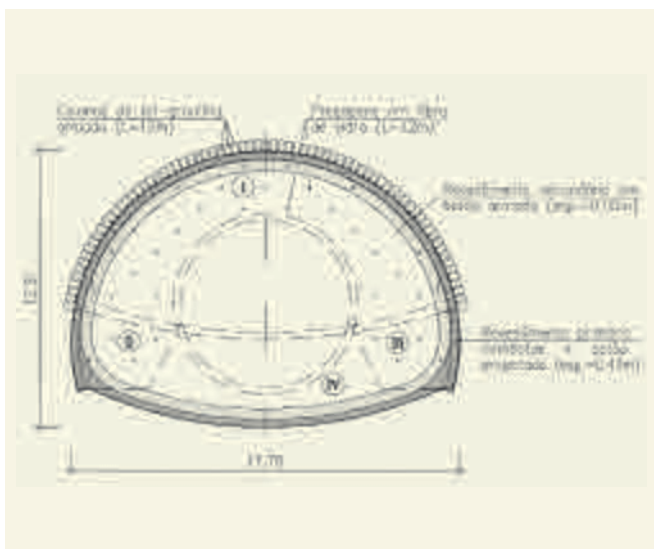
Refere-se, no entanto, que apesar de ultrapassados alguns dos limites de alerta estabelecidos em fase de projeto, nas várias vistorias efetuadas no âmbito da assessoria geotécnica aos edifícios localizados na envolvente da obra, se pôde constatar que os danos ocorrentes se resumiam ao aparecimento de pequenas fissuras ou à evolução de fissuras existentes antes do início dos trabalhos, enquadrando-se este tipo de dano na categoria de dano estético.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA. - *Estação Heroísmo. Estudo geológico-geotécnico. Relatório Técnico.* 2002.
- CENOR - CONSULTORES, SA. - *Estação Heroísmo. Projeto de escavação e contenção do poço.* 2002.
- CENOR - CONSULTORES, SA. - *Estação Heroísmo. Projeto de execução das escavações subterrâneas.* 2003.
- MOTA, A., TORRES, J., JORDÃO, P., ANDRADE, JOSÉ C., CAMPANHÃ, C. A., BAIÃO, CARLOS J. O. - *Estação Heroísmo do Metro Ligeiro do Porto. Acompanhamento técnico da obra.* 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro. 2004.
- CARDOSO, A. M. C.; CONCEIÇÃO, M.F. M.; BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - *Estação Heroísmo do Metro Ligeiro do Porto. Projeto e assessoria geotécnica à execução da obra.* 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. 2006.



**Fig. 06** **Secção transversal tipo, faseamento executivo e vista geral do Túnel 2 a partir do poço na fase final de instalação do revestimento primário.**  
*Cross-section, construction phases and general view of Tunnel 2 from the shaft at the final stage of the installation of the primary lining.*



**Fig. 07** **Secção transversal tipo, faseamento executivo e vista geral a partir do poço do Túnel 4 nascente, na fase final de instalação do revestimento primário.**  
*Cross-section, construction phases and general view from the shaft of eastern Tunnel 4, at the final stage of the primary lining installation.*

Among the results obtained by the different monitoring devices the readings from the convergence sections installed inside Tunnel 1 must be highlighted, due to their importance. Here, a pre-established danger limit of 24 mm was exceeded, with a 37 mm maximum convergence being reported. This was reflected in maximum settlements of 25, 27 and 31 mm at the levelling section, at the extensometer and at the levelling rule installed over the tunnel, respectively. As expected, these displacements impacted the level variation experienced by the overlying buildings.

However, it should be noted that although some limits established at the design stage were exceeded, during the various inspections carried out within the scope of the geotechnical consultancy of the surrounding buildings, it was reported that the resulting damage consisted only of small cracks or the development of existing cracks prior to the start

of the works. Such damage was included in the aesthetic damage category.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA. - Estação Heroísmo. Estudo geológico-geotécnico. Technical Report. 2002.
- CENOR - CONSULTORES, SA. - Estação Heroísmo. Projecto de escavação e contenção do poço. 2002.
- CENOR - CONSULTORES, SA. - Estação Heroísmo. Projecto de execução das escavações subterrâneas. 2003.
- MOTA, A., TORRES, J., JORDÃO, P., ANDRADE, JOSÉ C., CAMPANHÃ, C. A., BAIÃO, CARLOS J. O. - Estação Heroísmo do Metro Ligeiro do Porto. Acompanhamento técnico da obra. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro. 2004.
- CARDOSO, A. M. C.; CONCEIÇÃO, M.F. M.; BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - Estação Heroísmo do Metro Ligeiro do Porto. Projecto e assessoria geotécnica à execução da obra. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisbon. 2006.

# ESTAÇÃO 24 DE AGOSTO

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto SA

**Projetista:/Designer:** CENOR Consultores, S. A.

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK

**Dimensões/Dimensions:**

- Área de implantação/Layout area: 2000 m<sup>2</sup>
- Dimensões/Dimensions: 80,0 m de extensão e 25,0 m de largura/80.0 m long and 25.0 m wide
- Altura de escavação/Excavation height: 24 m

**Método construtivo/Construction method:** Cut and cover

**Período de construção/Construction period:** 2000 – 2004

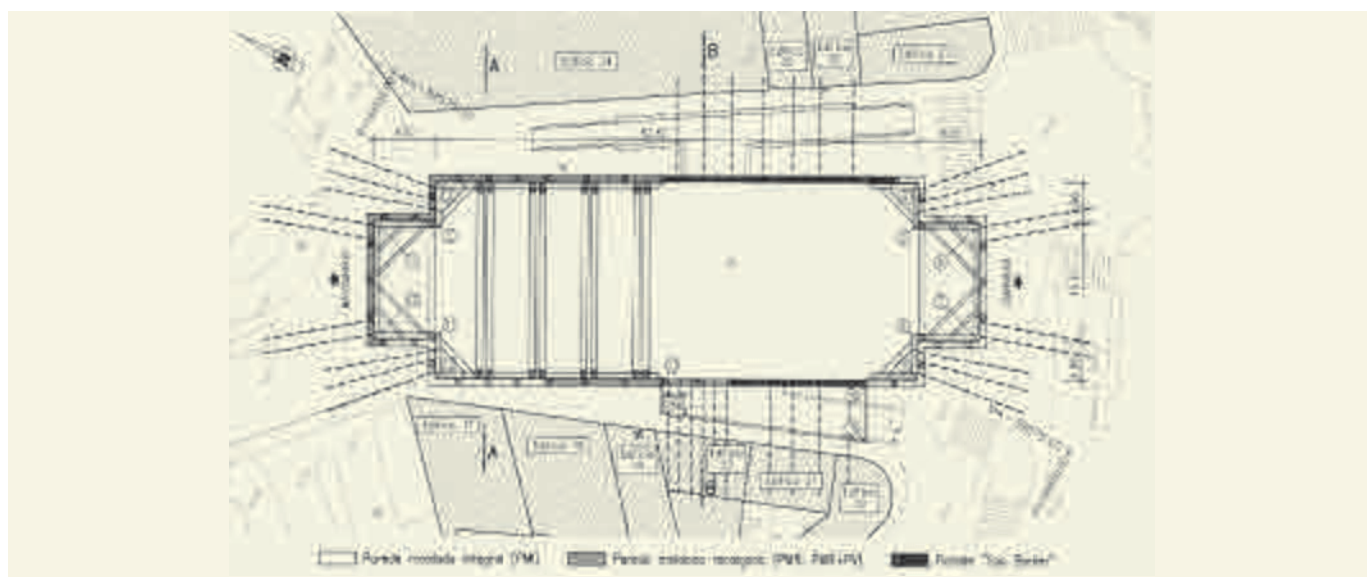
**Miguel Conceição, Carlos Baião, Sérgio Rosa  
(CENOR - Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A Estação 24 de Agosto localiza-se no campo com o mesmo nome e insere-se na Linha Azul do Metro Ligeiro do Porto. O projeto que foi implementado na contenção periférica do recinto (Fig. 1), corresponde a uma adaptação do projeto da Transmetro S.A. devido, sobretudo, à constatação, na fase inicial dos trabalhos, de que as condições geológico geotécnicas ocorrentes na área de implantação da obra eram significativamente diferentes das previstas, verificando-se a impossibilidade de, em trechos consideráveis, executar o sistema de contenção definido inicialmente, o qual era constituído integralmente por paredes moldadas.

Com efeito, os trabalhos de contenção foram iniciados no ano 2000 com base no projeto original, no qual se previa um sistema de contenção constituído por painéis de parede moldada com 0,80 m de espessura, realizados a partir da superfície do terreno até uma profundidade de cerca de 6 m abaixo da cota de fundo da escavação, suportados provisoriamente por um sistema de suporte constituído por escoras e ancoragens.

Após o início dos trabalhos verificou-se uma grande dificuldade na execução das paredes moldadas, devida à ocorrência do maciço granítico de melhores características muito próximo da superfície, obrigando ao recurso sistemático e prolongado do trépano, o que acarretou enormes problemas, tanto de ordem económica, como técnica, originando vibrações e ruído que afetavam, quer os moradores dos edifícios existentes na envolvente ao recinto, quer os próprios edifícios. Assim, foi concebida e implementada uma solução alternativa, a qual, por imperativos



**Fig. 01** Planta geral de implantação da estação.  
*General layout plan of the station.*

# 24 DE AGOSTO STATION

## 1. INTRODUCTION

24 de Agosto Station is located in the city area with the same name and on the Blue Line of the Oporto Light Rail Subway System. The peripheral retaining solution that was constructed (Fig. 1) corresponds to an adaptation of the design by Transmetro S.A., mostly because it was understood, at the initial stage of the works, that the geological and geotechnical conditions occurring at the site were significantly different to those anticipated. These differences made it impossible, in a significant number of sections, to implement the initially envisaged retaining system of diaphragm walls.

In fact, the excavation works, started in 2000, were based on the original design solution, which provided for a retaining system made up of 0.80 m thick diaphragm walls, constructed from the surface to an elevation about 6 m below the excavation base, with temporary support by a system made up of struts and anchors.

Following the start of the works it proved difficult to construct the diaphragm walls due to the existence of good quality granite at shallower depths than anticipated. This led to the continuous use of the drill, causing major economic and technical difficulties. Furthermore, vibrations and noise disturbed residents of the surrounding buildings in addition to affecting the buildings themselves.

Therefore, an alternative solution was designed and implemented, which, due to logistic contractual requirements, provided for the construction of diaphragm walls up to the depth allowed by the geological and geotechnical conditions and by the full capacity of the existing equipment at the worksite. Other aspects that have strongly conditioned the solution were the derelict state of the adjoining buildings and the shallow water level around the worksite.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The excavation comprised medium to coarse, leucocratic, two-mica granite, known as "Oporto granites". Thin recent deposits of landfills

and rubble were found as cover materials. The granitic ground showed a rather variable and complex weathering profile. The non-decomposed or disaggregated ground occurred predominantly as slightly weathered and rather firm rock cores, thus causing a significant heterogeneity of the ground and impacting the construction process of excavation and peripheral retaining wall installation.

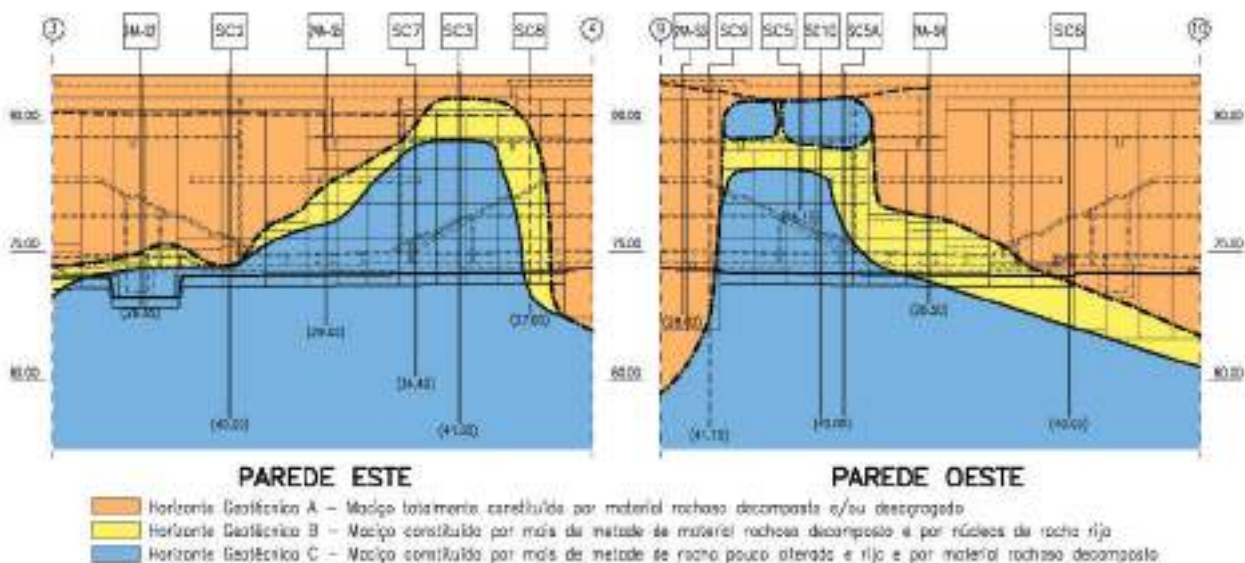
In the geotechnical zoning two major geotechnical units (Layers A and C) and a transition area, a gradual passage between those two main units (Layer B) were considered. The upper area, rather homogeneous, comprised cover materials and fully decomposed and/or disaggregated rock material, usually referred to as saprolites (weathering degree  $W_5$ ). In this area three geotechnical classes were established based on the results of SPT tests, which indicated a gradual increase with depth of the residual soils' resistance. The thickness of this area was greater than 30 m at the southern end and at the corner between the northern end and the western wall (Fig. 2).

The lower area was rather heterogeneous from a geotechnical point of view due to the presence of firm rock cores surrounded by decomposed rock material (weathering degree  $W_4$ ) or, inversely, the presence of more or less limited areas of decomposed rock material amongst slightly weathered, firm and fractured one (weathering degree  $W_3$ ). Given the presence of shallow water level, the mentioned heterogeneity became rather marked, especially in areas with saturated residual soils.

The aforementioned transition area corresponded to a layer where the rock was predominantly decomposed, but rather compact and with some firm cores randomly dispersed (weathering degree  $W_4$ ). In this transition area the excavation tools at the worksite reached their full capacity to construct the diaphragm walls.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The implemented solution enabled, in addition to keeping the original retaining solution where the new geological and geo-



**Fig. 02** Alçados geológico-geotécnicos das paredes Este e Oeste.  
*Geological and geotechnical side views of the eastern and western walls.*



logísticos associados à empreitada, contemplou a execução das paredes moldadas até às cotas permitidas pelas condições geológico-geotécnicas, esgotando-se a capacidade do equipamento existente em obra. Refere-se que outros aspetos que condicionaram fortemente a solução foram a grande proximidade de edifícios em avançado estado de degradação e a presença do nível freático instalado muito próximo da superfície.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A escavação interessou granitos de grão médio a grosseiro, leucocratas, de duas micas, conhecidos por "granitos do Porto". Como materiais de cobertura ocorriam depósitos recentes de aterros e entulhos, pouco espessos. O maciço granítico apresentava um perfil de meteorização bastante variável e complexo, verificando-se que as partes do maciço não decompostas e/ou desagregadas apareciam predominantemente em núcleos de rocha pouco alterada e bastante rija, o que conferiu ao maciço uma elevada heterogeneidade com reflexos nos processos construtivos da escavação e da contenção periférica.

O zonamento geotécnico efetuado considerou, no essencial, duas grandes unidades geotécnicas (Horizontes A e C) e uma zona de transição, marcando a passagem mais ou menos gradual entre aquelas unidades principais (Horizonte B). A zona superior, bastante homogénea, era constituída pelos materiais de cobertura e pela parte do maciço constituído totalmente por material rochoso decomposto e/ou desagregado, usualmente designado por saibros graníticos (grau de alteração W5). Nesta zona estabeleceram-se 3 classes geotécnicas com base nos resultados dos ensaios SPT, os quais apontavam para um gradual aumento da resistência dos solos residuais em profundidade. A espessura desta zona era superior a 30 m no topo Sul e no canto entre o topo Norte e a parede Oeste (Fig. 2).

A zona inferior era bastante heterogénea do ponto de vista geotécnico devido à presença de núcleos de rocha rija no seio de material rochoso decomposto (grau de alteração W<sub>4</sub>) ou, inversamente, à presença de zonas mais ou menos limitadas de material rochoso decomposto no seio de rocha pouco alterada, rija e fraturada (grau de alteração W<sub>3</sub>). Dada a presença do nível freático muito próximo da superfície, a referida heterogeneidade tornou-se bastante acentuada, em particular nas zonas em que os solos residuais se encontravam saturados.

A zona de transição considerada correspondia a um horizonte do maciço onde a rocha era predominantemente decomposta, mas bastante compacta e com alguns núcleos rijos aleatoria-

mente dispersos (grau de alteração W<sub>4</sub>). Verificou-se que era nesta zona de transição que se esgotava a capacidade dos meios de escavação existentes em obra para a execução das paredes moldadas.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A solução implementada permitiu, para além de manter a solução original de contenção nas zonas onde a nova interpretação geológico geotécnica desse garantias da possibilidade de execução das paredes moldadas, recorrer a soluções construtivas que se integrassem facilmente, em termos de processo construtivo, com a solução geral de contenção por paredes moldadas. Dada a proximidade das estruturas edificadas envolventes à escavação, procurou-se ainda adotar uma solução que garantisse um controlo efetivo da afluência de água à escavação, de modo a não provocar um rebaixamento muito significativo no nível freático existente.

Assim, em face dos vários condicionamentos existentes, a solução original foi mantida apenas nas zonas em que se previu que a rocha granítica rija só ocorreria a cotas suficientemente profundas, não criando dificuldades executivas à escavação dos painéis de parede moldada até às cotas previstas no projeto original. Para além desta solução de painéis de parede moldada integral (PMI), considerou-se ainda ajustado estabelecer mais duas soluções tipo distintas para a estrutura de contenção (Fig. 3).

A solução adotada nos casos em que se afigurava possível executar a parede moldada até uma cota próxima da cota final de escavação, consistiu no recalce dos painéis de parede moldada utilizando uma técnica construtiva semelhante à das paredes tipo "Berlim" (PMR). Na situação em que o desnível entre a cota de fundo dos painéis a recalçar e a cota final a atingir pela escavação era significativa, superior a 3,0 m, e implicando a execução de dois níveis de recalçamento, considerou-se ajustado proceder à instalação de perfis metálicos tubulares verticais, de modo a assegurar a estabilidade vertical dos painéis (PMR+PV). Nos casos de impossibilidade de executar painéis de parede moldada a partir de cotas muito próximas da superfície, optou-se por considerar a execução integral das paredes pela técnica tipo "Berlim" (PB).

O suporte global das paredes de contenção da estação foi assegurado por escoras e ancoragens. O sistema de escoramento preconizado permitiu a introdução de pré-esforço, recorrendo a um dispositivo colocado numa das extremidades das escoras onde foi instalado o macaco hidráulico (Fig. 4).

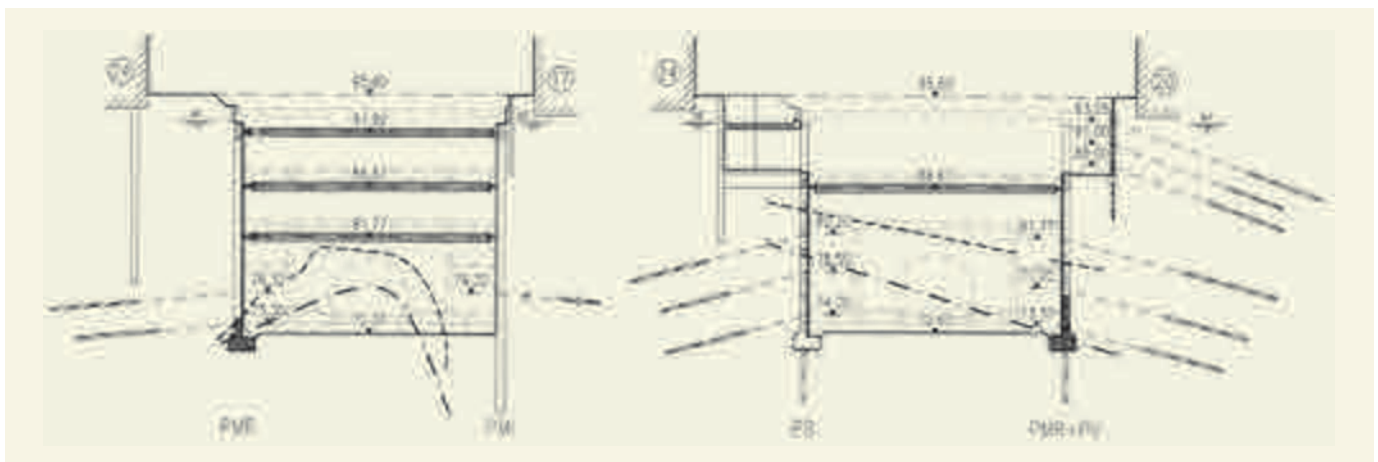


Fig. 03 Cortes tipo das soluções adotadas.  
Cross sections of the two adopted solutions.



**Fig. 04** **Instalação das escoras e do macaco hidráulico para aplicação do pré esforço.**  
*Installing the props and the hydraulic jack to apply the pre-stressing load.*

technical interpretation would guarantee the feasibility of constructing diaphragm walls, the adoption of alternative constructive strategies compatible with the general retaining solution of diaphragm walls. Given the proximity of buildings to the excavation, a solution to guarantee effective control of water flow into the excavation was also adopted, in order to avoid a very significant lowering of the existing water level.

Therefore, given the various predominant constraints, the original solution was kept only in areas where it was expected that the firm granite rock would only occur at sufficiently deep levels, not posing difficulties to the excavation of diaphragm wall panels down to the levels provided for in the original project. In addition to this integral diaphragm wall panel solution, it was deemed appropriate to establish two different type solutions for the retaining structure (Fig. 3).



**Fig. 05** **Vistas gerais da obra.**  
*General views of the work.*

A adoção de escoras pré esforçadas teve três objetivos principais: reduzir os deslocamentos das paredes nas zonas superiores; garantir a possibilidade de se controlarem os deslocamentos e os esforços observados nas paredes e nos elementos do próprio sistema de escoramento, através do reajuste do pré-esforço instalado, e permitir retirar as escoras no final dos trabalhos de uma forma segura e controlada (Fig. 5 e 6).

Nos troços da contenção periférica onde foram executadas paredes moldadas recalçadas e paredes do tipo “Berlim”, dada a proximidade dos edifícios na envolvente da escavação, implementou-se um tratamento do maciço por injeções de calda de cimento, de modo a reduzir a respetiva permeabilidade e, conseqüentemente, a evitar significativas afluições de água durante as escavações, garantindo-se o menor rebaixamento possível do nível freático no exterior do recinto (Fig. 5).

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Tendo em vista a observação e o controlo do comportamento das paredes de contenção e do terreno envolvente, foi instalada a seguinte instrumentação: 32 marcas topográficas de superfície; 3 calhas inclinométricas seladas em furos de sondagem para observação dos deslocamentos horizontais do maciço em profundidade; 1 calha inclinométrica embebida num painel de parede moldada para observação dos deslocamentos horizontais na parede Oeste junto ao edifício 17, apontado como o edifício mais crítico; 9 piezómetros do tipo Casagrande para acompanhamento da posição do nível freático e 4 executados no interior do recinto, de modo a observar os gradientes hi-

dráulicos ocorrentes no fundo da escavação; 10 células elétricas para controlo da evolução do pré-esforço nas ancoragens; 72 extensómetros elétricos com leitura de temperatura para controlo dos esforços nas escoras metálicas; 12 barras extensiométricas sem leitura de temperatura para controlo dos esforços nas armaduras das paredes de contenção.

Para além desta instrumentação, foi definido um apertado sistema de observação dos edifícios envolventes, constituído por alvos topográficos, clinómetros, régua de nivelamento e fissurómetros.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

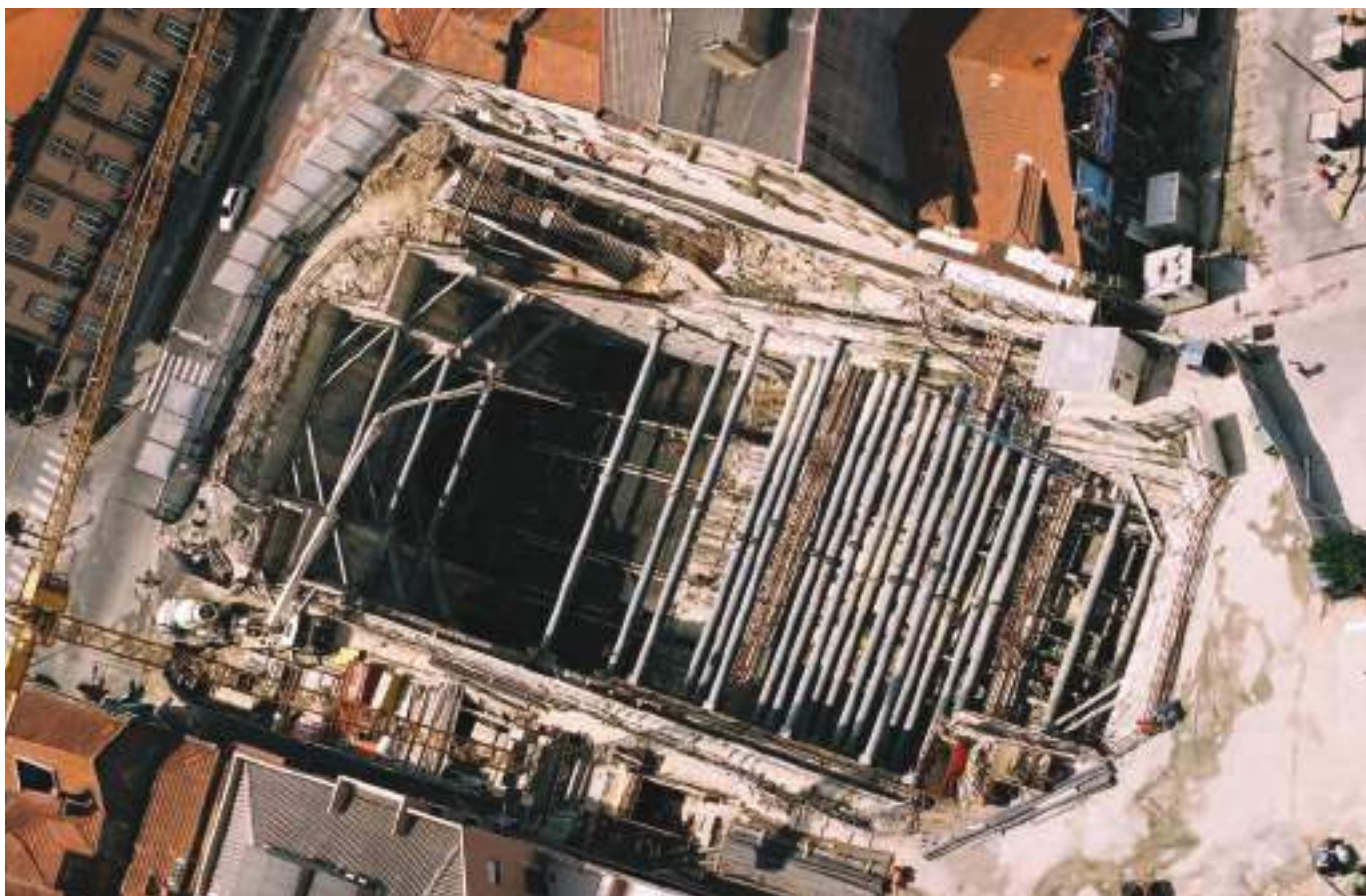
CENOR - CONSULTORES, SA - *Estação 24 de Agosto. Adaptação do Projeto de Escavação e Contenção Periférica*. 2002.

CARDOSO, A.; M. C., GONÇALVES, L., BAIÃO, C.; J. O., GASPAR, A. - *Estação 24 de Agosto – Repercussões da sua construção nas edificações envolventes*. 1<sup>as</sup> Jornadas Hispano Lusãs sobre Obras Subterrâneas. Madrid, pp. 137-147. 2003.

CONCEIÇÃO, M.F. M., CARDOSO, A. M. C., BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - *Estação 24 de Agosto do Metro Ligeiro do Porto. Adaptação do projeto de escavação e contenção periférica*. 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. 2006.

CONCEIÇÃO, M. F. M., CARDOSO, A. M. C., BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - *Estação 24 de Agosto do Metro Ligeiro do Porto. Assessoria geotécnica à obra e análise da influência de aspetos executivos no comportamento da escavação*. 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. 2006.

CONCEIÇÃO, M. F. M., BAIÃO, C. J. O., CARDOSO, A. M. C., BRITO, J. A. M. - *24 Agosto Station of the Metro do Porto rail. Analysis of the excavation behaviour and the influence of construction procedures*. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid. 2007.



**Fig. 06** Vista aérea da obra.  
*Aerial view of the work.*

The solution adopted in cases where it appeared possible to construct the diaphragm wall up to a level close to the final excavation consisted of underpinning the diaphragm wall panels using a soldier-pile construction technique similar to “Berlin” type walls, known as “integral diaphragm wall” (PMR). Wherever the gap between the bottom level of the panels to be underpinned and the final level of excavation was significant, i.e. greater than 3.0 m, and involved the construction of two underpinning levels, it was considered appropriate to additionally install vertical tubular metal profiles, to ensure the vertical stability of the panels (PMR+PV). On the other hand, in cases where it was impossible to construct the diaphragm wall panels at shallow depths, the option was to fully construct the walls following the “Berlin” type technique (PB).

The overall support of the retaining walls was ensured by props and anchoring. The recommended anchoring system enabled pre-stressing, by using a special apparatus at one of the prop ends where a hydraulic jack was installed (Fig. 4).

The use of pre-stressed props aimed to achieve three main goals: first, to reduce displacement of the walls in the upper areas; then, to guarantee control of displacement and stress of the walls and the elements of the shoring system itself, through the readjustment of the installed pre-stress, and, finally, to enable the removal of the props at the conclusion of the works in a safe and controlled way (Fig. 5 and 6).

Wherever underpinned diaphragm walls and “Berlin” type walls were installed, given the proximity of the buildings in the area around the excavation, the ground was treated by cement grout injection so as to reduce permeability and subsequently prevent significant volumes of water flowing into the excavation area, thus reducing the water level lowering effort outside the station premises (Fig. 5).

#### 4. MONITORING

For the observation and control of the performance of the retaining walls and the surrounding areas, the following instruments were installed: 32 topographic surface marks, 3 inclinometers sealed in boreholes to observe deep horizontal displacements of the ground, 1 inclinometer embedded in a diaphragm wall panel to monitor horizontal displacements of the western wall near building #17, considered to be the most critical building; 9 Casagrande type piezometers to monitor water level and 4 others inside the premises to observe hydraulic gradients at the bottom of the excavation; 10 electric cells to control evolution of the load at the anchors; 72 electric extensometers with temperature reading to control stresses at the metal props; 12 rod extensometer without temperature reading to control stresses at the wall reinforcements.

In addition to this instrumentation, a strict observation system of the surrounding buildings was implemented, comprising topographic targets, clinometers, levelling rulers and crackmeters.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA - *Estação 24 de Agosto. Adaptação do Projecto de Escavação e Contenção Periférica*, 2002.
- CARDOSO, A., M. C., GONÇALVES, L., BAIÃO, C.; J. O., GASPAS, A. - *Estação 24 de Agosto – Repercussões da sua construção nas edificações envolventes*. 1<sup>as</sup> Jornadas Hispano Lusas sobre Obras Subterrâneas. Madrid, pp. 137-147, 2003.
- CONCEIÇÃO, M.F. M., CARDOSO, A. M. C., BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - *Estação 24 de Agosto do Metro Ligeiro do Porto. Adaptação do projecto de escavação e contenção periférica*. 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, 2006.
- CONCEIÇÃO, M. F. M., CARDOSO, A. M. C., BAIÃO, C. J. O., BRITO, J. A. M. - *Estação 24 de Agosto do Metro Ligeiro do Porto. Assessoria geotécnica à obra e análise da influência de aspectos executivos no comportamento da escavação*. 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, 2006.
- CONCEIÇÃO, M. F. M., BAIÃO, C. J. O., CARDOSO, A. M. C., BRITO, J. A. M. - *24 Agosto Station of the Metro do Porto rail. Analysis of the excavation behaviour and the influence of construction procedures*. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Madrid, 2007.

# ESTAÇÃO DO BOLHÃO

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, S.A.; **Assessoria Técnica/Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK

**Dimensões/Dimensions:** Caverna 186 e 244 m<sup>2</sup> de secção, comprimento 70,95 m/area of sections 186 and 244 m<sup>2</sup>, length 70.95 m

**Método construtivo/Construction method:** Escavação Mecanizada (TBM), seguida de abertura de poços a céu aberto e de escavação sequencial/Mechanical Excavation (TBM), followed by open cut shafts and sequential excavation

**Período de construção/Construction period:** 2002 – 2004

**Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

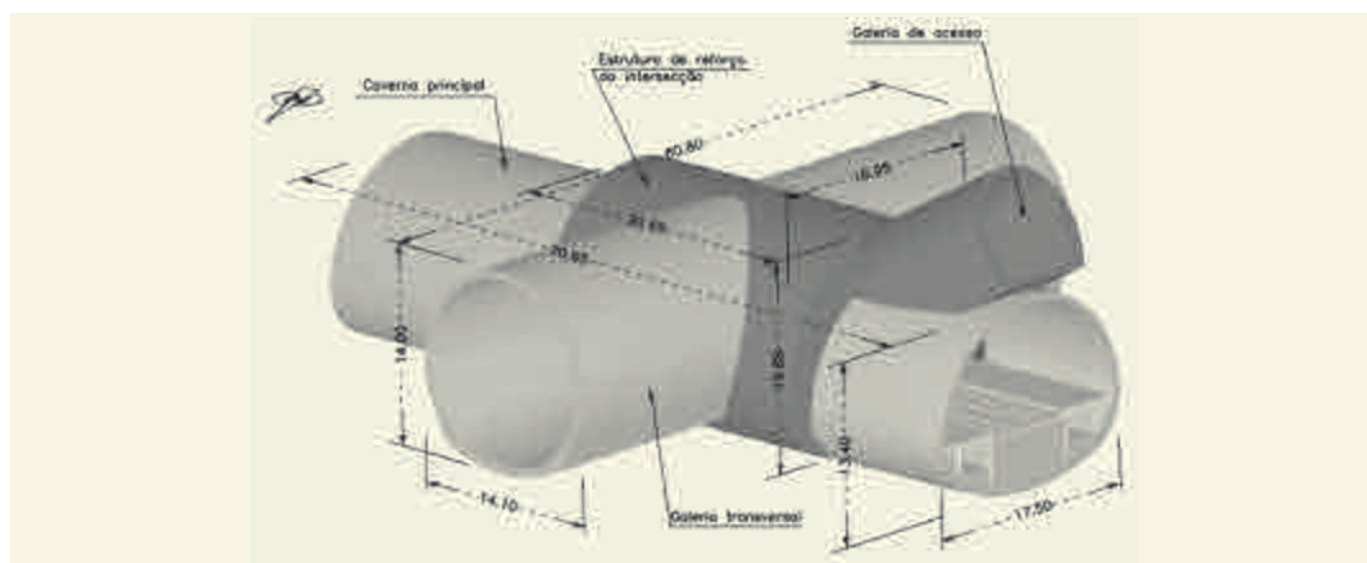
A Estação do Bolhão está integrada no troço comum das linhas A, B e C do Metro Ligeiro do Porto, que se situa no centro do comércio da cidade, desenvolvendo-se ao longo da Rua Fernandes Tomás, no cruzamento com a rua Alexandre Braga, zona densamente urbanizada, com a Igreja das Almas (património histórico da cidade) numa das suas esquinas e o tradicional mercado do Bolhão na outra.

A estação subterrânea do Bolhão está constituída essencialmente por uma caverna principal onde se localiza o cais e por uma galeria transversal de direção ortogonal à primeira, através da qual, é efetuado o acesso ao mezanino baixo ao nível do cais. No cruzamento das duas galerias (Intersecção), a altura da secção da caverna é aumentada num troço com cerca de

20 m de extensão, de modo a permitir a inserção do acesso ao mezanino alto, realizado por meio de uma terceira galeria de menores dimensões, (Fig. 1).

Completam o conjunto de obras enterradas os poços de acesso e salas de serviço escavados a céu aberto na rua Alexandre Braga e sob a rua Fernandes Tomás e ainda um poço de acesso e saída de emergência no parque das Camélias e o túnel de ligação à caverna principal.

A secção corrente da caverna com um comprimento de 70 m (envolvente ao túnel da via, previamente executado com TBM), integra uma abóbada definida por um arco de três centros, com uma altura de 13 m e uma largura de 18 m, tem uma secção de escavação de 186 m<sup>2</sup>. Na intersecção esta geometria alarga-se para uma altura de 16 m e uma largura máxima de 19 m, passando a secção de escavação a ter 244 m<sup>2</sup>. A galeria transversal desenvolve-se ao longo de 62 m, com secção circular de 14 m de diâmetro, sendo a secção de escavação de 160 m<sup>2</sup>.



**Fig. 01** Esquema 3D das cavernas da estação do Bolhão.  
*3D illustration of Bolhão Station Galleries.*

# BOLHÃO STATION

## 1. INTRODUCTION

Bolhão Station is part of the common stretch of lines A, B and C of the Oporto Light Rail Subway System, located in the shopping area of the city, running along Rua Fernandes Tomás, at the junction with Rua Alexandre Braga, a densely built-up area. The Igreja das Almas church, part of the historical heritage of the city, is close to one of the station corners and the traditional Bolhão Market is near the other.

Bolhão underground station basically comprises a main gallery with a platform and a transversal gallery perpendicular to it, enabling access to a mezzanine at the train platform level. At the junction of both galleries, the height of the gallery section is increased for about 20 m to enable the insertion of the access to an elevated mezzanine, by means of a third smaller gallery (Fig. 1).

The underground works were completed with open cut access shafts and service rooms in Rua Alexandre Braga and under Rua Fernandes Tomás. There is also an access and an emergency exit shaft at Camélias park and a connecting tunnel to the main gallery.

The 70 m long current section of the cavern (including the track tunnel, previously constructed with TBM), has a vault with three arches 13 m high at their centres, 18 m wide and a 186 m<sup>2</sup> excavation section. At the junction the height of this section is increased to 16 m and the width to a maximum of 19 m, the excavation section area becoming then equal to 244 m<sup>2</sup>. The junction gallery runs for 62 m, with a 14 m diameter circular section, with a 160 m<sup>2</sup> excavation section.

The track tunnel had already been constructed using a TBM with pre-cast reinforced concrete segment lining. This enabled the ground to be drained prior to excavation starting. For the construction of the station it was necessary to demolish the lining segments. The NATM Observational Method was used in the sequential excavation process with calotte and bench phases.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

From a geological point of view, the layout area of the station is characterised by the presence of so called “Oporto granite”, covered by landfill deposits, alluvial deposits and residual granite soils, which reaches a total thickness of up to 13 m. “Oporto granite” usually comprises medium to coarse two mica, leucocratic granite, appearing in various weathering degrees with consequent variability of their mechanical characteristics.

The geomechanical units adopted, characterised by degrees of weathering and associated parameters are summarised in Table 1.

The typical situation corresponds to the occurrence of granite materials with different degrees of weathering with pockets and strips of worse quality, surrounded by materials of better quality. At the western end of the station the ground was comprised essentially of materials of the G3 geomechanical class. At the confluence of both galleries G3 and G4 materials prevailed in the western half, while G5 complex materials were found in the eastern half. G5 materials comprises an N-S exposure (Fig. 2) wedge shaped at the vertical section (Fig. 5), delimited by G4 geomechanical complex.

Although ground with similar characteristics to the G5 category had been detected during the design stage, the model corresponded to a flat structure with NW-SE orientation, and tilted towards NE. Since this structure affected the Capela das Almas Church, excavation sections totally located on G5 ground had been modelled, according to a conservative criterion. The real position of the more heavily weathered soils affected not only the foundations of the historic buildings, but also had the potential to affect the stability of the intersection area of the galleries.

Aiming at geological and geotechnical characterisation, some borehole drillings were performed together with in situ tests, namely seismic tomography, dynamic penetration tests (SPT), dilatometer tests and pressure metre tests. Also Lugeon and Lefranc type water injection tests were carried out. Piezometers were installed to record the evolution of the water levels.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

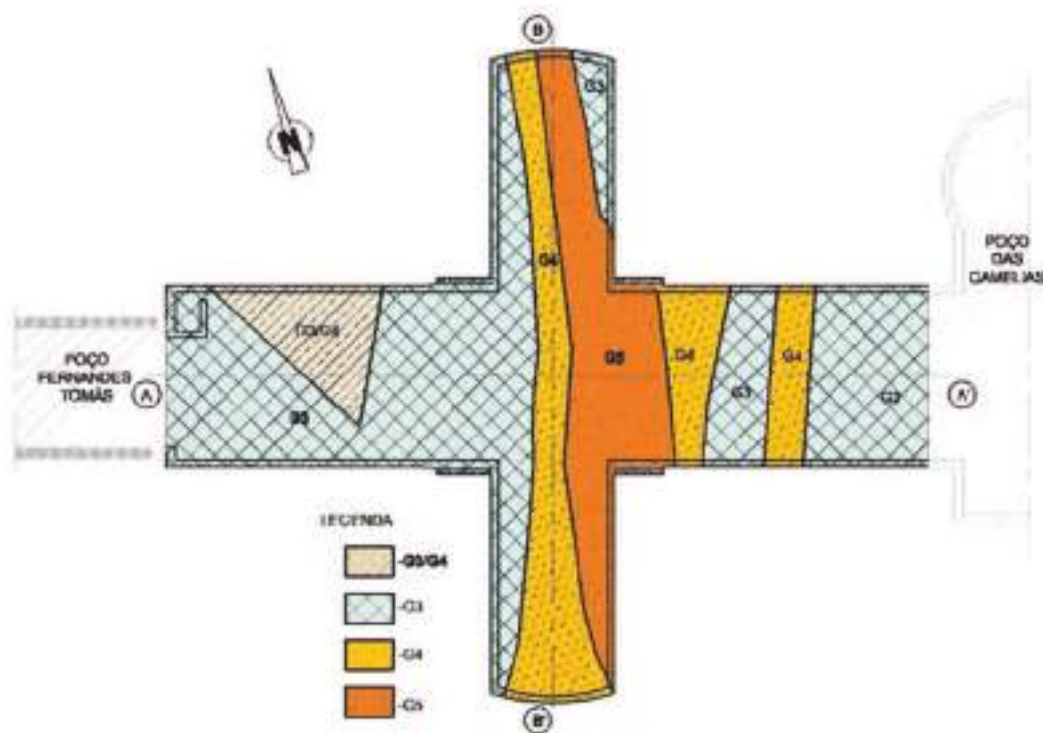
Since the ceiling levels of both caverns are similar, the vault of the station showed an almost flat configuration, forcing the execution of a reinforced primary support with load-bearing and stiffness characteristics in order to deal with the adverse geological conditions revealed during construction.

The numerical analysis of the Bolhão underground excavations was done by means of finite element models. In order to describe the response of the geological materials a perfectly plastic linear elastic law was used. The shear strength criteria adopted were the Mohr-Coulomb criterion for soils (G5 and G7 units) and Hoek-Brown criterion, in the case of rocks (G3 and G4 units). The geomechanical parameters used are summarised in Table 1.

QUADRO I – Parâmetros de cálculo adotados.

TABLE I – Geomechanical units and adopted mechanical parameters.

Desig./Unit	Graus de Alter. /Weathering and Fracturing degree	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	E MPa	Resist. Comp. MPa /Uniaxial Compression Strength (MPa)	Mohr-Coulomb /Mohr-Coulomb criterion		Hoek-Brown /Hoek-Brown criterion		$K_0$
					$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m)	m	s	
G7	-	19	40	-	28	0	-	-	0.5
G5	W <sub>5</sub> F <sub>5</sub>	20	150	-	35	40	-	-	0.5
G4	W <sub>4</sub> F <sub>4-5</sub>	23	600	10	35	75	0.67	0	0.5
G3	W <sub>3</sub> F <sub>4</sub> a F <sub>3</sub>	24	1500	25	40	150	0.98	7.5E-4	0.5



**Fig. 02** Modelo geológico da estação (Planta).  
*Geological model of the station (Plan).*

À data de escavação da estação (realizada pelo Método Observacional NATM, com faseamento em calote e rebaixo) já havia sido construído o túnel da via, com recurso a TBM e revestido com aduelas pré-fabricadas em betão armado. Este facto permitiu por um lado drenar o maciço antes da escavação e por outro obrigou a incluir o desmantelamento das aduelas no faseamento construtivo da caverna.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Em termos geológicos, a área de implantação da Estação é caracterizada pela ocorrência do denominado "Granito do Porto", subjacente a depósitos de aterro, aluviões e solos residuais graníticos, os quais podem atingir uma espessura total da ordem de 13 m. O "Granito do Porto", geralmente constituído por um granito de duas micas, de grão médio a grosseiro, leucocrata, apresenta-se em diversos graus de alteração que se traduzem em variações das suas características mecânicas.

Os complexos geomecânicos encontrados, com a caracterização em termos de graus de alteração e parâmetros de cálculo associados, figuram no Quadro 1.

A situação tipo corresponde a materiais graníticos de graus de alteração diferenciados com bolsadas e faixas de material de pior qualidade, disseminados no seio de materiais de melhor qualidade.

O extremo poente da Caverna interessou essencialmente materiais do complexo geomecânico G3. A intersecção de ambas as galerias interessou materiais do complexo G3 e G4, na metade poente. Na metade nascente ocorreram materiais do complexo G5. O terreno G5 consiste numa faixa de orientação N-S (Fig. 2), com forma de cunha na secção vertical (Fig. 5), balizado por materiais do complexo geomecânico G4.

A ocorrência do terreno G5 tinha sido detetada durante a fase de estudo, mas o modelo previa uma estrutura plana com orienta-

ção NW-SE, e inclinada na direção NE. Dado que esta estrutura afetava a Capela das Almas tinham-se modelado, com critério conservador, secções de escavação localizadas totalmente em maciço G5. A posição real dos terrenos mais alterados não só afetou a fundação dos edifícios históricos, como também comprometeu a estabilidade da zona de intersecção das cavernas.

Com vista à caracterização geológico-geotécnica, foram executadas sondagens mecânicas de furação acompanhadas da realização de ensaios "in situ", nomeadamente ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT, ensaios dilatométricos e pressiométricos, e ensaios de injeção de água do tipo Lugeon e do tipo Lefranc. Refira-se ainda a realização de tomografias sísmicas e a colocação de piezómetros para registo da evolução dos níveis de água.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Pelo facto das cotas do teto de ambas as cavernas serem semelhantes, a abóbada do recinto apresentava uma configuração quase plana, obrigando à construção de uma estrutura de reforço do suporte primário com características portantes e de rigidez suficientes para fazer face às condições adversas encontradas durante a construção.

O dimensionamento das escavações subterrâneas da estação do Bolhão foi realizado com o apoio de programas de elementos finitos, em que, para descrever o comportamento dos materiais foi utilizada uma lei elástica-linear perfeitamente plástica. Os critérios de rotura adotados foram os de Mohr-Coulomb para os solos (G5 e G7) e o de Hoek-Brown, no caso de rochas (G3 e G4). Os parâmetros geomecânicos utilizados estão resumidos no Quadro 1.

O projeto de escavação assumiu algumas premissas básicas. Uma vez que a escavação da caverna principal se realizaria após a execução do túnel da via, com o qual está alinhada e, reconhecida a presença de água no maciço, optou-se por pro-

Some fundamental premises were assumed for the excavation process. Since the main gallery would be excavated aligned to the track tunnel following the construction of the latter, and given the presence of groundwater it was decided to drain the ground in advance by means of long drains from TBM tunnel.

The Observational Method was adopted in the design specifications. Therefore, the construction method and supports were adjusted according to the real geological and geotechnical conditions revealed during the works and according to the response of the ground to excavation, quantified by the installed monitoring system.

According to the plan initially set, prior to excavation, geotechnical site investigation was undertaken with sub-horizontal borehole drillings, together with geological mappings carried out in the TBM gallery and in the cavern itself and the adjoining shafts.

The underground station was excavated almost entirely from the shaft at the Rua Fernandes Tomás, running alongside to the length of the main gallery.

The adopted construction phases took into consideration two main excavation stages, both for the gallery (including the intersection) and the transversal gallery. The first stage corresponded to the excavation of an upper section and the second one corresponded to the bench. The excavation of the first stage at the western side of the gallery and the intersection chamber was followed by the construction of the reinforcement structure of the primary support of the intersection.

Once the reinforcement of the intersection chamber was finished, the transversal gallery was excavated, under the protection of an umbrella-type pipe roof support, first on the southern side (opposite the Capela das Almas Church) and later from the northern side. Simultaneously, the excavation of the gallery benching was

started, enabling the bench excavation of the transversal gallery. Later, the invert excavation and the installation of the concrete inverted arch lining at the intersection chamber and adjacent ends of the transversal gallery were carried out.

The cavern was excavated continuously in two phases. The first stage corresponded to the opening of the upper half-section of the calotte with the provisional invert at elevation 70 m. The second stage was the excavation of the bench carried out in various sub-stages.

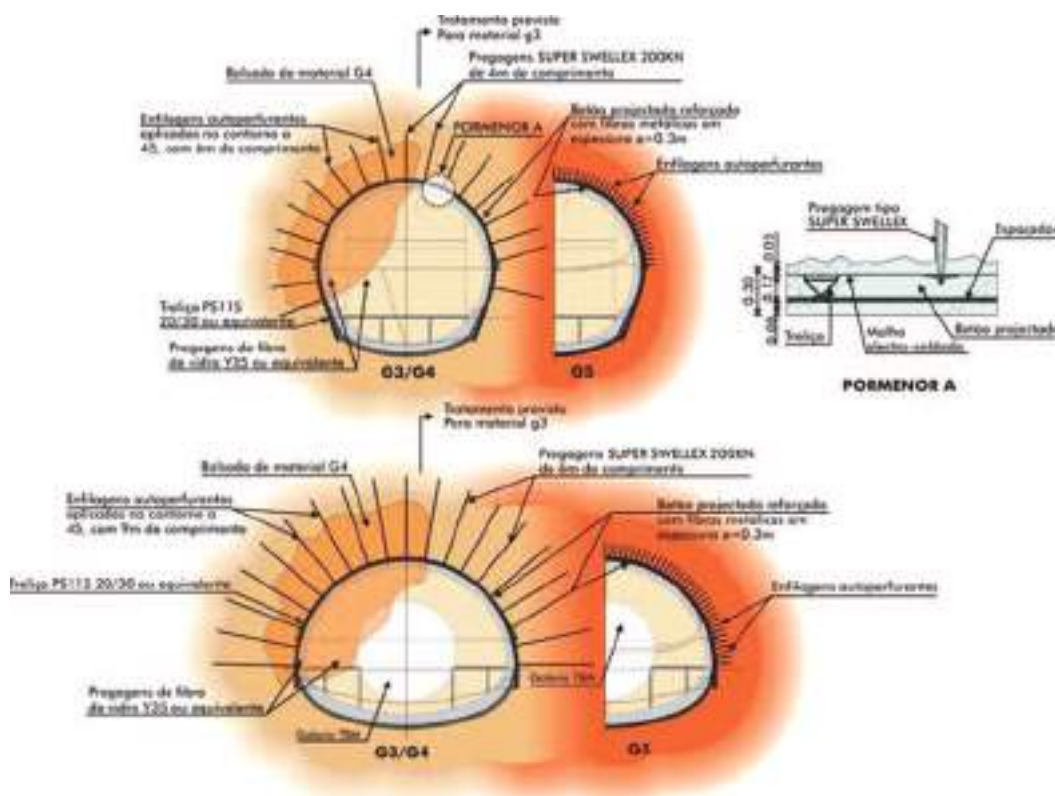
The primary support at the G3 geomechanical unit comprises 0.30 m thick shotcrete reinforced with metallic fibres, AQ50 electro-welded mesh, PS 115 20/30 type metal lattices and 200 kN Superswellex type nails every 1.5 m, being 6 m long in the cavern and 4 m long in the transversal gallery.

Wherever pockets with relevance for the work of the G4 geomechanical unit occurred, the Superswellex type nails were replaced by self-drilling forepoling or grouted dowels, 9 m long in the cavern and 6 m long in the transversal gallery, inclined 45° with conical disposition. In both cases the recommended running distances were 1.5 m.

In the G5 geomechanical complex it was decided to install rigid inclusions, specifically self-drilling forepoling or grouted dowels spaced 0.40 m apart, in a conical umbrella. The distance between lattice girders in addition to the running lengths was 1.0 m.

The primary supports provided for the current section of the main gallery and transversal gallery at the different geomechanical units are shown in Fig. 3.

The main gallery and the transversal gallery intersect at right angles in the central area, practically at the same level. For architectural reasons, compared to the cavern, this intersection has a larger



**Fig. 03** Caverna principal e galeria transversal da Estação do Bolhão – Faseamento da escavação e suporte primário.  
**Bolhão Station main gallery and transversal gallery – Excavation phases and primary support.**





**Fig. 04** **Aspeto geral da zona de intersecção após conclusão da escavação.**  
*General view of the intersection area after excavation completion.*

ceder à drenagem antecipada do maciço com recurso a drenos compridos, executados a partir da galeria TBM.

O projeto assumia a aplicação do Método Observacional. Assim, o método construtivo e suportes foram ajustados de acordo com as reais condições geológico-geotécnicas encontradas e de acordo com a resposta do maciço à escavação, quantificada no sistema de auscultação instalado.

Estava prevista a execução de prospeção em avanço, o que veio a acontecer com a execução de sondagens à rotação sub-horizontais, em complemento aos mapeamentos realizados na galeria TBM e na própria caverna e poços adjacentes.

A estação mineira foi escavada praticamente na sua totalidade a partir do poço da Rua Fernandes Tomás, contíguo ao desenvolvimento da caverna principal.

O faseamento construtivo adotado considerou duas fases de escavação principais, tanto para a caverna (incluindo a intersecção) como para a galeria transversal. Uma primeira fase correspondente à escavação da calote superior e uma segunda correspondente ao rebaixo. Assim, após escavação da primeira fase da caverna no extremo poente e câmara de intersecção, deu-se início à execução da estrutura de reforço do suporte primário da intersecção.

Terminado o reforço da câmara de intersecção, fez-se a derivação da escavação para a galeria transversal, sob proteção de uma série de chapéus de enfilagens, inicialmente pelo lado Sul (oposto à Capela das Almas) e posteriormente pelo lado Norte. Simultaneamente iniciou-se o rebaixo da caverna, que, passando pela galeria transversal permitiu aceder às frentes de escavação do rebaixo desta. Posteriormente procedeu-se à escavação fina da soleira e ao seu travamento com arco invertido de betão na câmara de intersecção e extremos adjacentes da galeria transversal.

A escavação da Caverna em secção corrente foi realizada em duas fases de escavação. A primeira fase correspondente à abertura da semi-secção superior da calote com a soleira provisória à cota ~70. A segunda fase corresponde à destroça a ser executada em várias sub-fases.

O suporte primário aplicado em complexo geomecânico G3 é constituído por betão projetado reforçado com fibras metálicas com 0.30 m de espessura, treliças metálicas do tipo PS 115 20/30 e pregagens tipo super swellex de 200 kN afastadas de 1,5 m com 6 m na caverna e 4 m de comprimento na galeria transversal.

Sempre que no mapeamento da frente se registava a ocorrência de bolsadas de complexo geomecânico G4 com expressão e significado para a obra, as pregagens tipo super swellex foram substituídas por enfilagens auto-perfurantes ou pregagens de varão inclinadas a 45° em disposição troncocónica com 9 m de comprimento na caverna e com 6 m na galeria transversal. Em ambos os casos os avanços preconizados foram de 1,5 m.

Em complexo geomecânico G5, optou-se por horizontalizar as inclusões rígidas, materializadas por enfilagens autopercutantes ou varões de aço, em chapéu troncocónico, com os elementos espaçados de 0,4 m. O espaçamento entre treliças bem como os avanços foram aqui de 1,0 m.

Na Fig. 3 apresentam-se os suportes primários previstos para a secção corrente da caverna e galeria transversal nos diferentes complexos geomecânicos.

A Caverna e a Galeria Transversal intersectam-se perpendicularmente na zona central, praticamente ao mesmo nível. Por motivos arquitectónicos, a intersecção apresenta uma secção maior, em termos de altura, em relação à caverna. A intersecção ocorre em correspondência com o cruzamento das ruas de Santa Catarina e Fernandes Tomás, afetando diretamente o edifício da

QUADRO II – Níveis de alerta e alarme.

TABLE II – Warning and alarm levels.

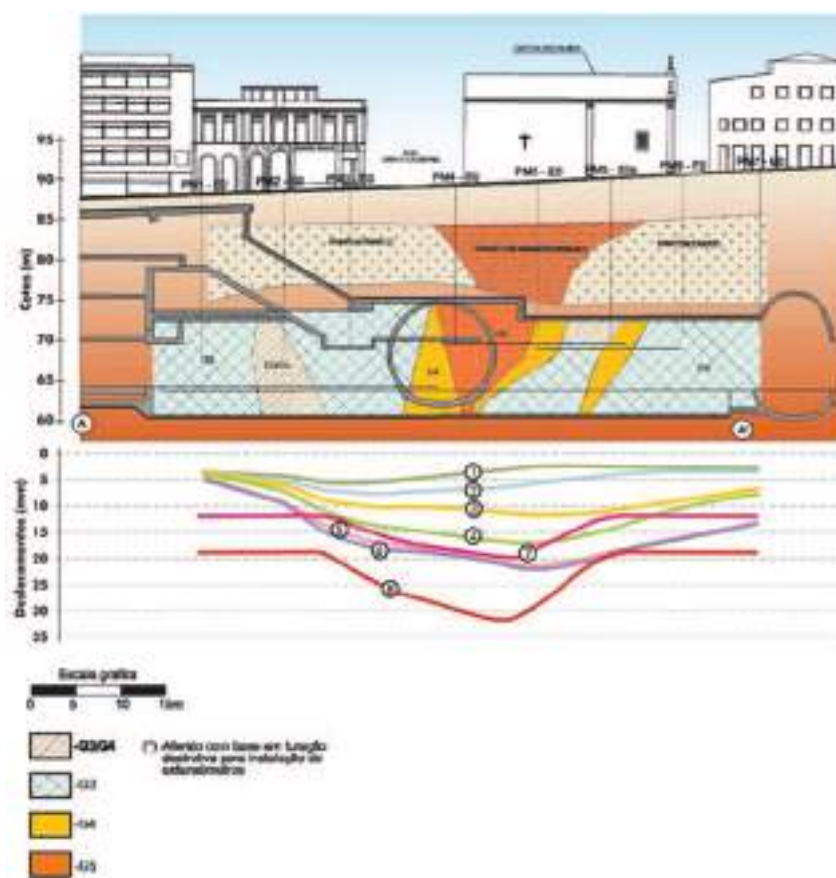
Zonamento geomecânico /Geotechnical zoning	Caverna /Main gallery						Galeria transversal /Transversal gallery						Intersecção /Intersection			
	G3		G3/4		G5		G3		G3/4		G5		G3/4		G5	
Fases de escavação /Excavation stages	1	2	1	2	2		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Níveis de alerta (mm) /Warning levels (mm)	11	12	11	12	12	13	4	5	5	5	6	7	16	17	18	20
Níveis de alarme (mm) /Alarm levels (mm)	18	19	18	19	19	21	6	8	8	8	10	11	26	27	29	32

section height. The junction occurs at the intersection of Rua de Santa Catarina and Rua Fernandes Tomás, having a direct impact on the Capela das Almas Church at the northeastern edge. Total soil cover at the axis is about 12 m, of which only 4 m corresponds to the rock mass in the western half. The remaining 8 m corresponds to G5 and G7 unit type ground. The goal was to reduce section height to a minimum, according to the minimum clearances defined in the initial architectural project.

During the works at the intersection a G5 ground type block was revealed, making it necessary to adjust the G5 support of the current section to the intersection, as well as to reinforce the portals of the transversal gallery, by means of a group of five forepoling umbrellas, with an inclination of 50° at the first um-

brella, 40° at the second and so on up to 10° at the fifth at the entrance of the transversal gallery and final excavation of the latter at full face heading of the calotte. It was therefore possible to overcome the immediate difficulties of the transversal gallery created by the geometry of a flattened ceiling at the vault and the nature of the soil classified as belonging to the G5 geomechanical unit.

The reinforcement of the intersection chamber was made using a reinforced shotcrete element. For reasons of the construction phases, it was necessary to install bar anchors at the reinforcement pillars, as well as the construction of reinforced concrete distribution beams at the base of the provisional invert, enabling excavation of the transversal gallery to begin, followed by the excavation of the cavern bench (Fig. 4).



**Fig. 05** Perfil longitudinal pelo eixo da caverna (Rua Fernandes Tomás).  
 i) Modelo geológico registado durante a construção; ii) Assentamentos medidos.  
 Longitudinal profile by the main gallery axis (Rua Fernandes Tomás).  
 i) Geological model after construction observation; ii) Measured settlements.

Capela das Almas, considerado património histórico da cidade, na aresta nordeste.

O recobrimento total de terrenos no eixo de simetria é da ordem dos 12 metros, dos quais só 4 m correspondem ao maciço rochoso na metade Poente. Os restantes 8 m correspondem aos maciços G5 e G7. Procurou-se por esta razão, reduzir ao mínimo a altura da secção, condicionada pelos gabaritos mínimos definidos no anteprojecto de arquitetura.

Durante a execução da obra foi encontrado um bloco com maciço G5, por conseguinte foi necessário adaptar à intersecção o suporte para G5 da secção corrente bem como reforçar os emboquilhamentos da Galeria Transversal, recorrendo à execução de um conjunto de cinco chapéus de enfilagens, com distribuição em leque, com 50° de inclinação no primeiro chapéu, 40° no segundo e até 10° no quinto à entrada na Galeria Transversal e escavação desta a secção plena da calote. Foi assim possível ultrapassar as dificuldades imediatas de emboquilhamento da Galeria Transversal criadas pela geometria de teto aplanado na abóbada e pela natureza do terreno classificado como pertencente ao complexo geomecânico G5.

O reforço na câmara de intersecção foi conseguido à custa de uma peça de betão projetado armado. Por motivos de faseamento da construção, foi necessário instalar ancoragens de barra nos pilares do reforço, bem como a construção de vigas de distribuição em betão armado na base da soleira provisória que permitiram dar início à escavação da galeria transversal e posteriormente ao rebaixo da caverna (Fig. 4).

O betão armado adotado no revestimento definitivo da estação, foi concebido para um período de vida útil de 100 anos como premissa do projeto. As espessuras são variáveis desde um mínimo de 0,5 m nas abóbadas da Caverna e Galeria transversal e de 0,6 m na abóbada da Intersecção, até um máximo na soleira da Caverna e intersecção com uma espessura de 0.70 m. O revestimento está dotado de um sistema de impermeabilização constituído por uma membrana de PVC com 2 mm de espessura e por um geotêxtil de proteção mecânica e drenagem.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Do plano de observação faziam parte inclinómetros, extensómetros multiponto, marcas de superfície de nivelção precisa, piezómetros e marcas de convergência no interior das galerias lidas com recurso a métodos óticos.

O plano de observação incluiu 8 perfis de monitorização ao longo da R. Fernandes Tomás sendo que o perfil PM4 é o que se desenvolve ao longo da R. de Sta. Catarina.

Os limites de alerta e alarme em termos de deslocamentos para a escavação da caverna principal e a galeria transversal da estação do Bolhão, foram definidos no projeto utilizando o critério de escavações independentes, ou seja considerando que a escavação da galeria transversal só começava uma vez completada a escavação da caverna principal, suporte primário e suporte secundário, segundo tinha sido originalmente definido. Visando viabilizar as exigências do cronograma construtivo, a

emissão da última versão do projeto de escavação e suporte primário da estação do Bolhão foi realizada sob a premissa de que a escavação da primeira fase da caverna e da galeria transversal deviam estar concluídas antes de executar a destroça de ambas as galerias, o que pressupõe um comportamento diferente do suporte primário e uma rigidez menor do conjunto.

Ainda foi aplicada uma segunda atualização dos deslocamentos, desta feita devida ao ajuste do modelo geológico verificado "in situ". Assim, uma vez escavada a primeira etapa tinha-se um modelo mais realista dos terrenos atravessados, nomeadamente foi registada a presença de maciço tipo G5 na metade poente da intersecção da estação e galeria transversal.

Assim, os limites de alerta e alarme dos deslocamentos (assentamentos à superfície) revistos atempadamente e utilizados para o controlo das escavações, são os que figuram no Quadro 2.

Verificou-se que uma vez concluída a escavação da estação e estabilizadas as leituras dos instrumentos de auscultação, os deslocamentos medidos foram da ordem de grandeza daqueles previstos nos critérios de alerta e alarme, presentes no Quadro 2.

Para os edifícios, em particular no caso da Capela das Almas, os níveis de distorção atingidos foram da ordem máxima de 1/1600 ao longo da R. de Sta. Catarina e de 1/2200 ao longo da R. Fernandes Tomás, valores estes muito abaixo dos limites impostos pelo estudo de avaliação de riscos dos edifícios (BRA) que apontava valores de distorção máxima aceitáveis para a Capela das Almas de 1/850 (limite de atenção).

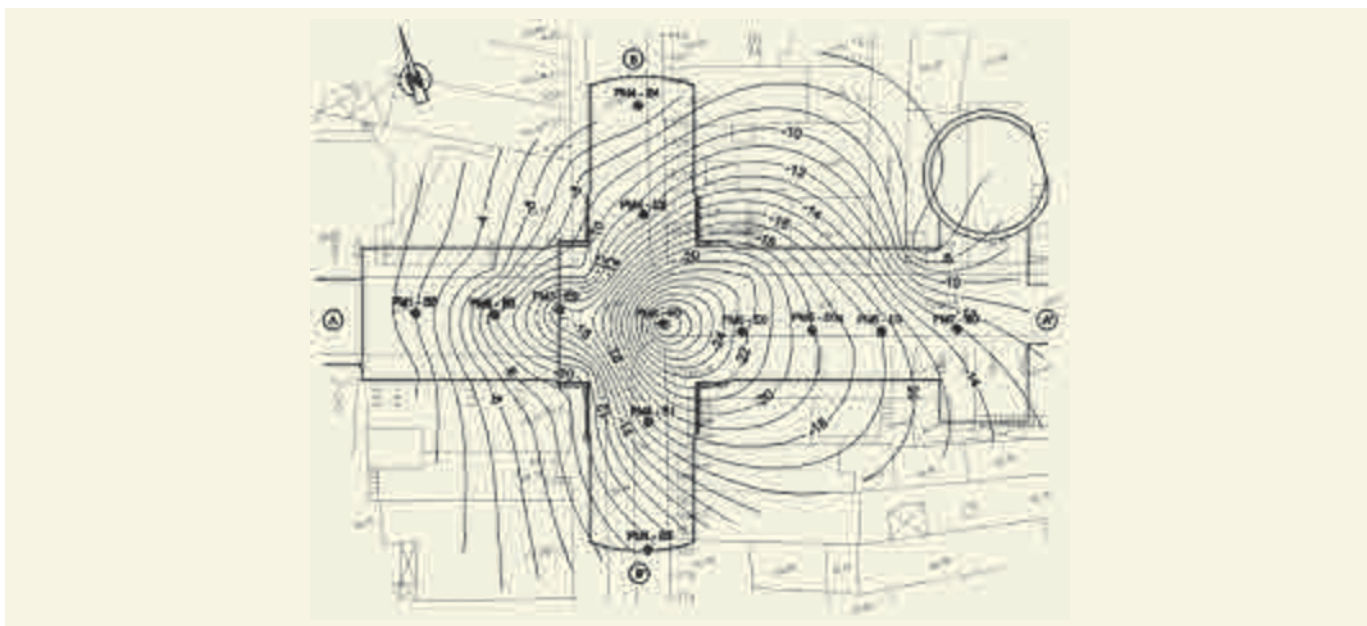
Na Fig. 5 apresentam-se perfis longitudinais da estação pela rua Fernandes Tomás. No mesmo perfil foram introduzidos os dados do modelo geológico disponível e, em escala adequada, as curvas de assentamento correspondentes aos episódios mais representativos da construção da estação.

Pode observar-se uma concordância razoável entre os assentamentos previstos e os registados, com uma certa assimetria das curvas em correspondência com a ocorrência do maciço G5 na zona de intersecção. Este fenómeno visualiza-se na planta de isolinhas de assentamentos acumulados, da Fig. 6.

A abordagem adotada revelou-se adequada para ultrapassar as dificuldades criadas pelas diferentes condicionantes inerentes à execução de obras subterrâneas pouco profundas em meio urbano.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- SARRA PISTONE, R. – *Underground Caverns in Urban Environment* – ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest – Hungary. 2009.
- SARRA PISTONE, R., MAIA, C., BENTO, J. - *Metropolitano do Porto. Estação do Bolhão. Projeto de Escavações e Suporte*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. 2004.
- SARRA PISTONE, R., COSTA, M.C. *Oporto Light Train. Bolhão Station Design*. ITA – AITES World Tunnel Congress. Istanbul, Turkey. 2005.
- SARRA PISTONE, R.; REBELO, V. - *Metropolitano do Porto – Estação do Bolhão. Modelo Geológico e Projeto de Escavação*. Jornadas Hispano - Lusos sobre obras subterrâneas relevancia de la prospección y observación geotécnicas. CEDEX, Madrid (487,498). 2003.



**Fig. 06** **Isolinhas de assentamentos e localização dos perfis de monitorização.**  
**Settlements isolines and location of the monitoring profiles.**

According to the design specifications, the lifetime of the reinforced concrete of the final lining of the station was chosen to be 100 years. The thickness varies from a minimum of 0.5 m at the vaults of the main gallery and transversal gallery and 0.6 m at the vault of the intersection, up to a maximum of 0.70 m at the invert of the main Gallery and intersection. The lining is provided with a waterproof system comprising a 2 mm thick PVC membrane and a mechanical protection and drainage geo-textile.

#### 4. MONITORING

The monitoring system comprises inclinometers, multipoint rod extensometers, precise levelling surface marks, piezometers and convergence marks inside the galleries read by optical methods. The observation plan included eight monitoring profiles along Rua Fernandes Tomás, of which PM4 profile runs along Rua de Santa Catarina.

Regarding the displacements induced by the excavation of the main cavern and transversal gallery of Bolhão Station, the warning and alarm limits were defined in the design assuming independence between both excavation processes. This means taking into consideration that the excavation of the cavern was only to begin once the transversal gallery was fully excavated, with the primary support and the lining being installed according to what had been originally defined in the design.

With a view to making the requirements of the construction chronogram possible, the final version of the excavation and primary support project of Bolhão station was issued under the condition that the excavation of the first stage of the Main Gallery and the transversal gallery should be completed before carrying out the benching of both galleries. This presupposes a different performance of the primary support and a lower stiffness of the whole.

A further update of displacement limits was also considered, due to the adjustment of the geological model following progress of the work. Therefore, after the conclusion of the first stage, the model of the excavated ground was more realistic, with the existence of G5 unit type ground being reported at the western half of the intersection of the station and the transversal gallery. The warning and alarm limits of the displacements (surface

settlements) reviewed in due course and used to control the excavations are shown in Table 2.

After the excavation of the station was completed and the readings of the monitoring instruments were stabilized, the magnitude of the measured displacements showed to be similar to those used to define the warning and alarm criteria, shown in Table 2.

As for the buildings, in particular Capela das Almas Church, the maximum distortion levels reached were of 1/1600 along Rua de Santa Catarina and 1/2200 along Rua Fernandes Tomás. These values were far below the limits set by the buildings' risk assessment study (BRA) which indicated maximum acceptable distortion values of 1/850 (attention limit) for Capela das Almas. Longitudinal profiles of the station at Rua Fernandes Tomás are shown in Fig. 5. Data of the available geological model are represented at the same profile as well as the settlement curves corresponding to the most representative episodes of the construction of the station, at a suitable scale.

There is a reasonable agreement between the observed and the anticipated settlements with a certain curve asymmetry at the intersection area corresponding to the occurrence of G5 ground. This phenomenon can be seen on the isolines of the accumulated settlements in Fig. 6.

As a conclusion, one may say that the implemented construction method was suitable to overcome the difficulties posed by the different constraints related to the relatively shallow position of underground works carried out in an urban environment.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

- SARRA PISTONE, R. - *Underground Caverns in Urban Environment* - ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest - Hungary. 2009.
- SARRA PISTONE, R., MAIA, C., BENTO, J. - *Metropolitano do Porto. Estação do Bolhão. Projeto de Escavações e Suporte*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. 2004.
- SARRA PISTONE, R., COSTA, M.C. *Oporto Light Train. Bolhão Station Design*. ITA - AITES World Tunnel Congress. Istanbul, Turkey. 2005.
- SARRA PISTONE, R.; REBELO, V. - *Metropolitano do Porto - Estação do Bolhão. Modelo Geológico e Projecto de Escavação*. Jornadas Hispano - Lusas sobre obras subterráneas relevancia de la prospección y observación geotécnicas. CEDEX, Madrid (487,498). 2003.

# ESTAÇÃO DE COMBATENTES

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, S.A.; **Assessoria Técnica/Technical Consultancy:** LNEC

**Projetista:/Designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK

**Dimensões/Dimensions:** Caverna 186 m<sup>2</sup> de secção, comprimento 70,00 m/Length 70 m and section area of the cavern 186 m<sup>2</sup>

**Método construtivo/Construction method:** Escavação Mecanizada (TBM), seguida de abertura de poços a céu aberto e escavação sequencial (NATM)/Mechanical excavation (TBM), followed by open cut shafts and sequential excavation (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2003 – 2006

**Raúl Pistone, Jorge Bento (COBA, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A estação subterrânea de Combatentes, originalmente chamada Lima, está integrada na linha D do Metro Ligeiro do Porto, que liga o Hospital de São João a Santo Ovídio. Trata-se de uma típica estação com duas cavernas perpendiculares de dimensões similares. O acesso é feito a partir de um poço lateral, de secção retangular, com cerca de 30 m de profundidade. Fazem ainda parte do conjunto dois poços circulares de emergência e ventilação. A caverna principal situa-se sob a Rua da Alegria, a caverna transversal com as escadas de acesso aos cais localiza-se sob os edifícios entre a Avenida dos Combatentes e a Rua da Alegria. Estas limitações implicaram que não tenha sido levado a cabo um programa de prospeção geológico-geotécnica completo. Assim e devido à incerteza geológica, a escavação da galeria transversal foi precedida pela escavação de uma galeria piloto permitindo o acesso ao maciço rochoso. Investiu-se também na implementação de um programa de monitorização detalhado.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Em termos geológicos, na área de implantação da Estação de Lima/Combatentes, ocorre essencialmente o designado “Granito do Porto”, subjacente a depósitos de aterro, aluviões e solos

residuais graníticos, os quais podem atingir localmente uma espessura total da ordem dos 8 m. O “Granito do Porto”, geralmente constituído por um granito de duas micas, de grão médio a grosseiro, leucocrata, apresenta-se em diversos graus de alteração que se traduzem em variações das suas características mecânicas. A presença de rochas muito alteradas é notada, inclusivamente em profundidade, associadas com frequência à presença de passagens de rocha sã a pouco alterada, de dimensões e geometria variáveis, englobadas no granito decomposto (“bolas”). Frequentemente ocorrem filões pegmatíticos com desenvolvimento irregular.

Do ponto de vista tectónico, registam-se quatro sistemas principais de descontinuidades: dois sistemas subverticais orientados NW-SE e SW-NE e dois sistemas com inclinação entre 50 e 70° de orientação N-S, emergentes para W.

Foram realizadas 12 sondagens mecânicas de furação à rotação e 1 sondagem destrutiva, distribuídas pela área de implantação da Estação de Lima/Combatentes, com o objetivo de avaliar as condições do maciço. As sondagens foram acompanhadas de ensaios in-situ SPT, ensaios com pressiómetro e dilatómetro e ensaios de injeção de água do tipo Lugeon. Refere-se ainda a realização de tomografias sísmicas entre furos e de ensaios de laboratório, nomeadamente de identificação e de resistência e deformabilidade.

Tendo por base os resultados da campanha realizada, os complexos geomecânicos encontrados, com a caracterização em

**QUADRO I – Parâmetros de cálculo adotados.**

**TABLE I – Geomechanical units and mechanical parameters adopted.**

Desig./Unit	Graus de Alteração e Fracturação /Weathering and Fracturing degrees	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	E MPa	Resist. Comp. MPa /Uniaxial Compression Strength (MPa)	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown		K <sub>0</sub>
					$\phi$ (°)	c' (kN/m)	m	s	
G7	-	19	40	-	28	0	-	-	0.5
G5	W <sub>5</sub> F <sub>5</sub>	20	150	-	35	40	-	-	0.5
G4	W <sub>4</sub> F <sub>4-5</sub>	23	600	10	35	75	0.67	0	0.5
G3	W <sub>3</sub> F <sub>4</sub> - F <sub>3</sub>	24	1500	25	40	150	0.98	7.5E-4	0.5

# COMBATENTES STATION

## 1. INTRODUCTION

The underground Combatentes Station, formerly Lima Station, is located on D line of the Oporto Light Rail System, connecting São João Hospital to Santo Ovídio. It is a typical station with two perpendicular caverns of similar dimensions. Access is through a lateral shaft of rectangular section about 30 m deep. Two circular emergency and ventilation shafts are also part of the station. The main cavern is located under Rua da Alegria, the transversal cavern with access stairs to the platforms is located under the buildings between Avenida dos Combatentes and Rua da Alegria. These limitations did not allow geological prospection and geotechnical characterisation programme to be carried out. Therefore, and due to the geological uncertainty, the excavation of the transversal gallery was preceded by the excavation of a pilot gallery granting access to the rock mass. A detailed monitoring programme was also implemented.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

In geological terms at the area of Combatentes station the so called "Oporto granite" occurs, under landfill deposits, alluvial deposits and granite residual soils, which may reach a total approximate thickness of 8 m. "Oporto granite" is usually made up of medium to coarse two-mica, leucocratic granite and appears in various weathering degrees with consequent changes in its mechanical characteristics. The presence of strongly weathered rocks is detected, even very deeply, frequently with the presence of sound to mildly weathered boulders of variable dimensions and geometry, included in the decomposed granite. There are frequent pegmatitic veins with irregular development.

From a tectonic point of view, there are four main discontinuity systems: two sub-vertical systems direction NW-SE and SW-NE and two systems with a dip angle between  $50^\circ$  and  $70^\circ$  N-S, emerging to the W.

Twelve boreholes, distributed through the layout area of Combatentes Station, and one destructive drilling were carried out. The boreholes were accompanied by different types of in-situ tests, e.g. seismic tomography tests between holes, SPT tests, pressuremeter tests, dilatometer tests, Lugeon type water absorption

tests. Also laboratory tests, namely identification and resistance and deformability tests were conducted.

Based on the test results, the geomechanical units shown in Table 1 were defined in the design process in terms of weathering and fracturing degrees and related mechanical parameters.

The typical situation corresponds to granite materials of different weathering degrees with some faults and pockets of worse quality material amongst better quality materials.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The numerical analysis of the underground excavations of Combatentes station was carried out by means of finite element models. Due account was taken of elastic-plastic constitutive response of the ground, thus enabling simultaneous assessment of the stability and deformability of the cavern. Specifically, it was possible to model the effect of the initial stress state, of ground non-linearity, ground-support interaction, excavation type and construction stages among others. A perfectly-plastic linear elastic constitutive law was used to describe the ground response. For soils (G5 and G7 units) Mohr-Coulomb shear strength criteria were adopted while in the case of rocky units (G3 and G4) Hoek-Brown criteria were selected. The correspondent geomechanical parameters are summarised in Table 1.

The underground station was excavated from the open cut access shaft, under a pile curtain. Excavation was started from the transversal gallery which in turn started with a pilot gallery near the vault, later widened to a mid-upper section giving access to the main cavern.

The Observational Method was adopted in the design. Therefore, the construction method and supports were adjusted according to the real geological and geotechnical conditions and also to ground response to excavation, as quantified by the monitoring system installed.

The adopted construction staging considered two main excavation stages, both for the transversal gallery and the cavern: a first stage corresponding to the excavation of the upper calotte and a second for the bench. For the bench, four sub-stages were

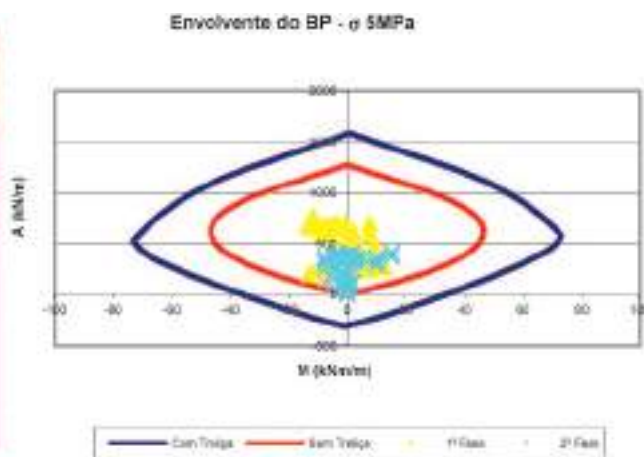
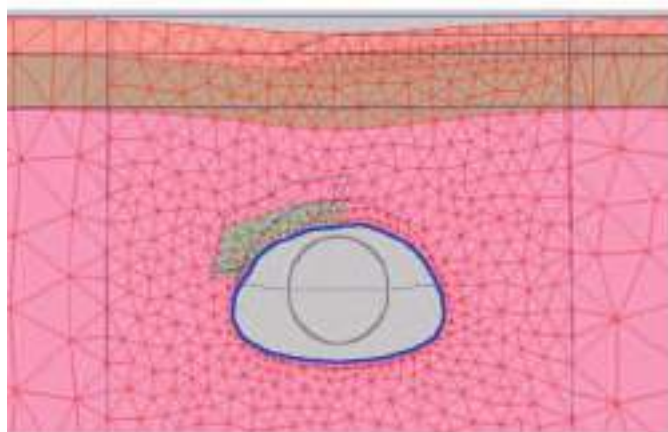


Fig.  
01

**Caverna principal. Deformações em G3, com inclusões G4 e diagrama de capacidade de suporte.**  
**Main cavern. Deformations in G3 unit, with G4 insertions, and support capacity diagram.**



**Fig. 02** Início da escavação da Caverna principal a partir da Galeria Transversal da Estação de Combatentes. Note-se a presença das aduelas do túnel de via anteriormente executado com TBM.  
*Beginning of the excavation of the main cavern from the transversal gallery of Combatentes Station. The segments of the rail tunnel previously constructed by TBM can be seen at the excavation face.*

termos de graus de alteração e parâmetros de cálculo associados que foram adotados no projeto apresentam-se no Quadro 1.

A situação tipo corresponde a materiais graníticos de graus de alteração diferenciados com bolsadas e faixas de material de pior qualidade, disseminados no seio de materiais de melhor qualidade.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A análise numérica das escavações subterrâneas da estação de Lima/Combatentes foi realizada com o apoio de programas de elementos finitos. Os programas possibilitam a utilização de leis constitutivas do tipo elásto-plástico, o que possibilitou a análise simultânea da estabilidade e da deformabilidade da cavidade. Através deste método de análise foi possível introduzir na modelação o efeito das tensões iniciais, da não linearidade dos materiais, da interação maciço-suporte, da forma da escavação e do faseamento construtivo entre outros. Para descrever o comportamento dos materiais foi utilizada uma lei elástica-linear perfeitamente plástica. Os critérios de rotura adotados foram os de Mohr-Coulomb para os solos (G5 e G7) e o de Hoek-Brown, no caso de rochas (G3 e G4). Os parâmetros geomecânicos utilizados estão resumidos no Quadro 1.

A estação mineira foi escavada a partir do poço de acesso, realizado a céu aberto ao abrigo de uma cortina de estacas. A escavação iniciou-se a partir da galeria transversal a qual começou com uma galeria piloto junto à abóbada, tendo esta sido posteriormente alargada para a meia secção superior, de onde derivou para a caverna principal.

O projeto assumia a aplicação do Método Observacional. Assim, o método construtivo e suportes foram ajustados de acordo com

as reais condições geológico-geotécnicas encontradas e de acordo com a resposta do maciço à escavação, quantificada no sistema de auscultação instalado.

O faseamento construtivo adotado considerou duas fases de escavação principais, tanto para a galeria transversal como para a caverna. Uma primeira fase correspondente à escavação da calote superior e uma segunda correspondente ao rebaixo. Para o rebaixo são consideradas quatro sub-fases, duas de destroça lateral até à base das treliças em pata de elefante, uma de desmonte da zona central e uma última de acerto final da curvatura da soleira.

Foram desenvolvidas soluções distintas para a abordagem à problemática da escavação da Caverna e da Galeria Transversal da Estação, para os diferentes cenários geotécnicos: complexos geomecânicos tipo G3, tipo G5 e G4 no seio de G3.

O suporte primário aplicado em complexo geomecânico G3 é constituído por betão projetado reforçado com fibras metálicas com 0,30 m de espessura, malha electro-soldada AQ50, treliças metálicas do tipo PS 115 20/30 e pregagens tipo super swellex de 200kN afastadas de 1,5 m com 6 m na caverna e 4 m de comprimento na galeria transversal.

Sempre que no mapeamento da frente se registava a ocorrência de bolsadas de complexo geomecânico G4 com expressão e significado para a obra, as pregagens tipo super swellex foram substituídas por enfilagens auto-perfurantes ou pregagens de varão inclinadas a 45° em disposição troncocónica com 9 m de comprimento na caverna e com 6 m na galeria transversal. Em ambos os casos os avanços preconizados foram de 1,5 m. Na frente, na presença destas bolsadas, estava prevista a aplicação de enfilagens de fibra de vidro.

considered, two for lateral excavation, one for excavation of the central area and a last one for the final adjustment of the curvature of the invert.

Different solutions to approach the problem of the excavation of the Cavern and Transversal Gallery of the Station were developed for the different geomechanical units: G3, G5 and G4 type amongst the G3 complex.

The primary support at the G3 geomechanical unit comprises 0.30 m thick shotcrete reinforced with metallic fibres, AQ50 electro-welded mesh, PS 115 20/30 lattice girders and 200 kN Superswellex type nails every 1.5 m, 6 m long in the cavern and 4 m long in the transversal gallery.

Wherever significant pockets of the G4 geomechanical unit pockets with relevance for the work occurred, the Superswellex type nails were replaced by self-boring forepoling or rod dowels, 9 m long in the cavern and 6 m long in the transversal gallery, inclined 45° with conical disposition. In both cases the recommended running distances were 1.5 m.

At the front, glass fibre forepoling was to be applied whenever these pockets occurred.

#### 4. MONITORING

The monitoring plan on which the assessment of the excavation design solution of the station was based, comprised standard devices for this type of works, e.g. inclinometers, multipoint rod extensometers, precise levelling surface marks, piezometers and

convergence marks inside the galleries read by optical methods. The observation plan of the works was adjusted according to the real conditions during excavation of the galleries. Given the surface constraints, the instrumentation was placed in two longitudinal rows parallel to the longest dimension of the cavern, one on the axis and the other on the eastern sidewall. At the northern end of the cavern, it was possible to install two transversal rows with equipment on the western sidewall. The plan definition followed the measurement requirements, so as to achieve the best monitoring and safety of the work, with the necessary adaptation to surface constraints.

Regarding the displacements induced by the excavation of the main cavern and transversal gallery of Combatentes station, the warning and alarm limits were defined in the design assuming independence between both excavation processes. This meant considering that the excavation of the cavern was only to begin once the transversal gallery was fully excavated, with the primary support and lining installed according to what had been originally defined in the design.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

COBA, S.A. - Estação de Lima – Modelo Geológico e Geotécnico. 0/07/S/DE/02.07/231/TM/ /MD/260017/A/01 de 08/10/2002. Unpublished.

COBA, S.A. - Estação de Lima – Estação Mineira. Escavação e Suporte Primário. 0/07/S/DE/02.07/233/TM/ /MD/263006/A/02 de 29/05/2003. Unpublished.

SARRA PISTONE, R. – Underground Caverns in Urban Environment – ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest – Hungary, 2009.

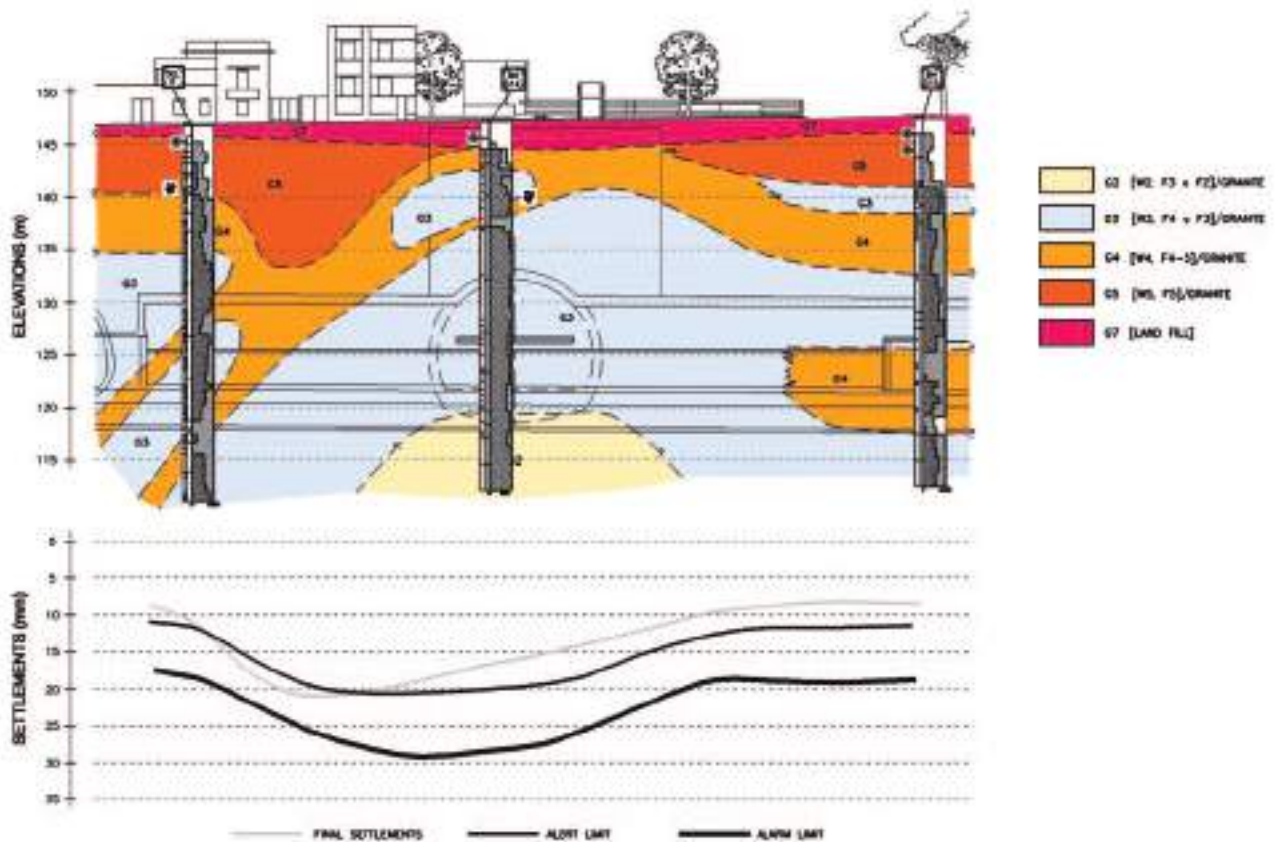
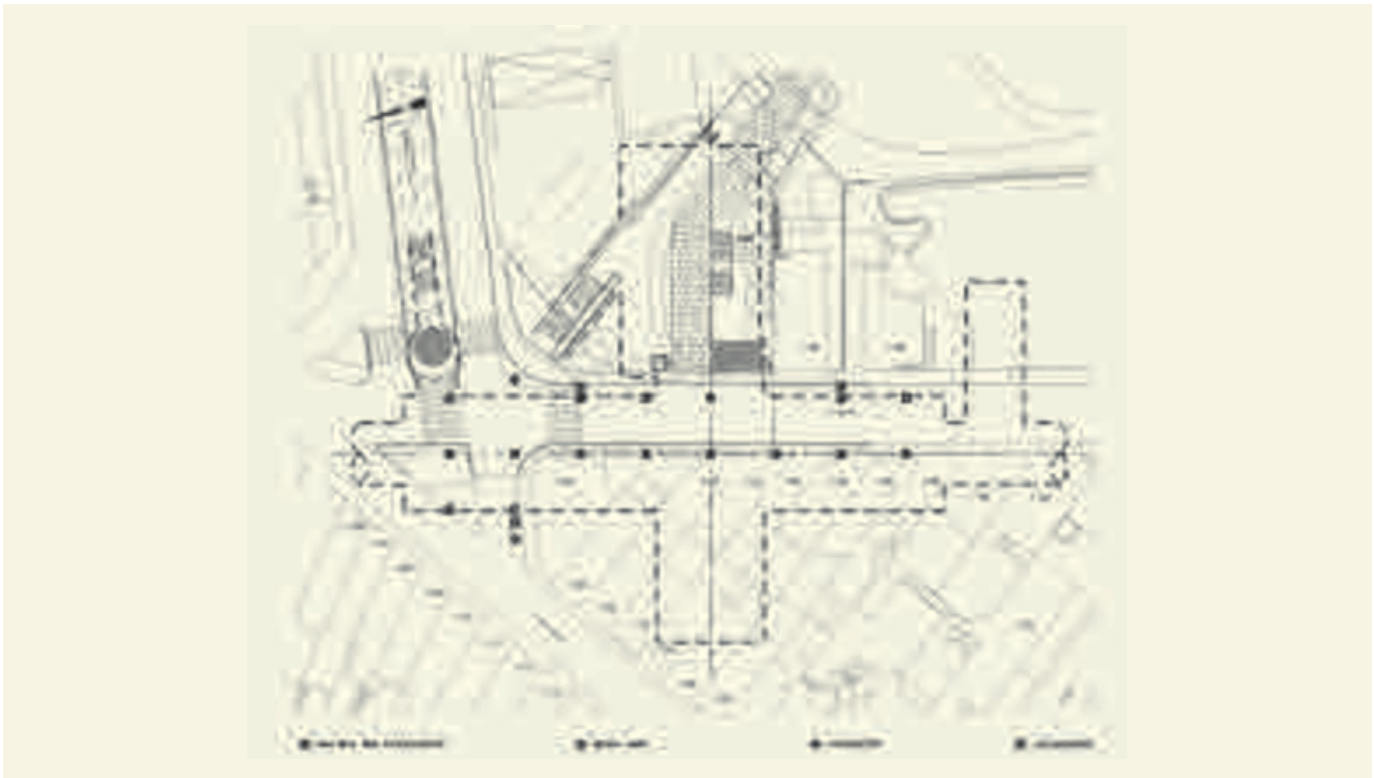


Fig. 03

Perfil geológico e assentamentos registados, limites de alerta e alarme da caverna principal da Estação de Combatentes. *Geological profile and settlements, warning and alarm limits of the main cavern of Combatentes Station.*





**Fig. 04** Mapa de implantação da instrumentação de superfície – Extensômetros, inclinômetros, piezômetros e marcas de superfície.  
*Map of surface instrumentation layout: extensometers, inclinometers, piezometers and surface marks.*

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

Do plano de observação que serviu de base para o acompanhamento do projeto de escavação da estação, faziam parte os aparelhos correntemente utilizados neste tipo de obras, a saber: Inclinômetros, extensômetros multiponto, marcas de superfície de nivelção precisa, piezômetros e marcas de convergência no interior das galerias lidas com recurso a métodos óticos.

O plano de observação para a obra foi ajustado face às condições reais verificadas com a abertura das galerias e seu faseamento. Dados os constrangimentos existentes à superfície, a instrumentação foi posicionada em duas fiadas longitudinais alinhadas com o desenvolvimento da caverna, uma sobre o eixo e a outra sobre o hasteal Nascente. No topo Norte da caverna, foi possível instalar duas fiadas transversais com equipamentos sobre o hasteal Poente. O plano apresentado resultava das necessidades de medição para o melhor acompanhamento e segurança da obra, necessariamente adaptado aos constrangimentos existentes à superfície.

Os limites de alerta e alarme em termos de deslocamentos para a escavação da caverna principal e a galeria transversal da estação de Combatentes, foram definidos no projeto utilizando o critério de escavações independentes, ou seja considerando que a escavação da caverna só começava uma vez completada a escavação da galeria transversal, suporte primário e suporte secundário, segundo tinha sido originalmente definido.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- COBA, S.A. - Estação de Lima – Modelo Geológico e Geotécnico. 0/07/S/DE/02.07/231/TM/ /MD/260017/A/01 de 08/10/2002. Não publicado.
- COBA, S.A. - Estação de Lima – Estação Mineira. Escavação e Suporte Primário. 0/07/S/DE/02.07/233/TM/ /MD/263006/A/02 de 29/05/2003. Não publicado.
- SARRA PISTONE, R. – Underground Caverns in Urban Environment – ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest – Hungary. 2009.



# ESTAÇÃO DE FARIA GUIMARÃES

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, S.A.; Assessoria Técnica/Technical Consultancy: LNEC

**Projetista:/Designer:** CJC Engenharia e Projetos Lda

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK – Cinclus, Gibb, Kaiser

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túnel dos Cais/Platforms tunnel: 90 m; Túnel das Salas Técnicas/Technical Rooms Tunnel: 100 m
- **Secção Transversal/Cross Section:** Túnel dos Cais/Platforms tunnel: 235 m<sup>2</sup>; Área útil/Effective area: 210 m<sup>2</sup>; Túnel das Salas Técnicas/Technical Rooms Tunnel: 260 m<sup>2</sup>; Área útil/Effective area: 230 m<sup>2</sup>
- **Poços/Shafts:** 1 circular e 2 elípticos, diâmetro médio/one circular and two elliptical, with average diameter: 10 m; Profundidades/Depths: 27 m

**Método construtivo/Construction method:** NATM/Sequential Method (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2003 – 2005

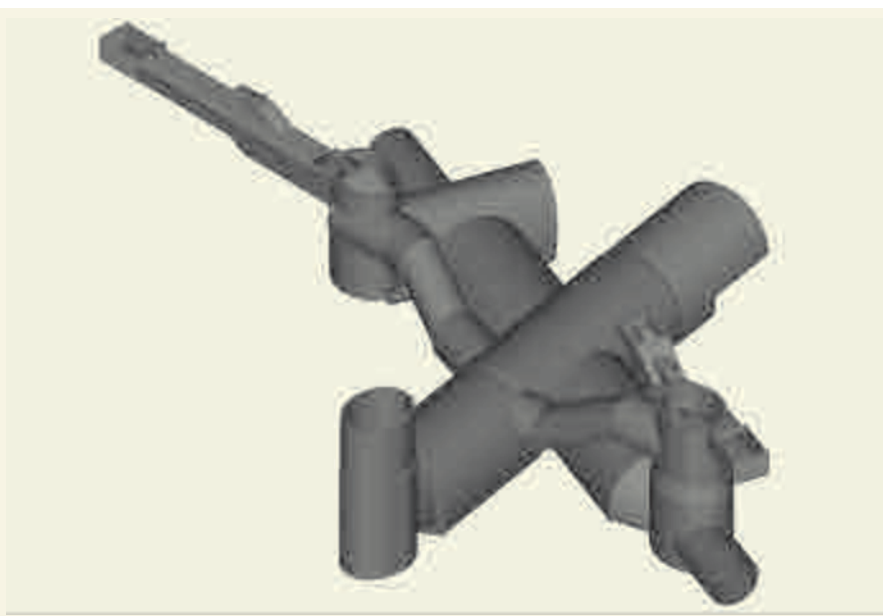
## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

A Estação Faria Guimarães faz parte da expansão da linha S do Metro Ligeiro do Porto que liga o Hospital de São João, no Porto, a Santo Ovídeo, em Vila Nova de Gaia. As obras da estação estão sob a responsabilidade da Companhia do Metro do Porto, com implantação pela Normetro e construção a cargo da Transmetro/Construção de Metropolitano. Os trabalhos de conceção e acompanhamento técnico das obras foram desenvolvidos pela CJC Engenharia e Projetos e o detalhamento dos

projetos em conjunto com Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto.

A estação encontra-se implantada no cruzamento das Ruas Faria Guimarães e Paraíso onde em função dos espaços disponíveis, foi idealizada para ser composta basicamente por dois túneis de grande secção que se cruzam obliquamente (Fig. 1). Um dos túneis acompanha o traçado geométrico da linha do Metro e abriga os Cais, sob a rua Faria Guimarães e a sua construção passou a ser um alargamento ao redor do túnel das vias previamente escavado em TBM (Fig. 2). O segundo túnel, posicionado sob a rua da Paraíso, abriga as salas técnicas (Fig. 3).



**Fig. 01** Estação Faria Guimarães (poços extremos, túneis e acessos) em 3D.  
*Faria Guimarães Station (shafts, tunnels and accesses) in 3D.*

# FARIA GUIMARÃES STATION

## 1. INTRODUCTION

Faria Guimarães Station is on S Line of the Oporto Light Rail System extension connecting São João Hospital, in Oporto, to Santo Ovídeo, in Vila Nova de Gaia. The station works are the responsibility of Companhia do Metro do Porto, with layout by Normetro and construction by Transmetro/Construção de Metropolitano. The design and technical monitoring works were developed by CJC Engenharia e Projectos and the design detailing jointly undertaken with Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projecto.

The station is located at the junction of Rua Faria Guimarães and Rua do Paraíso where in accordance with the available space, it was designed to comprise two large section tunnels with oblique crossing (Fig. 1). One of the tunnels runs along the geometric design of the Metro line and comprises the Platforms, under Rua Faria Guimarães and its construction involved the widening around the track tunnel previously excavated with TBM (Fig. 2).

The second tunnel, located under Rua do Paraíso, comprises the technical rooms (Fig. 3).

The station is also provided with other interconnections through tunnels and access shafts. These features caused major geometric complexities, which can be seen in the 3D view of the station at Figure 1.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

Figure 4 shows a longitudinal geological and geotechnical profile of the station excavated in granites covered by granitic residual soils, landfills and alluvia.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

In the initial numerical analysis of the station, a 3D mesh was used (Fig. 5), simulating the various excavations and their

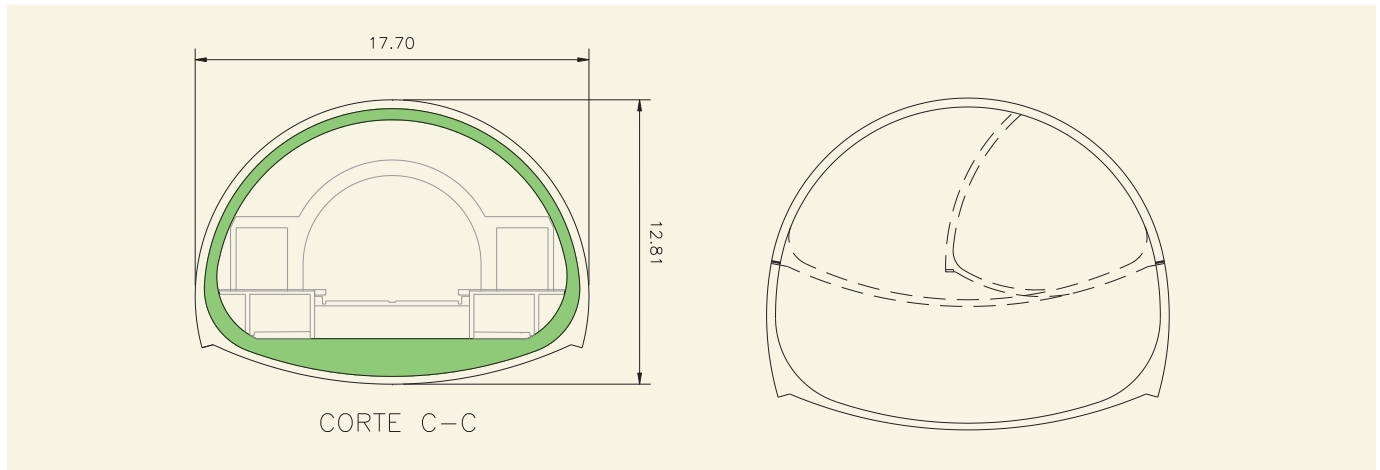


Fig.  
02

**Geometria do túnel dos Cais de embarque e parcialização construtiva.**  
*Geometry of the boarding platforms' tunnels and excavation phases.*

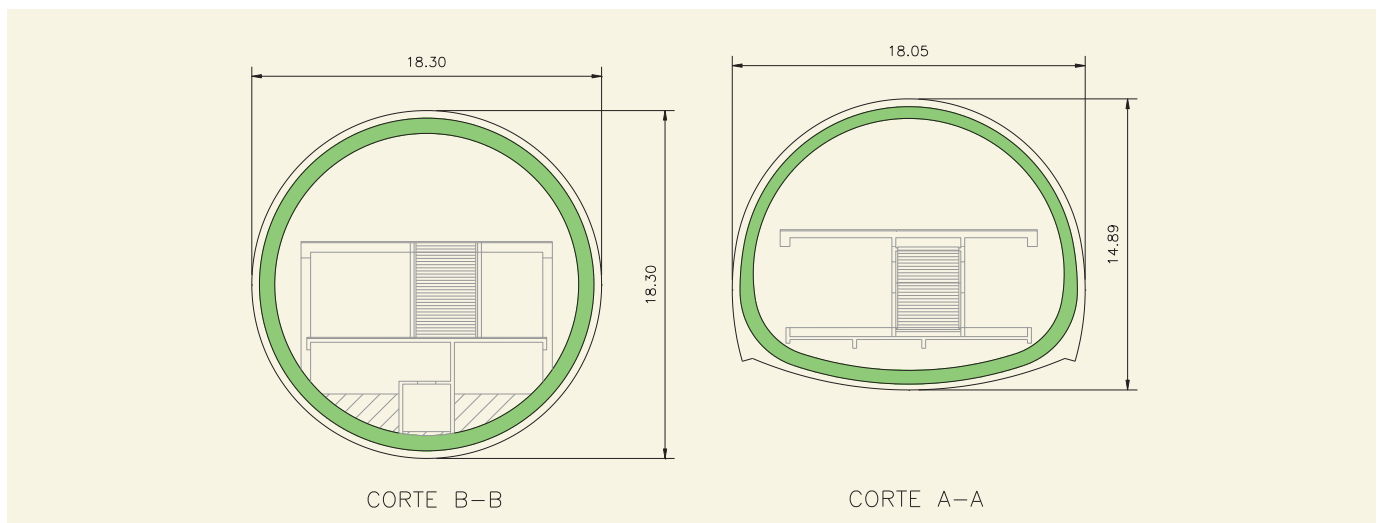
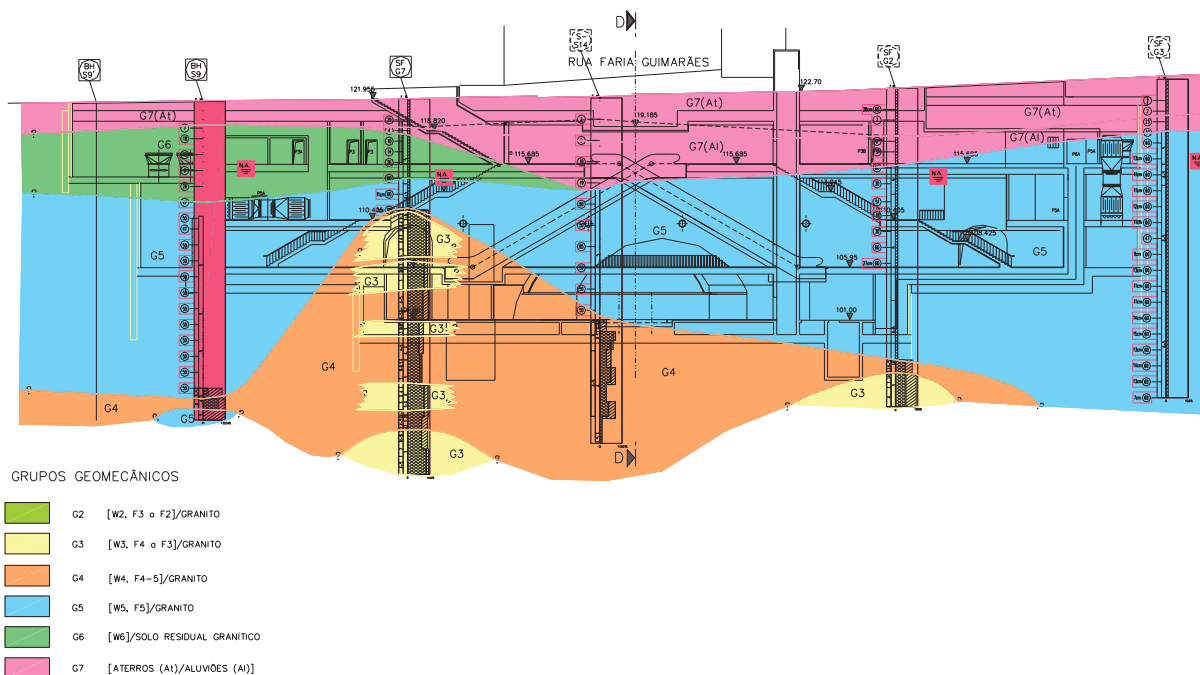


Fig.  
03

**Geometria do túnel das Salas Técnicas.**  
*Geometry of the tunnel of the technical rooms.*



**Fig. 04** Perfil geológico longitudinal pela estação.  
*Longitudinal geological profile of the station.*

A estação ainda possui outras interligações em túneis e poços para acessos. Essas características ocasionaram enormes complexidades geométricas, como pode ser visto na figura tridimensional da estação.

## 2. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A Fig. 4 apresenta um perfil geológico-geotécnico longitudinal da estação escavada em granitos recobertos por solos residuais graníticos, aterros e aluviões.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

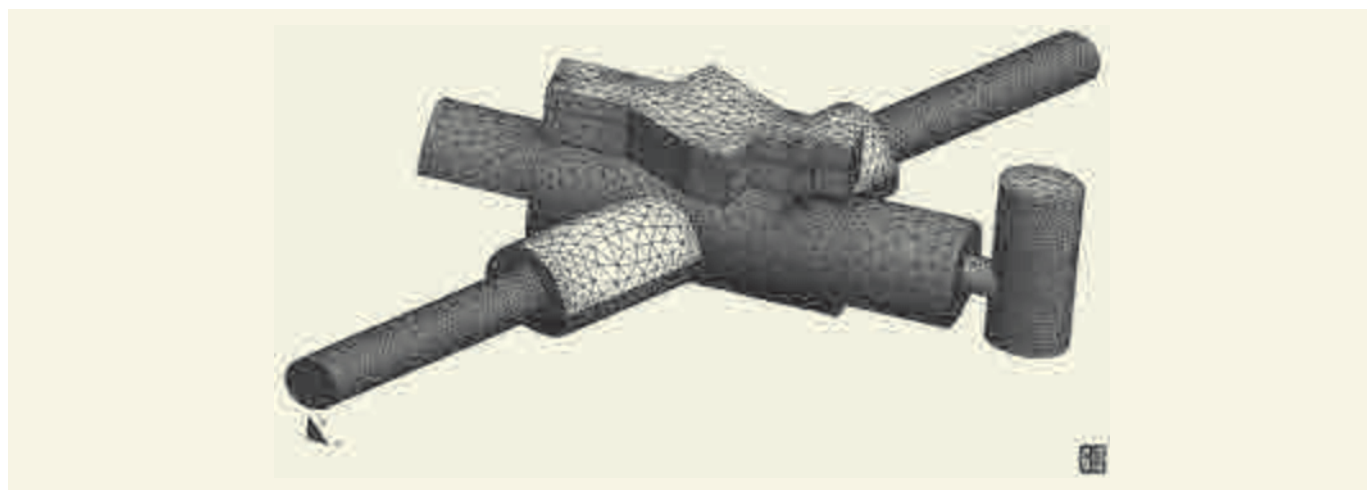
Na análise numérica inicial da estação, utilizou-se uma malha tridimensional (Fig. 5), simulando as diversas escavações e seus respectivos revestimentos. Para o revestimento utilizou-se um modelo linear elástico e para o maciço um modelo elasto-plás-

tico de Mohr-Coulomb de fluxo plástico não associado (de fato foi considerado fluxo plástico nulo e, portanto, materiais no estado crítico).

A análise tridimensional tornou-se necessária de forma a serem levados em conta a complexidade geométrica tridimensional, as principais características do maciço e a sequência construtiva. Levou-se também em conta a passagem prévia do túnel em TBM para as vias e as estruturas de acessos projetadas inicialmente sobre o cruzamento em método de escavação a céu aberto.

Foram feitos 3 poços de ataque e ataque/acessos sendo 2 na rua Faria Guimarães e 1 na rua Paraíso, além de 2 túneis inclinados para acesso ao átrio de distribuição dos usuários da estação.

O processo construtivo idealizado incluiu a execução de túneis, poços e valas à céu aberto, sendo dada preferência às escavações subterrâneas (Fig. 6, 7 e 8) que reduzem significativamente



**Fig. 05** Malha tridimensional da estação, simulando as escavações e revestimentos.  
*3D mesh of the station, simulating the excavations and linings.*



**Fig. 06** **Vista do túnel das Salas Técnicas.**  
*View of the tunnel of the technical rooms.*



**Fig. 07** **Vista da interligação túneis de via/cais e salas técnicas.**  
*View of interconnection of the tunnel of the track/platforms and technical rooms.*

respective linings. For the lining an elastic linear model was used and for the ground a Mohr-Coulomb elastic-plastic model with non-associated plastic flow (in fact null plastic flow, and therefore a critical state condition of the soils was assumed).

The 3D analysis became necessary in order to take into account the 3D geometric complexity, the main features of the ground and the construction sequence. The previous passage of the tunnel in TBM for the tracks and the existence of access structures initially designed over the intersection in open cut method were also taken into account.

Three access and work shafts were excavated; two at Rua Faria Guimarães and one at Rua do Paraíso, as well as two sloping tunnels to access to the distribution hall for station users.

The construction process included constructing tunnels, shafts and open trenches, the underground excavations being preferred (Fig. 6, 7 and 8) as they significantly reduce the interference with the surrounding buildings, as well as the existing utilities.

The adopted methodology was basically inspired by the NATM, where, by means of the soil-structure interaction, it was aimed to take as much advantage as possible of the geo-mechanical and hydro geological properties of the ground complying with resistance and deformability limits, as well as the limits imposed by

the pre-existing buildings and utilities. For this approach, the project stages, supports, ground treatment and drainage were adopted in order to take advantage as much as possible of each component of the project, aiming at executive speed, safety and economy.

#### 4. MONITORING

The Monitoring Design provided for the installation of multiple equipment items, such as extensometers, levelling marks, water level indicators, piezometers, inclinometers, targets and convergence sections.

Near the junction of Rua Faria Guimarães and Rua do Paraíso with various adjacent buildings, deformation control was of crucial importance. As a result of the displacement control strategy implemented, the installed instrumentation showed settlement below 60 mm, despite the forecast settlement values data being close to 110 mm for the connection axis of the tunnels, technical rooms' tunnel and track tunnel.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

KUWAJIMA, FLÁVIO M.; ANDRADE, J. C.; CAMPANHA, C. A.; FRANCO, S. G.; MATSUI, M.M. - *Estação de Faria Guimarães em Subterrâneo no Metro do Porto: Aspectos Numéricos e Construtivos*. Aveiro 2004.



**Fig. 08** Vista do poço Faria Guimarães e túnel dos Cais.  
*View of Faria Guimarães shaft and platforms tunnel.*



**Fig. 09** Estação em operação.  
*Station in operation.*

as interferências com as edificações da envolvente, bem como, com as utilidades existentes.

A metodologia adotada foi basicamente o NATM, onde, através da interação solo-estrutura, se visou tirar o máximo proveito possível das propriedades geomecânicas e hidrogeológicas do maciço local respeitando-se os seus limites de resistência e deformabilidade, sem esquecer os limites impostos pelas edificações e utilidades pré-existentes. Com este enfoque, foram adotados os faseamentos de projeto, bem como, adotados suportes, tratamentos de maciço e drenagens que possibilitassem extrair o máximo possível de cada componente do projeto, visando-se rapidez executiva, segurança e economia.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O Projeto de Instrumentação previu a instalação de múltiplos equipamentos, como extensómetros, marcas de nivelamento, indicadores de nível de água, piezômetros, inclinômetros, alvos e secções de convergência.

Em função da localização da obra, junto ao cruzamento das ruas Faria Guimarães e Paraíso com varias edificações adjacentes, o controle das deformações teve importância fundamental. Assim, e apesar dos dados previstos indicarem valores de assentamento próximos dos 110mm ao eixo de ligação dos túneis salas técnicas e de via, a instrumentação instalada apresentou assentamento abaixo de 60mm.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

KUWAJIMA, FLÁVIO M.; ANDRADE, J. C.; CAMPANHA, C. A.; FRANCO, S. G.; MATSUI, M.M. - *Estação de Faria Guimarães em Subterrâneo no Metro do Porto: Aspectos Numéricos e Construtivos*. Aveiro 2004.





# ESTAÇÃO SALGUEIROS

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, S.A.

**Projetista/Designer:** CJC Engenharia e Projetos Lda

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK – Cinclus, Gibb, Kaiser

**Dimensões/Dimensions:**

- Dois poços elípticos secantes com extensão total de/Two elliptical shafts with total depth: 82,0 m
- Secção Transversal/Cross Section: Área de escavação/Excavation area: 2.700 m<sup>2</sup>
- Cada poço com 46,0 m no eixo maior x 40,0m no eixo menor/Each shaft 46 m along the longest axis x 40 m along the shortest axis
- Profundidade/Depth: 24,0 m

**Método construtivo/Construction method:** NATM/Sequential Method (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2003 – 2005

## J. C. Andrade (CJC)

### 1. INTRODUÇÃO

O que há de distintivo na Estação Salgueiros é uma conceção estrutural arrojada, que viabilizou uma execução rápida e eficiente, sem escoramentos intermediários e ancoragens. A conceção aproveita ao máximo das virtudes de uma geometria arredondada do revestimento, travada por um pórtico de grandes dimensões, constituído por uma viga única ao nível da superfície e por dois poços auxiliares construídos pelo prático método NATM.

Os trabalhos de conceção e acompanhamento técnico das obras, foram desenvolvidos pela CJC Engenharia e Projetos e o detalhamento dos projetos em conjunto com Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto.

O espaço construtivo da estação é o resultado da sua conceção geométrica, composta por um par de elipses que totalizam uma área transversal de 2700m<sup>2</sup> ao longo de toda altura de escavação. A grande vantagem desse volume é que ele é inteiramente livre, o que permitiu liberdade para idealização da estação dentro das mais variadas formas e conceitos, como se se trabalhasse num espaço a céu aberto.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Na área de implantação da Estação Salgueiros, ocorrem essencialmente solos residuais de granito, subjacentes a depósitos de aterros com espessura média de 2m. A formação granítica subjacente apresenta-se em diversos graus de alteração, que se traduzem em variações de densidade, porosidade e resistência.



**Fig. 01** Visão 3D da Estação Salgueiros.  
*3D view of Salgueiros Station.*

# SALGUEIROS STATION

## 1. INTRODUCTION

What makes Salgueiros Station different to the other stations is its bold structural design, which enabled a rapid and efficient construction process, with no intermediate shoring or anchoring. The design gains much from the virtues of the rounded geometry of the lining, locked by a large portico, comprising a single beam at surface level and two auxiliary shafts constructed using the NATM method.

The design and technical monitoring works were carried out by CJC Engenharia e Projectos and the design detailing jointly carried out with Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projecto.

The construction space of the station is the result of its geometric design, made up of a pair of ellipses with a total transversal area of 2,700 m<sup>2</sup> in the whole height of the excavation. The great

advantage of this volume is that it is completely open, enabling the freedom to design the station according to the most different shapes and concepts, as if working in an open space.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The layout area of the Salgueiros Station comprises residual granite soils, under landfill deposits of 2 m average thickness. The underlying granite formation appears in various weathering degrees, involving density, porosity and resistance changes.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

At the intersection points of the ellipses, two auxiliary shafts were designed with 3.30 m internal diameter at an approximate distance of 30 m from the axis. The shafts are interconnected at surface level, by a 2 m high and 1.6 m wide locking beam. It can



Fig.  
02

**Planta, secções e sequência construtiva.**  
*Plan, sections and construction sequence.*

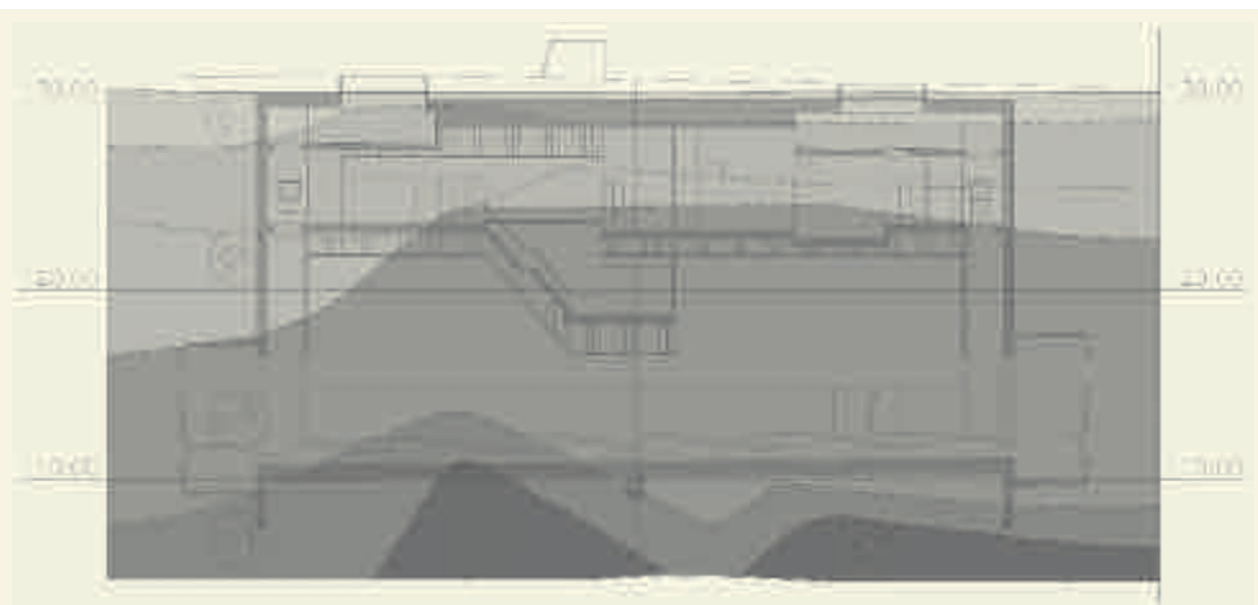


Fig.  
03

**Perfil geológico longitudinal.**  
*Longitudinal geological profile.*



**Fig. 04** Etapas de escavação.  
*Excavation stages.*

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

Nos pontos de interseção das elipses, concebeu-se a execução de dois poços auxiliares com diâmetro interno de 3.30m, com uma distância aproximada eixo a eixo de 30m. Os poços estão interligados, ao nível da superfície, por uma viga de travamento de 2m de altura e 1.6m de largura. Pode-se dizer que os dois poços juntamente com viga transversal superior, formam a espinha dorsal de sustentação de toda a estrutura da estação.

Após a construção dos poços auxiliares, da viga de travamento e da viga de bordo, o poço foi escavado pelo método NATM, atravessando em quase toda sua altura de 24m, solos pouco competentes com sua base apoiada em rochas brandas a duras.

O revestimento primário da estação apresenta espessura crescente em função dos carregamentos que variam com a profundidade. A espessura do primário começa com 0.35m, passa para 0.45m e depois para 0.60m. O revestimento executado teve a finalidade principal de resistir aos esforços de compressão, flexão e esforço transversal, sendo os esforços de compressão,

resultantes dos impulsos de solo e sobrecargas na superfície - os esforços de maior importância.

### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O Projeto de Instrumentação previu a instalação de equipamentos múltiplos, como extensómetros, marcas de nivelamento, indicadores de nível de água, piezómetros, inclinómetros, alvos e seções de convergência.

As maiores deformações ocorreram no poço sul, onde a geologia apresentou solo residual de granito de baixa qualidade, associado a presença de água. Os valores ficaram próximos dos 40mm, tanto quanto o assentamento da viga de bordadura no extremo sul e quanto a convergência ao eixo deste poço. A viga de travamento apresentou empolamento de aproximadamente 8 cm.

### 5. BIBLIOGRAFIA

FRANCA, P.T; FRANCO, S.G.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHA, C.A. - *Estação Salgueiros em Poço no Metro do Porto – Modelação e Segurança*. Aveiro 2004.



**Fig. 05** Estação em operação.  
*Station in operation.*

be said that the two shafts and the upper transversal beam constitute the backbone supporting the whole station structure. Following the auxiliary shafts, the locking beam and edge beam were constructed, the shaft was excavated by means of NATM method, almost entirely crossing poorly stiff soils underlain by soft to hard rocks.

The thickness of the primary lining increases with depth, according to the increasing loads, i.e. 0.35 m at shallow depth, increasing to 0.45 m and ending up at 0.60m. The lining design aimed at resisting the compression, bending and shear stresses, the more important stresses being the compression stresses that result from soil load and surcharge loads at the surface.

#### 4. MONITORING

The Instrumentation design provided for the installation of multiple equipment items, such as extensometers, levelling

marks, water level indicators, piezometers, inclinometers, targets and convergence sections.

The greater deformations occurred in the southern shaft, where the geology showed poor quality residual granite soil, associated to the presence of water. The values were close to 40 mm, both at the edge beam settlement at the southern end and the convergence regarding the axis of this shaft. The locking beam showed approximately 8 cm swelling.

#### 5. BIBLIOGRAPHY

FRANCA, P.T; FRANCO, S.G.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHA, C.A. - *Estação Salgueiros em Poço no Metro do Porto – Modelação e Segurança*. Aveiro 2004.

# ESTAÇÃO DO MARQUÊS

**Localização/Location:** Porto/Oporto

**Utilização/Use:** Metro Ligeiro/Light Rail Subway System

**Dono de Obra/Site Owner:** Metro do Porto, S.A.

**Projetista:/Designer:** CJC Engenharia e Projetos Lda

**Empreiteiro/Contractor:** Transmetro – Construção de Metropolitano, ACE

**Fiscalização/Supervision:** CGK – Cinclus, Gibb, Kaiser

**Dimensões/Dimensions:**

- Dimensões do poço elíptico/Elliptical shaft size: 48,0m no eixo maior e 40,0m no eixo menor/48 m long major axis and 40 m long minor axis
- Profundidade/Depth: 27,0m
- Túneis Cais/Platform Tunnels: 18,0m de comprimento e 180m<sup>2</sup> de secção transversal/18 m long and 180 m<sup>2</sup> cross-section

**Método construtivo/Construction method:** NATM/Sequential Method (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2002 – 2005

## J. C. Andrade (CJC)

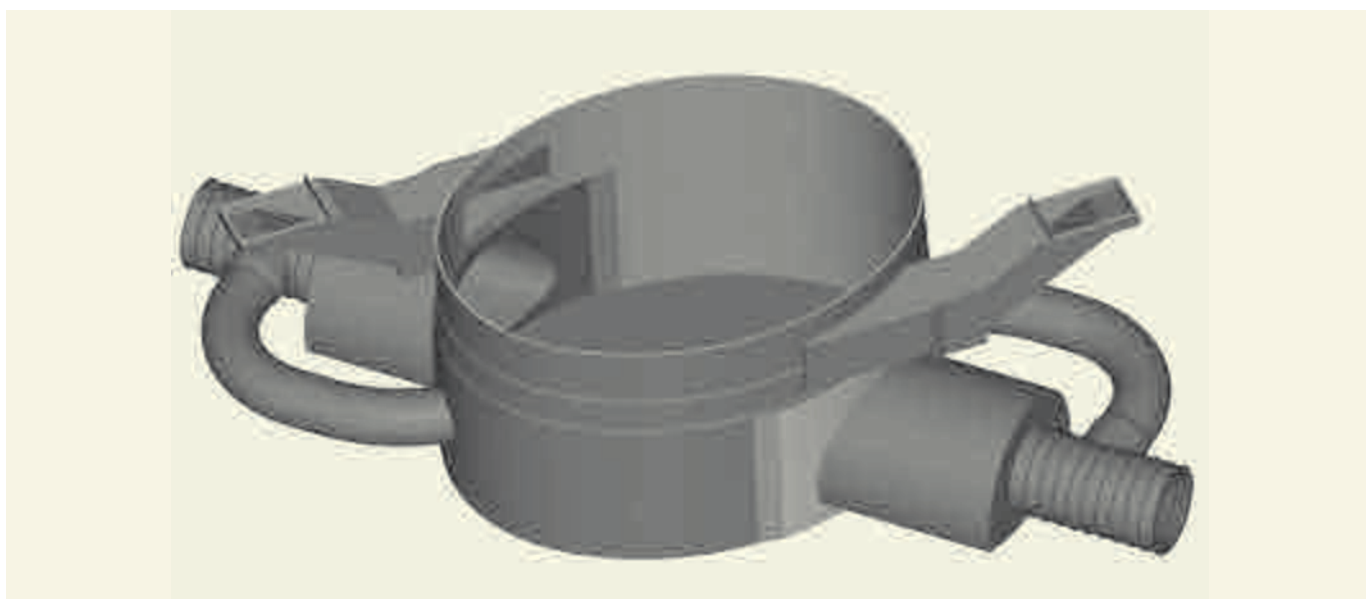
### 1. INTRODUÇÃO

A Estação do Marquês, executada pelo método NATM, é formada por um poço elíptico central e por dois túneis diametralmente opostos; o poço tem 48 m no maior eixo, 40 m no eixo menor e 27 m de profundidade; os túneis possuem 180 m<sup>2</sup> de secção e têm 18 m de comprimento. Durante a fase de obra, verificou-se que o contacto solo-rocha foi maioritariamente controlado por uma falha sub-vertical, ligeiramente oblíqua ao eixo maior do Poço. Assim, a construção da estação e especificamente do poço, decorreu metade em solo granítico muito caulinizado e a outra metade em maciço granítico medianamente a pouco alterado.

Os trabalhos de conceção e acompanhamento técnico das obras, foram desenvolvidos pela CJC Engenharia e Projetos e o detalhamento dos projetos em conjunto com Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto.

A solução adotada para o projeto da Estação do Marquês foi condicionada pelas fortes pressões sociais que se fizeram sentir no sentido de preservar tanto quanto possível o jardim centenário da praça, equacionando-se também os aspetos económicos da obra e os prazos disponíveis para a sua execução.

Dentro destes condicionalismos a Estação foi concebida e executada a partir de poço central de grande diâmetro com 1400 m<sup>2</sup> de área de projeção e 27 m de profundidade, cuja forma elíptica permitiu preservar o maior número de árvores do jardim.



**Fig. 01** Ilustração 3D da Estação Marques.  
*3D illustration of Marquês Station.*

# MARQUÊS STATION

## 1. INTRODUCTION

Marquês Station is composed of a central elliptical shaft and of two diametrically opposed tunnels. The shaft depth is 27 m with major and minor axes length equal to 48 m and 40 m, respectively. The tunnel cross-section area is 180 m<sup>2</sup> and length is 18 m. During the works stage, it was verified that the soil-rock contact was mostly controlled by a sub-vertical fault, slightly oblique in relation to the larger axis of the shaft. Thus, the station construction and specifically that of the shaft was carried out half on very kaolinitic granitic soil and the other half on average to slightly weathered granitic ground.

The design and technical follow-up work was developed by CJC Engenharia e Projectos and the design detailing was undertaken by Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projecto.

The solution adopted for the Marquês Station project was limited by the strong pressure exerted to preserve the centennial garden in the square as much as possible, whilst also considering the economic aspects of the work and deadline for its construction.

Within these limits, the Station was designed and undertaken from a 1400 m<sup>2</sup> projection area and 27 m deep large-diameter central shaft, the elliptical shape of which allowed the preservation of the greatest number of trees in the garden.

Considering the length of the station platform and the impossibility of articulating the route alignment with the larger axis of the shaft, two tunnels were built at the bottom of the shaft with diagonal development in relation to the main axis of the shaft.

## 2. GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL MODELS

The works were done in granitic ground, such as leucocratic two-mica granite, where muscovite is clearly of homogeneous as-

pect, with medium to coarse grain size of grey or yellowish colour. The granite is covered by landfill or alluvial ground. In general, the granitic ground was weathered in different levels from practically sound to decomposed rock. The articulation of the determinant factors of the weathering process allowed the occurrence of heterogeneous weathering profiles, with sudden variations in weathering degree and with incidence of random rocky levels in theoretically dominant saprolite soils in the upper horizons. It might even be said that Oporto granite weathering is responsible for one of the most important characteristics of the ground: its practical unpredictability.

In the course of the work development it became clear that below a superficial sandy layer, the geological, hydro-geological and consequently the geotechnical context was mostly marked by the abrupt, sub-vertical contact, between the rock ground (weathering class W3) dominant in the west and the decomposed ground (W5) in the east. This contact was defined by a N40° oriented and 80°SE dip fault, with the insertion of a 60-70 cm thick aplitic vein. Despite this general characteristic framework, the ground quality improved with depth on both sides of the fault. G2 unit tends to be more frequent in the west for increasing depth and on the eastern side the sandy units G6 and G5 evolved progressively to G3.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The central station body shaft was designed so that during the operation stage, it shelters all the accesses, lifts, ventilation, technical rooms and other logistical structures of the station, and during the work stage it could be used as main work front for the lower tunnels responsible for sheltering a complementary part of the boarding platforms of the station.

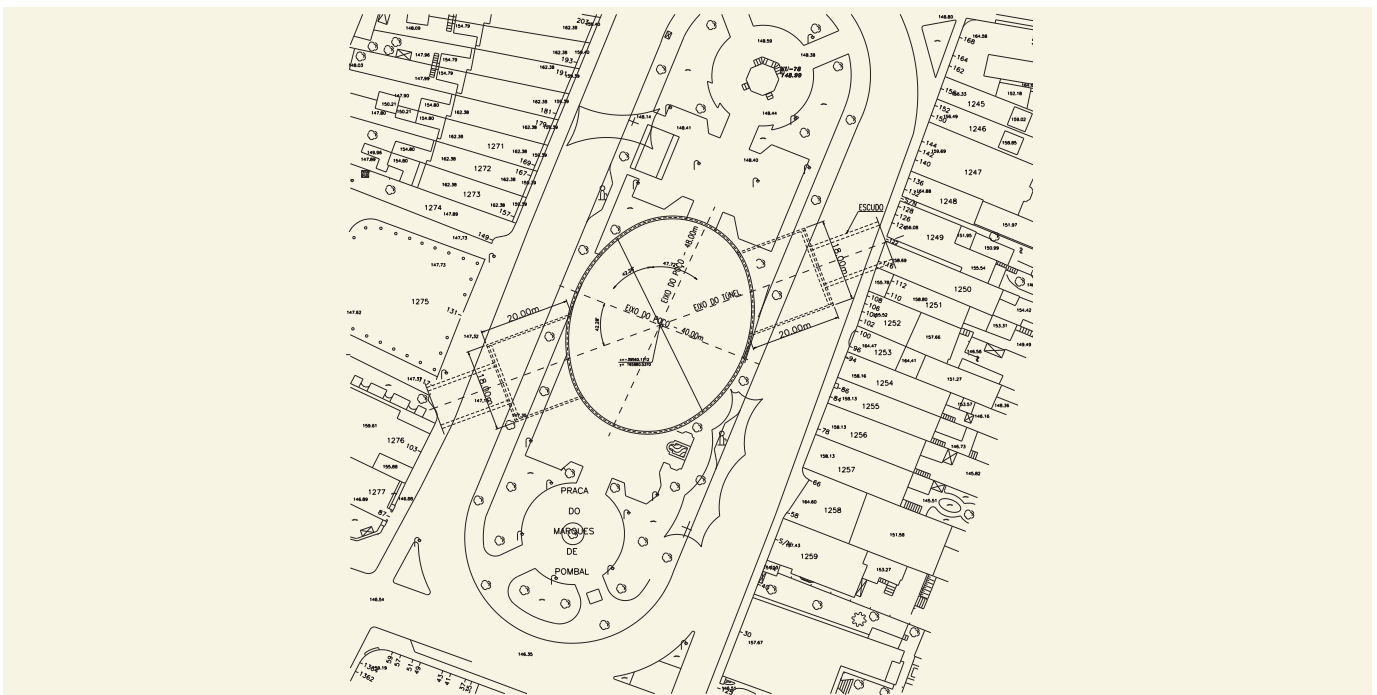
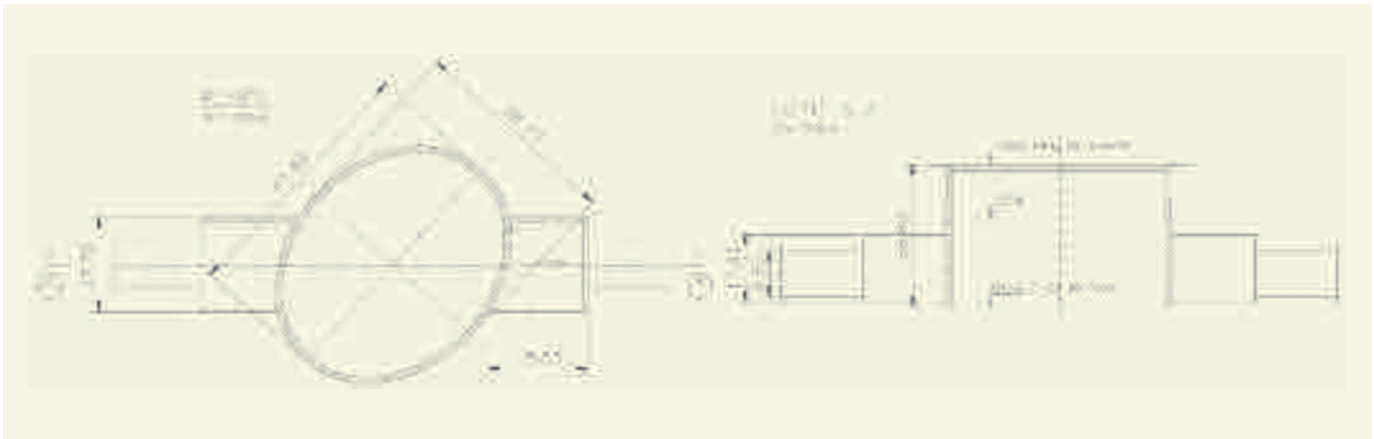


Fig.  
02

Implantação da Estação.  
*Station layout.*



**Fig. 03** Estação – Planta e secção longitudinal.  
*Station – Plan and longitudinal section.*

Tendo em consideração a extensão do cais da estação e a impossibilidade de conjugar o alinhamento do traçado com o eixo maior do poço, construíram-se dois túneis no fundo do poço com desenvolvimento diagonal em relação aos eixos principais do poço.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As obras decorreram em ambiente granítico, com um granito leucocrata, de aspeto homogéneo, de grão médio a grosseiro, de duas micas, onde a moscovite é claramente dominante, com cor cinzenta ou amarelada. À superfície o maciço encontra-se recoberto por depósitos de aterro e/ou aluvionares. No geral, o maciço apresentou-se alterado, variando o grau de alteração entre praticamente são e decomposto. A conjugação dos diversos fatores que condicionam o processo de alteração, permitiu a obtenção de perfis de alteração muito variáveis, com variações bruscas do grau de alteração e com níveis rochosos a sucederem aleatoriamente a solos saprolíticos teoricamente dominantes nos horizontes superiores. Pode-se mesmo dizer que a alteração do granito do Porto é responsável por uma das características geotécnicas mais marcantes do maciço, a sua imprevisibilidade.

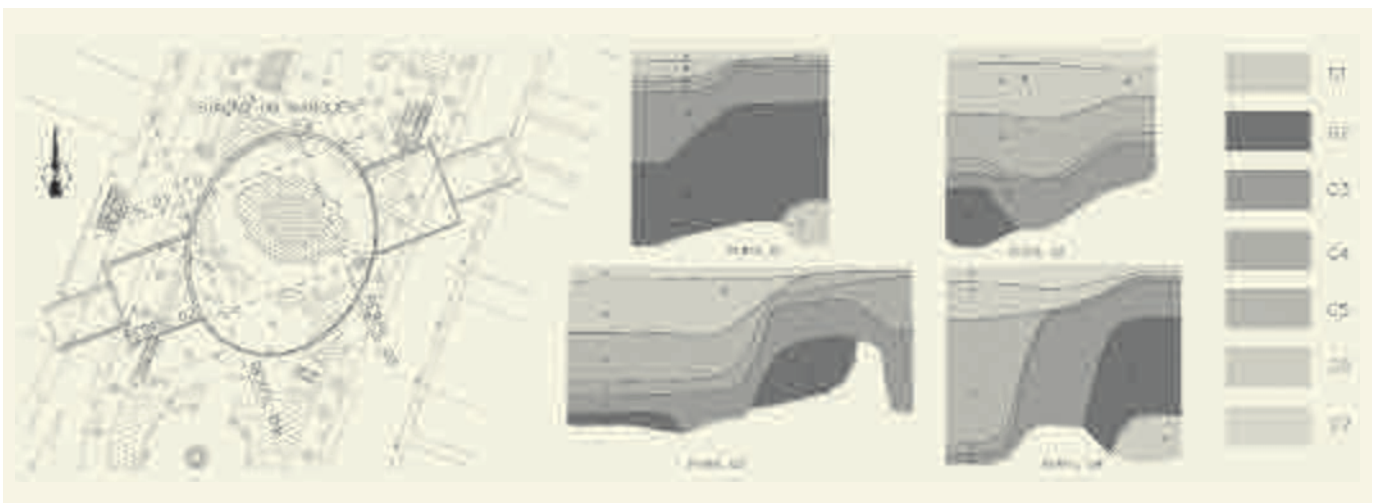
Com o desenvolvimento da obra, verificou-se que após um horizonte superficial terroso, o contexto geológico, hidrogeológico

e consequentemente geotécnico, é maioritariamente marcado pelo contacto abrupto, subvertical, entre o maciço rochoso (W3) dominante a Oeste e o maciço decomposto (W5) a Leste. Este contacto foi definido por uma falha com orientação N40° e inclinação 80°SE, onde encaixa um filão aplítico com 60-70 cm de espessura. Apesar deste enquadramento geral característico, o maciço melhorou de qualidade em profundidade de ambos os lados da falha. Do lado Oeste, com o aumento da profundidade a unidade G2 tende a ser mais frequente e do lado Leste o maciço terroso G6 e G5 evolui progressivamente para G3.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O poço do corpo central da estação foi concebido para, durante a fase de operação, abrigar todos os acessos, elevadores, ventilação, salas técnicas e demais estruturas logísticas da estação, e, durante a fase da obra, ser utilizado como frente de ataque para os túneis inferiores responsáveis por abrigar uma parte complementar das plataformas de embarque da estação.

As escavações do poço e dos túneis foram realizadas pelo método NATM (New Austrian Tunneling Method), mediante drenagem do maciço, dispensando a utilização de qualquer tipo de escoramento intermediário. Tal solução adotada pela projetista, conferiu extrema simplicidade e eficiência não somente à arquitetura final da estação mas, principalmente, às obras da esta-



**Fig. 04** Perfis Geológicos.  
*Geological profiles.*

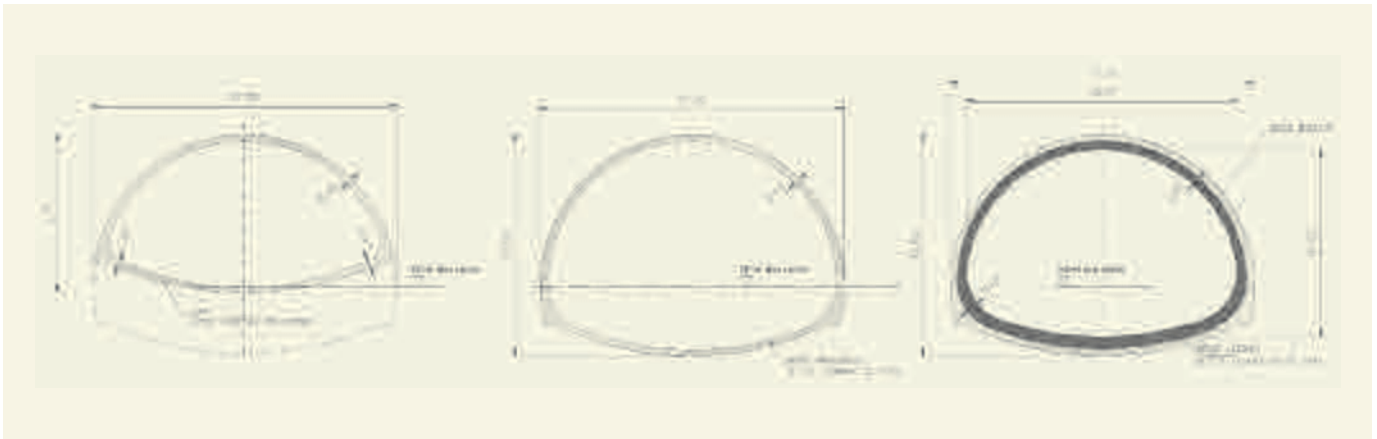


Fig.  
05

**Parcializações construtivas dos túneis.**  
*Construction phasing of the tunnels.*



Fig.  
06

**Vista geral do Poço e do quadro de reforço para emboquilhamento do túnel.**  
*General overview of the shaft and reinforcement framework for the tunnel portal.*



The shaft and tunnel excavations were done following the NATM Method approach with ground drainage waiving any type of intermediate propping. The solution adopted by the designer granted extreme simplicity and efficiency not only to the final architecture of the station, but especially to the station works, thus largely minimising any interference with the surrounding area, both ensuring the traffic flows around it and the preservation of the centennial vegetation of the square.

The primary lining structure of the shaft has a constant internal cross-section along its whole length and the thickness of the primary lining which, in accordance with the loads, varies with depth, starting at 0.30 m, increasing to 0.45 m and finally to 0.60 m until its final level.

The start of the tunnelling work for the station platforms developed from the interior of the central shaft, through openings in the primary lining structure of the shaft. To render such openings structurally feasible, a 0.70 m thick reinforcement framework was installed considering 2.85 m in the opening sides, 1.50 m below the opening and 1.95 m in the upper part of the opening.

The tunnels of the station platform are approximately 18 m wide with a vertical clearance of approximately 13 m. The primary lining is 40 cm thick, with embedded latticed ribs. Ground improvement was carried out in the vault and in the front with forepoling and nailing. The excavation was divided into calotte and bench

phases. The definitive lining of the tunnels has a thickness varying between 50 cm and 70 cm.

#### 4. MONITORING

The monitoring scheme put in place included targets, rulers and tilt meters in the buildings; surface marks, inclinometers, strain gauges and piezometers in the ground, with permanent follow-up of the readings.

The shaft structure was monitored in relation to vertical and horizontal displacement. The maximum accumulated settlements were of approximately 30 to 40 mm in the lining while convergence values were in general less than 25 mm at the smaller axis of the shaft, approximately 40 m long.

In the ground surrounding the shaft, there were displacements coherent with those observed in the structure, namely settlements in the surface marks and horizontal displacements in the inclinometers.

The water level lowering with the evolution of the excavation was monitored by the installed piezometers around the shaft and close to the neighbouring edifications.

There were slight tendencies to settlement in the surrounding buildings, in general with very small deformation speed (< 3 mm/month),





**Fig.  
07**

**Vista do túnel com trabalho simultâneo da TBM e implantação das estruturas internas no poço.**  
*View of the tunnel with simultaneous TBM work and internal structure layout in the shaft.*

ção, minimizando drasticamente interferências com a região envolvente, tanto pela continuidade de fluxo de veículos no seu entorno, quanto pela preservação da centenária vegetação da praça local.

A estrutura do revestimento primário do poço possui secção interna constante em toda sua extensão e espessura do revestimento primário que, em função dos carregamentos, variam com a profundidade, iniciando com 0.30m, passando para 0.45m e, por fim, para 0.60m até sua cota final.

O ataque às obras dos túneis dos cais da estação, ocorreu pelo interior do poço central, mediante aberturas na estrutura do revestimento primário do poço. Para viabilizar estruturalmente tais aberturas, foi realizado um quadro de reforço, com espessura de 0.70m contemplando 2.85m nas laterais da abertura, 1.50m abaixo da abertura e, na parte superior da abertura, 1.95m.

Os túneis da plataforma da estação possuem aproximadamente 18m de largura e gabarito vertical de aproximadamente 13m. O revestimento primário possui 40cm de espessura, com cambota treliçada incorporada. Foram realizados tratamento de abóboda e de frente com enfilagens e pregagens. A escavação foi parcializada em meia secção e rebaixo. O revestimento definitivo dos túneis possui espessura que varia entre 50cm e 70cm.

#### 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

A monitorização utilizada incluiu alvos, réguas, tiltmeters, nos edifícios, marcas de superfície, inclinómetros, extensómetros e piezómetros no maciço, cujas leituras tiveram acompanhamento permanente.

A estrutura do poço foi monitorizada relativamente a deslocamentos verticais e horizontais, registando-se assentamentos acumulados médios da ordem dos 30 a 40 mm no seu revestimento, e valores de convergência em geral inferiores a 25 mm (eixo menor do poço  $\approx$  40 m).

No maciço envolvente ao poço, verificaram-se deslocamentos coerentes com os observados na estrutura, nomeadamente assentamentos nas marcas de superfície e deslocamentos horizontais nos inclinómetros.

O rebaixamento do nível de água com a evolução da escavação, foi sendo acompanhado pelos piezómetros instalados, ao redor do poço e junto às edificações circundantes.

Nas edificações circundantes verificaram-se ligeiras tendências de assentamento, em geral com velocidades de deformação muito reduzidas ( $< 3$  mm/mês), sendo os assentamentos máximos acumulados da ordem dos 15 mm. Não foram registados deslocamentos de rotação significativos nos edifícios.

Com a conclusão dos trabalhos de escavação do poço e túneis, verificou-se gradualmente uma tendência geral de estabilização nas leituras dos instrumentos instalados.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- SANTOS, L.; JORDÃO, P.; MOTA, A.; GASPAR, A.; ANDRADE, J.C. - *Estação do Marques – Metro do Porto – Observação e Acompanhamento a Obra.*
- FRANCA, S.G.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHA, C.A.; FRANÇA, P.T. - *Estação do Marques em Poço no Metro do Porto – Modelação e Segurança.*



**Fig. 08** Estação concluída.  
*Views of the finished station.*

with the maximum accumulated settlements being approximately 15 mm. No significant rotation displacements were recorded in the buildings.

Following completion of the shaft and tunnel work, there was a gradual general tendency for the stabilisation of the readings in the instruments installed.

## 5. BIBLIOGRAPHY

- SANTOS, L.; JORDÃO, P.; MOTA, A.; GASPAR, A.; ANDRADE, J.C. - *Estação do Marques – Metro do Porto – Observação e Acompanhamento a Obra.*
- FRANCA, S.G.; ANDRADE, J.C.; CAMPANHA, C.A.; FRANÇA, P.T. - *Estação do Marques em Poço no Metro do Porto – Modelação e Segurança.*



# TÚNEIS HIDRÁULICOS

## HYDRAULIC TUNNELS

**318 OBRAS DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEAS NA ILHA DA MADEIRA**

*Tunnels for Groundwater Exploitation on the Island of Madeira*

**326 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DOS SOCORRIDOS. ILHA DA MADEIRA**

*Socorridos Pumping Station and Tailrace Tunnel. Madeira island.*

**332 TÚNEL DE SABUGAL – MEIMOA**

*Sabugal – Meimoa Tunnel*

**336 TÚNEL DE ODELOUCA – FUNCHO**

*Odelouca – Funcho Tunnel*

**340 TÚNEL DE LOUREIRO – ALVITO**

*Loureiro – Alvito Tunnel*

# OBRAS DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA NA ILHA DA MADEIRA

R. S. Duarte e A. Ambrósio (Diacfase)

## 1. INTRODUÇÃO

No arquipélago da Madeira começou a implementar-se uma estratégia no ano de 1983 tendo por objetivo proteger e conservar as unidades hidrogeológicas potencialmente favoráveis para a instalação de origens de água destinadas ao abastecimento público.

Na Ilha da Madeira foram construídas galerias e túneis de captação no interior dos maciços vulcânicos, aproveitando os aquíferos suspensos que ocorrem na dependência de áreas favoráveis de recarga.

Na Ilha do Porto Santo foi efetuado o reforço da estação desalinizadora que já existia, com o recurso a captações de água salgada, instaladas nas proximidades da linha de costa.

## 2. CAPTAÇÕES SUBTERRÂNEAS NA ILHA DA MADEIRA

O comportamento hidrogeológico das formações vulcânicas da Ilha da Madeira encontra-se em estreita ligação com a idade dos complexos onde estão inseridas, e conseqüentemente com a litologia prevalecente. Por outro lado, as estruturas geotectónicas, sob a forma de fraturas ou de filões, condicionam as diferentes unidades aquíferas, quer em dimensões e continuidade, quer nas condições de infiltração e permeabilidade. Na prática, os mecanismos de percolação subterrânea revestem-se muitas vezes de grande complexidade, quer devido a fatores litológicos influenciados por perturbações estruturais, quer perante alterações da sequência vulcânica.

Na Figura 1 apresentam-se as unidades hidrogeológicas principais, onde se encontram implantadas diversas captações por

galerias e túneis: i) Áreas favoráveis à infiltração; ii) Aquíferos de elevada produtividade; iii) Aquíferos de moderada a elevada produtividade; iv) Aquíferos pouco produtivos ou eventualmente de boa produtividade.

As captações materializadas por galerias e túneis encontram-se instaladas nas zonas em que foi possível aproveitar a existência de descargas naturais de água de nascente a cotas elevadas, com produtividade, ou nas zonas em que foi determinada a intersecção de massas de água importantes no interior dos maciços.

A localização das galerias e dos túneis de captação de água mais importantes na Ilha da Madeira apresenta-se na Figura 2, constando no Quadro 1 as suas principais características (incluindo caudais médios produzidos e unidades hidrogeológicas cartografadas).

Estas obras, que são as de maior relevância, perfazem um comprimento total de aproximadamente 21,5 km.

Nos aquíferos de moderada a elevada produtividade existem ainda algumas galerias de pequena extensão nas zonas da Quinta Grande, Campanário, Calheta, Prazeres e Fajã da Ovelha, para rega e para o abastecimento de pequenos núcleos populacionais, com caudais entre 2 e 10 l/s.

A maioria das obras referidas tem a IGA - Investimentos e Gestão da Água como Dono da Obra, com exceção do Túnel da Rocha Vermelha e do Túnel da Levada do Seixal, que se integram no sistema de aproveitamento hidroelétrico da EEM - Empresa de Eletricidade da Madeira.

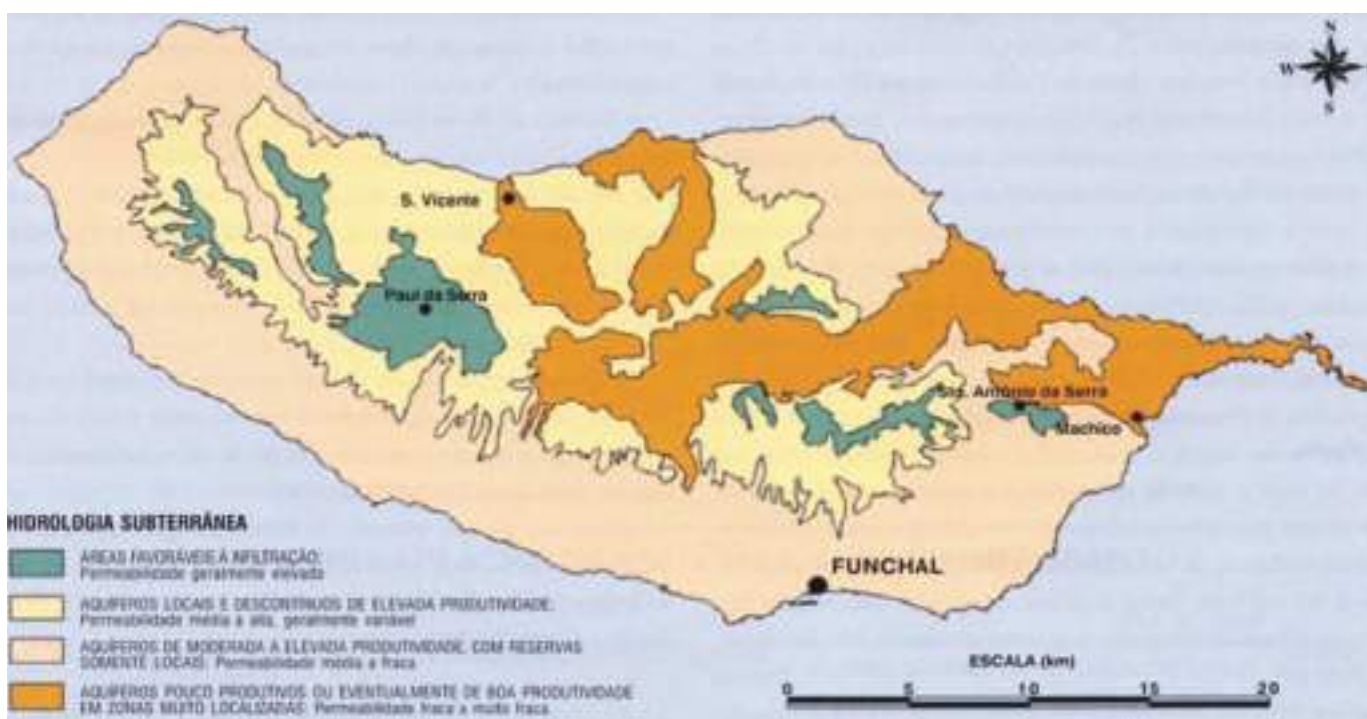


Fig. 01 Recursos Hídricos Subterrâneos da Madeira. *Groundwater Resources on Madeira island.*

# TUNNELS FOR GROUNDWATER EXPLOITATION ON THE ISLAND OF MADEIRA

## 1. INTRODUCTION

In 1983 the Madeira archipelago began implementing a strategy to protect and conserve hydrogeological units which were potentially favourable for installing sources of water for public supply.

Water galleries were built inside the volcanic bedrock on Madeira, for exploitation of suspended aquifers found in favourable recharge areas. On the island of Porto Santo the existing desalination plant was expanded using salt water captured near the coast line.

## 2. WATER GALLERIES ON THE ISLAND OF MADEIRA

The hydrogeological behaviour of the volcanic formations on the island of Madeira is intimately related to the age of the areas in which they are found, and consequently with the prevailing lithology. However, geotectonic structures, in the form of fractures or veins, limit the different aquifer units, both in size and continuity, and in terms of infiltration and permeability. In practice, underground percolation is often highly complex, due to both lithological factors influenced by structural disturbances and to changes in volcanic sequence.

Figure 1 shows the main hydrogeological units, where there are various water collections using galleries and tunnels: i) Areas favourable to infiltration; ii) High-output aquifers; iii) Moderate and high-output aquifers; iv) Low output or good quality aquifers.

Galleries and tunnels are used to collect water in areas where it is possible to take advantage of natural springs at high altitudes or in areas where important masses of water are found inside the rock.

The locations of the most important water galleries and tunnels on Madeira are shown in Figure 2 and the main characteristics

are given in Table 1 (including average flow and the charted hydrogeological units).

These extremely important works stretch for some 21.5 km.

There are also short galleries in Quinta Grande, Campanário, Calheta, Prazeres and Fajã da Ovelha in aquifers with moderate or high output, for irrigation and to supply small villages with flows of 2 to 10 l/s.

Most of these works belong to IGA (Water Management and Investments), except for the Rocha Vermelha Tunnel and the Levada do Seixal Tunnel, which are part of the EEM (Madeira Electricity Company) hydroelectric system.

Most of the water galleries and tunnels on the island of Madeira are in difficult access areas and several hundred metres under the surface. For these reasons, the definition of the geological-geotechnical zones (first established during the design stage) is usually complex and always has to be adjusted and fine-tuned during the work phase. Figure 3 shows, as an example, the geological and geotechnical profile of the Fajã da Ama Gallery.

Figure 4 shows the most common cross-section of this kind of works in the water galleries and tunnels on the island of Madeira.

Except for those tunnels which also carry road traffic (Curral das Freiras tunnel and Norte tunnel), useable width normally varies between 2.2 and 2.5 metres, while the useable height varies between 2.5 and 3.0 metres.

The conventional method (NATM) was used in all the cases described, in most cases by excavating the complete section. Taking into account the geological-geotechnical conditions in each case, classic reinforcement solutions were applied (including shotcrete, passive bolting and steel ribs), whenever the ground characteristics required structural support.

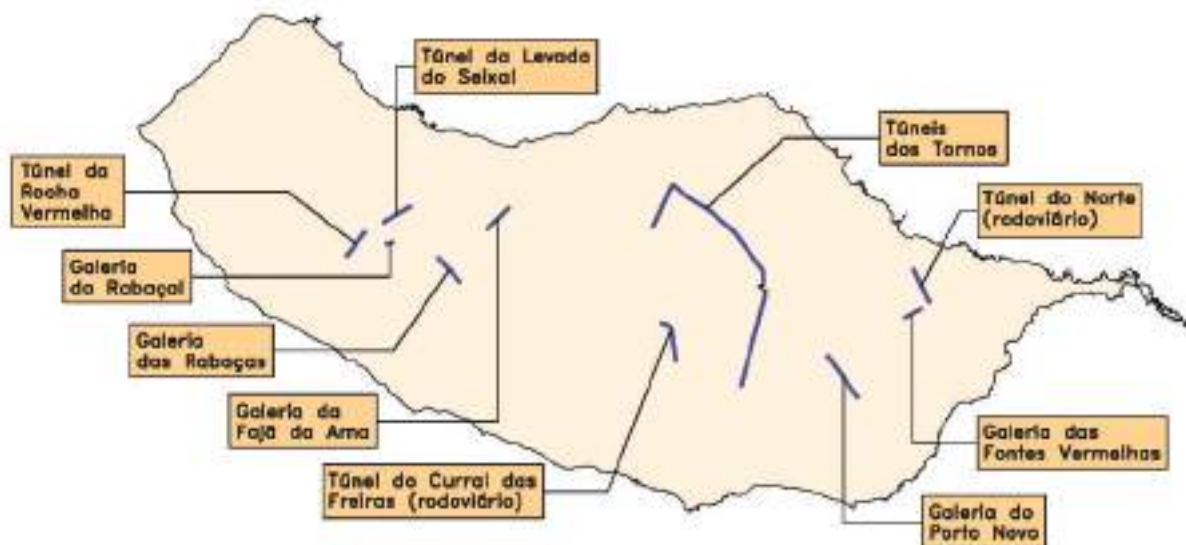


Fig. 02

Planta de localização das principais galerias e túneis de captação na Ilha da Madeira.  
*Location of the main water galleries and tunnels on the island of Madeira.*

**QUADRO I – Características das principais captações por galerias e túneis na Ilha da Madeira.**

**TABLE I – Characteristics of the main water galleries and tunnels on the island of Madeira.**

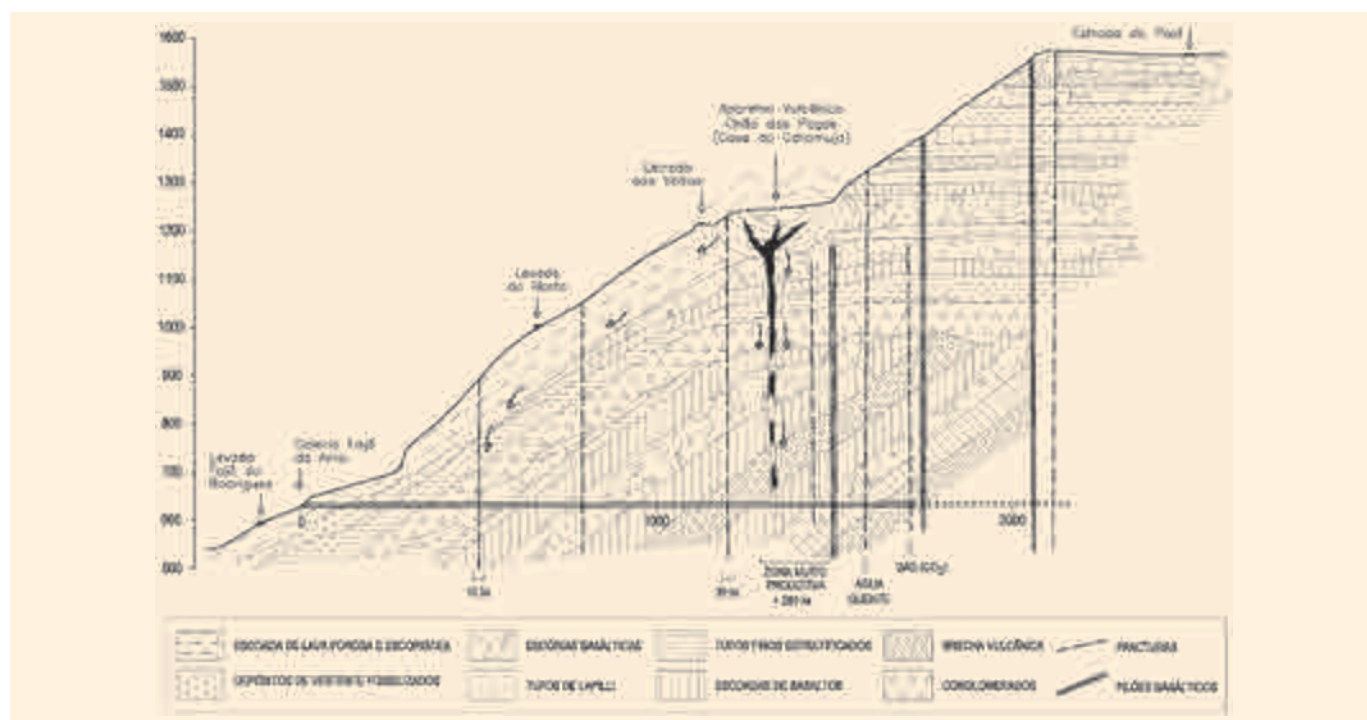
Galerias e Túneis/Galleries and Tunnels	Comp./Length (m)	Cota/Elevation (m)	Caudal/Flow (l/s)	Unidades hidrogeol. /Hydrogeol. Units	Áreas interessadas /Areas of interest
Túnel da Rocha Vermelha /'Rocha Vermelha' tunnel	1.750	850	5	AFI	Maciço do Paul da Serra /Paul da Serra rock mass
Galeria do Rabaçal/Rabaçal Gallery	500	1029	50		
Galeria das Rabaças/Rabaças Gallery	1.850	1029	60		
Galeria da Fajã da Ama/Fajã da Ama Gallery	1.750	630	80		
Túnel da Levada do Seixal /Levada do Seixal tunnel	1.800	835	140	AEP	
Túnel do Curral das Freiras /Curral das Freiras tunnel	2.385	947-750	30-50	AEP	Pico Cedro - M. Paredão
Túneis dos Tornos/Tornos tunnel	5.400	600	250-300	AFI	Chão Balcões - J. Prado Cedro - Pico do Areiro
Galeria do Porto Novo/Porto Novo Gallery	2.900	630	60	AEP	Planalto Poiso - J. Prado
Galeria das Fontes Vermelhas /Fontes Vermelhas Gallery	1.100	386	50-60	AFI, AMEP	Santo da Serra
Túnel do Norte/Norte tunnel	2.097	267-198	100	AMEP	Machico

Na maioria dos casos, as galerias e os túneis de captação existentes na Ilha da Madeira inserem-se em zonas de muito difícil acesso, simultaneamente com a existência de recobrimentos da ordem das centenas de metros. Por esses motivos, a definição dos zonamentos geológico-geotécnicos (preliminarmente estabelecidos em fase de projeto) é habitualmente complexa, e tem sempre de ser complementada e ajustada em fase de obra - na Figura 3 apresenta-se, a título de exemplo, o perfil geológico e hidrogeológico da Galeria da Fajã da Ama.

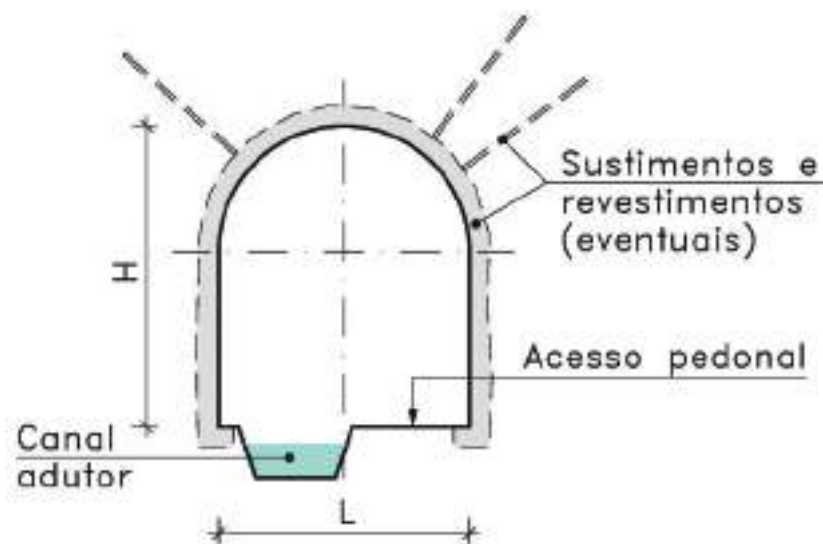
No que respeita à secção transversal tipo deste tipo de obras, na Figura 4 apresenta-se a geometria mais comum das galerias e dos túneis de captação de água construídos na Ilha da Madeira.

Com exceção dos túneis que também são rodoviários (Túnel do Curral das Freiras e Túnel do Norte), a largura útil (L) varia habitualmente entre 2,2 m e 2,5 m, ao passo que a altura útil (H) varia entre 2,5 m e 3,0 m.

No que respeita aos métodos executivos empregues, recorre-se ao NATM em todos os casos descritos, na maior parte dos



**Fig. 03** Perfil geológico e hidrogeológico da Galeria da Fajã da Ama (direção NE-SW).  
**Geological and geotechnical profile of the Fajã da Ama gallery (direction NE - SW).**



**Fig. 04** Secção tipo das galerias e dos túneis de captação.  
*Typical cross-section of water galleries.*



Galeria da Fajá da Ama



Galeria das Rabaças



Galeria do Porto Novo



Galeria do Rabaçal (entrada)



Galeria do Rabaçal (interior)

**Fig. 05** Fotografias de algumas das galerias referidas.  
*Photographs of some of the mentioned galleries.*





**Fig. 06** Recursos Hídricos Subterrâneos de Porto Santo. *Groundwater Resources on Porto Santo.*

casos com escavação em secção total. Tendo em conta as condições geológico-geotécnicas ocorrentes em cada caso, foram aplicados sustimentos recorrendo a soluções clássicas (incluindo betão projetado, pregagens e cambotas metálicas), sempre que as características dos maciços não permitiam a dispensa de suportes estruturais.

Nalguns casos foi necessário prever a execução de revestimentos definitivos parciais ou totais, quer em betão simples, quer em betão armado (com especial incidência nas áreas de influência dos emboquilhamentos); o canal adutor encontra-se normalmente revestido com betão, sendo que a restante soleira (acesso pedonal) apenas se reveste habitualmente nas zonas de maior permeabilidade.

Na Figura 5, a título ilustrativo apresentam-se fotografias de algumas das obras referidas.

### 3. CAPTAÇÕES SUBTERRÂNEAS NA ILHA DO PORTO SANTO

Os recursos hídricos subterrâneos da Ilha do Porto Santo são muito escassos devido à constituição litológica e geomorfológica da ilha, a qual, associada às condições climáticas desfavoráveis para recarga, não permite a ocorrência de aquíferos importantes.

As formações vulcânicas apresentam geralmente uma permeabilidade diminuta nesta ilha dado que, mesmo quando fraturadas, mostram tendência para a colmatação por efeito da argilificação; relativamente às formações sedimentares, estas não permitem a acumulação de reservas pela sua espessura muito variável, e normalmente reduzida, e também pela heterogeneidade litológica que exibem, funcionando como recarga das formações subjacentes.

Tendo em consideração as condições hidrogeológicas ocorrentes na ilha, encontram-se definidas duas manchas distintas, de acordo com a sua permeabilidade (Figura 6): i) Aquíferos pouco produtivos, ou eventualmente de boa produtividade; ii) Aquífero, ou região sem água subterrânea apreciável.

Na Ilha do Porto Santo foram efetuadas numerosas sondagens de pesquisa para captação de água subterrânea, a grande

maioria com resultados desfavoráveis, quer do ponto de vista quantitativo quer qualitativo. Constatou-se que os calcarenitos existentes na ilha, embora apresentem uma porosidade razoável, não dão origem a qualquer aquífero de água doce importante; este facto, associado à má qualidade química e bacteriológica das águas, motivou o abandono das captações de água subterrânea que existiam para o abastecimento público.

A solução atualmente utilizada para o abastecimento público na Ilha do Porto Santo consiste na captação de água salgada, recorrendo a um poço de bombagem e a galerias de captação, tendo como objetivos principais aumentar a área de drenagem e penetrar francamente na zona de recarga. As captações encontram-se instaladas nas proximidades da dessalinizadora, tirando partido da existência desta unidade de tratamento de água.

A existência de calcarenitos junto à costa meridional abaixo do nível do mar permite uma infiltração da água do mar através de percursos preferenciais induzidos pela granulometria e pelos vazios de alguns níveis litológicos.

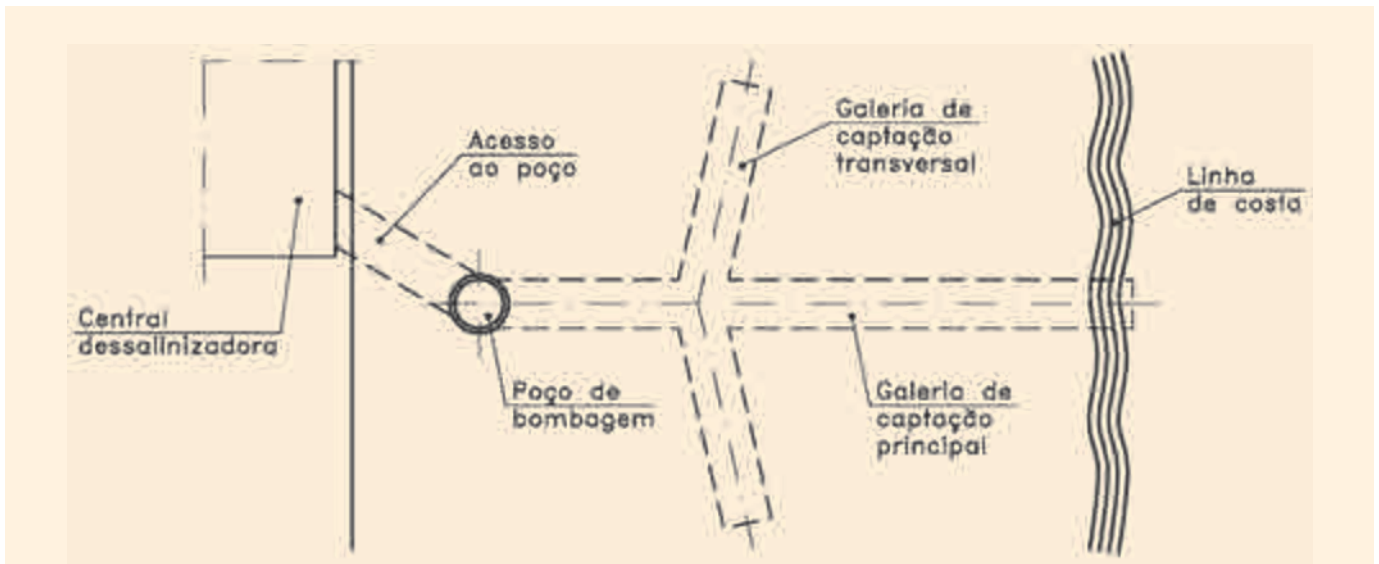
A percolação aquífera processa-se assim sobretudo nas camadas de areia e cascalheira fossilizada subjacentes aos calcarenitos, com uma produtividade de aproximadamente 80 l/s à data da execução da obra.

A captação mais importante, instalada junto à linha de costa, é constituída por uma galeria principal com 32 m de comprimento que se desenvolve em direção ao mar a partir da base dum poço de bombagem. A partir da galeria principal foram definidas duas galerias transversais (Figura 7), de modo a aumentar a zona de influência da captação.

Para além desta captação existem outras, mais antigas, constituídas apenas por galerias (de características similares às descritas), que também se localizam na área de influência da dessalinizadora.

Na Figura 8 apresenta-se o zonamento geológico-geotécnico que foi definido ao longo do perfil longitudinal da galeria principal de captação, incluindo o poço de bombagem.

As galerias foram instaladas de modo a seguir o contacto entre os calcarenitos e a camada de areia e cascalheira fossilizada.



**Fig. 07** **Planta de localização esquemática das galerias de captação e do poço de bombagem.**  
*Plan of the schematic location of the water galleries and pumping station.*

In some cases either partial or total final linings were required, either in plain concrete or reinforced concrete (particularly around the portals); the inlet channel is normally lined with concrete and the rest of the sill (foot access) is usually lined in areas of greater permeability only.

Figure 5 shows, for illustrative purposes, photographs of some of these works.

### 3. GROUNDWATER GALLERIES ON THE ISLAND OF PORTO SANTO

The groundwater resources on the island of Porto Santo are very scarce due to the lithological and geomorphological constitution of the island, which, associated to the unfavourable climatic conditions to replenish them, means there are no important aquifers.

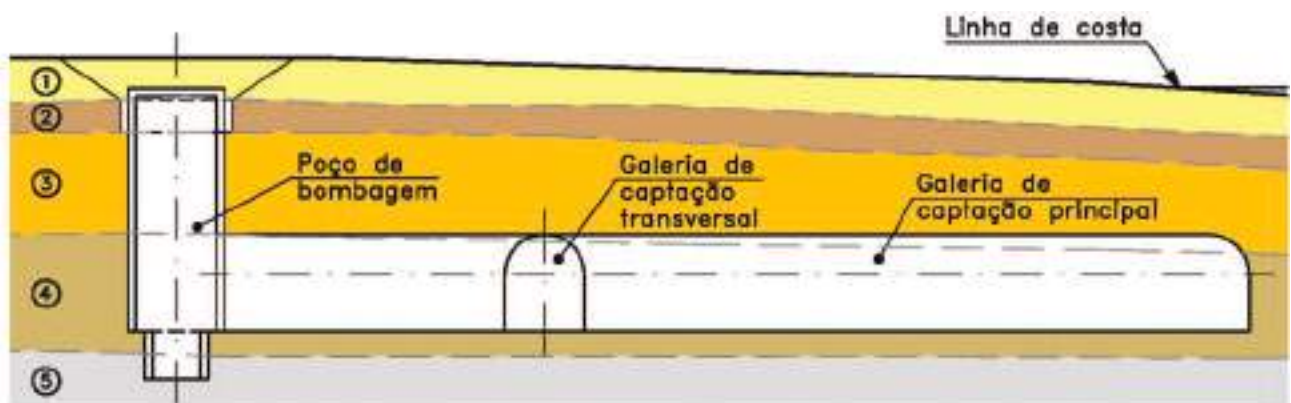
The volcanic formations on the island are generally of reduced permeability as, even when fractured, they have a tendency to become clogged by clay build-up; the sedimentary formations do not allow for water reserves to accumulate because of their very variable thicknesses. Though normally limited by lithological heterogeneity, they normally recharge the underlying formations.

Taking into consideration the hydrogeological conditions on the island, two distinct areas, according to their permeability, have been found (Figure 6): i) Poorly productive aquifers, or possibly good quality; ii) Aquiclude, or area without appreciable groundwater.

Several research boreholes were drilled on the island of Porto Santo for the water of groundwater, most of which were not successful, either in terms of quantity or quality. It was noticed that the calcareous sandstones on the island, despite being reasonably porous, do not create any important fresh water aquifers. This, along with the poor chemical and bacteriological quality of the water, led to the abandonment of groundwater water for public supply.

The current public supply system on the island of Porto Santo consists of seawater, using a pumping station and water galleries, the main aim of which is to increase the drainage area and penetrate comprehensively into the recharge zone. Waters are installed close to the desalination plant, to take advantage of this water treatment plant.

Calcareous sandstones beside the southern coast under sea level filter seawater through preferential routes induced by granulometry and the voids in some lithological levels.



- 1 - Areia de praia; 2 - Cascalheira de basalto; 3 - Calcarenito;
- 4 - Areia e cascalheira fossilizada; 5 - Rocha vulcânica

**Fig. 08** **Perfil geológico-geotécnico longitudinal da galeria principal de captação.**  
*Longitudinal Geological-geotechnical profile of the main water gallery.*



**Fig. 09** **Aspetto do poço e do emboquilhamento da galeria de captação principal.**  
*Aspect of the main water gallery well and portal.*

A abóbada foi inserida nos calcarenitos, de modo a salvaguardar as condições de estabilidade da obra.

O poço de bombagem atingiu uma profundidade de aproximadamente 10 m, tendo sido construído de forma tradicional recorrendo ao método NATM. Em termos gerais, é constituído pelas seguintes quatro zonas:

- A zona superior, correspondente ao atravessamento da camada constituída por areia de praia, foi escavada sem necessitar da aplicação de sustimentos
- A zona subjacente à camada de areia, correspondente ao atravessamento das cascalheiras de basalto, foi escavada com uma secção quadrada, aproximadamente de 3,5 m x 3,5 m; nesta zona foi aplicado um sustimento em betão simples
- A zona principal do poço, que se desenvolve em calcarenitos, areias e cascalheiras fossilizadas, foi escavada com uma secção circular de 3,0 m de diâmetro; nesta zona não se aplicaram sustimentos, face às características geológico-geotécnicas das formações
- A zona inferior do poço (designada correntemente por ante-poço), desenvolve-se em formações do complexo vulcânico alterado, tendo sido escavada com uma altura de aproximadamente 1,5 m; neste troço efetuou-se uma redução da secção do poço.

As galerias têm uma secção útil de aproximadamente 2,5 m (largura) x 3,0 m (altura), tendo sido escavadas através do método NATM. Nestas foi considerado um sustimento em betão simples em todo o contorno da secção, com uma espessura mínima de 0,25 m, nas zonas em que as condições geológico-geotécnicas o exigiam. Após a conclusão da escavação do poço e das galerias, e da aplicação dos sustimentos necessários, executou-se o revestimento definitivo do poço, que foi constituído também por betão simples ( $e=0,25$  m), ao longo de toda a sua altura.

Na Figura 9 pode ver-se o aspeto, em fase de obra, do poço de captação e do emboquilhamento da galeria principal, bem como das formações atravessadas.

#### 4. BIBLIOGRAFIA

- DUARTE, R. S.; AMBRÓSIO, A. - "Obras subterrâneas de captação de água em terrenos vulcânicos no Arquipélago da Madeira". Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e a sua Utilização. LNEC, Lisboa, 2010.
- DUARTE, R. S. - "Recursos hídricos subterrâneos da Região Autónoma da Madeira". Atlas do Ambiente - Notícia explicativa VII.3 e Cartografia. Ministério do Ambiente e Recursos Naturais. Direcção-Geral do Ambiente. Lisboa, 1995.
- DUARTE, R. S. - "Prospecção e captação de águas subterrâneas em terrenos vulcânicos". Revista Indústria da Água. Lisboa, 1998.

Aquifer percolation takes place mainly in the layers of fossilised sand and gravel underlying the calcareous sandstones, producing about 80 l/s at the date of the works.

The most important water inlet installed near the coastline, is composed of a main 32 m long gallery which stretches out to sea from a pumping station. Two transversal galleries were dug from the main gallery (Figure 7) to increase the water inlet zone.

Apart from this water, there are other, older ones composed just of galleries (similar to those already described) that are also found near the desalination plant.

Figure 8 shows the geological-geotechnical zoning defined along the longitudinal profile of the main water gallery, including the pumping shaft.

The galleries were dug so as to follow contact between the calcareous sandstones and the fossilised sand and gravel layer. The vault was excavated into the calcareous sandstones, to ensure the stability of the work.

The pumping shaft is about 10m deep and was built in the traditional way using NATM. In general terms, it is comprised of these four zones:

- The upper zone, which goes through the beach sand layer, which was excavated without the need for any supports
- The zone underlying the sand layer, going through the basalt gravel and dug with a square cross section of roughly 3.5 m x 3.5 m, supported with simple concrete

- The main well zone, which was excavated in the calcareous sandstones and fossilised sands and gravel, dug with a 3 m circular cross section; no support was used in this zone because of the geological-geotechnical characteristics of the formations
- The lower part of the pumping shaft (currently known as the well-head) is in weathered volcanic formations and is excavated to a height of approximately 1.5 m; in this stretch the cross section of the well was reduced.

The galleries have a useable cross section about 2.5m wide by 3.0 m high and were excavated using NATM. They are supported by concrete at least 0.25 m thick in the areas where the geological-geotechnical conditions require it. Having dug the well and galleries and applied the necessary supports, the shaft final lining was applied composed once again of 0.25 m thick concrete throughout the entire height.

Figure 9 shows the aspect of the water well during the works and the portal of the main gallery as well as the different formations that were excavated.

#### 4. BIBLIOGRAPHY

- DUARTE, R. S.; AMBRÓSIO, A. - *Obras subterrâneas de captação de água em terrenos vulcânicos no Arquipélago da Madeira*. Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e a sua Utilização. LNEC, Lisbon, 2010.
- DUARTE, R. S. - *Recursos hídricos subterrâneos da Região Autónoma da Madeira*. Atlas do Ambiente - Notícia explicativa VII.3 e Cartografia. Ministério do Ambiente e Recursos Naturais. Direcção-Geral do Ambiente. Lisbon, 1995.
- DUARTE, R. S. - *Prospecção e captação de águas subterrâneas em terrenos vulcânicos*. Revista Indústria da Água. Lisbon, 1998.

# ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DOS SOCORRIDOS ILHA DA MADEIRA

**Localização/Location:** Ilha da Madeira/Island of Madeira

**Utilização/Use:** Produção de energia elétrica e abastecimento de água/Electrical energy production and water supply

**Dono de Obra/Site Owner:** Empresa de Eletricidade da Madeira

**Projetista/Designer:** CENOR Consultores, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Construtora do Tâmega

**Fiscalização/Supervision:** EEM, Consulgal e Planege

**Dimensões/Dimensions:**

- **Estação elevatória/Pumping station:**

**Desenvolvimento:** 44 m; **Vão de escavação:** 12,4 m; **Secção de escavação:** 300,0 m<sup>2</sup>; **Largura útil entre hasteais:** 11,0 m; **Altura máxima:** 26,0 m; **Recobrimento:** 24,0 m (máximo)/**Length:** 44 m; **Excavation width:** 12.4 m; **Excavation cross section:** 300.0 m<sup>2</sup>; **Useful width between sidewalls:** 11.0 m; **Maximum height:** 26.0 m; **Overburden:** 24.0 m (maximum)

- **Túnel de restituição (armazenamento)/Tailrace tunnel (storage):**

**Desenvolvimento:** 1250 m; **Vão de escavação:** 7,3 m; **Secção de escavação:** 37,0 m<sup>2</sup>; **Largura útil entre hasteais:** 7,0 m; **Altura:** 5,0 m (mínimo); **Recobrimento:** 55,0 m (mínimo)/**Length:** 1250 m; **Excavation width:** 7.3 m; **Excavation cross section:** 37.0 m<sup>2</sup>; **Useful width between sidewalls:** 7.0 m; **Height:** 5.0 m (minimum); **Overburden:** 55.0 m (minimum)

- **Túnel auxiliar/Auxiliary tunnel:**

**Desenvolvimento:** 73 m; **Vão de escavação:** 5,9 m; **Secção de escavação:** 30,0 m<sup>2</sup>; **Largura útil entre hasteais:** 5,5 m; **Altura:** 5,5 m (mínimo); **Recobrimento:** 54,0 m (máximo)/**Length:** 73 m; **Excavation width:** 5.9 m; **Excavation cross section:** 30.0 m<sup>2</sup>; **Useful width between sidewalls:** 5.5 m; **Height:** 5.5 m (minimum); **Overburden:** 54.0 m (maximum)

**Método construtivo/Construction method:** Método de escavação sequencial (NATM)/Sequential excavation method (NATM)

**Período de construção/Construction period:** 2005 – 2006

**José Mateus de Brito, Sérgio Rosa  
(CENOR - Consultores, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

A Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos inserem-se no vale da ribeira dos Socorridos, tendo a concepção da obra tirado partido da existência da central hidroelétrica dos Socorridos. Esta obra tem como função armazenar a água turbinada pela central hidroelétrica para, posteriormente, ser elevada por bombagem para montante e então novamente turbinada.

O sistema de armazenamento e bombagem é constituído pela estação elevatória, pelo túnel de restituição e pelo túnel auxiliar. Na Fig. 1 apresenta-se a planta geral do aproveitamento e o traçado do túnel de restituição.

A estação elevatória é constituída por uma caverna com cerca de 26 m de altura, 12 m de largura e 44 m de comprimento. A geometria da estação foi condicionada pela dimensão das quatro bombas de eixo vertical a instalar no seu interior (cada uma com 16 m de altura total), bem como pela altura necessária para as operações com a ponte rolante, que cobre toda a estação.

O túnel de restituição tem 1250 m de comprimento e uma secção transversal de 7 m x 5 m, de forma a permitir o armazenamento pretendido (40.000 m<sup>3</sup>). A inclinação do túnel é de cerca de 10% no troço entre a estação e a intersecção com o túnel auxiliar, e de 0,1% daí em diante. O traçado do túnel foi definido em fase de execução, procurando as formações de melhores características geológico-geotécnicas em termos de estabilidade e de estanqueidade.

O túnel auxiliar tem como função permitir o acesso ao túnel de restituição e à estação elevatória, para a realização de trabalhos de inspeção e manutenção, tendo 73 m de comprimento e uma secção transversal de 5,5 m x 5,5 m, sendo horizontal nos 10 m iniciais e depois inclinado a 13,5% até ao túnel de restituição.

Na Fig. 2 apresentam-se os cortes transversal e ao eixo da estação elevatória.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Na zona de implantação da obra, que corresponde a uma encosta com cotas compreendidas entre 80 e 180 m, foram reconhecidos, quer depósitos de vertente, quer depósitos de antigos terraços, cobrindo quase por completo as formações do complexo vulcânico  $\beta^2$ . No conjunto estes depósitos atingem aproximadamente 30 m de espessura.

# SOCORRIDOS PUMPING STATION AND TAILRACE TUNNEL MADEIRA ISLAND

## 1. INTRODUCTION

The Socorridos Pumping Station is located in the Socorridos stream valley, and the design took advantage of the existing Socorridos hydroelectric plant. The purpose of this work is to store the water used by the hydroelectric plant and then pump it uphill once again to be reused.

The storage and pumping system is composed of the pumping station, the tailrace tunnel and the secondary tunnel. Fig. 1 shows an overall view of the system and the layout of the tailrace tunnel.

The pumping station is composed of a cavern about 26 metres high, 12 metres wide and 44 metres long. The geometry of the station was limited by the capacity of the four vertical-axis pumps

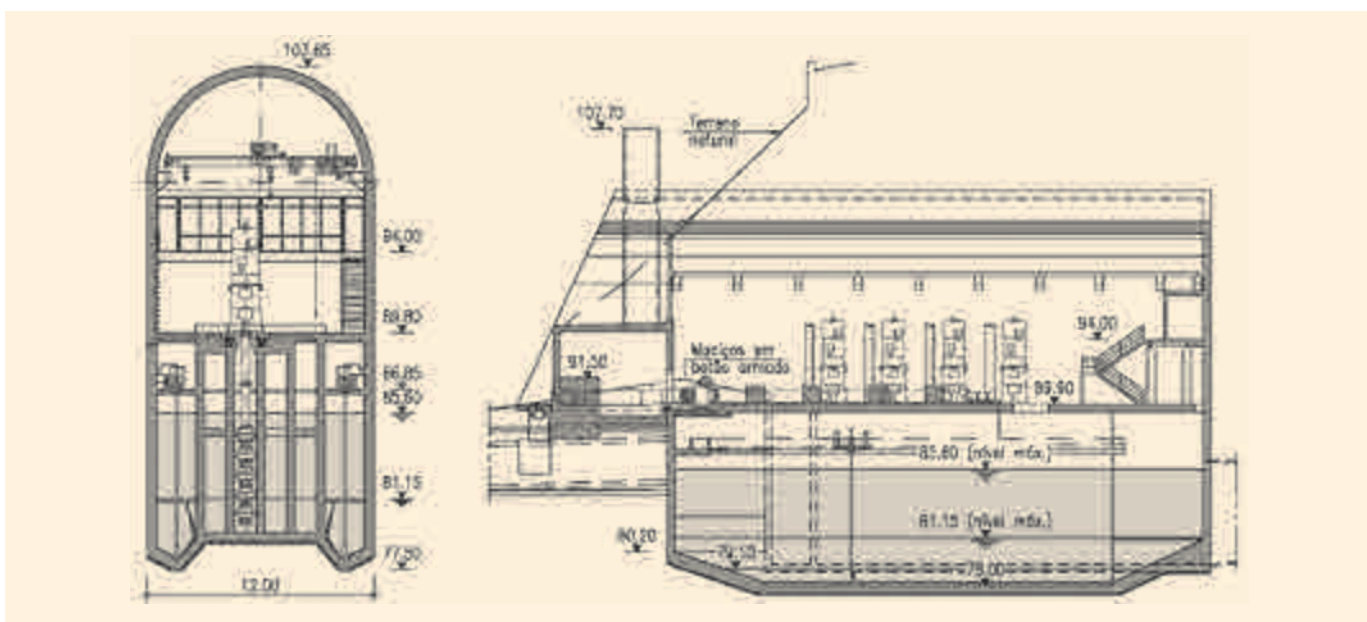
that had to be installed inside it (each one being 16 metres high), as well as the height needed for the gantry.

The tailrace tunnel is 1,250 m long and has a cross section of 7 m x 5 m, storing about 40,000 m<sup>3</sup>. The tunnel slopes are about 10% on the section between the station and the intersection with the secondary tunnel and then 0.1% from there on. The tunnel route was designed in the execution phase, looking for formations with the best geological-geotechnical characteristics in terms of stability and water-tightness.

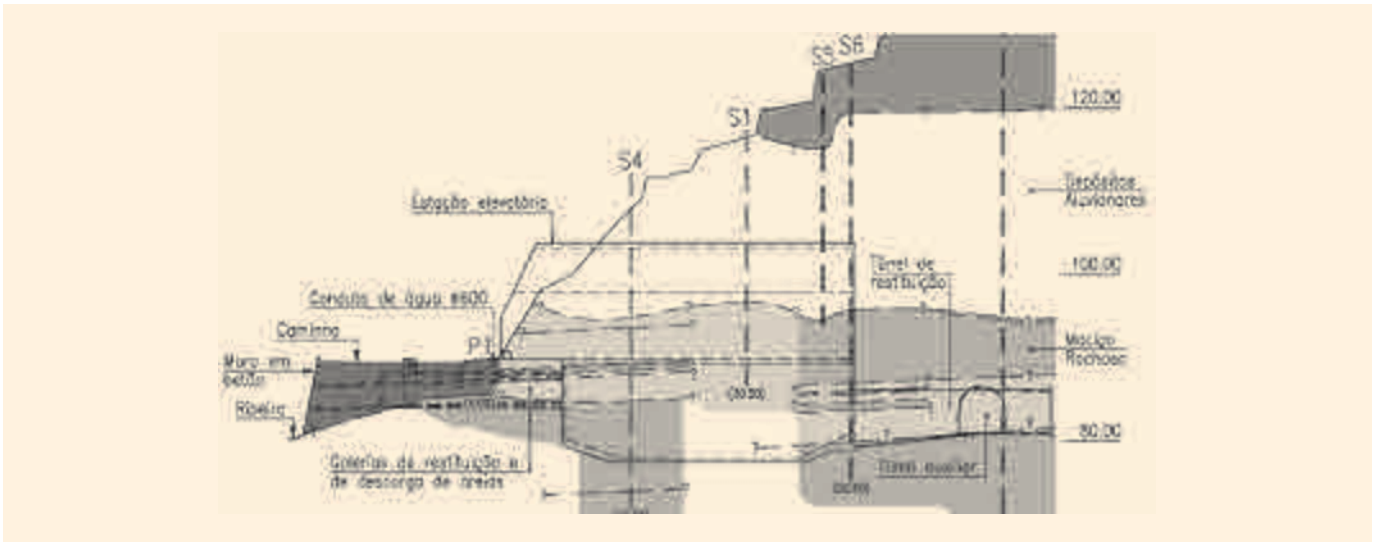
The purpose of the secondary tunnel is to allow access to the tailrace tunnel and the pumping station for inspection and maintenance works. It is 73 m long and has a 5.5 x 5,5 m<sup>2</sup> cross



**Fig. 01** **Planta geral do aproveitamento e traçado do túnel de restituição.**  
*Overall view of the system and layout of the tailrace tunnel.*



**Fig. 02** **Cortes transversal e ao eixo da estação elevatória.**  
*Cross and longitudinal section of the pumping station.*



**Fig. 03** Perfil geológico-geotécnico ao eixo da estação elevatória.  
*Geological-geotechnical longitudinal section of the pumping station.*

Com base nas características litológicas, estruturais e mecânicas das formações, obtidas no decurso dos trabalhos de prospeção e caracterização desenvolvidos, foi efetuado um zonamento geotécnico do maciço. No caso da estação elevatória foram consideradas duas zonas, a superior que abrange toda a abóbada e é constituída por formações aluvionares consolidadas e a inferior constituída por um maciço basáltico/brechóide, de qualidade razoável. Para os túneis foi considerado um zonamento geotécnico dos maciços abrangendo três classes (ZG1 a ZG3), constituídas por basaltos compactos e brechas compactas (ZG1), basaltos fraturados, com intercalações de materiais de piores características (ZG2) e brechas desagregadas e tufos compactos (ZG3). Na Fig. 3 apresenta-se o perfil geológico-geotécnico ao eixo da estação elevatória.

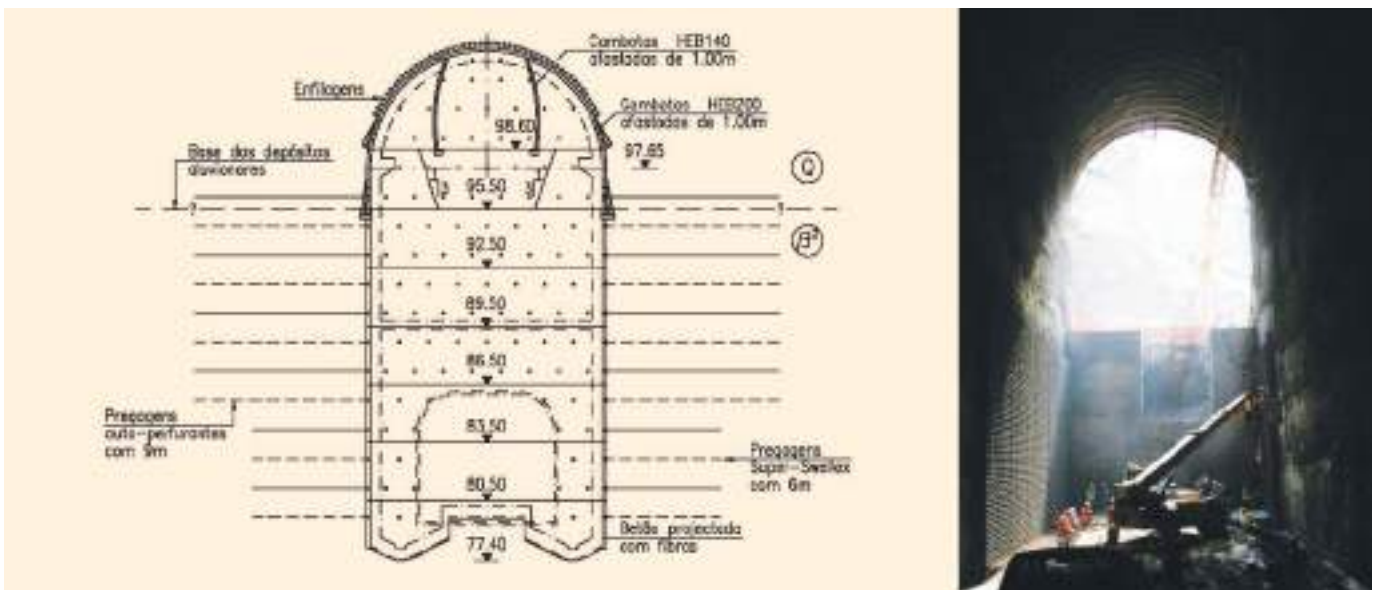
**3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS**

Para a execução da estação, e após a consolidação da encosta, a escavação realizou-se de cima para baixo, por patamares,

tendo-se imposto limitações aos avanços das frentes, em função das características geotécnicas ocorrentes. Na zona superior da abóbada, a secção transversal foi parcializada, tendo-se executado avanços de 1 m e desfasado as frentes de 12 m entre si. Nos patamares inferiores permitiram-se avanços de 3 m. Em virtude da abóbada se encontrar integralmente em depósitos aluvionares, foi executado um túnel piloto ao longo de toda a estação, o que permitiu aferir o comportamento do terreno.

Em termos do revestimento primário da estação elevatória, definiu-se para a secção transversal e para as paredes de topo um revestimento sistemático constituído por betão projetado reforçado com fibras metálicas (e=0,20 m) associado a cambotas ou pregagens, em função do tipo de terreno.

Tendo em vista evitar a decompressão dos depósitos, realizaram-se três chapéus de enfilagens no perímetro exterior da abóbada (tubos φ73 mm afastados de 0,30 m), cada uma com comprimento de 12 m. Ao abrigo destas foram colocadas cambotas HEB200 afastadas de 1 m e travadas na base por prega-



**Fig. 04** Faseamento executivo e revestimento primário. Escavação da estação elevatória.  
*Construction phases and primary support. Excavation of the pumping station.*



**Fig. 05** Emboquilhamentos da galeria e do túnel auxiliar.  
*Portal of the gallery and of the secondary tunnel.*



**Fig. 06** Aspeto da escavação da galeria piloto e das destroças laterais, da fase de rebaixo e da secção plena.  
*Views of the excavation of pilot gallery, top heading, benching and full cross section.*





**Fig. 07** **Vistas do túnel de restituição e do túnel auxiliar.**  
*Views of the tailrace tunnel and the secondary tunnel.*

gens auto-perfurantes (9 m de comprimento), afastadas de 1,50 m. No túnel piloto colocaram-se cambotas HEB140 afastadas de 1 m, tendo-se adotado uma espessura de 0,15 m para o betão projetado com fibras, em conjunto com malhasol CQ30. No maciço brechóide (zona central da estação, com maiores descompressões) adotaram-se pregagens auto-perfurantes (malha de 1,5 m x 2,0 m). Na base da estação executaram-se pregagens Super Swellex (6 m de comprimento) numa malha igual à das auto-perfurantes. Na Fig. 4 apresenta-se o corte transversal tipo do faseamento executivo e do revestimento primário e uma fotografia da escavação realizada.

A instrumentação na estação foi distribuída em seis perfis transversais, afastados de 7 m, para medição das seguintes grandezas: i) assentamentos à superfície (24 marcas topográficas, nos seis perfis); ii) deslocamentos verticais no maciço sobre a abóbada (seis extensómetros de varas, cada um com dois pontos de leitura, em dois perfis); iii) deslocamentos horizontais no maciço, na zona adjacente às paredes laterais (quatro extensómetros horizontais, cada um com três pontos de leitura, e quatro inclinómetros, em dois perfis); iv) convergências (três alvos no túnel piloto, acrescidos de outros quatro na abóbada da estação, e ainda mais dez alvos nos seis patamares de escavação da estação, distribuídos em cinco perfis).

Na Fig. 5 pode observar-se o emboquilhamento da galeria e do túnel auxiliar. Nas Fig.s 6 e 7 apresentam-se alguns aspetos construtivos da galeria e dos túneis de restituição e auxiliar.

#### 4. BIBLIOGRAFIA

- CENOR - CONSULTORES, SA - *Aproveitamento de Fins Múltiplos de Socorridos. Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos. Estudo geológico-geotécnico.* 2005a.
- CENOR - CONSULTORES, SA - *Aproveitamento de Fins Múltiplos de Socorridos. Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos. Obras de Construção Civil. Projeto de execução.* 2005b.
- AMBRÓSIO, A.C.; BRITO, J.; A. M.; ROSA, S.P.P.; SANTOS, J.; SOUSA, J.A.; PEDRO, A. - *Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos.* 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa. 2006.
- AMBRÓSIO, A.C.; BRITO, J.; A. M.; ROSA, S.P.P.; SANTOS, J.; SOUSA, J.A.; PEDRO, A. - *Estação Elevatória dos Socorridos. Análise do Seu Comportamento.* III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Curitiba. 2006.
- PEDRO, A.; SOUSA, J. A.; AMBRÓSIO, A. C.; BRITO, J. A. M.; ROSA, S. P. P. - *Socorridos Pumping Station – Numerical Modelling.* 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Graz. Áustria. 2006.

section. It runs horizontally for the first 10m and then slopes at a 13.5% angle until it reaches the tailrace tunnel.

Figure 2 shows the cross section and longitudinal section of the pumping station.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The work is located on a hillside, between elevations of 80 m to 180m, with watershed and old terrace deposits covering the  $\beta^2$  volcanic complex formations almost completely. Together, these deposits are almost 30m thick.

A geotechnical zoning of the rock mass was performed based on the lithological, structural and mechanical characteristics of the formations, obtained during the prospecting and characterisation works. Two areas were considered for the pumping station, a higher one that covered the entire vault and which is made up of consolidate alluvial formations and a lower one composed of reasonable quality basalt/breccia ground. For the tunnels, three geotechnic zones were considered: ZG1, made up of compact basalt and compact breccia; ZG2 corresponding to fractured basalt with intercalation of materials with poorer characteristics and ZG3 corresponding to disaggregated breccias and compact tuffs.

Fig. 3 shows the geological-geotechnical longitudinal section of the pumping station.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

In order to build the station, after consolidating the hillside, excavation started from the top downwards, in vertical phases and the excavation fronts were limited depending on the prevailing geotechnical characteristics. At the top of the vault, the cross section was excavated step-by-step and moved forward in 1 m rounds with 12 m between the fronts. On the lower levels advances could be 3 m. As the vault was completely inside the alluvial deposits, a pilot tunnel was excavated along the entire station to assess ground behaviour.

The primary support of the pumping station walls depended on the type of ground. The cross section and the top walls required shotcrete reinforced with steel fibres, 20 cm thick, as well as steel ribs and bolting.

In order to avoid ground decompression, three rings of forepoling were made around the outer perimeter of the vault (73 mm  $\phi$  tubes 0.3 m apart), each one 12m long. Under this umbrella, HEB200 steel ribs every 1m were installed, fixed to the base with 9m long self-drilling bolts, 1.50 m apart. The pilot tunnel had HEB140 steel ribs every 1 m, with 0.15m thick shotcrete with fibres and CQ30 steel mesh. In the breccia (central part of the station, with greater decompressions) self-drilling bolts were used (1.5m x 2.0m mesh). The base of the station used Super Swellex bolts (6m long) with the same pattern as for the self-drilling ones. Fig. 4 shows a standard transversal section of the primary support phase and a photograph of the excavations.

The monitoring instruments in the cavern were distributed throughout six cross sections, 7m apart to measure: i) surface settlement (24 topographic marks, in the six profiles); ii) vertical displacement in the ground over the vault (six rod extensometers, each with two reading points, in two profiles); iii) horizontal ground displacement, in the area adjacent to the side walls (four horizontal extensometers, each with three reading heads, and four inclinometers, in two profiles); iv) convergences (three targets for optical measurement in the pilot tunnel and another four in station vault, plus another ten targets on the six levels of the station excavation, distributed across five profiles).

Fig. 5 shows the portal of the gallery and the secondary tunnel. Figs. 6 and 7 illustrate some of the building aspects of the tailrace and secondary tunnels.

## 4. BIBLIOGRAPHY

- CENOR - CONSULTORES, SA - *Aproveitamento de Fins Múltiplos de Socorridos. Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos. Estudo geológico-geotécnico.* 2005a.
- CENOR - CONSULTORES, SA - *Aproveitamento de Fins Múltiplos de Socorridos. Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos. Obras de Construção Civil. Projecto de execução.* 2005b.
- AMBRÓSIO, A.C.; BRITO, J.; A. M.; ROSA, S.P.P.; SANTOS, J.; SOUSA, J.A.; PEDRO, A. - *Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos.* 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. Lisbon. 2006.
- AMBRÓSIO, A.C.; BRITO, J.; A. M.; ROSA, S.P.P.; SANTOS, J.; SOUSA, J.A.; PEDRO, A. - *Estação Elevatória dos Socorridos. Análise do Seu Comportamento.* III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Curitiba. 2006.
- PEDRO, A.; SOUSA, J. A.; AMBRÓSIO, A. C.; BRITO, J. A. M.; ROSA, S. P. P. - *Socorridos Pumping Station – Numerical Modelling.* 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Graz. Austria. 2006.

# TÚNEL DE SABUGAL – MEIMOA

**Localização/Location:** Albufeiras das Barragem do Sabugal e da Meimoa (Penamacor)/Reservoirs of Sabugal and Meimoa Dams (Penamacor)

**Utilização/Purpose:** Transferência de água para rega, abastecimento público e produção de energia elétrica  
/Water transfer for irrigation, public supply and production of electrical energy

**Dono de Obra/Owner:** IDRHa- Instituto de Desenvolvimento Rural e Hidráulica

**Projetista:/Project designer:** COBA, S.A.

**Empreiteiro/Contractor:** Zagope Construções e Engenharia S.A., Spie Batignolles Europe (Subempreiteiro para a escavação do túnel). (Somague Engenharia na empreitada inicial)/Zagope Construções e Engenharia S.A., Spie Batignolles Europe (Subcontractor for tunnel excavation). (Somague Engenharia in the initial contract)

**Fiscalização/Supervision:** CENOR - Consultores, SA

**Dimensões/Dimensions:**

- Extensão/Length: 4150 m
- Secção corrente de escavação/Current excavation section: 10,2 m<sup>2</sup>
- Diâmetro escavação/Excavation diameter: 3,60m; diâmetro interno/internal diameter: 3,00m

**Método construtivo/Construction method:** Escavação mecânica com TBM do tipo aberto, para rocha, com *grippers*  
/Mechanical excavation with open type TBM, for rock, with grippers

**Período de construção/Construction period:** 2002 – 2005

## J. Bento (COBA, SA)

### 1. INTRODUÇÃO

Integrado no Aproveitamento Hidroagrícola da Cova da Beira, o túnel de interligação das albufeiras das barragens do Sabugal e da Meimoa permite a transferência de águas da albufeira do Sabugal, na bacia do Douro, para a albufeira da Meimoa na bacia do Tejo.

O túnel tem um comprimento de cerca de 4150 m e secção útil circular com um diâmetro Ø3,00 m. O volume de escavação em galeria é de 46 500 m<sup>3</sup> e o volume total de betão de 14 500 m<sup>3</sup>. O caudal de cheia no túnel é de 5 m<sup>3</sup>/s e a conduta forçada é metálica, com 600 m de comprimento e diâmetro variável.

No exterior do túnel situa-se a chaminé de equilíbrio constituída por um poço com uma altura de 48 m. A sua secção é circular com diâmetro interior de 5,00 m.

O projeto inicial foi revisto, por motivos ambientais devido à transferência de água entre bacias - com a possibilidade de pas-

sagem de espécies entre bacias, tendo-se alterado a posição da tomada de água, para cotas inferiores, com redução da velocidade de entrada de água e considerada a instalação de dispositivos como cortinas de bolhas de ar e a criação de campos elétricos.

Embora a empreitada tenha sido adjudicada prevendo a escavação através de metodologias convencionais, esta metodologia foi alterada, por sugestão do adjudicatário, tendo merecido o acordo do IDRHa, para escavação com recurso a tuneladora.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A região caracteriza-se essencialmente pela suavidade do modelado e pela elevada densidade da rede de drenagem. A cumeeada atravessada pelo túnel divide as bacias do Douro (Côa) e do Tejo (Meimão- afluente do Zêzere).

Para além das formações recentes, sem expressão na escavação do túnel, ocorrem materiais do Complexo Xisto Grauváquico, constituído por xistos e grauvaques interestratificados. Os

**QUADRO I – Principais características geológico-geotécnicas (Projecto).**

**TABLE I – Main geological-geotechnical characteristics (Design).**

Zona Geotécnica /Geotechnical zone	Alteração /Weathering (ISRM)	Fracturação /Fracturing (ISRM)	Recuper. /Recovery (%)	RQD (%)	Velocidade Ondas Longitudinais /Longitudinal Wave Speed (m/s)	Permeabilidade /Permeability (UL)	RCU/UCS (MPa)
ZG1	W <sub>1-2</sub>	F <sub>3</sub> - F <sub>2</sub>	100	> 60	> 3300	< 2	110
ZG2	W <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	> 80	40 – 80	1350 – 3300	> 2	60
ZG1/ZG2 <sub>perturbados</sub> ZG1/ZG2 <sub>disturbed</sub>	W <sub>4-5</sub>	F <sub>5</sub>	< 80	< 30	< 1350	-	5

# SABUGAL – MEIMOA TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The tunnel connecting Sabugal and Meimoa dams is part of the Cova da Beira hydro agricultural operation, allowing water to be transferred from the Sabugal reservoir, in the Douro basin, to the Meimoa reservoir in the Tagus Basin.

The tunnel is approximately 4,150m long and has a useable 3.0 m wide circular cross section. Some 46,500 m<sup>3</sup> of rock was excavated and a total of 14,500 m<sup>3</sup> of concrete was used for final lining. Peak flow in the tunnel is 5 m<sup>3</sup>/s and it has a 600 m long penstock with a variable diameter.

The hydraulic circuit has a 48 m high shaft surge chamber. The inner circular cross section of the shaft is 5m wide.

The initial project was revised, for environmental reasons, due to transferring water between basins - with the possibility of species passing from one basin to another, altering the water intake to lower elevations, reducing water intake speed and installing devices such as air bubble curtains and electric fields.

Although the contract had been awarded considering that the excavation should be done using conventional methods, this methodology was changed at the contractor's suggestion, with the Owner's agreement, that excavation should proceed with the use of a tunnel boring machine (TBM).

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL BACKGROUND

The region features gentle hills with good drainage. The hills that the tunnel crosses divide the Douro (Côa) and Tagus (Meimão - a tributary of the river Zêzere) basins.

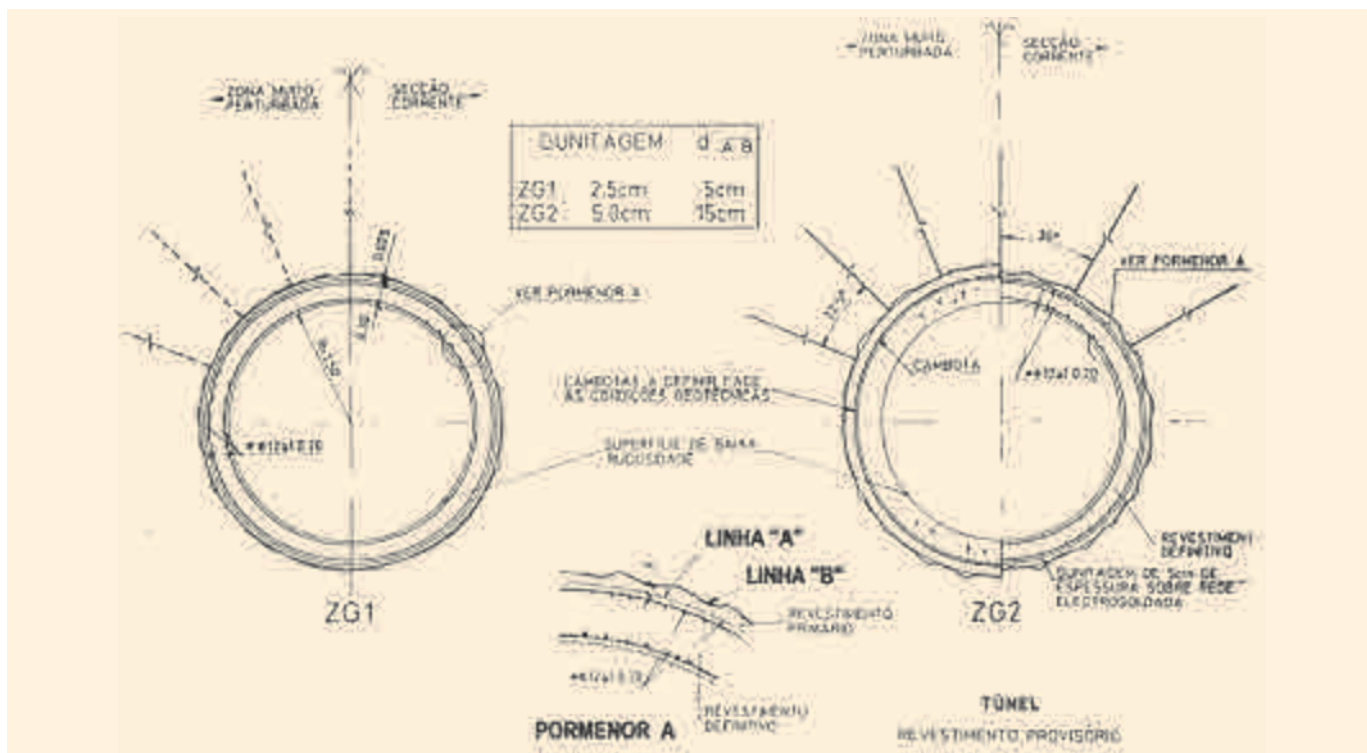
Apart from recent formations (not relevant for tunnel excavation), there are materials such as schist-greywacke complex, composed of interlayered schist and greywacke. The former are fine sericite, chlorite or graphite with biotite phylladic rocks. They are grey when sound, but change to ochre and yellow when weathered. The greywackes, including meta-greywackes and schist-greywacke are greenish greys with a fine to medium grain and also sericites and chlorites with biotite. In the midst of the schist-greywacke there are also veins of dolerite and quartz, coincident or cutting the stratification.

The formations that were bored through, although poor from a hydro-geological point of view, are fracture aquifers. All the boreholes showed the water table to be close to the surface.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The tunnel goes through a rock mass composed of sound and medium weathered meta-greywacke, schist and greywacke. For the mechanical excavation four geotechnical zones were defined: ZG1, ZG2, ZG<sub>disturbed</sub> and ZG<sub>fault</sub>.

The tunnel passes through various fault zones, most of which offering no great complications. However, in one case, there were some difficulties that needed to be overcome, given the significant fracture size and the poor quality of the fill, along with considerable water content. The fault in question was oblique to the tunnel and 'jammed' the tunnelling machine. In order to overcome this situation, cement grout was first injected, but without satisfactory results. The situation was then solved through polyurethane injections.



**Fig. 01** **Secção tipo e suportes primários adoptados.**  
**Standard cross section and primary support used.**



**Fig. 02** Aspectos da tuneladora em montagem no emboquilhamento de montante e do comboio de apoio.  
*TBM during assembly at the upstream portal, and the support train.*

primeiros são filádios finos sericíticos, cloríticos ou grafitosos com biotite. Cinzentos quando são, apresentam cores ocre a amareladas quando alterados. Os grauvaques, compreendendo metagrauvaques e xistos-grauváquicos são cinzentos esverdeados, de grão fino a médio e igualmente sericíticos a cloríticos com biotite. Verifica-se ainda a ocorrência, no seio da formação xisto-grauváquica, de filões doleríticos e de quartzo, coincidentes ou cortando a estratificação.

As formações atravessadas, apesar de pobres do ponto de vista hidrogeológico, constituem aquíferos de fratura, que seriam atravessados pelo túnel na quase totalidade do traçado. Todas as sondagens realizadas apresentaram níveis freáticos próximos da superfície.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O túnel atravessa, em geral, um maciço constituído por filádios, metagrauvaques, xistos e grauvaques são a medianamente alterados. Para efeito de escavação mecanizada foram definidas quatro zonas geotécnicas: ZG1, ZG2, ZG<sub>perturbada</sub> e ZG<sub>falha</sub>.

A obra de escavação atravessou diversas zonas de falha, na sua maioria sem complicações de maior. Contudo em um dos casos, dada a sua expressão significativa e a fraca qualidade dos materiais de preenchimento, associados ainda a uma afluência de água significativa, trouxe algumas dificuldades que foi necessário ultrapassar. A falha em questão apresentava-se com geometria oblíqua ao túnel, tendo levado ao “encravamento” da tuneladora. Para superar esta situação foi necessário proceder à realização de injeções, inicialmente com calda de cimento, sem resultados satisfatórios, os quais foram conseguidos com recurso a injeções de espuma de poliuretano.

Os suportes primários adotados são constituídos por uma combinação de betão projetado, malha eletro-soldada, pregagens e perfis metálicos.

A tuneladora utilizada, Wirth TB 360 H, permitiu a escavação com um diâmetro de 3600 mm, um esforço de empurre de 4900 kN, possuindo 8 grippers para apoio ao terreno cada um com uma pressão de aproximadamente 2 MPa. A máquina tem um comprimento total de 135 m.

O rendimento médio de escavação foi de 10,2 m/dia. O dia de melhor rendimento registou-se com um avanço de 36,2 m.

A opção pela tuneladora permitiu que a obra de escavação fosse levada a cabo apenas com uma frente de trabalho, de montante para jusante. Esta opção permitiu a retirada de escombros por montante, não sendo por isso necessário atravessar o interior da Reserva Natural da Serra da Malcata, para a condução dos escombros às áreas de depósito pré-definidas.

Após a conclusão da escavação procedeu-se aos trabalhos de betonagem, neste caso em sentido inverso, de jusante para montante. Este trabalho inicialmente previsto realizar com cofragem metálica constituída por quatro troços de 6 m, foi em fase de obra substituída por cofragem telescópica que permitiu uma maior facilidade de execução.

### 4. BIBLIOGRAFIA

- COBA - *Circuito Hidráulico Sabugal-Meimoa – Revisão Do Projeto – Volume 1 – Projeto*. 2001.
- M. MATOS, M. - *Aproveitamento Hidroagrícola da Cova da Beira – Processo construtivo do Circuito Hidráulico Sabugal Meimoa*. In Jornadas Técnicas APRH – A Engenharia dos Aproveitamentos Hidroagrícolas e desafios futuros. Lisboa. 2011.



**Fig.  
03**

**Aspectos do túnel, suporte primário e trabalhos de betoneamento com recurso a cofragem telescópica.**  
*Views of the tunnel, primary support and concreting using the telescopic formwork.*

The primary supports were a combination of shotcrete, electro-welded mesh, passive bolts and steel ribs.

The 135m long Wirth TB 360 H TBM dug a 3.6 m diameter tunnel with a pushing force of 4,900 kN. It had eight grippers, each one applied a stress of about 2 MPa to the ground.

The TBM managed to bore an average of 10.2 metres a day, 36.2m on its best day.

The decision to use a TBM meant that the excavation proceeded from only one work front, upstream to downstream. This option meant the debris was removed upstream so it did not have to be transported through the Serra da Malcata Nature Reserve to the disposal sites.

Once the excavation work was finished, the concreting work began, this time in the other direction, from the lower elevations upwards. This was initially supposed to have been done using metal form work in four 6m sections, but this was changed to telescopic form work that simplified the work.

#### **4. BIBLIOGRAPHY**

COBA - *Circuito Hidráulico Sabugal-Meimoa – Revisão Do Projecto – Volume 1 – Projecto*. 2001.

M. MATOS, M. - *Aproveitamento Hidroagrícola da Cova da Beira – Processo construtivo do Circuito Hidráulico Sabugal Meimoa*. In *Jornadas Técnicas APRH – A Engenharia dos Aproveitamentos Hidroagrícolas e desafios futuros*. Lisbon. 2011.

# TÚNEL DE ODELOUCA – FUNCHO

**Localização/Location:** Barlavento Algarvio (Silves) entre as Albufeiras das barragens de Odelouca e do Funcho/Arade  
**/Western Algarve (Silves) between the Odelouca and Funcho/Arade dams**

**Utilização/Purpose:** Abastecimento de Água/Water Supply

**Dono de Obra/Owner:** Instituto da Água (INAG)/Water Institute (INAG)

**Projetista/Project designer:** COBA, S.A. (Projeto para Concurso e Assessoria Técnica Especial à Obra), TETRAPLANO (Projeto de Execução)/COBA, S.A. (Tender project and Special Technical Assistance to Construction), TETRAPLANO (Construction project)

**Empreiteiro/Contractor:** Spie Batignolles Europe

**Fiscalização/Supervision:** INAG

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 8140 m
- **Secção de escavação/Excavation cross section:** 7 m<sup>2</sup>
- **Largura de escavação/Excavation width:** 3,0 m; **Largura útil/Useful width:** 2,40 m
- **Recobrimento máximo/Maximum overburden:** 180 m

**Método construtivo/Construction method:** Escavação mecânica com TBM do tipo aberto, para rocha, com *grippers*  
**/Mechanical excavation with open TBM**

**Período de construção/Construction period:** 2010 – 2011

**J. Almeida (INAG), J. Bento (COBA, SA)**

## 1. INTRODUÇÃO

O Sistema Multimunicipal de Abastecimento de Água ao Barlavento Algarvio tem como origem de água as albufeiras das barragens do Funcho, Arade e Odelouca. A água é derivada da albufeira formada pela barragem de Odelouca para junto da barragem do Funcho por meio de um túnel de interligação com cerca de 8,14 km, constituindo estes elementos o sistema primário de abastecimento. A água derivada pelo túnel é diretamente introduzida na conduta Funcho-Franqueira-Alcantarilha, para utilização no sistema secundário de abastecimento público ao barlavento, sendo parte das restantes disponibilidades do sistema, designadamente do Funcho e do Arade, reservadas para a rega dos blocos já existentes e para equipamento de novos blocos de rega na zona de Alcantarilha. Tendo sido projetado construir o túnel com metodologias convencionais, foi, na fase de concurso, vencedora uma variante com TBM que veio a ser implementada.

O túnel não liga diretamente as duas barragens mas permite a transferência de água entre elas por gravidade. O NPA de Odelouca encontra-se à cota 102 e o do Funcho à cota 96, introduzindo uma condicionante no túnel de ligação relativa à necessidade de respeitar a pressão máxima admitida pela conduta a que se vai ligar (Adutor Funcho-Alcantarilha), o que implicou a conceção de uma estrutura especial de perda de carga no término do túnel cuja conceção foi alterada já com a empreitada em curso. O túnel permite o transporte de água com um caudal máximo de 7 m<sup>3</sup>/s.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O maciço geológico interessado pelo túnel pertence à Formação de Brejeira, integrante da extensa mancha de terrenos sedimentares do Carbónico de fácies marinha, do Alentejo e Algarve.

Os trabalhos de reconhecimento e de prospeção geológico-geotécnica efetuados no âmbito do Projeto, em especial as sondagens por carotagem, para além das aluviões e coluviões Holocénicas, que ocorrem marginalmente ao túnel à superfície, levaram a que se distinguisse como única formação ocorrente, a formação da Brejeira do Carbónico Marinho. Litologicamente, esta formação que constitui uma importante sequência turbidítica, é dominada pela presença de filádios, grauvaques e meta-grés, com intercalações de quartzoaques e quartzitos.

Considerou-se, na fase de Projeto para Concurso, o maciço dividido por duas zonas geotécnicas fundamentais (ZG1 e ZG2), em função do seu estado de alteração e fracturação e consequentemente da sua deformabilidade e resistência. A presença de água e a permeabilidade intrínseca do maciço foram também devidamente ponderadas. Para cada zona geotécnica foram assumidas propriedades médias, susceptíveis de variar pontualmente nas zonas mais descomprimidas do maciço ou nas singularidades que intercetam essas zonas. Note-se que a extensão do túnel é significativa frente à informação direta disponível na fase de Projeto. Considerou-se ainda uma subzona geotécnica – ZG3, constituindo um agravamento pontual das condições geotécnicas das duas zonas principais.

Para os volumes de maciço zonados, de acordo com o Quadro 1, foram aplicadas as classificações de Bieniawski, Barton e Manuel Rocha, sendo a partir destas estimados os suportes primários a considerar.

## 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

A conceção inicial remonta aos anos 60 e tinha então como principais objetivos a rega e abastecimento de água. Demorando décadas a concretizar-se, viu-se naturalmente forçado a alterações à sua conceção de base, nem sempre resultando fácil a compatibilização dos diferentes projetos.

# ODELOUCA – FUNCHO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Multi-municipal Water Supply System for the western Algarve starts with water from the Funcho, Arade and Odelouca dams. The water is diverted from Odelouca reservoir to Funcho reservoir through a connecting tunnel about 8.14 km long. These are the main components of the primary water delivery system. The water from the tunnel is introduced directly into the Funcho-Franqueira-Alcantarilha conduit, to be used in the secondary western Algarve public supply system, while the rest, namely from Funcho and Arade is reserved for existing irrigation blocks and for new irrigation blocks around Alcantarilha. Although initially the tunnel was to be excavated through conventional methods, a TBM proposal won the tender and was implemented.

The tunnel, which has a flow of 7 m<sup>3</sup>/s, does not connect the two reservoirs directly, but allows water to be transferred between them using gravity. Given that Odelouca reservoir is at elevation 102 and Funcho at 96, it was necessary to limit the pressure in the connecting tunnel in order to respect the maximum pressure allowed by the conduit. Therefore, the tunnel design was changed during construction to introduce a pressure reducer device.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The rock mass the tunnel was driven through is part of the Brejeira formation, a wide area of Carbonic sediment facies in Alentejo and Algarve.

The site investigation works performed, particularly the cores from boreholes, showed that apart from the Holocene alluvium and colluvium that occasionally occur along the tunnel at the surface, the only geological formation found was the Marine carbonic Brejeira formation. Lithologically, this formation, which is an important turbidite area, is covered by phylladic rock, greywacke and meta SANDSTONES with intercalation of quartzvaques and quartzites.

The Tender Design phase considered the ground was divided into two basic geotechnical zones (ZG1 and ZG2) depending on their state of weathering and fracturing and consequently their deformability and strength. The presence of water and the intrinsic permeability of the ground were also taken into consideration. Average properties were assumed for each geotechnical area, susceptible to vary locally in the less compressed areas of ground or due to singularities that intercept these zones. Note

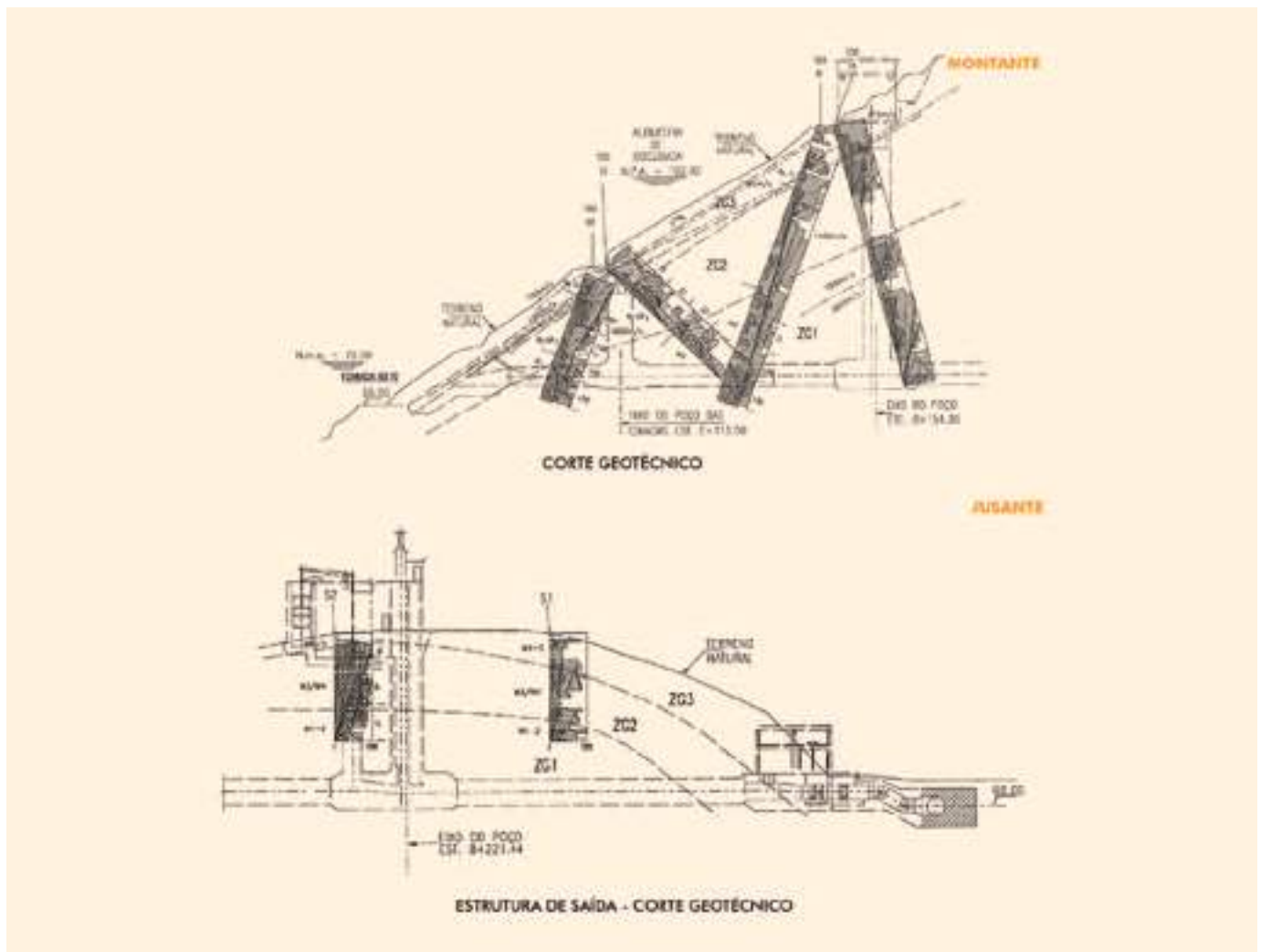


Fig.  
01

Modelo geológico e geotécnico dos emboquilhamentos para a fase de Projecto para Concurso.  
*Geological and geotechnical model of the portals for the Tender Design.*



## QUADRO I – Principais características geológico-geotécnicas (Projecto para Concurso).

TABLE I – Main geological-geotechnical characteristics (Tender design).

Zona Geotécnica /Geotechnical zone	Alteração /Weathering (ISRM)	Fracturação /Fracturing (ISRM)	Recuperação /Recovery (%)	RQD (%)	Resistividade elétrica /Electrical resistivity ( $\Omega.m$ )	Permeabilidade /Permeability (UL)
ZG1	W <sub>1-2</sub>	F <sub>3</sub>	100	> 80	>200	< 1
ZG2	W <sub>3</sub> - W <sub>4</sub>	F <sub>4</sub> - F <sub>5</sub>	> 80	50 -70	100 – 200	4 – 25
ZG3	W <sub>4</sub> - W <sub>5</sub>	F <sub>5</sub>	< 80	0 – 50	< 100	>10



Fig. 02 Emboquilhamento de jusante. Downstream portal.

Em fase de obra foi apresentado a concurso um projeto variante a executar com tuneladora aberta para rocha, de 3 m de diâmetro, garantindo-se após revestimento com diâmetro útil de 2,40 m.

Dado o método construtivo adotado, com uma menor perturbação do meio envolvente, foi possível aligeirar os suportes previstos durante a fase de concurso. Os valores de RMR foram na fase de Projeto de Execução corrigidos positivamente, tendo-se conseguido um aligeiramento dos suportes, estes materializados por pregagens, rede malhasol AQ38 e cambotas.

De acordo com os registos da tuneladora, a média de avanço diário foi de 27,5 m, com um máximo diário de 96,8 m e um máximo mensal de 1062 m.

O revestimento definitivo em betão armado foi dimensionado em função das propriedades do maciço, das ações de pressão interior e exterior e dos valores máximos de fendilhação admitidos, adotando-se secções não armadas para os trechos de melhor qualidade e secções com distintas armaduras para os trechos de pior qualidade e para as zonas de falha.

Para garantir um funcionamento conjunto do maciço com o revestimento definitivo e, quando necessário, para melhorar as características mecânicas e de permeabilidade do maciço, foram levados a cabo três tipos de injeções: de preenchimento, de colagem e de consolidação.

## 4. OBSERVAÇÃO DA OBRA

O contínuo acompanhamento das escavações passou pelo registo das principais características geológico-geotécnicas do maciço, em mapeamento que incluiu, por exemplo, a caracterização litológica do maciço, a estrutura (falhas, dobramentos e esmagamentos), a fracturação, as discontinuidades, o grau de alteração e resistência mecânica, as condições hidrogeológicas e ainda os parâmetros de resposta fornecidos pela tuneladora.

Juntamente com mapeamento foi levada a cabo a observação do comportamento do túnel, centrada na leitura de convergências afastadas de 25 a 100m, função da zona geotécnica atravessada. Localmente em trechos com acidentes geológicos foram adotados espaçamentos inferiores aos 25 m. Além das convergências foram também levadas a cabo leituras piezométricas.

## 5. BIBLIOGRAFIA

- CRUZ, J.M.; NAZARETH, A.; QUINTELA, A.; COMPÈRE, X. - *Túnel de Ligação Odelouca-Funcho. Projeto de Execução dos sustimentos provisório e definitivo e observação do comportamento.* In IX Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro. 2004.
- RODRIGUES, V. - *O Projeto para Concurso e a Assessoria Técnica do Túnel de Interligação Odelouca-Funcho.* Apresentação ao simpósio Tunneling 2004. Lisboa (não editado). 2004.
- ALMEIDA, J. - *O Túnel Odelouca-Funcho.* Apresentação ao 2º Seminário CPT- Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal. Lisboa (não editado). 2008.



**Fig. 03** Aspectos da tuneladora em montagem no emboquilhamento de jusante.  
Views of the TBM as it was being assembled at the downstream portal.

that the length of the tunnel is significantly longer than what was planned initially in the 1960s, and more direct information became available in the design phase. One additional geotechnical subzone, ZG3, was also considered for local areas with aggravated ground conditions in the two main geotechnical zones.

The Bieniawski, Barton and Manuel Rocha classifications were applied to the rock mass, according to Table 1, and these figures were used to estimate the primary supports.

### 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The initial design goes back to the 1960s and the main aims at the time were irrigation and water supply. As decades went by before it was built, design alterations were made that did not always suit each other.

During construction it was suggested boring the tunnel with a 3m diameter tunnelling machine through the rock, thereby guaranteeing a 2.4m useable diameter after the linings were applied.

With this construction method, as it had lesser impact on the surrounding rock, the supports foreseen in the tender phase could be reduced. RMR values were positively corrected during the execution phase, reducing the supports consisting of passive bolts, AQ38 steel mesh and steel ribs.

The machine progressed at an average of 27.5 m a day, hitting a maximum of 96.8 m a day and a monthly maximum of 1062m.

The final lining in reinforced concrete was dimensioned taking into account the ground properties, the internal and external

pressures and the maximum concrete crack opening values, with no reinforcement in the better quality sections and specific areas of reinforcement for the poorer quality sections and fault zones.

### 4. MONITORING

The continued supervision of the excavations included recording the main geological-geotechnical characteristics of the ground. This mapping included lithological characterisation of the ground, the structure (faults, folds and crushed materials), fracturing, discontinuities, the degree of alteration, mechanical strength, hydrogeological conditions and the response parameters provided by the TBM.

Apart from mapping, the monitoring of the tunnel included measurements of the convergences every 25 or 100 m, depending on the geotechnical zones being bored. In some stretches with geological accidents, spacing smaller than 25 m was used. Piezometric readings were also carried out.

### 5. BIBLIOGRAPHY

- CRUZ, J.M.; NAZARETH, A.; QUINTELA, A.; COMPÈRE, X. - *Túnel de Ligação Odelouca-Funcho. Projecto de Execução dos sustimentos provisório e definitivo e observação do comportamento*. In IX Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro. 2004.
- RODRIGUES, V. - *O Projecto para Concurso e a Assessoria Técnica do Túnel de Interligação Odelouca-Funcho*. Presentation at the Tunnelling 2004 symposium. Lisbon (not published). 2004.
- ALMEIDA, J. - *O Túnel Odelouca-Funcho*. Presentation at the 2<sup>nd</sup> Seminar CPT-Tunnels and underground works in Portugal. Lisbon (not published). 2008.

# TÚNEL DE LOUREIRO – ALVITO

**Localização/Location:** Portel

**Utilização/Purpose:** Hidráulico/Hydraulic

**Dono de Obra/Owner:** EDIA – Empresa de Desenvolvimento e Infra-estruturas do Alqueva, SA

**Projetista/Project designer:** WS Atkins Portugal / FBO - Consultores / CENOR - Consultores, SA

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A. / EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A.

**Fiscalização/Supervision:** EDIA – Empresa de Desenvolvimento e Infra-estruturas do Alqueva, S. A.

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** 10.308 m
- **Secção transversal/Cross section:** 17.6 m<sup>2</sup>

**Método construtivo/Construction method:** Método convencional/Conventional method

**Período de construção/Construction period:** 2005 – 2006

## Luís Gonçalves, Isabel Mendes (EPOS)

### 1. INTRODUÇÃO

O troço de ligação Loureiro-Alvito constitui, dentro do Sistema de Alqueva, o órgão que permite transferir caudais da bacia hidrográfica do Guadiana para a bacia hidrográfica do Sado. Esta transferência é realizada por intermédio de um circuito hidráulico que liga as albufeiras das barragens do Loureiro e do Alvito.

A obra deste circuito hidráulico, tem capacidade para transferir, em ponta, um caudal máximo de 32 m<sup>3</sup>/s.

O túnel desenvolve-se, ininterruptamente, ao longo de uma extensão total de 10 308,82 m, sempre com a mesma secção circular útil com 3,7 m de diâmetro e com declive aproximado de 2%.

A secção de escavação tem geometria em ferradura e área de 17,6 m<sup>2</sup>. O método construtivo escolhido para a execução dos troços em escavação subterrânea foi o método convencional, com o desmorte a ser realizado essencialmente com recurso a explosivos.

### 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O Túnel Loureiro-Alvito desenvolve-se num maciço constituído essencialmente por rochas de natureza metamórfica, dobradas



**Fig. 01** Localização do túnel Loureiro-Alvito.  
*Location of the Loureiro-Alvito tunnel.*

# LOUREIRO – ALVITO TUNNEL

## 1. INTRODUCTION

The Loureiro-Alvito connection is part of the Alqueva system allowing the river flow to be diverted from the Guadiana basin to the Sado basin. The water is transferred through a water circuit that connects the Loureiro and Alvito reservoirs.

This system can pump up to 32 m<sup>3</sup>/s. The 10,308 m long tunnel is 3.7 m in diameter and has a downward slope of approximately 2‰. The excavation cross section is horseshoe shape with an area of about 17.6 m<sup>2</sup>. The conventional method was chosen for the underground section, mainly using explosives.

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODELS

The Loureiro-Alvito tunnel goes through a rock mass that is basically metamorphic with anticline folds going from NW to SE (practically the same as the direction of the tunnel) dipping towards the SW.

**PεAP – Pre-Cambrian** – The main lithologies are schists, grey-wacke, black schists and meta-volcanites. This unit was the main nucleus of the anticline. Contact with the more recent formations was probably the result of an overthrust with strike parallel to the axis of the anticline and the inclination towards the NE, as shown in Fig. 2.

**Vα and Vβ – Cambrian and Ordovician / Silurian** – acidic and basic meta-vulcanite.

**XM – Ordovician / Silurian** – Volcanic-sedimentary complex. The dominant lithologies are phyllites, mica schists and psamites.

**MM – Miocene (Cover formation)** – Mainly made up of medium and larger detritus, the main lithologies are breccia and conglomerates, clays and sands.

Three geotechnical zones were defined during the design stage: ZG1, ZG2 and ZG3, as summarised in Table I.

Unexpectedly, while digging the Loureiro-Alvito tunnel in May and June, large amounts of ground water flowed into the tunnel section, particularly in the zone between Pks 5+300 and 5+980. Flow rates of up to 40 l/sec were recorded.

This amount of water could have been associated with a system of horizontal faults running NE-SW (close to the direction of the tunnel axis). It is possible that these faults acted as a barrier to the water's passage and that their movement was responsible for tectonic tensile phenomena in conjugated joints, N72°W; 72°NNE and N72°E;84°NNW. These phenomena could cause greater joint opening, allowing for more water storage and circulation.

## 3. STRUCTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTIONS

The tunnel was basically built in four sections. The first and longest section of about 7 km was excavated underground. Then there was a section with relatively shallow overburden crossing two water lines extending for 450 m which was thus built using the cut-and-cover method. There was another underground section stretching for about 2 km and finally a short cut-and-cover section of just 108m.

The underground excavation works on the Loureiro-Alvito tunnel lasted from August 2005 to November 2006.

The initial design foresaw some intermediate shafts to create additional work fronts.

The winning bid presented a different design that eliminated the intermediate shafts and created a work front on a ramp (Laranjeiras front) half-way along the 7.5 km stretch between the water intake and the cut and cover upstream portal.

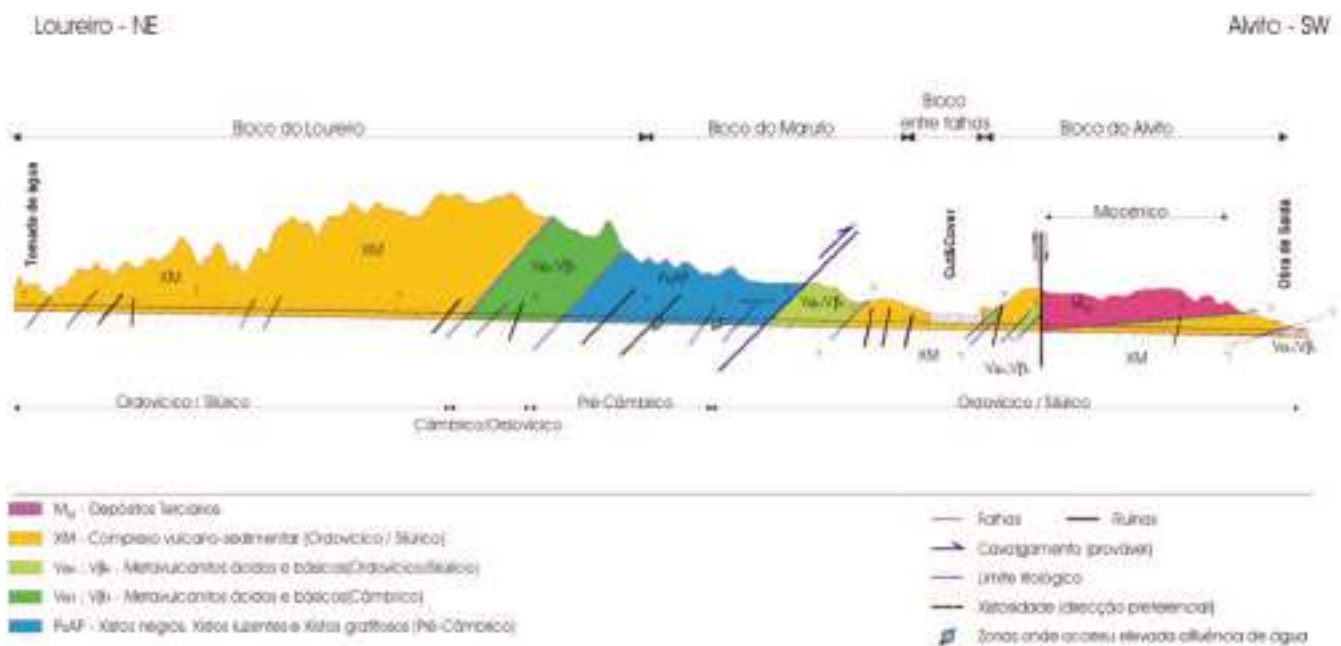


Fig.  
02

**Perfil geológico longitudinal do túnel Loureiro-Alvito.**  
*Longitudinal geological section of the Loureiro-Alvito tunnel.*

em anticlinal, com orientação dominante NW-SE (praticamente normal à diretriz do túnel) e vergência para SW.

**PeAP – Pré-Câmbrio** – As litologias dominantes são xistos, grauvaques, xistos negros, xistos negros grafitosos e metavulcanitos ácidos. Esta unidade constitui o núcleo do anticlinal. Provavelmente o contacto com as formações mais recentes é feito através de um cavalgamento com direção paralela à do eixo do anticlinal e inclinação para NE como ilustra a Fig. 2.

**V $\alpha$  e V $\beta$  – Câmbrio e Ordovício/Silúrico** – metavulcanitos ácidos e básicos.

**XM – Ordovício/Silúrico** – Complexo vulcano-sedimentar. As litologias dominantes são filitos, micaxistos, xistos luzentes e psamitos.

**MM – Miocénico (Formações de cobertura)** – Constituído essencialmente por depósitos de detritos médios a grosseiros, as litologias predominantes são brechas e conglomerados, argilitos e arenitos.

Foram definidas em Projeto três zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3, cujas características se resumem no Quadro I.

Contrariamente ao expectável, durante a execução do túnel Loureiro-Alvito, nos meses de Maio e Junho, afluíram à secção de escavação importantes caudais de água subterrânea, especialmente na zona compreendida entre os Pk's 5+300 e 5+980. Foram medidos caudais instantâneos na ordem dos 40 l/seg.

Estes volumes de água poderão estar associados a um sistema de falhas com forte componente horizontal, de orientação NE-SW (próxima à direção do eixo do túnel). É possível que estas falhas funcionem como barreira à passagem da água e que o seu movimento tenha sido responsável por fenómenos de tração nas suas conjugadas de direção N72°W; 72°NNE e N72°E; 84°NNW. Estes fenómenos dão origem a uma maior abertura entre os planos de diaclasamento, o que por sua vez permite uma maior capacidade de armazenamento e circulação de água.

### 3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS

O túnel é constituído, essencialmente, por quatro troços. O primeiro é o mais extenso, com aproximadamente 7 km de extensão e foi realizado integralmente em escavação subterrânea. Segue-se um troço com recobrimentos relativamente baixos e que se desenvolve sob duas linhas de água, numa extensão total da

ordem de 450 m e que, por isso, foi realizado pelo método de "cut & cover". A este troço segue-se um novo trecho em escavação subterrânea com cerca de 2 km de extensão e, finalmente, um pequeno troço terminal em "cut & cover" com apenas 108 m.

Os trabalhos de escavação subterrânea do Túnel Loureiro-Alvito tiveram início em Agosto de 2005 e foram dados por concluídos em Novembro de 2006.

O Projeto inicial previa a realização de poços intermédios com o objetivo de criar frentes de ataque adicionais.

O consórcio vencedor apresentou um projeto variante que eliminava a criação dos referidos poços e criava uma frente de ataque em rampa (frente das Laranjeiras) a meio do troço de 7,5 km entre a tomada de água e boca montante do "Cut & Cover". Assim, foram desenvolvidas seis frentes de trabalho cujos emboquilhamentos se situavam aos Pk's:

- Tomada de água (Pk 0+000)
- Laranjeiras Montante (Pk 4+160)
- Laranjeiras Jusante (Pk 4+160)
- Cut & Cover Montante (Pk 7+500)
- Cut & Cover Jusante (Pk 7+950)
- Obra de Saída (Pk 10+340).

As duas frentes designadas por "Laranjeiras" foram estabelecidas a partir da execução de um túnel em rampa, conforme anteriormente referido, com 480 m de comprimento e 15% de inclinação (aprox.), para acesso ao túnel principal, com intersecção ao Pk 4+160.

A Fig. 3 representa um corte esquemático do túnel, com os sentidos de escavação em cada uma das frentes.

Em face da qualidade de cada uma das zonas em que foi possível dividir o maciço rochoso, foram consideradas quatro secções tipo (Fig. 4).

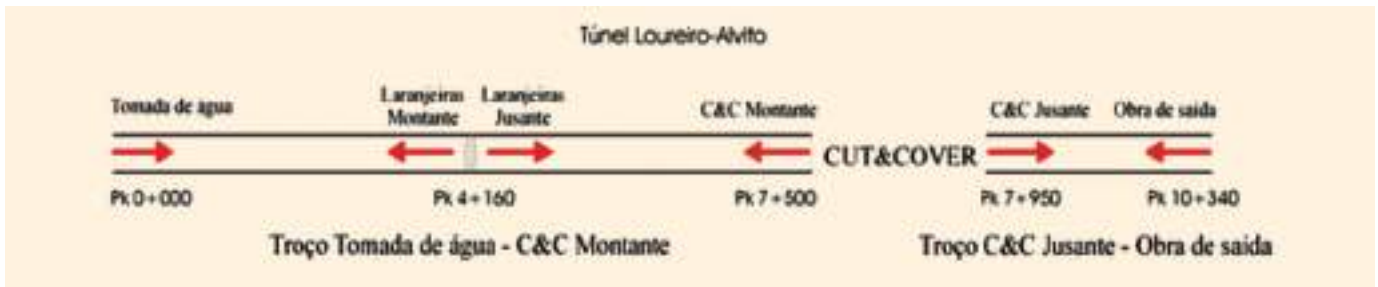
Tendo em conta as dimensões da secção transversal, considerou-se o revestimento final em betão tipo C20/25.2a com uma espessura de 20 cm.

O projeto inicial considerava a aplicação de armadura, constituída por rede malhasol tipo AQ50, no revestimento final, com a finalidade, sobretudo, de responder à absorção de tensões de tração devidas a variações de humidade e temperatura na sua superfície exterior e à retração do betão durante a sua presa e endurecimento.

**QUADRO I – Zonamento geológico – geotécnico.**

**TABLE I – Geologic-Geotechnical Zoning.**

<b>Zona ZG1/ZG1</b>	Maciço rochoso são ou com alteração ligeira (W <sub>1-2</sub> )/Sound or slightly weathered bedrock (W <sub>1-2</sub> ) Moderadamente fraturado (F <sub>3</sub> )/Moderately fractured (F <sub>3</sub> ) Resistência razoável (q <sub>u</sub> > 25MPa)/Reasonable strength (q <sub>u</sub> > 25MPa) RQD > 50% Presença de água discreta, eventualmente significativa/Presence of discrete, possibly significant water
<b>Zona ZG2/ZG2</b>	Maciço rochoso ligeira ou moderadamente alterado (W <sub>2-3</sub> )/Slightly or moderately weathered bedrock (W <sub>2-3</sub> ) Moderadamente a muito fraturado (F <sub>3-4</sub> )/Moderately to very fractured (F <sub>3-4</sub> ) Baixa resistência (1 < q <sub>u</sub> < 25 MPa)/Low strength (1 < q <sub>u</sub> < 25 MPa) RQD nulo ou pouco significativo/Zero or insignificant RQD Presença de água discreta, eventualmente significativa/Presence of discrete, possibly significant water
<b>Zona ZG3/ZG3</b>	Maciço moderadamente a muito alterado (W <sub>3-4</sub> )/Moderately to very weathered bedrock (W <sub>3-4</sub> ) Muito fraturado (F <sub>4-5</sub> )/Very fractured (F <sub>4-5</sub> ) Baixa a muito baixa resistência (0,5 < q <sub>u</sub> < 5 MPa)/Low to very low strength (0.5 < q <sub>u</sub> < 5 MPa) RQD nulo/Zero RQD Presença de água discreta, eventualmente significativa/Presence of discrete, possibly significant water



**Fig. 03** Esquema da escavação subterrânea.  
*Underground excavation scheme.*

**QUADRO II – Secções tipo.**  
**TABLE II – Standard sections.**

<b>Suporte ZG1/ZG1 support</b>	Avanços até 3 m/Progress of up to 3m: Pregagens tipo "swellex" ocasionais na abóbada/Occasional Swellex passive bolts in the vault Aplicação de betão projetado, com fibras metálicas (ocasional), com uma espessura de 5 cm/5 cm thick shotcrete with steel fibres.
<b>Suporte ZG2/ZG2 support</b>	Avanços até 2 m/Progress of up to 2 m: Pregagens tipo "swellex" com 2,4 m de comprimento, sistemáticas, na abóbada/Systematic Swellex passive bolts, 2.4m long in the vault Betão projetado sistemático na abóbada e ocasional nos hasteais com uma espessura de 10 cm/10 cm thick shotcrete all over the vault and occasionally on the interior sidewalls
<b>Suporte ZG3/ZG3 support</b>	Avanços até 1m/Progress of up to 1m: Cambotas metálicas (espaçamento = 1m), precedidas de enfilagens com varão de aço Ø32 e comprimento 4m/Steel ribs (1m apart), after forepoles with Ø32 4m steel bars Betão projetado armado com malha electrossoldada (e=25cm)/Reinforced shotcrete with electrowelded mesh (th=25cm) Betão projetado na frente de escavação em caso de instabilidade/Shotcrete on the excavation front in case of instability
<b>Suporte ZG3perturbado</b> (Nos emboquilhamentos e zonas de atravessamento de falhas) <b>/ZG3support disturbed</b> (at portals and zones crossing faults)	Avanços até 1m/Progress of up to 1m: Cambotas metálicas (espaçamento = 1 m), precedidas de enfilagens com varão de aço Ø32 e comprimento 4 m /Steel ribs (1 m apart), after forepoles with Ø32 4 m steel bars Betão projetado armado com malha electrossoldada (e=25 cm)/Reinforced shotcrete with electrowelded mesh (th=25 cm) Betão projetado na frente de escavação em caso de instabilidade/Shotcrete on the excavation front in case of instability

Therefore there were six work fronts with portals at the following Pks.:

- Water intake (Pk 0+000)
- Upstream Laranjeiras (Pk 4+160)
- Downstream Laranjeiras (Pk 4+160)
- Upstream Cut & Cover (Pk 7+500)
- Downstream Cut & Cover (Pk7+950)
- Outlet work (Pk 10+340).

The two "Laranjeiras" work fronts were begun from a ramp tunnel, as said earlier, which was 480m long with a 15% dip approximately (to access the main tunnel intersecting at Pk 4+160).

Fig. 3 shows a schematic section of the tunnel with the excavation directions of each front.

Given the quality of each of the zones it was possible to divide the ground. Four standard sections were considered (Fig. 4).

The final lining was made with 20 cm thick of C20/25.2a concrete.

The initial project considered using AQ50 steel mesh in the final lining, mainly to absorb tensile forces due to variations in humidity and temperature on the outer surface and shrinking of the concrete during its curing and hardening process.

The building consortium proposed to replace this steel mesh with steel and polypropylene fibres in the final lining concrete.

This solution was approved after rigorous tests on the concrete, proving its effectiveness.

#### 4. MONITORING

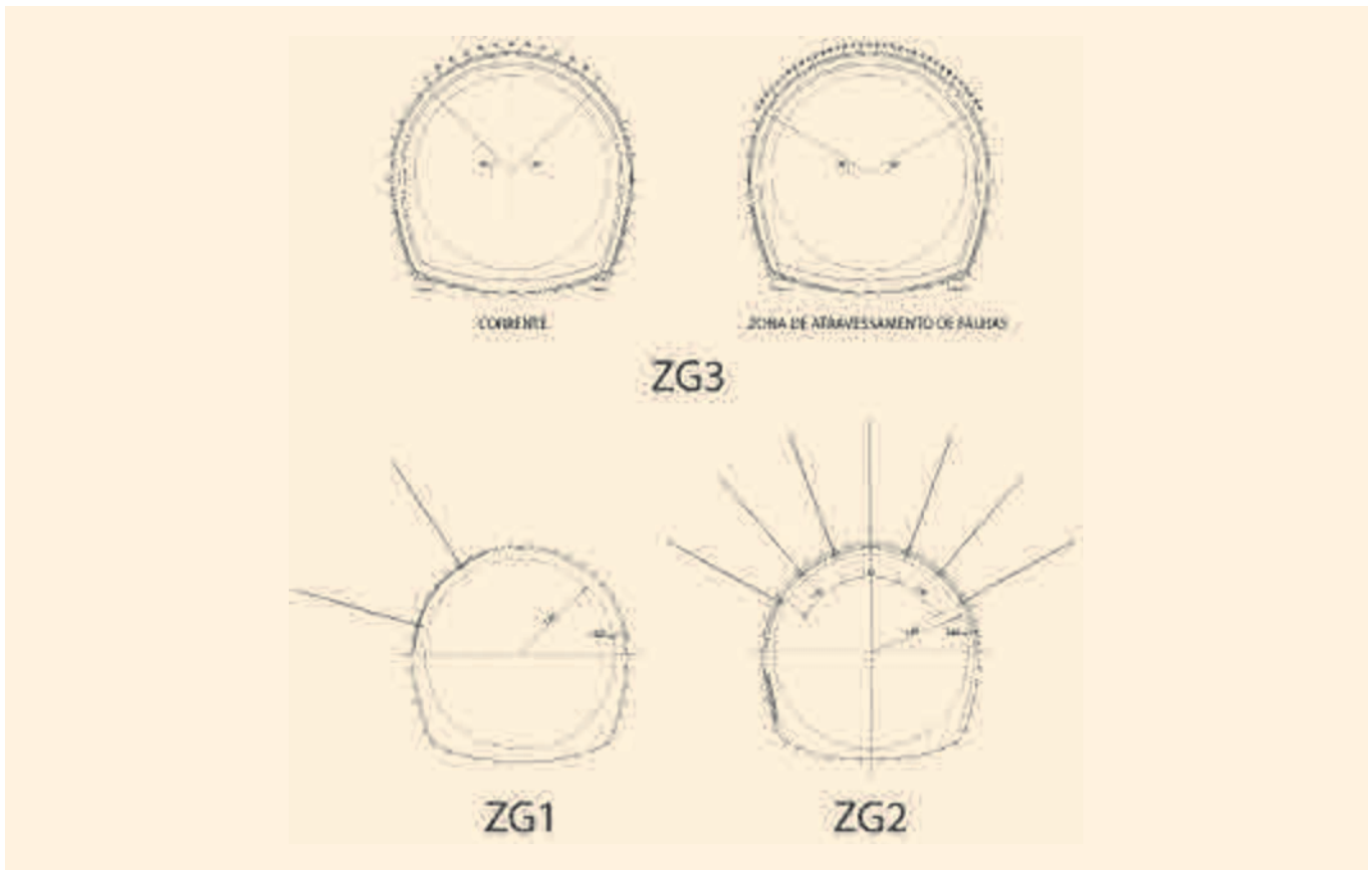
Monitoring devices were installed during the excavation of the Loureiro-Alvito tunnel to control deformations on the surface and inside the gallery such as:

- Surface deformations (settlement)
- Behaviour of the installed support and/or the excavated gallery.

Two profiles were mounted at each of the portals with five marks each: one for the axis, two on the inside walls and two other peripheral ones, the equivalent of the excavation diameter from the inside wall. i.e. 4.6m from the sidewalls.

Inside the gallery, convergence sections were installed, each one with three targets, the relative position among them showed the deformation of the primary support or the ground itself.

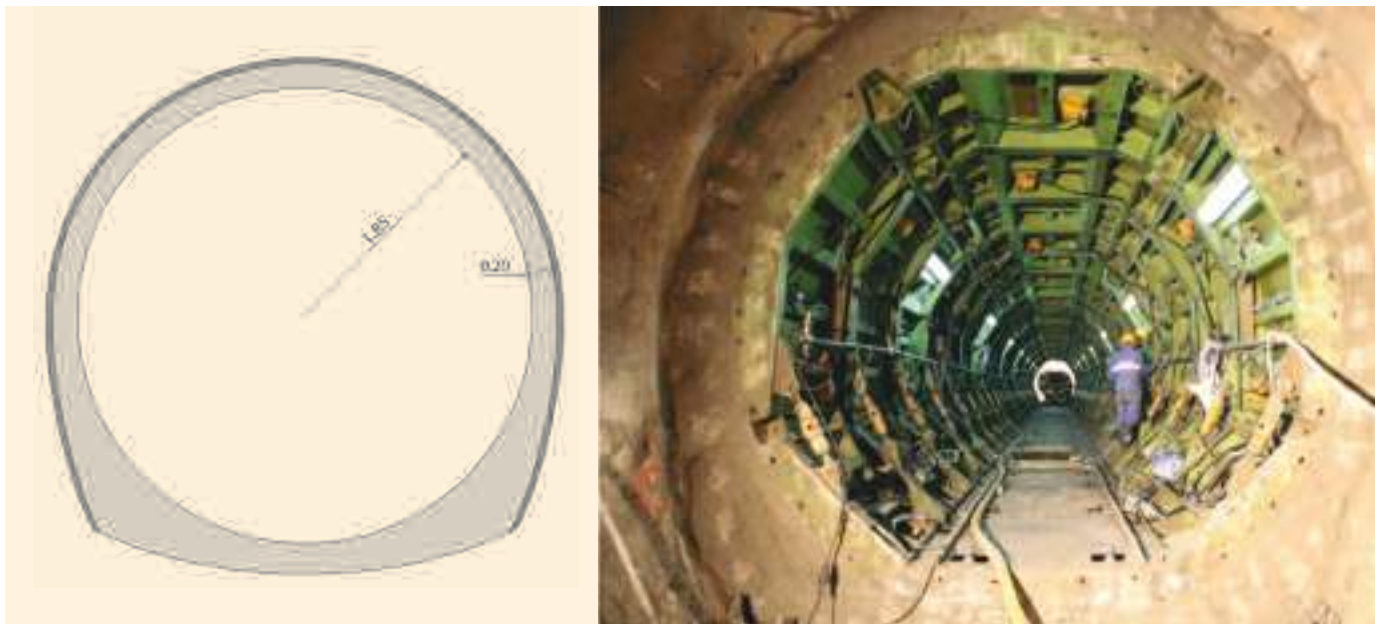
No significant deformations were noted during excavation at the portals or inside the galleries.



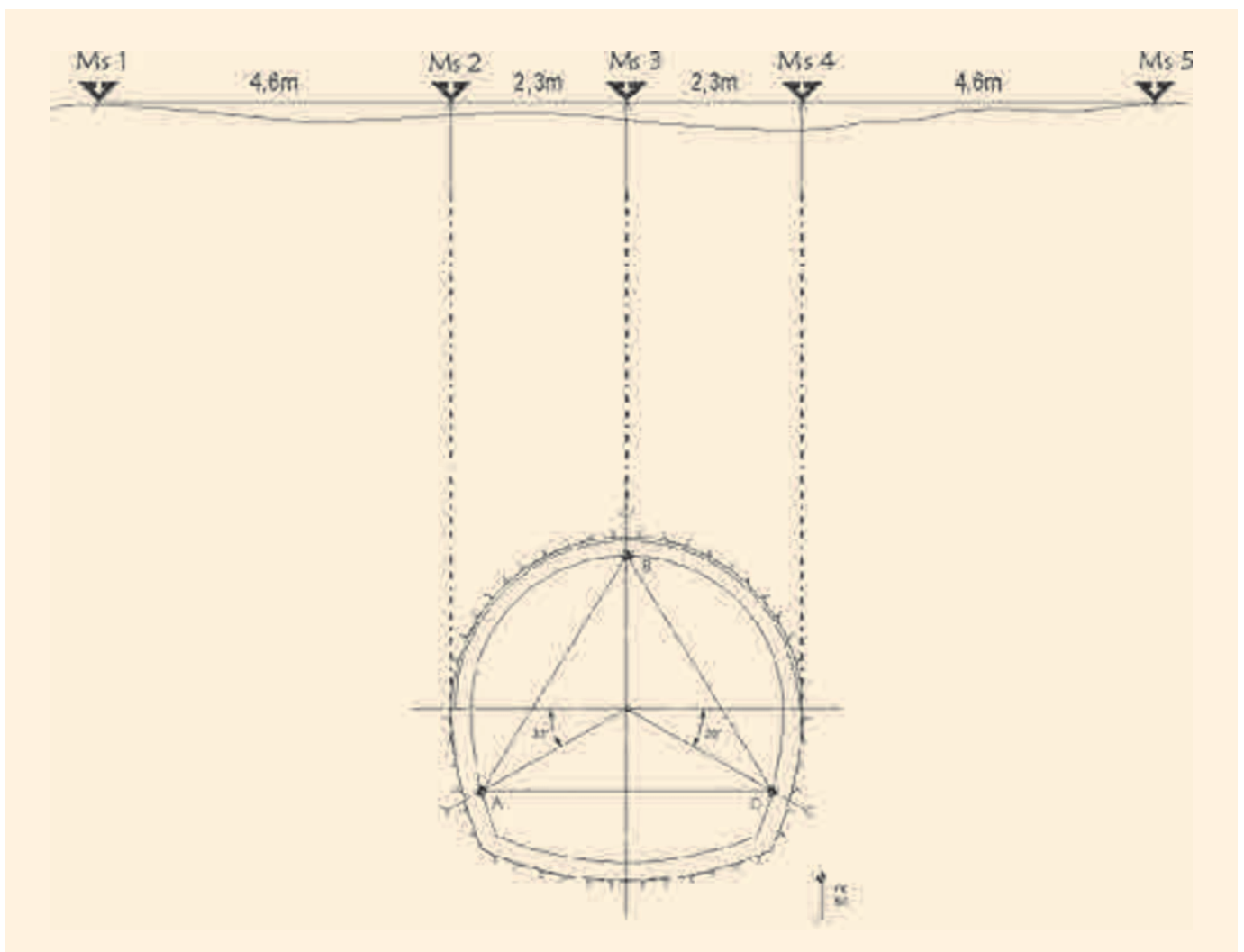
**Fig. 04** Sustimentos primários adotados.  
*Primary supports used.*



**Fig. 05** Secção de escavação e suporte primário.  
*Excavation cross section and primary support.*



**Fig. 06** Revestimento definitivo.  
*Final lining.*



**Fig. 07** Implantação dos dispositivos de instrumentação.  
*Installing the instrumentation devices.*





**Fig. 08** Túnel revestido.  
*Lined tunnel.*

Nesse sentido o Consórcio construtor propôs a substituição desta rede malhasol por fibras metálicas e polipropileno a incorporar no betão de revestimento final.

Esta solução foi aprovada depois de realizados rigorosos ensaios ao betão e que comprovaram a sua eficácia.

#### **4. OBSERVAÇÃO DA OBRA**

Durante a escavação do túnel Loureiro-Alvito, foram instalados dispositivos para o controlo de deformações tanto à superfície como no interior da galeria escavada, com o fim de controlar os seguintes parâmetros:

- Deformações superficiais (assentamentos)
- Comportamento do suporte instalado e/ou do maciço escavado.

Em cada um dos emboquilhamentos foram instalados 2 perfis de marcas de superfície, com 5 marcas cada: uma ao eixo, duas sobre os hasteais e mais duas periféricas, a uma distância do hasteal equivalente a um diâmetro de escavação, isto é, 4,6 m.

No interior da galeria, foram instaladas secções de convergência, sendo cada uma constituída por 3 alvos cuja posição relativa entre si permite avaliar as deformações no suporte primário aplicado ou no próprio maciço.

De uma maneira geral durante o tempo de escavação não foram registadas deformações significativas nem nas zonas de emboquilhamentos / taludes, nem no interior da galeria.

# TÚNEIS HIDROELÉTRICOS

## HYDROELECTRIC TUNNELS

- 348** **NOTA INTRODUTÓRIA**  
*Introductory Note*
- 356** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE SALAMONDE**  
*Salamonde Hydroelectric Development*
- 362** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE SALAMONDE II**  
*Salamonde II Hydroelectric Development*
- 368** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE CANIÇADA**  
*Caniçada Hydroelectric Development*
- 376** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE PICOTE**  
*Picote Hydroelectric Development*
- 380** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE PICOTE II**  
*Picote II Hydroelectric Development*
- 386** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE MIRANDA**  
*Miranda Hydroelectric Development*
- 392** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO ALTO RABAGÃO**  
*Alto Rabagão Hydroelectric Development*
- 396** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE BEMPOSTA**  
*Bemposta Hydroelectric Development*
- 400** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VILAR-TABUAÇO**  
*Vilar-Tabuaço Hydroelectric Development*
- 402** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO ALTO LINDOSO**  
*Alto Lindoso Hydroelectric Development*
- 412** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VENDA NOVA II / CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE FRADES**  
*Venda Nova II Hydroelectric Development / Frades Hydroelectric Powerhouse*
- 418** **APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VENDA NOVA III / CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE FRADES II**  
*Venda Nova III Hydroelectric Development / Frades II Hydroelectric Powerhouse*

# NOTA INTRODUTÓRIA

**Nadir Plasencia (coordenação)**  
– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

A história das obras subterrâneas associadas à produção hidroelétrica remonta, em Portugal, à segunda e terceira décadas do séc. XX, com a construção da central hidroelétrica do Lindoso, da pequena central de Pisões e das centrais da Bruceira e de Velada do sistema hidroelétrico da Ribeira de Nisa. Desde então, nas décadas seguintes e no âmbito de outros aproveitamentos hidroelétricos localizados fundamentalmente no norte do país e no maciço central, foram sendo construídos alguns túneis de pequeno diâmetro e sem revestimento contínuo, destinados a adução e derivação entre bacias hidrográficas.

Apesar de as obras subterrâneas estarem muito associadas à construção de grandes barragens, nomeadamente pela necessidade construtiva de se recorrer a túneis para desvio dos rios, apenas em 1953 foi inaugurado em Portugal o primeiro aproveitamento hidroelétrico com circuito hidráulico integralmente subterrâneo e central em caverna (Salamonde). Nesta época, e até 1965, verificou-se um forte impulso na realização deste tipo de aproveitamentos, tendo sido construído um conjunto de sete novos empreendimentos: Salamonde, Caniçada, Picote, Miranda, Alto Rabagão, Bemposta e Vilar-Tabuaço. Após este período e durante cerca de duas décadas, os investimentos em projetos hidroelétricos no país incluíram obras subterrâneas apenas para túneis de derivação de água, túneis para descarregadores de cheias e túneis para adução.

Quando em 1992 entrou em exploração o aproveitamento hidroelétrico do Alto Lindoso, tinham já decorrido quase 30 anos desde o final do grande ciclo de construção das centrais em caverna das décadas de 50 e 60. O Alto Lindoso, construído nas décadas de 80 e 90, foi um marco da engenharia portuguesa, dada a complexidade do aproveitamento, as dimensões das escavações do complexo da central e restantes elementos de obra e o comprimento dos túneis dos circuitos hidráulicos e de acesso ou ataque às diferentes frentes de trabalho. Pela primeira vez na história dos projetos hidroelétricos subterrâneos em Portugal foi utilizada a técnica de "raise-boring" na abertura de poços.

Sem nunca deixar de recorrer à escavação subterrânea nos projetos hidroelétricos, apenas no final do séc. XX se voltou a incluir

uma central em caverna num aproveitamento hidroelétrico. Esse projeto foi o aproveitamento hidroelétrico de Venda Nova II (central de Frades). É um reforço de potência associado à barragem de Venda Nova, que incluiu aspetos de conceção inovadores na engenharia portuguesa na área da hidroeletricidade, tanto em termos de configuração geométrica do circuito hidráulico, como pelo facto de apresentar uma galeria em carga apenas pontualmente revestida e ainda por ter sido o primeiro projeto hidroelétrico português em que a abóbada da caverna da central não foi revestida a betão cofrado.

Após a central de Frades foram desenvolvidos mais nove projetos de aproveitamentos hidroelétricos com circuitos hidráulicos subterrâneos (Picote II, Bemposta II, Alqueva II, Baixo Sabor – Escalão de Montante, Baixo Sabor – Escalão de Jusante, Venda Nova III, Salamonde II, Ribeirão e Foz Tua), dos quais três possuem centrais em caverna (Picote II, Venda Nova III e Salamonde II).

Todos estes grandes projetos constituem referências marcantes da engenharia portuguesa em geral e do grupo EDP em particular, o qual, a partir das empresas que lhe deram origem, designadamente a Hidroelétrica do Zêzere, a HICA – Hidroelétrica do Cávado e a HIDOURO – Hidroelétrica do Douro, S.A., constituiu em Portugal um centro de competências altamente potenciado nos domínios do projeto, gestão e fiscalização de empreendimentos hidroelétricos, alargado a uma presença já expressiva no Brasil. Na perspetiva de expansão internacional do Grupo EDP, estas competências serão de um interesse inegável para a implementação, noutras geografias, de projetos congéneres aos já realizados no âmbito nacional.

Nos elementos apresentados inclui-se um quadro síntese das obras subterrâneas hidroelétricas da EDP em Portugal (Quadro I), não tendo sido considerados nesse documento túneis de desvio, túneis de ventilação, bem como diversas outras escavações subterrâneas auxiliares. São ainda esquematicamente representados no mapa do país (Fig. 1) os aproveitamentos hidroelétricos com obras subterrâneas, e ainda evidenciados os túneis com mais de 1000 m de extensão associados à hidroeletricidade. Por último, refere-se que, dada a diversidade de obras subterrâneas associadas aos projetos hidroelétricos, são apenas apresentados de um modo descritivo os aproveitamentos hidroelétricos com central em caverna.



## INTRODUCTORY NOTE

The history of underground works related to hydroelectric production in Portugal goes back to the 1920s and 30s, with the construction of the Lindoso hydroelectric development, the small Pisões development and the Briceira and Velada developments in the Nisa river hydroelectric system. In the following decades other hydroelectric developments were built, mainly in the north of the country and on the central massif mountains, with the construction of some small diameter tunnels without continuous lining, to carry water between hydrographic basins.

Although underground works were often associated with the construction of large dams, especially tunnels to divert rivers, it was only in 1953 that the first completely underground hydraulic circuit with an underground powerhouse was completed in Portugal, in Salamonde. From then until 1965 there was significant construction of this kind of developments with the construction of a total of seven plants: Salamonde, Caniçada, Picote, Miranda, Alto Rabagão, Bemposta and Vilar-Tabuaço. After that and for about 20 years, investments in hydroelectric projects in the country only included underground work plans for water diversion tunnels, tunnels for flood control and headrace tunnels.

When the Alto Lindoso hydroelectric plant was commissioned in 1992, almost 30 years had gone by since the end of the great construction cycle of plants inside caverns as seen in the 1950s and 60s. The Alto Lindoso, built in the 1980s and 90s, was a milestone in Portuguese engineering because of its complexity, the size of the powerhouse and other excavations and the length of the hydraulic system or access tunnels. The 'raise-boring' shaft excavation technique was used for the first time in underground hydroelectric projects in Portugal.

Underground excavations had always been part of hydroelectric projects, but only at the end of the 20th century, a hydroelectric powerhouse would once again be installed inside a cavern, within the Venda Nova II hydroelectric development (Frades Powerhouse). This was a repowering of the Venda Nova develop-

ment, which included innovative design aspects in Portuguese hydroelectric engineering; not only due to the geometric configuration of the hydraulic circuit and the mostly unlined pressure tunnel, but also because this was the first Portuguese hydroelectric project where the powerhouse vault was not lined with cast concrete.

Another nine hydroelectric schemes were built with underground hydraulic circuits after the Frades plant (Picote II, Bemposta II, Alqueva II, Baixo Sabor – Upstream development, Baixo Sabor – Downstream development, Venda Nova III, Salamonde II, Ribeiradio and Foz Tua), three of which have underground powerhouses (Picote II, Venda Nova III and Salamonde II).

All these great projects are milestones in Portuguese engineering in general and in particular in the EDP group, which evolved from the original companies, namely Hidroeléctrica do Zêzere, HICA – Hidroeléctrica do Cávado and HIDOURO – Hidroeléctrica do Douro, S.A.. EDP group is now a highly skilled centre of excellence in the design, management and supervision of hydroelectric projects, expanded with its expressive presence in Brazil. From the point of view of the EDP Group's international expansion, these skills are to be of undeniable interest in projects similar to those already conducted in Portugal.

A summary table of the Portuguese underground hydroelectric works is presented (Table I), but does not include diversion tunnels used for dam construction purposes, ventilation tunnels or any other ancillary underground excavations. The map of the country (Fig.1) also gives a schematic representation of the hydroelectric developments with underground works and also shows tunnels of over 1,000 m that are associated with hydroelectric developments. Finally, it should be noted that, given the diversity of underground works associated with hydroelectric developments, only hydroelectric developments with underground powerhouses (caverns) are described.



**QUADRO I – Obras Subterrâneas Hidroelétricas da EDP.**  
**TABLE I – EDP Hydroelectric Underground Works.**

Aproveitamento Hidroelétrico /Hydroelectric scheme	Curso de Água /Watercourse	Ano de entrada em serviço /Commissioning year	Túneis/Tunnels				
			Função/Purpose	Dimensões da escavação /Excavation dimensions			Revestimento /Lining
				Extensão /Length (m)	Secção /Cross section (m <sup>2</sup> )	Diâm. /Diam. (m)	
Lindoso	Lima	1921	Adução/Intake	4311	18.2	–	s/revestimento /Unlined
			Reservatório superior-Câmara de carga /Upper reservoir - Load chamber	480	12.6	–	s/revestimento /Unlined
Pisões	Dinha	1927	Adução/Intake	550	–	2	s/revestimento /Unlined
Poio/Bruceira	Nisa	1928	Adução/Intake	304	–	2	s/revestimento /Unlined
Racheiro/Velada	Nisa	1935	Adução/Intake	6723	–	2	s/revestimento /Unlined
Cefra	Ouro	1939	Adução/Intake	300	–	2	s/revestimento /Unlined
Stia Luzia/Alto Ceira	Unhais/Ceira/ /Zezere	1943/1949	Derivação Castanheira-Ceira /Castanheira-Ceira diversion	3257	7.4	–	s/revestimento /Unlined
			Derivação Ceira-Sta Luzia /Ceira-Sta Luzia diversion	6945	11	–	s/revestimento /Unlined
			Adução/Intake	175	2.7	–	Betão/Concrete
Venda Nova/Vila Nova	Rabagão	1951	Adução/Intake	2653	–	3.34	Betão/Concrete
			Derivação Cabreira-Venda Nova /Cabreira-Venda Nova diversion	730	–	3	Betão/Concrete
Lagoa Comprida/Sabugueiro I	Loriga/Cariça	1955	Derivação Covão do Meio-L.Comprida /Covão do Meio-L.Comprida diversion	2354	–	2.5	s/revestimento /Unlined
			Derivação Covão dos Conchos-L.Comprida /Covão dos Conchos-L.Comprida diversion	1519	–	2.5	s/ revestimento /Unlined
Salamonde	Cávado	1953	Adução/Headrace	130	–	4.1	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	1879	–	6	Betão Armado /Reinforced concrete
			Acesso à central/Powerhouse access	108	8	–	
Cabril	Zézere	1954	Descarregadores de Cheias/Spillway	2x656	–	6.5	Betão Armado /Reinforced concrete
Bouçã	Zézere	1955	Adução/Intake	2x80	4.5	–	Betão Armado /Reinforced concrete
Caniçada	Cávado	1955	Adução/Headrace	190	–	3.9-4.95	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	7482	–	6.8	s/revestimento /Unlined
			Acesso à Central/Powerhouse access	168	15.5	–	s/revestimento /Unlined
Paradela/Vila Nova	Cávado	1956	Adução/Intake	10000	–	2.25-3.55	Betão/Concrete
			Descarga de Fundo/Spillway	408	7.1	–	Betão Armado /Reinforced concrete
			Derivação Toco-Paradela/Toco-Paradela diversion	1028	9.0-15.6	–	Betão/Concrete
Vale do Rossim	Fervença	1956	Derivação Vale do Rossim - Erva da Fome /Vale do Rossim - Erva da Fome diversion	1150	4.6	–	s/revestimento /Unlined
			Adução Vale do Rossim - Chaminé/Intake	70	4.6	–	s/revestimento /Unlined
Picote	Douro	1958	Adução/Headrace	3x100	–	5.5	Betão armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	100	"15 alt. x 12 larg." 50	–	Betão armado /Reinforced concrete
			Acesso/Workshop Building Access	475	–	–	s/revestimento /Unlined
Miranda	Douro	1960	Adução/Headrace	3x87.3	–	6	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	3x126	–	9	Betão Armado /Reinforced concrete
			Acesso Central/Powerplant Access	89	22.7	–	Betão/Concrete
Alto Rabagão	Rabagão/Cávado	1964	Derivação Alto Cávado-Rabagão /Alto Cávado-Rabagão diversion	4876	11	–	Betão/Concrete
			Restituição/Tailrace	5962	–	3.6	s/ revestimento /Unlined
Bemposta	Douro	1964	Adução/Headrace	3x74	–	6	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	218	208	–	Betão Armado /Reinforced concrete
Vilar-Tabuaço	Távora	1965	Adução/Headrace	15619	–	2.9	s/revestimento /Unlined
			Restituição/Tailrace	1966	9	–	Betão Armado /Reinforced concrete
Vilarinho das Furnas	Homem	1972/87	Adução/Headrace	6780	–	3.88	Betão Armado /Reinforced concrete
			Descarregador/Spillway	160	20	–	Betão/Concrete
			Derivação Brufe-Gemesura-Vilarinho /Brufe-Gemesura-Vilarinho diversion	3400	4.9 - 4.6	–	s/revestimento /Unlined
			Derivação S. João do Campo - Vilarinho /S. João do Campo - Vilarinho diversion	1350	4.2	–	s/revestimento /Unlined
Varosa	Varosa	1976	Adução/Headrace	1644	–	3	Betão/Concrete
Agueira	Alva/Mondego	1984	Derivação Fronhas-Agueira /Fronhas-Agueira diversion	8200	10.2	–	Betão Armado /Reinforced concrete

**QUADRO I – Obras Subterrâneas Hidroelétricas da EDP.**  
**TABLE I – EDP Hydroelectric Underground Works.**

Aproveitamento Hidroelétrico /Hydroelectric scheme	Central/Powerhouse					Outros Poços/Other shafts			Geologia/Geology
	Tipo/Type	Comprimento /Length (m)	Largura /Width (m)	Altura máx /Max. height (m)	Cobertura /Overlay (m)	Função/Purpose	Diâmetro /Diameter (m)	Altura /Height (m)	
Lindoso	-	-	-	-	-	-	-	-	Granitos/Granite
Pisões	-	-	-	-	-	-	-	-	Metassedimentos /Metasediments
Poio/Bruceira	-	-	-	-	-	-	-	-	Granitos e corneanas /Granite and hornfels
Racheiro/Velada	-	-	-	-	-	-	-	-	Xistos e grauvaques /Schists and Greywackes
Cefra	-	-	-	-	-	-	-	-	Granitos e micaxistos /Granite and micaschists
Sta Luzia/Alto Ceira	-	-	-	-	-	-	-	-	Xisto e quartzitos /Schist and quartzites
Venda Nova/Vila Nova	-	-	-	-	-	-	-	-	Granito e metassedimentos /Granite and metasediments
Lagoa Comprida/Sabugueiro I	-	-	-	-	-	-	-	-	Xisto e granito /Schist and granite
Salamonde	Caverna -	30 -	12.5 -	31.5 -	120 -	Acesso/Access Chaminé Equilíbrio /Surge tank	7.5 9.8	121 30	Granitos/Granite
Cabril	-	-	-	-	-	-	-	-	Granito/Granite
Bouçã	-	-	-	-	-	Adução/Headrace	8	30	Granitos e corneanas /Granite and hornfels
Cançada	Caverna -	40 -	18 -	30 -	134 -	Acesso/Access Chaminé Equilíbrio /Surge tank	8 10	134 50	Granitos/Granite
Paradela/Vila Nova	-	-	-	-	-	Descarga de Cheias /Flood slipway	7	105	Granitos e metassedimentos /Granite and metasediments
Vale do Rossim	-	-	-	-	-	-	-	-	Granitos/Granite
Picote	Caverna -	88 -	16.6 -	35 -	150 -	Barramentos/Cable bus Acesso equip. /Equip. access	7 10	78 35	Granitos/Granite
Miranda	Caverna	80	19.6	42.7	60	Acesso central /Plant access	10	63	Migmatitos /Migmatite
Alto Rabagão	Caverna -	44 -	18 -	44 -	130 -	Acesso central /Plant access Adução/Headrace	7.5 3.3	130 150	Granitos/Granite
Bemposta	Caverna	85	22	45	100	Acesso central /Plant access	9.5	105	Migmatitos e gnaisses /Migmatite and gneiss
Vilar-Tabuaço	Caverna -	40 -	15 -	27 -	140 -	Adução/Headrace Chaminé Equilíbrio/Surge tank Barramentos/Cable bus	2.9 2.8	172 84 140	Granitos e metassedimentos /Granite and metasediments
Vilarinho das Furnas	- -	- -	- -	- -	- -	Captação Freitas /Freitas intake Chaminé Equilíbrio /Surge tank	1.7 3.5	85 96	Granitos/Granite
Varosa	-	-	-	-	-	Chaminé Equilíbrio/Surge tank	3.4	52.5	Granitos/Granite
Agueira	-	-	-	-	-	-	-	-	Metagrauvaques /Metagreywacke

QUADRO I – Obras Subterrâneas Hidroeléctricas da EDP. (continuação)

TABLE I – EDP Hydroelectric Underground Works. (continuation)

Aproveitamento Hidroeléctrico /Hydroelectric scheme	Curso de Água /Watercourse	Ano de entrada em serviço /Commissioning year	Túneis/Tunnels				
			Função/Purpose	Dimensões da escavação /Excavation dimensions			Revestimento /Lining
				Extensão /Length (m)	Secção /Cross section (m <sup>2</sup> )	Diâm. /Diam. (m)	
Torrão	Tâmega	1988	Adução/Headrace	2x192	–	6.7	Betão Armado /Reinforced concrete
Alto Lindoso	Lima	1992	Adução/Headrace	2x200	–	5.1	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	4883	–	9.2	Betão Armado /Reinforced concrete
			Acesso/Powerhouse Access	1780	60	–	Betão/Concrete
			Chaminé de Equilíbrio/Surge tank Chambers	680	70.9 a 122.3	–	Betão Armado /Reinforced concrete
			Descarregador de Cheias/Flood slipway	2x253	–	9	Betão Armado /Reinforced concrete
Vale do Rossim/ Lagoacho/Sabugueiro II	Fervença e Covão do Urso	1993	Derivação (Erva da Fome-Lagoacho) /Diversion (Erva da Fome-Lagoacho)	1670	7.6	–	s/revestimento /Unlined
			Galeria de Adução (Lagoacho-Sabugueiro) /Headrace Tunnel (Lagoacho-Sabugueiro)	399	7.6	–	s/revestimento /Unlined
Caldeirão	Mondego/Caldeirão	1994	Derivação Mondego-Caldeirão /Headrace Tunnel (Lagoacho-Sabugueiro)	2670	10.4	–	s/revestimento /Unlined
			Adução/Headrace	985	–	3.7	Betão armado /Reinforced concrete
Miranda II	Douro	1995	Adução/Headrace	200	–	10.8	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	50	180	–	Betão armado /Reinforced concrete
Nunes	Tuela	1995	Adução/Headrace	2193	3.85 x 3.5	–	s/revestimento /Unlined
Penacova	Mondego	2001	Adução/Headrace	121	–	9.2	Betão Armado /Reinforced concrete
Rebordelo	Rabaçal	2004	Adução/Headrace	1700	–	4.2	s/revestimento /Unlined
Bouçoais-Sonim	Rabaçal	2005	Adução/Headrace	1350	–	4.2	s/revestimento /Unlined
Venda Nova II/Frades	Rabagão	2005	Acesso/Powerhouse Access	1800	–	8	s/revestimento /Unlined
			Adução/Headrace	2800	–	6.3	s/revestimento /Unlined
			Restituição/Tailrace	1400	–	6.3	s/revestimento /Unlined
Picote II	Douro	2011	Adução/Headrace	300	–	12.2	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	150	–	12.2	Betão Armado /Reinforced concrete
			Acesso/Powerhouse Access	620	–	9.7	s/revestimento /Unlined
Bemposta II	Douro	2011	Adução/Headrace	398.6	–	12	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	57.3	16.5 x 15	–	Betão Armado /Reinforced concrete
Alquelva II	Guadiana	2012	Adução/Headrace	2x387	–	9.5	Betão Armado /Reinforced concrete
Baixo Sabor Montante	Sabor	2014 *	Acesso/Powerhouse Access	345+165	–	5.25	s/revestimento /Unlined
			Adução/Headrace	312+320	–	6.7	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	2x55	–	6.7	Betão Armado /Reinforced concrete
Baixo Sabor Jusante	Sabor	2014 *	Adução/Headrace	150+170	–	5.5	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	2x58	–	5.5	Betão Armado /Reinforced concrete
Venda Nova III	Rabagão/Cávado	2015 *	Túnel de saída de energia e ventilação /Ventilation and energy cable bus	1500	–	7.4	s/revestimento /Unlined
			Adução/Headrace	2806	–	12	s/revestimento /Unlined
			Desarenador superior/Upper sand trap	60	–	22.4	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	1382	–	12	s/revestimento /Unlined
Salamonde II	Cávado	2015 *	Restituição/Tailrace	2030	–	11.3	s/revestimento /Unlined
			Acesso à central/Powerhouse Access	1585	–	8.2	s/revestimento /Unlined
Ribeiradio	Vouga	2014 *	Adução/Headrace	205	–	6.5	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	30	–	6.5	Betão Armado /Reinforced concrete
Foz Tua	Tua	2016 *	Acesso/Powerhouse access	517	–	5.5	s/revestimento /Unlined
			Adução/Headrace	563 + 616	–	8.5	Betão Armado /Reinforced concrete
			Restituição/Tailrace	83 + 103	11 x 11.8	–	Betão Armado /Reinforced concrete

Notas: Não foram considerados túneis de desvio, de ventilação, de ataque ou outros resultantes de necessidades construtivas. Dada a sua dimensão, foi considerada a escavação para o edifício da central de Alquelva II. Não foram individualizados os troços blindados. s/revestimento= revestimento pontual a betão coado. \*previsão de entrada em serviço.

**QUADRO I – Obras Subterrâneas Hidroeléctricas da EDP. (continuação)**

**TABLE I – EDP Hydroelectric Underground Works. (continuation)**

Aproveitamento Hidroeléctrico /Hydroelectric scheme	Central/Powerhouse					Outros Poços/Other shafts			Geologia/Geology
	Tipo/Type	Comprimento /Length (m)	Largura /Width (m)	Altura máx /Max. height (m)	Cobertura /Overlay (m)	Função/Purpose	Diâmetro /Diameter (m)	Altura /Height (m)	
Torrão	–	–	–	–	–	Acesso/Access	17.5	2x42,5	Granitos/Granite
Alto Lindoso	Caverna central /Central cavern	91	21	40	350	Acesso/barramentos /Access/dams	7.8	350	Granitos/Granite
	Cav. Vál. Borboletas /Butterfly valves cavern	63	10	26	340	Adução/Headrace	7	2x250	
	Cav. Vál. Esféricas /Spherical valves cavern	60	10	23	350	Chaminé Equilíbrio /Surge tank	21	65	
Vale do Rossim/ Lagoacho/Sabugueiro II	–	–	–	–	–	–	–	–	Granitos/Granite
Caldeirão	–	–	–	–	–	Chaminé Equilíbrio /Surge tank	4.2	40	Granitos/Granite
Miranda II	Poço/Shaft	–	24.5	66	–	–	–	–	Gnaisses e migmatitos /Gneisses and migmatites
	Atrio de montagem /Assembly hall	22	21.5	12.5	–	–	–	–	
Nunes	–	–	–	–	–	–	–	–	Blastomilonotos básicos /Blastomylonitic Basic rocks
Penacova	–	–	–	–	–	–	–	–	Xistos/Schists
Rebordelo	–	–	–	–	–	–	–	–	Granitos/Granite
Bouçoais-Sonim	–	–	–	–	–	–	–	–	Granitos/Granite
Venda Nova II/Frades	Caverna Central /Central cavern	60	19	38.5	350	Chaminé Equilíbrio Surge tank	5.2	100	Granitos/Granite
	Cav. Transformadores /Transformers cavern	40.4	14.6	11.4	350	Ligação Chaminé /Surge tank connection	4.5	315	
Picote II	Caverna/Cavern	68	23	58	150	Cabos/Cable bus	5.1	170	Granitos/Granite
Bemposta II	Poço/Shaft	–	32.5	12	–	–	–	–	Migmatitos e gnaisses /Migmatites and gneisses
	Edifício enterrado /Buried building	45.6	22	61	–	–	–	–	
Alqueva II	Edifício enterrado /Buried building	90	75	70	–	Adução/Headrace	2x45	9.5	Xistos e filádios /Schists and phyllites
Baixo Sabor Montante	Caverna/Cavern	45	10	41	–	–	–	–	Granitos/Granite
	Poços/Shafts	–	12	2x52	–	–	–	–	
Baixo Sabor Jusante	Poços/Shafts	–	32	2x23	–	–	–	–	Xistos e grauvaques /Schists and Greywackes
	Edifício enterrado /Buried building	50	12	15	–	–	–	–	
Venda Nova III	Caverna/Cavern	103	25	53	350	Chaminé Equilíbrio /Surge tank	75	14.4	Granitos e metassedimentos /Granite and metasediments
	–	–	–	–	–	Ligação Chaminé /Surge tank connection	2x351	2x5,5	
Salamonde II	Caverna/Cavern	66	27	56	145	Adução/Headrace	9.5	115	Granitos/Granite
	–	–	–	–	–	Chaminé Equilíbrio /Surge tank	21.2	60	
Ribeiradio	–	–	–	–	–	Barramentos/Cable bus	7.2	180	Granitos e metassedimentos /Granite and metasediments
	Poço/Shaft	–	26	45	–	–	–	–	
Foz Tua	Edifício enterrado /Buried building	77.5	24	14.5	–	–	–	–	Granitos e metagrauvaques /Granite and metagreywacke
	Poços/Shafts	–	2x19	2x51	–	–	–	–	
	Galeria técnica /Technical gallery	39	12.5	11	60	–	–	–	

Notes: Not all diversion, ventilation and access tunnels were considered, nor those excavated for construction needs. The excavation of the Alqueva II powerhouse building was included due to its size. The steel lined stretches were not identified. Unlined may involve some isolated cast in place concrete arches. \*scheduled to come into service.



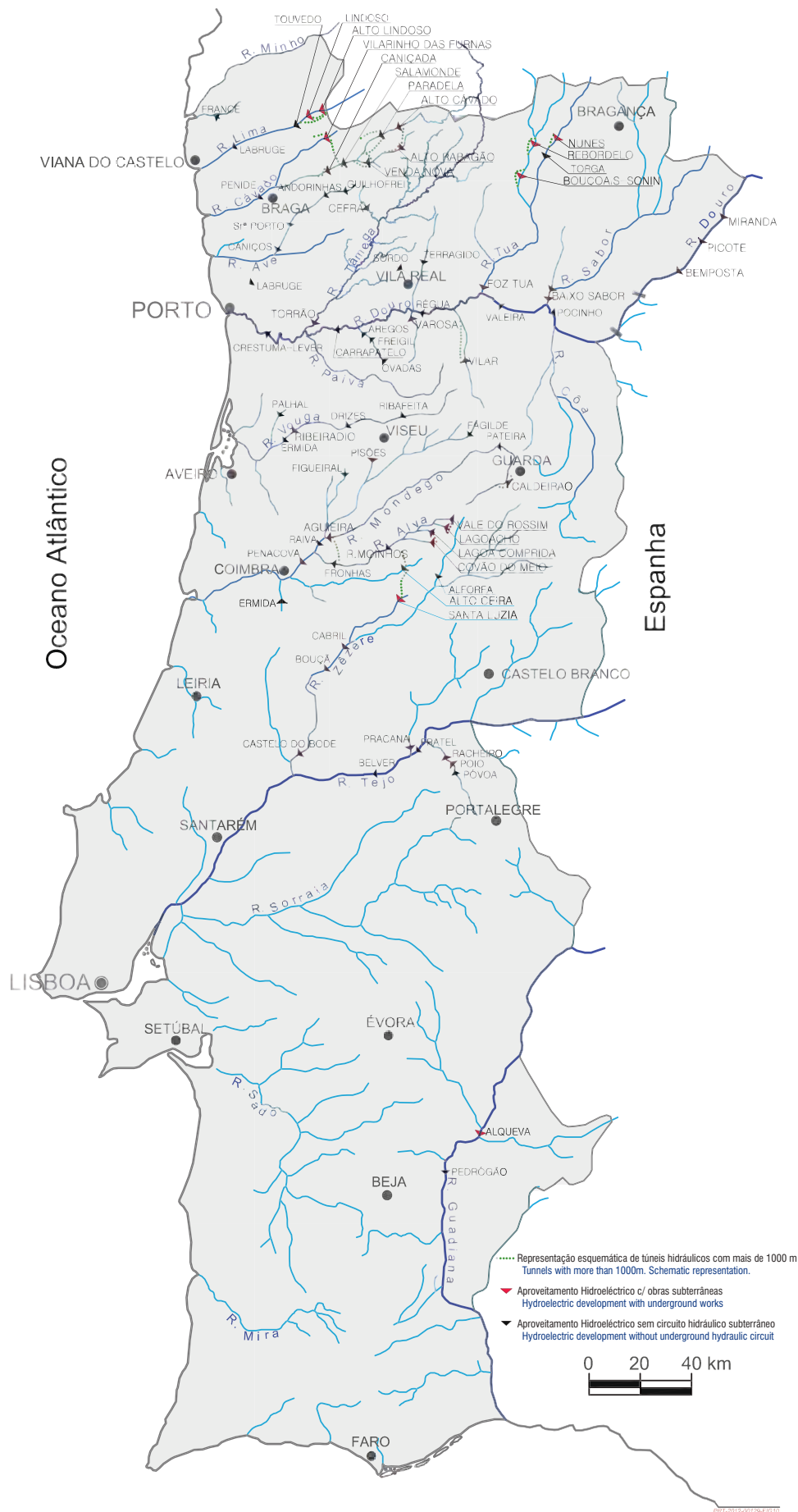


Fig. 01

**Aproveitamento hidroelétricos com obras subterrâneas.**  
*Hydroelectric developments with underground works.*



## ALTO LINDOSO (Portugal)

Entrada em serviço / *Commissioning year*: 1992

Barragem / *Dam*:  
Arco de dupla curvatura / *Doble curvature arch*

Central / *Powerhouse*: Caverna / *Underground cavern*

Queda útil / *net head*: 280,8 m

Caudal / *Flow*: 2 x 125 m<sup>3</sup>/s

Potência instalada / *Installed capacity*: 630 MW



## BAIXO SABOR (Portugal)

Em construção / *Under construction*

Barragens / *Dams*:  
Arco de dupla curvatura / *Doble curvature arch*  
Gravidade / *Gravity (downstream)*

Centrais / *Powerhouses*: poços / *shafts*

Queda útil / *Net head*:  
93 m (*upstream*) - 29 m (*downstream*)

Caudal / *Flow*:  
85 m<sup>3</sup>/s (*upstream*) - 60 m<sup>3</sup>/s (*downstream*)

Potência instalada / *Installed capacity*:  
71,2 MW (*upstream*) - 15,1 MW (*downstream*)



## SANTO ANTÔNIO DO JARI (Brasil)

Em construção / *Under construction*

Barragem / *Dam*:  
BCC + Terra / *RCC + Earth*

Central / *Powerhouse*: superfície / *surface*

Queda útil / *Net head*: 24,40 m

Caudal / *Flow*: 3 x 567 m<sup>3</sup>/s

Potência instalada / *Installed capacity*: 373,4 MW

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE SALAMONDE

**Localização/Location:** Vieira do Minho, rio Cávado/Vieira do Minho, river Cávado

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** A. Coyne, J. Bellier

**Empreiteiro/Contractor:** SEOP

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túnel em carga - 130 m; Túnel de restituição - 1879 m; Caverna da central - 30 m /Headrace tunnel – 130 m; Tailrace tunnel – 1879 m; Powerhouse cavern – 30 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túnel em carga circular - 4,1 m de diâmetro (13,2 m<sup>2</sup>); Túnel de restituição circular modificado - cerca de 6 m de diâmetro; Caverna da central - 14,0 m de largura de escavação e 31,5 m de altura máxima de escavação/Circular headrace tunnel - 4.1 m diameter (13.2 m<sup>2</sup>); Modified circular tailrace tunnel - about 6 m diameter; Powerhouse cavern - 14.0 m wide excavation and 31.5 m maximum excavation height

**Método construtivo/Construction method:** Desmorte com explosivos/Drill & Blast

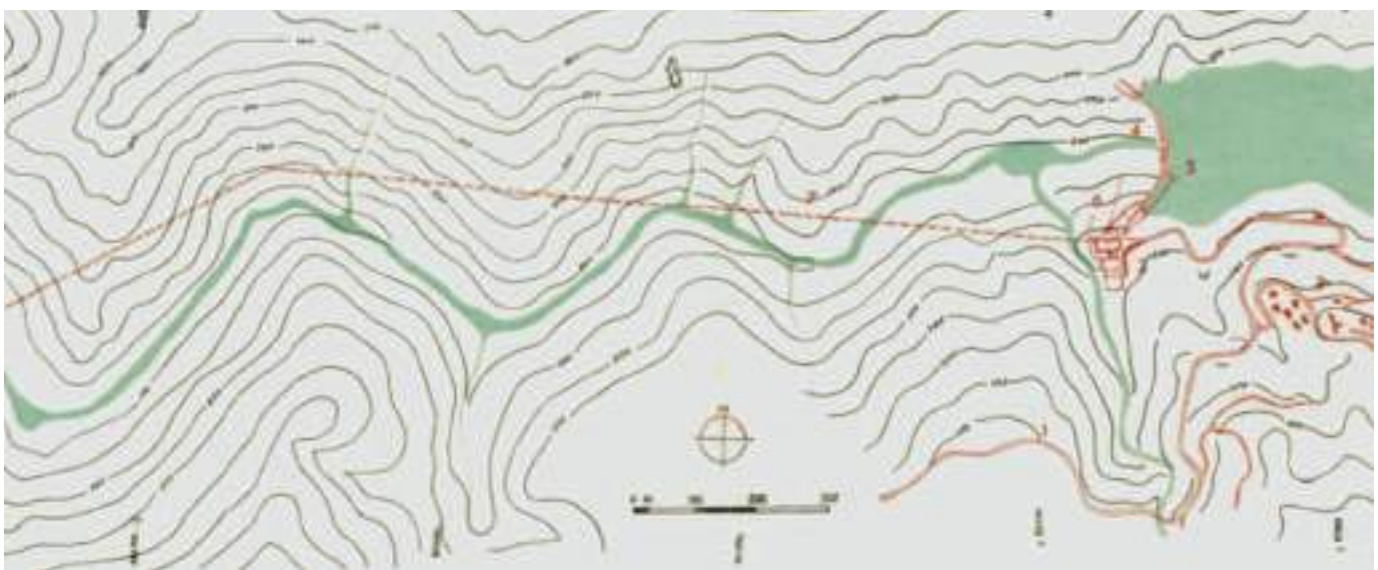
**Período de construção/Construction period:** 1951 – 1953

## Nadir Plasencia (coordenação) – EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O aproveitamento hidroelétrico de Salamonde está localizado no Norte de Portugal a cerca de 45 km da cidade de Braga, no concelho de Vieira do Minho, próximo da localidade que lhe deu o nome, na envolvente do Parque Natural da Serra do Gerês, entre as serras da Cabreira e do Gerês, no vale do rio Cávado, 5 km a jusante da confluência deste com o rio Rabagão. O maciço rochoso onde se integra o aproveitamento é o granito do Gerês.

Foi o segundo aproveitamento hidroelétrico a ser construído no rio Cávado e está em funcionamento desde 1953 como escalão pertencente ao sistema Cávado-Rabagão-Homem. Aproveita as águas de uma bacia hidrográfica de 642 km<sup>2</sup>, dos quais 155 km<sup>2</sup> são de bacia própria e os restantes correspondentes aos escalões de montante. Está equipado com dois grupos geradores Francis de eixo vertical com a potência nominal unitária de 21,8 MW, sob uma queda nominal de 120 m e um caudal unitário de 22 m<sup>3</sup>/s.

O circuito hidráulico tem a primeira central hidroelétrica subterrânea a ser construída em Portugal, situada imediatamente a jusante da barragem, na margem esquerda, cerca de 50m abaixo do leito do rio.



**Fig. 01** Planta geral com o traçado do circuito hidráulico, vendo-se a localização da central subterrânea junto ao encontro esquerdo da barragem.  
*General plan showing the hydraulic scheme and the location of the underground powerhouse beside the left abutment of the dam.*

# SALAMONDE HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Salamonde hydroelectric development is located in the north of Portugal, about 45 minutes from the town of Braga, in the municipality of Vieira do Minho, close to the village with the same name, near the Serra do Gerês National Park. It is placed in the Cávado river valley, 5 km downstream from the confluence of this river and the river Rabagão, between the Cabreira and Gerês hills. The rock mass where the scheme was excavated is composed of Gerês granite.

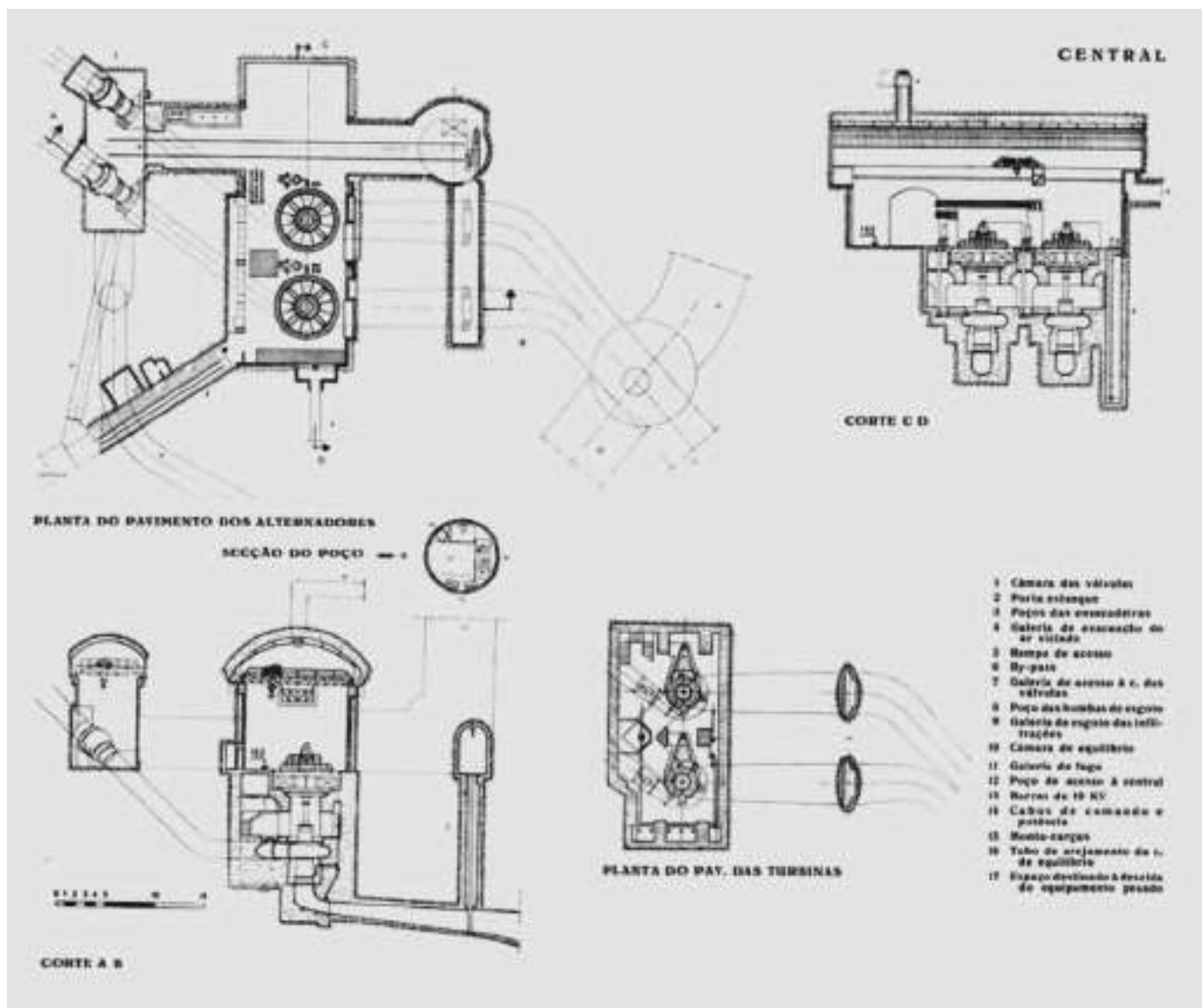
This dam belongs to the Cávado-Rabagão-Homem system. It was the second development to be built on the Cávado River and has been in operation since 1953. It uses the water from a 642 m<sup>2</sup> hydrographic basin, 155 km<sup>2</sup> of which belong to the basin itself and the rest to upstream dams. It is equipped with two vertical axis Francis generators with a rated power of 21.8 MW each, under a nominal head of 120 m and a flow of 22 m<sup>3</sup>/s.

The hydraulic scheme includes the first underground powerhouse to be built in Portugal, just downstream from the dam, on the left bank, about 50 m below the river bed.

The flow is led to the generators by a 130 m long steep headrace tunnel with a diameter of 4.1 m. The tunnel is lined with cast concrete up until close to the powerhouse, where the tunnel is steel-lined.

The cavern is composed of a main nave of about 370 m<sup>2</sup>, about 30 m high and up to 12.5 m wide between the walls, housing the two generator groups. The vault is lined in cast concrete.

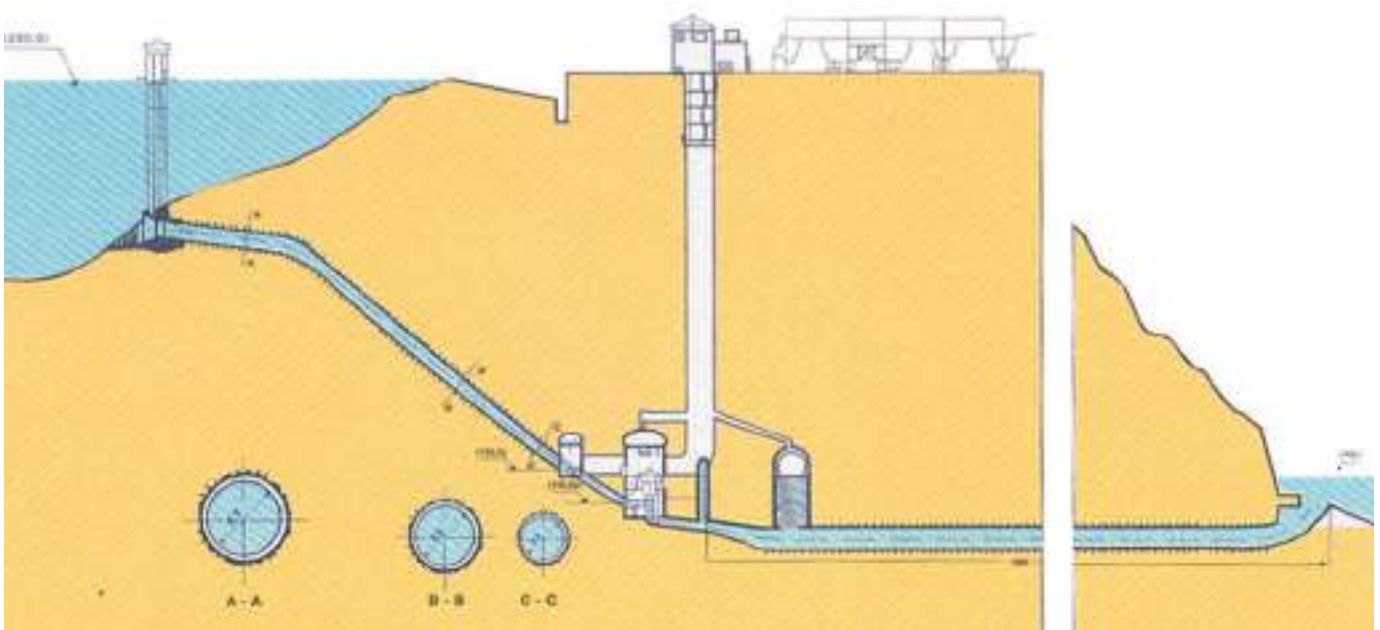
There is a large cross section tunnel on each side of the powerhouse leading to the valve chamber and to the bottom of the access and cable shaft. This shaft is 7.5 m in diameter and 121 m deep and completely lined in cast concrete and connects the powerhouse to the control building. The granitic walls of the valve chamber are unlined.



**Fig. 02** **Desenhos do projeto da central subterrânea de Salamonde.**  
*Project design of the Salamonde underground powerhouse.*



**Fig. 03** Túnel em carga na fase de construção.  
*Headrace tunnel during the construction phase.*



**Fig. 04** Corte pelo eixo do circuito hidráulico.  
*Hydraulic scheme - longitudinal section.*



**Fig.  
05**

Caverna da central e ligações laterais ao poço de cabos e de acesso ao edifício de comando (à esquerda) e à câmara de válvulas (à direita). Ao fundo, à direita, observa-se o arranque da galeria de ataque à central.  
*Powerhouse cavern and lateral connections to the cable shafts and access to the control building (on the left) and the valve chamber (on the right). In the back, on the right, notice the beginning of the ancillary tunnel for the cavern construction.*



**Fig.  
06**

Caverna das válvulas na fase de construção.  
*Valve chamber during the construction phase.*



**Fig. 07** Galeria de ataque à central, agora de ventilação e segurança.  
*Cavern construction tunnel, now used for ventilation and safety.*

O caudal a turbinar é conduzido por um túnel em carga fortemente inclinado com 130 m de comprimento e 4,1m de diâmetro. Este túnel é revestido a betão cofrado até próximo da central, onde entra num troço blindado.

A caverna é constituída por uma nave principal, com cerca de 370m<sup>2</sup> de área em planta, cerca de 30m de altura e 12,5m de largura máxima entre paredes, que aloja os dois grupos geradores. A abóbada é revestida a betão cofrado.

Para um e outro lado da central, duas galerias de grande secção conduzem respetivamente à câmara das válvulas e ao fundo do poço de acesso e cabos. Este poço, com 7,5 m de diâmetro, 121 m de profundidade e integralmente revestido a betão cofrado, estabelece a comunicação entre a central e o edifício de comando. O maciço granítico das paredes da câmara de válvulas não tem qualquer revestimento.

A atual galeria de ventilação e de segurança da central, não revestida e com uma inclinação próxima de 45°, foi utilizada como galeria de ataque na fase das escavações.

Após passar as turbinas, a água é devolvida ao rio Cávado pelo túnel de restituição, subhorizontal, com secção circular modificada com cerca de 30m<sup>2</sup>. Este túnel foi escavado num maciço granítico com boas características geotécnicas, o que permitiu que o mesmo não tenha sido revestido, com exceção de curtas extensões num total de 100m de comprimento. O túnel inicia-se na central, localizada na margem esquerda, e passa sob o rio Cávado para a margem direita, onde se encontra a boca da restituição.

#### **BIBLIOGRAFIA**

- EDP. *Os Aproveitamentos Hidroelétricos de Salamonde e Caniçada*. 2006.  
GOMES FERNANDES, L.H.. *The Salamonde Hydro-Electric Scheme – Water Power & Dam Construction*. 1954.



Fig.  
08

**Caverna da Central. Nas escavações pode observar-se a galeria de ataque.**  
***Powerhouse cavern. The construction tunnel can be seen in the excavations.***

The powerhouse's current ventilation and safety tunnel, which is unlined and slopes 45°, was used as a construction tunnel during the excavation phase.

After flowing through the turbines, the water returns to the Cávado River through a 30 m<sup>2</sup> circular subhorizontal tailrace tunnel. The tunnel was excavated in granitic rock with good geotechnical characteristics, meaning it did not need to be lined, except for some short sections totalling 100 m. The tunnel starts at the powerhouse, on the left bank, and passes under the river to the right bank where the outlet is located.

#### **BIBLIOGRAPHY**

- EDP - *Os Aproveitamentos Hidroeléctricos de Salamonde e Caniçada*. 2006.  
GOMES FERNANDES, L.H. - *The Salamonde Hydro-Electric Scheme – Water Power & Dam Construction*. 1954



# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE SALAMONDE II

**Localização/Location:** Vieira do Minho, rio Cávado/Vieira do Minho, river Cávado

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** COBA

**Empreiteiro/Contractor:** ACE constituído por/**Joint Venture:** Teixeira Duarte – Engenharia e Construção, S.A., EPOS - Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A., SETH - Sociedade de Empreitadas e Trabalhos Hidráulicos, S.A.

**Fiscalização/Supervision:** Consórcio FASE/GIBB/FASE/GIBB consortium

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico - cerca de 2,2km, dos quais 1879m correspondentes ao túnel de restituição; Caverna dos grupos - 66m; Túnel de acesso - 1648 m; Chaminé de equilíbrio - 50 m de altura  
**/Hydraulic circuit - about 2.2 km, 1879 m of which correspond to the tailrace tunnel; Powerhouse cavern - 66m; Access tunnel - 1648 m; Surge tank - 50 m high**
- **Secção transversal/Cross section:** Túnel e poço de adução circular - 9,5m de diâmetro de escavação; Túnel de restituição de secção circular - cerca de 12m de diâmetro de escavação (113 m<sup>2</sup>); Caverna da central - 27m de largura e altura máxima de 44,7m; Túnel de acesso - 61 m<sup>2</sup>; Chaminé de equilíbrio circular com 21m de diâmetro (346 m<sup>2</sup>)  
**/Circular headrace shaft and tunnel - 9.5 m excavation diameter; Circular cross section of the tailrace tunnel - about 12 m excavation diameter (113 m<sup>2</sup>); Powerhouse cavern - 27 m wide and up to 44.7 m high; Access tunnel - 61 m<sup>2</sup>; Circular surge tank with 21 m in diameter (346 m<sup>2</sup>)**

**Método construtivo/Construction method:** Desmonte com explosivos e “raise-boring”/Drill & Blast and raise boring

**Período de construção/Construction period:** 2010 – 2015 (previsão de entrada em serviço)/(date scheduled to enter service)

**Nadir Plasencia (coordenação)**

– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

**Luís Gonçalves (EPOS)**

O aproveitamento hidroelétrico de Salamonde II consiste no reforço de potência do atual aproveitamento hidroelétrico de Salamonde, com um grupo Francis de eixo vertical com 207 MW de potência, sob uma queda nominal de 118 m e um caudal de 200 m<sup>3</sup>/s. Localizado na envolvente do Parque Natural da Serra do Gerês, no concelho de Vieira do Minho, o traçado deste circuito hidráulico integralmente subterrâneo circunda a antiga central, na margem esquerda do rio Cávado.

Aproveitando as restrições impostas à exploração da albufeira no decurso das obras de construção do reforço de potência, foi também executado um descarregador de cheias complementar, constituído por um túnel de cerca de 100 m e 11,5 m de diâmetro de escavação, localizado na margem direita, cuja necessidade foi evidenciada pelos resultados de estudos de revisão dos caudais de cheia dos aproveitamentos do sistema Cávado-Rabagão-Homem.

O aproveitamento de Salamonde II é constituído por um circuito hidráulico, com cerca de 2,2 km de comprimento, que engloba uma central subterrânea em caverna, com cerca de 165 m de cobertura no maciço granítico do Gerês. A tomada de água em turbinamento na albufeira de Salamonde localiza-se poucos metros a montante do encontro esquerdo da barragem. A restituição em turbinamento na albufeira de Caniçada está implantada na margem esquerda do rio.

A central subterrânea está localizada na zona de montante (em turbinamento) do circuito hidráulico. A caverna tem uma planta retangular com cerca de 66 m de comprimento por 27 m de largura, uma altura variável entre 27,5 m, na zona sul (átrio de montagem) e 44,7 m na zona norte (grupo gerador). A secção transversal é abobadada, com a geratriz superior 27,5 m acima do piso principal.

De destacar ainda a construção de uma chaminé de equilíbrio, a cerca de 115 m de profundidade, formada por um trecho inferior com secção cilíndrica com 20 m de diâmetro interior e 50 m de altura, culminando numa abóbada cilíndrica com 21 m de diâmetro. Para além destas obras principais, foi ainda necessária a construção de cerca de 2000 m de túneis auxiliares para acessos, ataque às frentes de escavação, ligações e sistemas de ventilação.

O aproveitamento enquadra-se no sector NW da grande unidade estrutural paleogeográfica designada de Zona Centro Ibérica (sub-zona Galiza Média-Trás-os-Montes), inserindo-se a obra no maciço granítico do Gerês. Este granito apresenta, de modo geral, fácies grosseiras na periferia e porfiróides de grão médio a grosseiro para o interior do maciço. A região encontra-se densamente fraturada, estando as fraturas muitas vezes preenchidas por filões de quartzo. Regionalmente, os sistemas de fracturação predominantes são: NNE-SSW, N-S a NNE-SSW e NNW-SSE. Neste granito predomina o sistema N-S.

O programa de investigação geológica consistiu num reconhecimento de superfície, cartografia geológica, incluindo a medição de atitudes de descontinuidades (fraturas e falhas), sua

## SALAMONDE II HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Salomonde II hydroelectric development consists of a repowering of the current Salomonde hydroelectric scheme with a 207 MW vertical axis, Francis group, under a nominal head of 118 m and a flow of 200 m<sup>3</sup>/s. Located close to the Serra do Gerês Natural Park, in the Municipality of Vieira do Minho, the hydraulic circuit is completely underground and circles the old plant, on the left bank of the Cávado river.

Taking advantage of the restrictions imposed on reservoir operation due to the construction works, an additional flood slipway was also built, composed of an excavated tunnel about 100 m long and 11.5 m in diameter, on the right bank, the need for which was shown by the results of the Cávado-Rabagão-Homem system flood flow review studies.

The Salomonde II development is composed of an underground hydraulic circuit about 2.2 km long, including a powerhouse in a cavern 165 m deep in the Gerês granite rock mass. The new water intake in the Salomonde reservoir is at the left-hand abutment, a few metres upstream the dam. The tailrace tunnel to Caniçada reservoir is also on the left bank of the river.

The underground powerhouse is located upstream in the hydraulic scheme. The cavern is rectangular, about 66 m long, 27 m wide and up to 27.5 m high at the south end (assembly hall) and 44.7 m in the north (generator unit). The cross section is vaulted, with the upper generatrix 27.5 m above the main floor.

There is also a surge tank about 115 m deep, with a cylindrical section about 20 m in diameter and 50 m high, ending in a cylindrical vault 21 m in diameter. Apart from these main works, about 2 km of access, construction and ventilation tunnels had to be excavated.

The scheme is located in the NW of a great paleogeological structure called the Iberian Central Zone (Middle Galicia - Trás-os-Montes sub-zone), and the construction is in Gerês granite bedrock. The granite generally has coarse grain facies on the periphery and medium to large porphyritic grain in the rock mass. The region is densely fractured, and the fractures are often filled with quartz veins. Regionally, the main fractures run: NNE-SSW, N-S to NNE-SSW and NNW SSE. The N-S system predominates in this granite.

The geological site investigation programme included geological mapping, with the measurement of discontinuity orientations (joints and faults), its description in terms of continuity, spacing, opening, roughness, percolation and alteration, as well as a geostructural survey of the rock mass in depth, taking advantage of the existing Salomonde powerhouse and of the existing unlined tunnels.

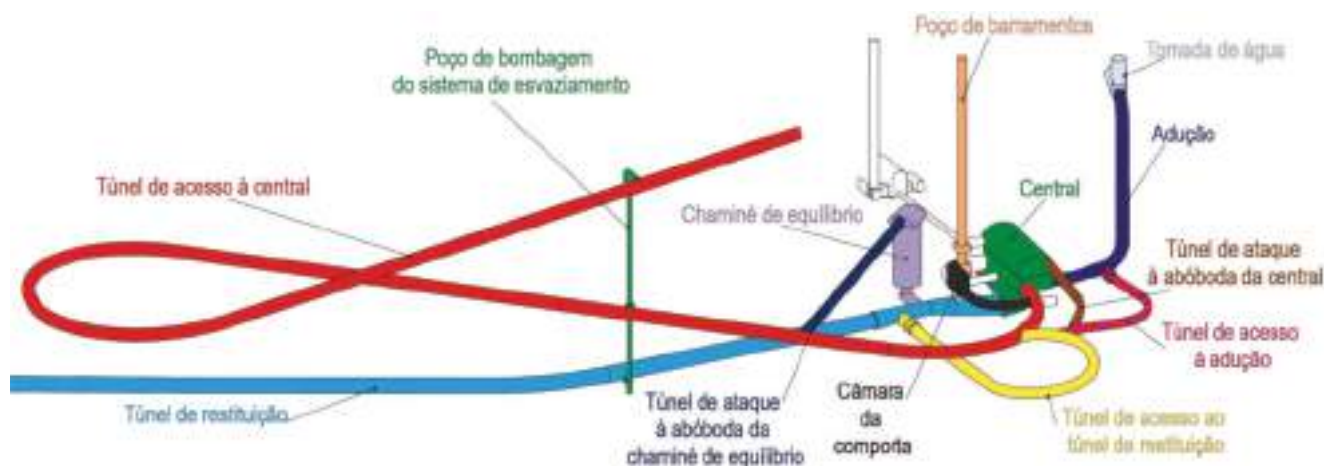
The site investigation and laboratory tests programme included borehole drillings with continuous sampling accompanied by Lugeon type water absorption tests. The probes were drilled up to between 30 and 200m. The following tests were conducted on the rock samples: uniaxial compression test measuring failure stress; deformability module and Poisson coefficient; specific weight; triaxial tests; joint sliding tests; sonic velocity tests; Cerchar abrasiveness tests and petrographic analyses. Six Stress Sensor Tube tests were also conducted in the area of the powerhouse, in two boreholes.

The excavations were done by drilling and blasting. The tunnels were excavated in full-face heading. The vertical section of the pressure shaft, busbar shaft and surge tank were built using raise



Fig.  
01

**Fotografia aérea evidenciando na margem esquerda a boca da tomada de água do Reforço de Potência do Aproveitamento de Salomonde (Salomonde II), assim como a entrada e saída do túnel de descarregador complementar, na margem direita.**  
**Aerial photograph showing on the left the water intake for the Salomonde Repowering Development (Salomonde II) along with the inlet and outlet of the additional spillway on the right bank.**



**Fig. 02** Esquema geral do Reforço de Potência do Aproveitamento de Salamonde (Salamonde II).  
*General layout of the Salamonde repowering Scheme (Salamonde II).*

caracterização em termos de continuidade, espaçamento, abertura, rugosidade, percolação e alteração, bem como o levantamento geo-estrutural do maciço em profundidade aproveitando a central de Salamonde existente e túneis envolventes não revestidos.

O plano de prospeção geotécnica e ensaios laboratoriais englobou sondagens à rotação com recolha contínua de amostra, acompanhadas de ensaios de absorção de água tipo Lugeon. As profundidades atingidas pelas sondagens variaram entre 30 e 200m. Sobre as amostras de rocha seleccionadas, foram realizados os seguintes ensaios: resistência à compressão uniaxial com medição da tensão de rotura; módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson; determinação do peso específico; ensaios triaxiais; ensaios de deslizamento de diaclases; ensaios de determinação da velocidade sónica; ensaios de abrasividade Cerchar e análises petrográficas. Na zona específica da central foram ainda realizados 6 ensaios STT (Stress Tensor Tube, deformómetro tridimensional) em duas sondagens.

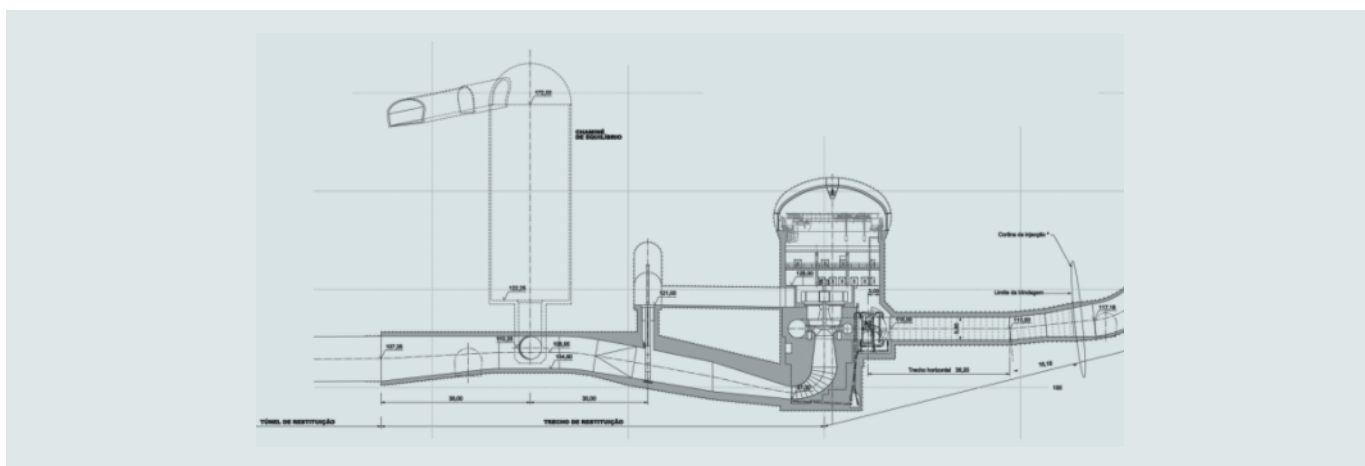
As escavações foram realizadas com recurso a desmonte com explosivos. A escavação dos túneis e galerias foi realizada em secção plena. O troço vertical da adução, poço de barramentos e chaminé de equilíbrio foram realizados recorrendo à tecnologia de "raise-boring" sendo posteriormente alargados, até ao diâmetro final, recorrendo a escavação vertical com explosivos.

A escavação da caverna da central foi faseada e iniciada por duas galerias longitudinais, de cada lado da abóbada, que permitiram a instalação dos primeiros extensómetros. Concluída a escavação da totalidade da abóbada e aplicação da respetiva contenção, foram executadas as vigas da ponte rolante e instaladas as correspondentes ancoragens. Posteriormente, procedeu-se à restante escavação para execução dos pilares das vigas da ponte rolante e para inserção do grupo gerador.

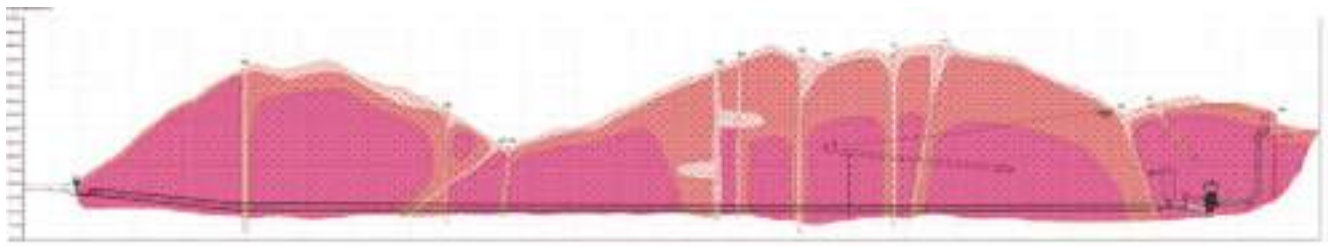
O suporte para avanço aplicado nas diversas galerias de ataque ou acesso e nos diversos túneis do circuito hidráulico foi determinado em função das condições geológicas e geotécnicas ocorrentes. Como regra geral, aplicaram-se pregagens do tipo "swellex" com comprimentos variáveis entre os 4 e 6m e betão projetado reforçado com fibras de aço.

O revestimento definitivo do circuito hidráulico é constituído por betão cofrado, no túnel e poço em carga, e por revestimento flexível no túnel de restituição. A contenção das paredes da escavação da central foi efetuada exclusivamente com pregagens, enquanto o revestimento da abóbada é constituído por betão projetado e pregagens.

Todas as escavações foram acompanhadas por um plano de monitorização para garantir a segurança dos trabalhos e avaliar a estabilidade do maciço. O controlo de deformações no interior



**Fig. 03** Central e chaminé de equilíbrio. Corte pelo eixo do circuito hidráulico. Da direita para a esquerda: adução, caverna da central, câmara das comportas, chaminé de equilíbrio.  
*Powerhouse and cylindrical surge tank. Longitudinal section of the hydraulic scheme.*



Zonamento Geotécnico

ZONA	W	F	ROD (%)	$\sigma_c$ (MPa)	$\xi$ (N/m <sup>2</sup> )	RMR	GSI
Z5.1	a-W0	a-F0	+75	100	20	+70	75-80
Z5.2	W0 a W03	F0 a F3 (**)		80	20	60-70	60-70
Z5.3	W0 a W4	F3 a F4 (***)	+30	40	15	30-50	30-50
Z5.4	W4 a W5 (†)	F4 a F5	+20	2.5	24	+30	+30

(†) Pontalado W05 F05  
 (\*\*) Pontalado F4  
 (\*\*\*) Pontalado F4-5

**Fig. 04** Perfil interpretativo geológico-geotécnico longitudinal.  
*Longitudinal geological-geotechnical interpretative section.*



**Fig. 05** Escavação da câmara da comporta.  
*Stoplog chamber excavation.*

boring later widened to the final diameter by vertical excavation using drill and blast method.

The powerhouse cavern was excavated in phases and begun in two longitudinal galleries, either side of the vault, allowing the first rod extensometers to be installed. Once the whole vault was excavated and the respective support applied, the beams of the crane were built and the respective anchors installed. Later, the remaining rock was excavated to construct the bridge crane beam pillars and to install the turbine/generator unit.

The support for the advance in the various construction and access tunnels and the various hydraulic conduit tunnels was designed depending on the respective geological and geote-

chnical conditions. In general, shotcrete with steel fibres and swellex passive bolts were used, with lengths that varied between 4 and 6 m.

The final lining for the hydraulic circuit is composed of cast in place concrete in the headrace tunnels and shotcrete lining in the tailrace tunnel. The support in the powerhouse sidewalls was done exclusively by passive bolts, while the vault was supported with shotcrete and passive bolts.

All the excavations were closely monitored to ensure work safety and ground stability. Deformations inside the powerhouse cavern excavation, the surge chamber and the gate chamber were monitored using rod extensometers.



Fig.  
06

**Escavação da central. Em primeiro plano o átrio de montagem. Ao fundo a zona do grupo.**  
*Powerhouse excavation. Assembly hall in the foreground and turbine/generator unit zone in the back.*

das escavações da caverna da central, do poço da chaminé de equilíbrio e da câmara das comportas foi monitorizado com recurso a extensómetros de vara.

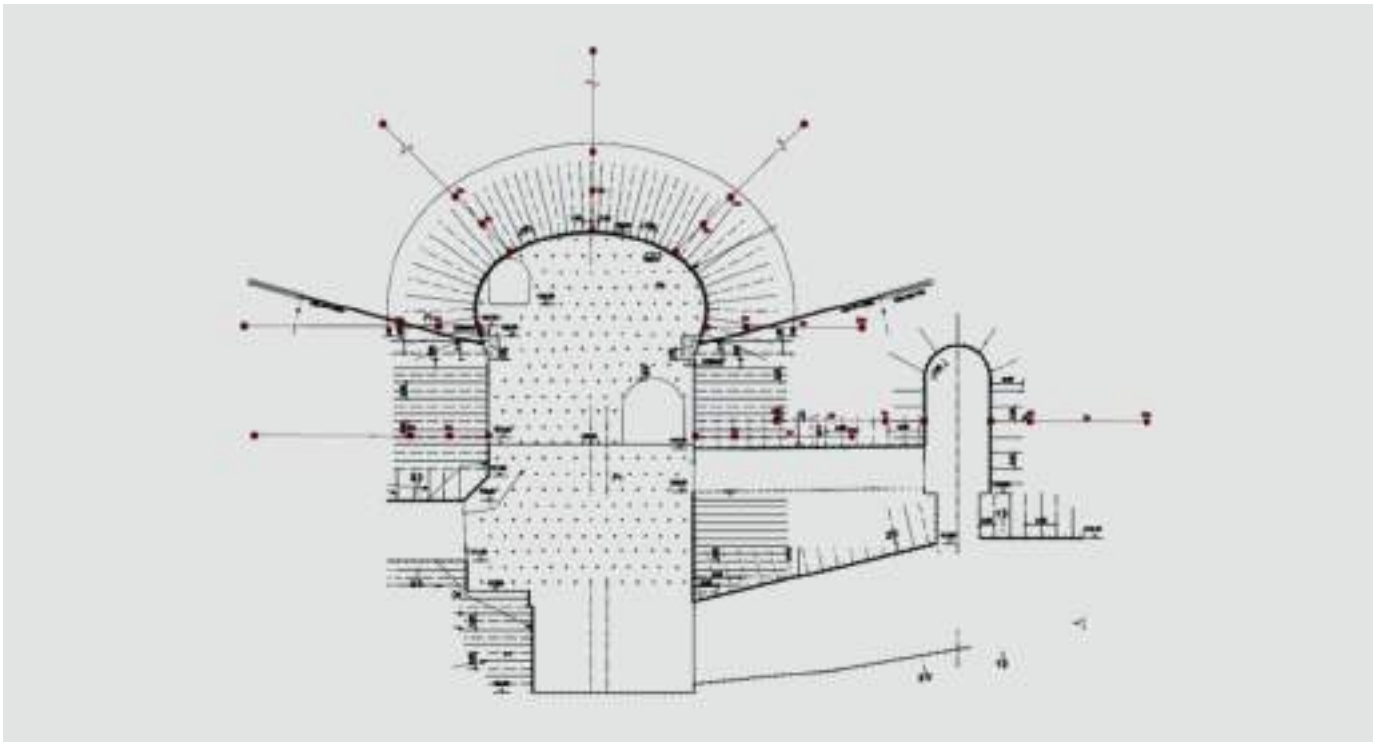
Dado o carácter maioritariamente subterrâneo deste projeto, a medição de convergências no maciço envolvente da escavação dos túneis foi realizada com recurso a métodos óticos. No exterior, nomeadamente na tomada de água, restituição e respectivas ensecadeiras foram utilizados diversos dispositivos de observação estrutural, incluindo utilização de métodos topográficos.

Um dos aspetos de maior relevância relacionado com este projeto e com os métodos construtivos adotados para as escavações, corresponde às restrições impostas em termos de limitação das vibrações ocasionadas pelos explosivos. As distâncias entre as

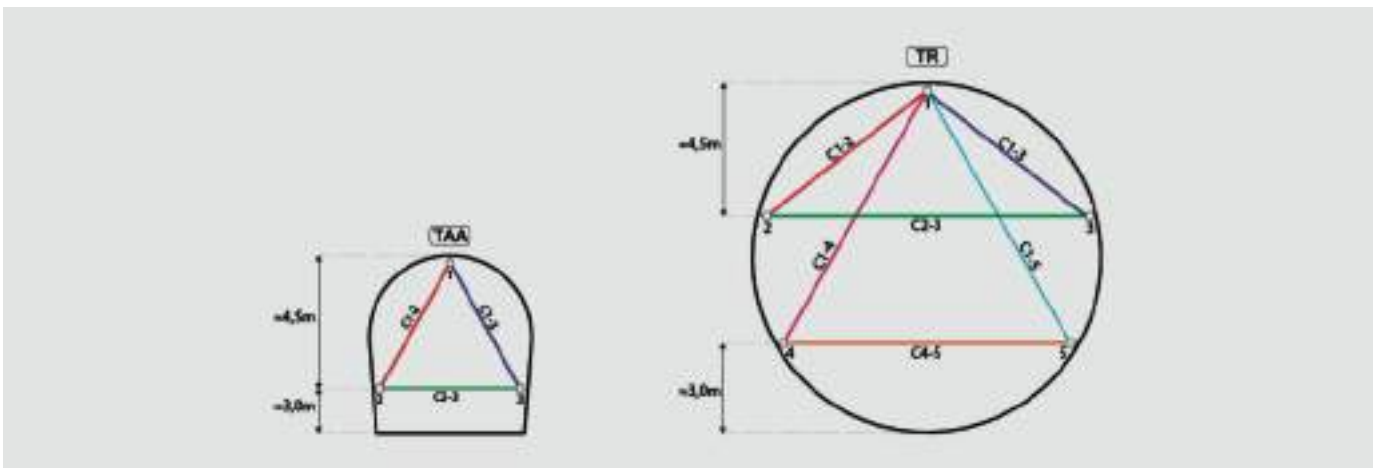
escavações realizadas e a barragem, a central subterrânea de Salamonde I (em funcionamento) e as restantes estruturas e equipamentos mecânicos e elétricos constituíram o principal condicionamento para o dimensionamento e faseamento dos planos de fogo, cuja implementação foi acompanhada por um apertado sistema de controlo das vibrações máximas especificadas em projeto.

#### **BIBLIOGRAFIA**

SARRA PISTONE, R., SILVA, M. M., LIMA, C., BENTO, J., PLASENCIA, N., OLIVEIRA, S. 2010. *Estúdio Geotécnico da Central em Caverna para o Projeto do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroelétrico de Salamonde*. Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e sua utilização. CPT. LNEC, Lisboa. 2010.



**Fig. 07** Secção transversal da caverna com representação do suporte e os extensómetros previstos.  
*Longitudinal section of the cavern showing supports and rod extensometers.*



**Fig. 08** Esquema geral ilustrando o posicionamento das marcas de convergência e respetivas cordas no túnel de acesso à Central e túnel da Restituição.  
*General view showing convergence marks and respective chords in cavern access tunnel and tailrace tunnel.*

Since most of the work was underground, convergences of the rock mass around the excavation were measured using optical methods. Outside, namely at the water intake, outlet and respective cofferdams, various structural observation devices were used including topographic methods.

One of the most important aspects of this project and its construction methods for the excavations is related with the restrictions that were imposed to limit vibrations caused by the blasting. The distances between the excavations and the existing dam, the Salamonde I underground powerhouse (in operation) and

the other mechanical and electrical structures, were the main limiting factor for the design of the blasting plans, which were closely followed by a system to control the maximum vibrations as specified in the project design.

#### BIBLIOGRAPHY

SARRA PISTONE, R., SILVA, M. M., LIMA, C., BENTO, J., PLASENCIA, N., OLIVEIRA, S.. 2010. *Estúdio Geotécnico da Central em Caverna para o Projecto do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico de Salamonde*. Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e sua utilização. CPT. LNEC, Lisbon. 2010.

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE CANIÇADA

**Localização/Location:** Terras de Bouro, rio Cávado/Terras de Bouro, Cávado river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** SEOP

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túnel em carga - 190 m; Túnel de restituição - 7500 m; Caverna da central - 40 m; Poço de acesso - 134 m; Chaminé de equilíbrio - 50 m/Headrace tunnel - 190 m; Tailrace tunnel - 7500 m; Powerhouse cavern - 40 m; Access shaft - 134 m; Surge tank - 50 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túnel em carga de secção circular - os dois primeiros troços revestidos a betão cofrado (com 4,95 m e 3,90 m de diâmetro interior, respetivamente – 19,23 m<sup>2</sup> e 11,94 m<sup>2</sup>) e um troço final blindado, com diâmetro interno de 3.90m (11,94 m<sup>2</sup>); Caverna da central - 18m de largura e 30m de altura; Túnel de restituição - secção em ferradura de 6.8 m de diâmetro de escavação (38,4 m<sup>2</sup>); Poço de acesso e de barramentos circular - 7.5 m de diâmetro (44,16 m<sup>2</sup>); Chaminé de equilíbrio - circular com 10m de diâmetro (78,5 m<sup>2</sup>)/Circular cross section headrace tunnel - the first two stretches are lined with cast concrete (with 4.95 m and 3.90 m interior diameters – 19.23 m<sup>2</sup> and 11.94 m<sup>2</sup>) and a final section steel-lined, with an internal diameter of 3.90 m (11.94 m<sup>2</sup>); Powerhouse cavern – 18 m wide and 30 m high; Tailrace tunnel - Horseshoe cross section 6.8 m excavation diameter (38.4 m<sup>2</sup>); Circular access and cable bus shaft - 7.5 m diameter (44.16 m<sup>2</sup>); Surge shaft - circular 10 m diameter (78.5 m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Desmorte com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** 1952 – 1955

## Nadir Plasencia (coordenação)

– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O aproveitamento hidroelétrico de Caniçada situa-se no vale do rio Cávado, 17km a jusante da barragem de Salamonde e a cerca de 32km da cidade de Braga, na freguesia de Valdozende, do concelho de Terras de Bouro.

A construção do aproveitamento de Caniçada foi iniciada em 1953 depois da construção dos aproveitamentos hidroelétricos de Venda Nova e de Salamonde. Foi o terceiro aproveitamento a ser construído na bacia do Cávado e o segundo a nível nacional com central subterrânea e tem um esquema muito semelhante a Salamonde.

A central está equipada com dois grupos geradores constituídos por turbinas Francis de eixo vertical de 31 MW de potência unitária. A ponte rolante da central tem 110 t de capacidade e desloca-se sobre as vigas suspensas da abóbada de betão não armado.

A escavação da central foi faseada e realizada em maciço granítico, conforme se documenta nas fotografias e esquemas anexos.

Na fase inicial, o ataque às escavações foi realizado por uma galeria inclinada, emboquilhada na encosta direita do rio, a jusante da barragem e que hoje funciona como galeria de ventilação e segurança da central em exploração. A parte final desta galeria encontra-se representada nos esquemas apresentados.

O acesso à central é atualmente assegurado por um poço vertical com 134 m de altura e 7.5 m de diâmetro, por onde sobem os barramentos saídos dos alternadores e todos os cabos elétricos de comando da central. Este poço é equipado com uma ponte rolante, por intermédio da qual foi descido o equipamento, e é dotado de um ascensor para serviço da central e ainda de uma escada de betão.

Logo a jusante da central, existe uma câmara de equilíbrio com 10000 m<sup>3</sup> de volume, também escavada em granito.

O túnel em carga é circular e revestido a betão, tendo um diâmetro interno de 4,85 m. Conforme inicialmente referido, tem uma extensão total de cerca de 190m até à central, dos quais 60m são blindados. Na zona não blindada os primeiros 141,2 m têm uma inclinação de 29% e o restante troço tem uma inclinação de 85%.

O túnel de restituição, que devolve as águas turbinadas ao Cávado, tem uma extensão de 7,5 km. A secção tipo do túnel de restituição é do tipo ferradura com 6.8 m de largura e 6.8 m de altura, a que corresponde uma área de 38,4 m<sup>2</sup> e um volume total de escavação próximo de 300000 m<sup>3</sup>.

O túnel não é revestido, exceto em zonas onde as características do maciço rochoso assim o exigiram. No atravessamento de uma zona com 250 m em terreno com piores características foi utilizado um revestimento em betão armado, antecedido de contenção primária com perfilados metálicos. Noutros troços de menor extensão foi utilizado revestimento em betão simples.

O total dos troços revestidos correspondentes a zonas de piores características, cuja abertura e revestimento se rodaram, por

# CANIÇADA HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Caniçada hydroelectric development is set in the Cávado river valley, 17 km downstream from the Salamonde dam and about 32 km from the town of Braga, in the civil parish of Valdozende, Terras de Bouro municipality.

Construction work on the Caniçada development began in 1953 after the Venda Nova and Salamonde hydroelectric developments had been built. This was the third development to be built in the Cávado basin, the second in the country with an underground powerhouse, and is very similar to the Salamonde scheme.

The powerhouse is equipped with two vertical axis Francis turbines with 31 MW output each. The bridge crane can bear loads of up to 110 t and runs on beams suspended from the unreinforced concrete vault.

The excavation of the cavern powerhouse was phased, in granitic rock mass as shown in the attached photographs and drawings.

To begin the excavation, an inclined ancillary construction tunnel with a portal on the right bank of the river, downstream from the

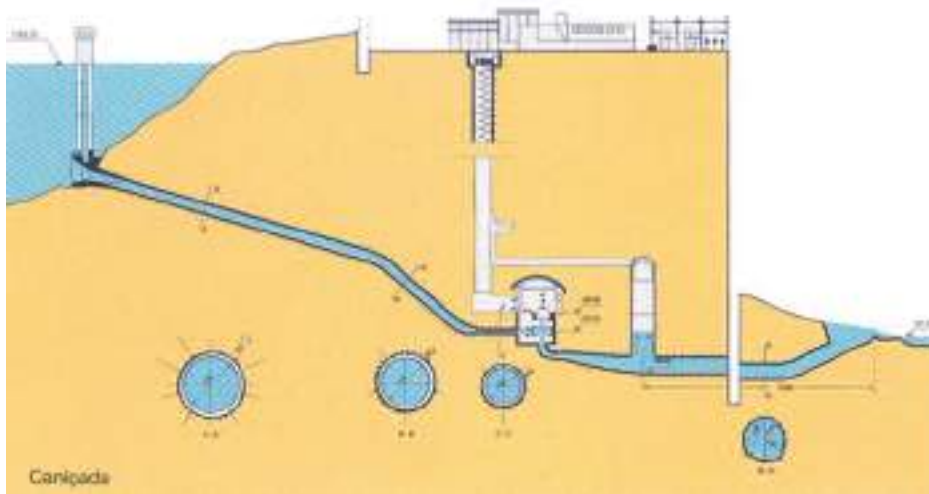


Fig.  
01

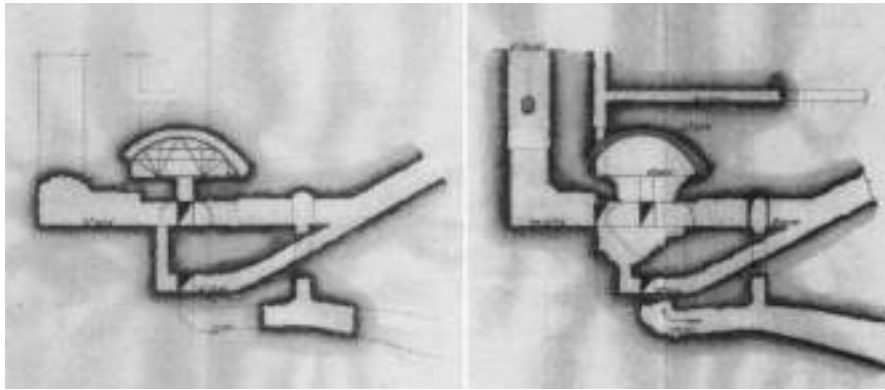
**Esquema geral em corte pelo eixo do circuito hidráulico, vendo-se a localização da central subterrânea.**  
*General scheme - longitudinal section of the underground hydraulic circuit, showing the location of the powerhouse.*



Fig.  
02

**Faseamento de escavação da caverna da central.**  
*Excavation phases of the powerhouse cavern.*





**Fig. 03** Esquema da seqüência construtiva das escavações subterrâneas, vendo-se a localização da central (corte pelo eixo do circuito hidráulico).

*Construction sequence of the underground excavations, showing the powerhouse location (longitudinal section along the underground hydraulic circuit).*



**Fig. 04** Betonagem da abóbada da central (foto esquerda) e abóbada revestida com ponte rolante já montada (foto direita).

*Concreting the powerhouse vault (photo on the left) and lined vault with the bridge crane already assembled (photo on the right).*



**Fig. 05** Central concluída.  
*Finished powerhouse.*



**Fig. 06** Boca da galeria de ataque à central.  
*Portal of the powerhouse construction tunnel.*



**Fig. 07** Galeria de ataque à central (atualmente de ventilação e segurança).  
*Powerhouse construction tunnel (now used for ventilation and safety).*

dam, was used. This is today used as a ventilation and safety tunnel for the powerhouse now in operation. The final part of this tunnel is shown in the schematics.

Powerhouse access is now through a vertical shaft 134 m high and 7.5 m in diameter, where the busbars from the alternators leave the powerplant along with all the electrical control cabling. The shaft has a bridge crane that is used to lower equipment, a service lift for the powerhouse and a concrete staircase.

Just downstream from the powerhouse there is a 10,000 m<sup>3</sup> surge shaft, also excavated in granite.

The circular pressure tunnel is lined in concrete and has a 4.85 m diameter. As stated above it is approximately 190 m long, steel-lined in 60 m of which. The first non-steel-lined section stretches for 141.2 m at a 29% slope and the remaining has an 85% slope.

The tailrace tunnel that returns the water to the Cávado River is 7.5 km long. Its cross section is horse-shoe shaped, 6.8 m wide and high, corresponding to an section of 38.4 m<sup>2</sup> and a total of 300,000 m<sup>3</sup> of excavation.

The tunnel is not lined except in the areas where the characteristics of the rock mass require it. There is a 250 m long section in



**Fig. 08** Boca do poço de acesso.  
*Access shaft entrance.*



**Fig. 09** Poço de acesso concluído.  
*Completed access shaft.*



**Fig. 10** Boca da tomada de água do túnel em carga.  
*Portal of the water intake of the headrace tunnel.*



**Fig. 11** Túnel de restituição, secção corrente.  
*Tailrace tunnel, current section.*



Fig.  
12

**Túnel de restituição, secções revestidas a betão armado antecedido de perfilados metálicos.**  
*Tailrace tunnel, sections lined with reinforced concrete over steel ribs.*

vezes, de grande dificuldade, representa 781 m do total do túnel, ou seja, cerca de 10% da extensão. Algumas destas zonas foram especialmente complexas, nomeadamente entre o poço de ataque de Cávado e o de Fiande, onde em grandes extensões foi necessário recorrer a galerias de avanço, sucessivamente alargadas e betonadas.

Dado que este túnel atinge cotas inferiores à cota do leito do rio Cávado, passando por baixo do mesmo, uma das sete frentes de ataque que foi necessário criar foi uma galeria inclinada com cerca de 100 m, junto à boca da restituição. Os restantes ata-

ques foram constituídos por três poços verticais, respetivamente com 55 m, 75 m e 88 m de profundidade, para acesso de pessoal, materiais e equipamentos.

Entre a conclusão da abertura dos poços de ataque e a entrada em serviço do túnel de restituição decorreram 18 meses.

#### **BIBLIOGRAFIA**

HICA. *Notas explicativas sobre os aproveitamentos hidroelétricos de que é concessionária a Hidro Elétrica do Cávado*, 1961.

EDP. *Os Aproveitamentos Hidroelétricos de Salamonde e Caniçada*. 2006.

poorer ground which needed to be lined in reinforced concrete after a primary lining with steel ribs. In other shorter sections simple concrete lining was used.

The total length of the lined sections covers 781 m, about 10% of the total length. Some of these zones were particularly complex, namely between the Cávado and Fiande ancillary construction shafts, where advance tunnels had to be successively enlarged and concreted.

Since this tunnel is deeper than the Cávado river bed, and even passed under it, one of the seven ancillary construction excava-

tions was an inclined tunnel about 100 m long near the tailrace outlet. The other ancillary fronts were composed of vertical shafts 55 m, 75 m and 88 m deep for the access of personnel, materials and equipment. After the conclusion of the ancillary shafts, it took about 18 months for the tailrace tunnel be completed.

## BIBLIOGRAPHY

HICA - *Notas explicativas sobre os aproveitamentos hidroeléctricos de que é concessionária a Hidro Eléctrica do Cávado*, 1961.

EDP - *Os Aproveitamentos Hidroeléctricos de Salomonde e Caniçada*. 2006.

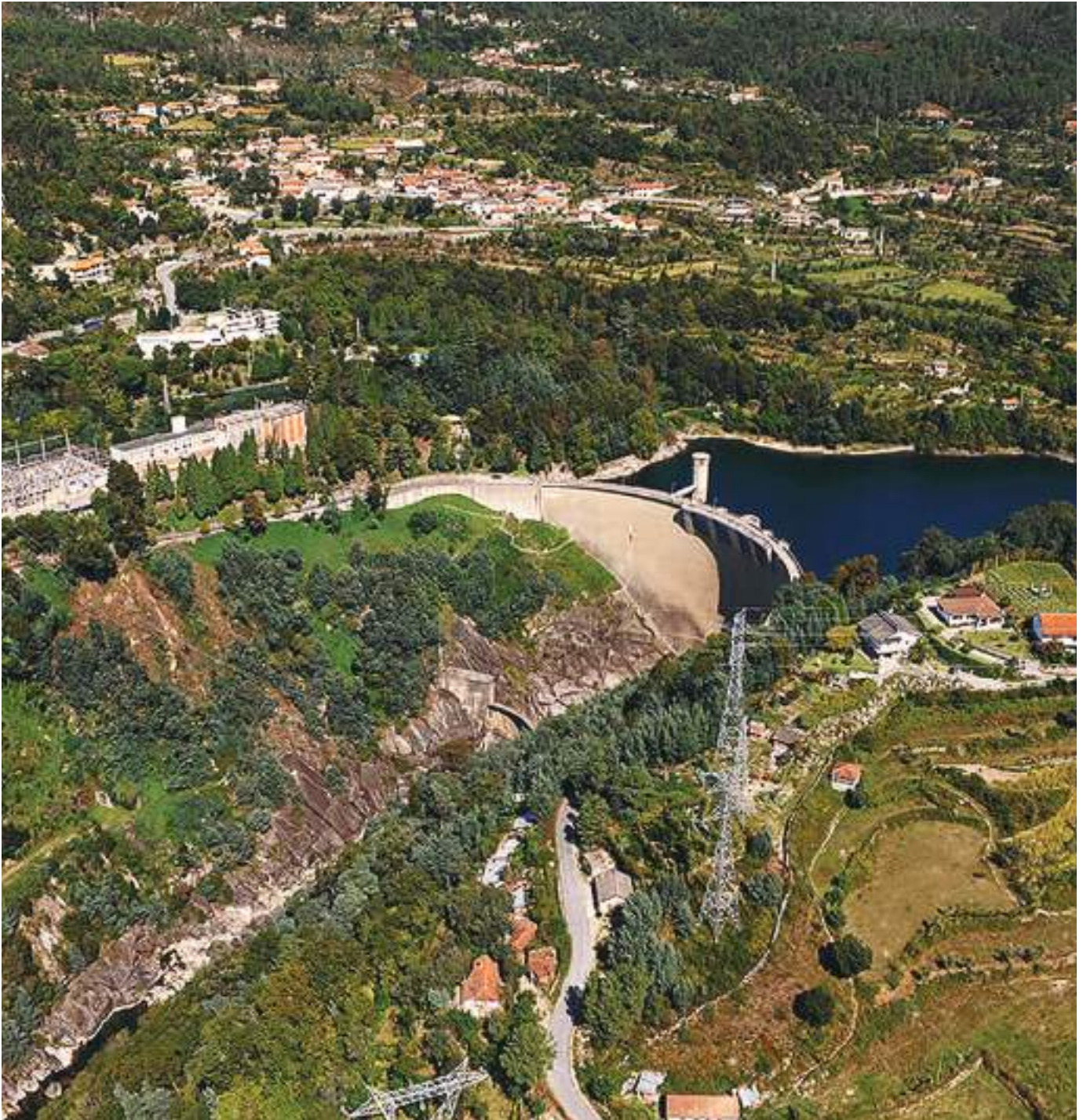


Fig.  
13

**Barragem de Caniçada.**  
*Caniçada dam.*

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE PICOTE

**Localização/Location:** Miranda do Douro, rio Douro/Miranda do Douro, Douro river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio ETELI/OPCA/ETELI/OPCA Consortium

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico - cerca de 500m; Central subterrânea - 88m; Poço de barras (comunicação entre a central e o edifício de comando) - 78m de altura; Poço de ligação entre o edifício de descarga e a central - 34,85m; Túneis do acesso entre o edifício de comando e o edifício de descarga - 450 m/Hydraulic circuit tunnels - about 500 m; Underground powerhouse – 88 m; Busbar shaft (communication between the plant and the control building) – 78 m high; Connection shaft between the workshop building and the powerhouse - 34.85 m; Access tunnels between the command building and the workshop building - 450 m
- **Secção transversal/Cross section:** Conduta forçada ou adução - circular com 7 m de diâmetro de escavação (38,46 m<sup>2</sup>); Central em caverna - 16,6m de largura e 35 m de altura máxima de escavação; Túnel de restituição - 15m de altura e 12m de largura; Poço de barras: circular com 7m de diâmetro; Poço de ligação entre o edifício de descarga e a central - circular com 10m de diâmetro de escavação; Túneis do acesso entre o edifício de comando e o edifício de descarga – secção ovalizada com 7 m de largura/headrace tunnel with about 7 m excavation diameter (38.46 m<sup>2</sup>); Powerhouse cavern - 16.6 m wide and 35 m maximum excavation height; Tailrace tunnel - 15m high and 12m wide; Busbar shaft: circular, 7 m diameter; Connection shaft between the workshop building and the powerhouse – circular, 10 m excavation diameter; Access tunnel between the control building and the workshop building – 7 m wide oval cross section
- **Volumes globais de escavação subterrânea/Total amounts of underground excavation:** 145000m<sup>3</sup>

**Método construtivo/Construction method:** Desmante com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** 1953 – 1958

## Nadir Plasencia (coordenação) – EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O Aproveitamento Hidroelétrico de Picote, construído na década de 50 do séc. XX, integra a cascata de três empreendimentos (Miranda, Picote e Bemposta) explorados pela EDP no troço internacional do rio Douro, localizando-se entre os outros dois aproveitamentos referidos.

O circuito hidráulico encontra-se implantado na margem direita do Douro, sendo a central equipada com três grupos geradores, cujas turbinas têm a potência nominal unitária de 62 MW, sendo o caudal total máximo turbinável de 117 m<sup>3</sup>/s.

A barragem, em arco gravidade de dupla curvatura, está localizada num tramo WNW-ESSE do rio, de morfologia de canhão encaixado no planalto de Miranda. É uma região granítica onde domina granito porfiróide grosseiro biotítico-moscovítico, cinzento, localmente modificado para granito grosseiro avermelhado, com famílias de diaclases subverticais e duas famílias de inclinação média. Diques e filões pegmatíticos e por vezes de quartzo dispõem-se segundo algumas diaclases. Falhas são no geral verticais ou quase, as mais frequentes NE-SW e NNE-SSW, e raras de inclinação média. À superfície, o maciço granítico evi-

dencia-se, do ponto de vista geoestrutural, com blocos de grandes dimensões. Em profundidade, no entanto, as descontinuidades apresentam-se globalmente fechadas, o que contribui para as excelentes características geotécnicas evidenciadas pelas superfícies subterrâneas escavadas.

A central subterrânea tem 88 m de comprimento, 16,6 m de largura e altura máxima da escavação de 35 m. Um poço com uma altura de 78 m estabelece comunicação direta entre o edifício de comando e a central. Outra ligação em poço de 35m permite a comunicação entre a caverna e o edifício de descarga e possui um diâmetro que permitiu a descida do equipamento da central

A escavação da caverna da central, com cerca de 150m de cobertura, foi faseada, tendo sido iniciada pela abóbada e revestimento da mesma a betão, incluindo-se nesta estrutura as vigas da ponte rolante.

Nestas escavações a utilização de contenção primária, com recurso a pregagens de varão selado, foi apenas pontual. As paredes da central acima do piso principal são falsas, sendo possível o acesso ao espaço entre o maciço escavado e a parede, onde ainda se observam as pregagens.

A central é dotada de 3 grupos geradores de eixo vertical, cada um deles dispendo de uma tomada de água, conduta forçada

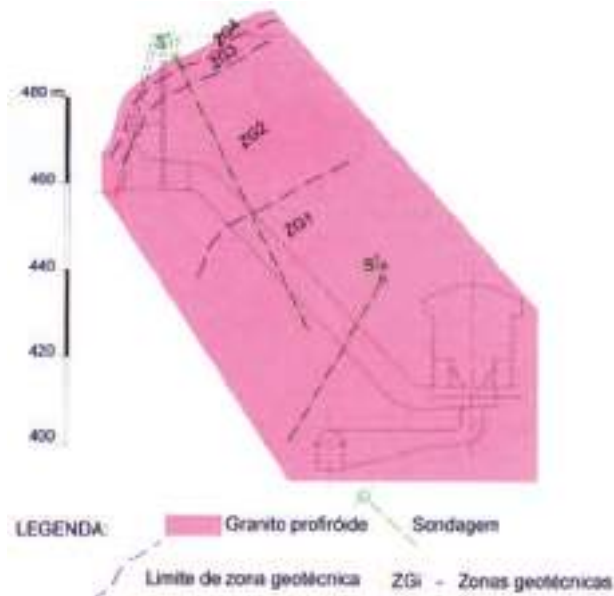
# PICOTE HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Picote Hydroelectric Development was built in the 1950s. It is part of a group of three projects, built in cascade (Miranda, Picote and Bemposta) and is operated by EDP on the international section of the Douro River. Picote is located between the other two schemes that were mentioned, downstream from Miranda.

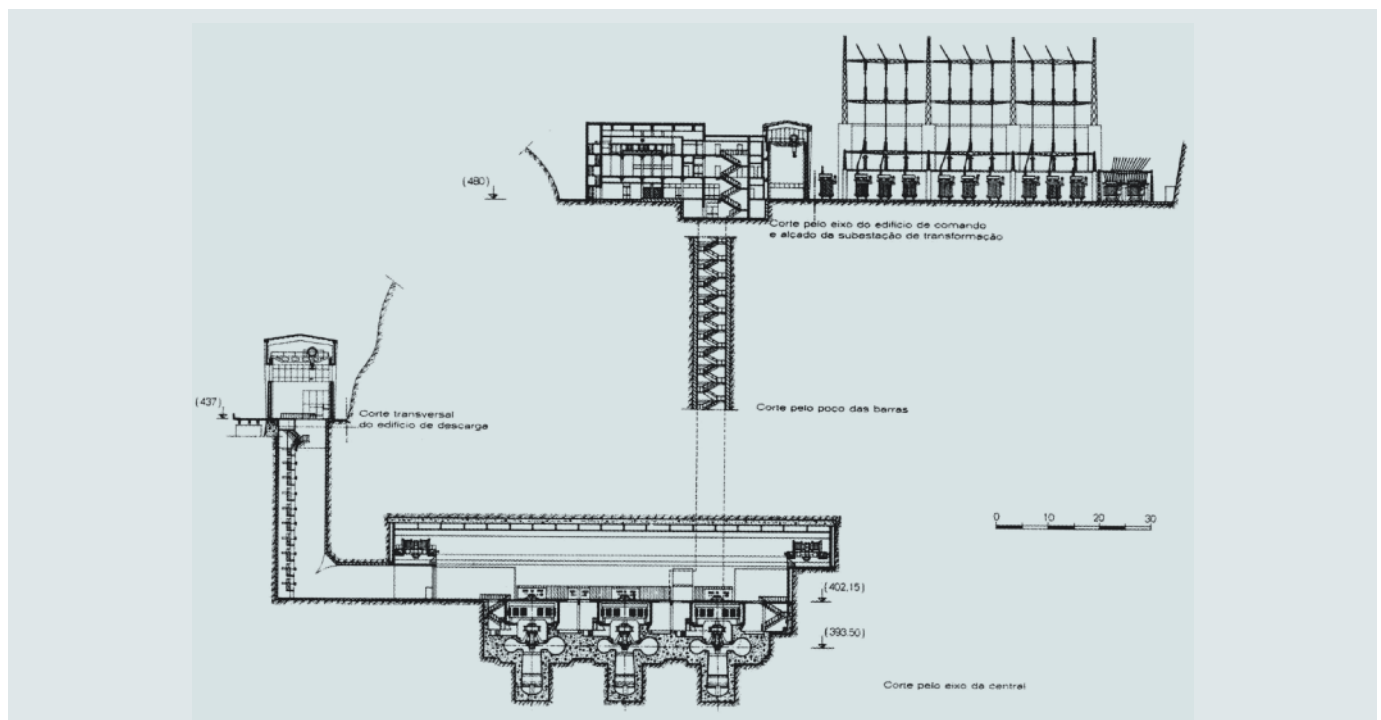
The underground hydraulic circuit is tunnels are on the right bank of the Douro and the powerhouse is equipped with three gene-

rator groups that have a rated output of 62 MW each, with a maximum flow of 117 m<sup>3</sup>/s.

The double-curvature arch dam is on a WNW-ESSE section of the river in a canyon on the Miranda plateau. This is a granitic region mainly of grey muscovite and biotite coarse porphyritic granite, locally modified into reddish coarse granite, with sub-vertical joint sets and two medium inclination joint sets. Pegmatite



**Fig. 01** Central I. Características geológicas.   
 Powerhouse. Geological characteristics.



**Fig. 02** Esquema geral em corte pelo eixo longitudinal da central.   
 Longitudinal section of the powerhouse.





**Fig. 03** Central I. Escavação da abóbada.  
*Powerhouse I. Vault excavation.*



**Fig. 04** Central I. Escavação da zona das turbinas. Central concluída.  
*Powerhouse I. Turbine hall excavation. Finished powerhouse.*

e tubo de aspiração. As condutas forçadas foram escavadas em granito, são revestidas a betão e têm, no troço inferior, uma blindagem metálica. Os tubos de aspiração, também escavados em rocha granítica e integralmente revestidos, convergem numa galeria única de restituição, com 15 m de altura e 12 m de largura, que vai desembocar sob o trampolim do descarregador de cheias da barragem.

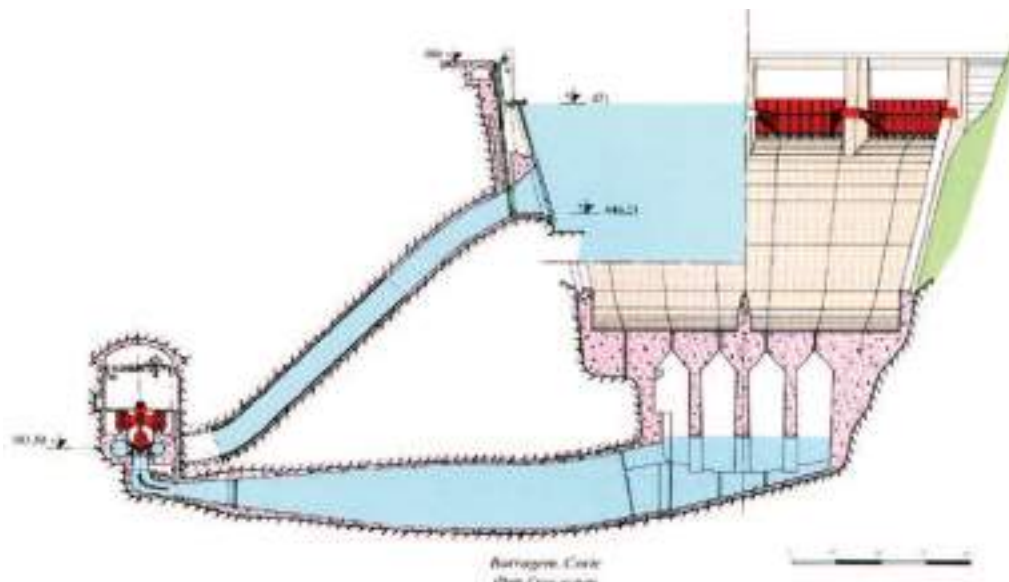
Além da central e circuito hidráulico, nesta zona da margem direita do rio Douro está integrado um conjunto significativo de obras subterrâneas, entre as quais se destacam os dois troços

em túnel do acesso entre as plataformas do edifício de descarga, à cota (430,8), e do edifício de comando, à cota (473,8). Estes túneis têm um vão de cerca de 8 metros, e comprimentos de 300 e 140 metros aproximadamente e são apenas revestidos nas bocas e numa única zona geotécnicamente menos favorável.

#### BIBLIOGRAFIA

EDP - *O Aproveitamento Hidroelétrico de Picote*. 2008.

NEIVA, J. M. C. - *Geologia dos locais dos trabalhos para o reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Picote*. 1980.



**Fig. 05** **Esquema geral do circuito hidráulico.**  
*General design of the underground hydraulic circuit.*



**Fig. 06** **Túneis de acesso na fase da construção.**  
*Access tunnels during the construction phase.*

dikes and veins and sometimes quartz dikes are arranged according to some joints. The faults are generally vertical or almost vertical and most often NE-SW and NNE-SSW and occasionally with medium inclination. At the surface, the granitic rock mass shows large blocks, from a geostructural point of view. Deeper down, however, the discontinuities are generally closed, meaning it has excellent geotechnical characteristics, as can be seen in underground surfaces that have been excavated.

The underground powerhouse is 88 m long, 16.6 m wide and up to 35 m high. A 78 m high shaft connects the command building and the powerhouse directly. Another 35 m shaft links the cavern and the workshop building; this shaft is wide enough for the powerhouse equipment to be lowered.

The powerhouse cavern, approximately 150 m underground, was excavated in phases, starting with the vault and its concrete lining in which are included the bridge crane beams.

In these excavations, only some primary lining was used with grouted passive bolting in a few areas. The powerhouse walls above the main floor are architectonic, so it is possible to access the space between the rock and the wall to inspect the passive bolts.

The powerhouse is equipped with three vertical axis generator units, each one has a water intake, penstock and suction tube. The penstocks were excavated in the granite, are concrete-lined and steel-lined on the lower section. The suction tubes are also excavated in granite, and completely lined, and converge into a single tailrace tunnel 15 m high and 12 m wide which delivers the discharge from the powerhouse under the ski-jump spillway.

Apart from the powerhouse and hydraulic tunnels, in this zone on the right bank of the Douro there is a significant series of underground works, including two stretches of access tunnel between the workshop building platforms at elevation 430.8 and the command building at elevation 473.8. These tunnels have a span of about 8 metres and are about 300 and 140 metres long. They are only lined at the portals and in one poorer geotechnical zone.

**BIBLIOGRAPHY**

EDP - *O Aproveitamento Hidroeléctrico de Picote*. 2008.  
NEIVA, J. M. C. - *Geologia dos locais dos trabalhos para o reforço de potência do aproveitamento hidroeléctrico de Picote*. 1980.

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE PICOTE II

**Localização/Location:** Miranda do Douro, rio Douro/Miranda do Douro, river Douro

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** Consórcio/Consortium: OPWAY/MSF

**Fiscalização/Supervision:** Consulgal

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túnel em carga – 300 m; Caverna da central – 68 m; Túnel de restituição – 150 m; Poços de ventilação e para cabos – 180 m; Túneis diversos de acesso, ataque, ligação e ventilação – 1700 m/Headrace tunnel – 300 m; Powerhouse cavern – 68 m; Tailrace tunnel – 150 m; Shafts for ventilation and cables – 180 m; Access, construction, connection and ventilation tunnels – 1700 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis do circuito hidráulico - circulares com cerca de 12 m de diâmetro de escavação (113 m<sup>2</sup>); Caverna – 23 m de largura por 58 m de altura/Circular hydraulic circuit tunnels with approximately 12 m excavation diameter (113 m<sup>2</sup>); Cavern – 23 m wide and 58 m high

**Método construtivo/Construction method:** Desmorte com explosivos/Drill & Blast and raise-boring

**Período de construção/Construction period:** 2007 – 2011

## Nadir Plasencia (coordenação) – EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

A exploração do potencial hidroelétrico do troço internacional do rio Douro é feita por três centrais em cascata (Miranda, Picote e Bemposta), construídas nas décadas de 50 e 60 do século passado. Esta zona do vale do Douro é consideravelmente encaixada e profunda, o que condiciona a capacidade das albufeiras (6 milhões de m<sup>3</sup> em Miranda, 13,3 em Picote e 21 em Bemposta) impossibilitando a regulação dos caudais afluentes.

Estes aproveitamentos a fio de água foram originalmente dimensionados para valores de caudais turbinados que nos dias de hoje são considerados baixos. No caso de Picote, a capacidade total dos três grupos de Picote I é apenas 1,5 vezes superior ao caudal médio anual do rio, o que originava importantes descargas em períodos de grandes chuvas, sempre que a capacidade de turbinamento era excedida pelas aflúências. Esta situação tornou-se mais evidente após a entrada em serviço do reforço de potência de Miranda, em 1995. Estas razões, associadas ao facto de as duas centrais a montante – Castro em Espanha e Miranda em Portugal – estarem equipadas com caudais 1,8 e 2,2 vezes superiores a Picote I, justificaram o interesse em reforçar a potência do aproveitamento, tendo em vista uma melhor utilização dos recursos hídricos naturais evitando descargas elevadas que começaram a ocorrer também em horas de ponta, quando se verificavam elevadas concentrações de caudais turbinados a montante.

O aproveitamento hidroelétrico de Picote II corresponde, assim, ao reforço de potência de Picote, com a instalação de um terceiro grupo gerador Francis de eixo vertical de 246 MW de potência nominal para um caudal de 400 m<sup>3</sup>/s. O circuito hidráulico está implantado na margem direita (território português), circundando a uma pequena distância o circuito hidráulico de origem.

Os elementos principais são o túnel em carga com 300 m, o túnel de restituição com 150 m de extensão, uma central subterrânea e diversos túneis de acesso e de ataque.

A execução dos túneis de acesso e de ataque, em conjunto com ligações e ventilações, implicou a realização de um total de 1700 m de escavações. Foi ainda necessária a escavação de poços de ventilação e para cabos com 180 m de altura. O volume total de escavações foi de 450000 m<sup>3</sup>.

A nova central está instalada numa caverna com 68 m de comprimento, 23 m de largura e 58 m de altura máxima, com 150 m de cobertura. Foi aberta apenas a 80 m de distância da central de Picote I. Visto que as escavações foram realizadas com recurso a explosivos, esta proximidade foi um dos principais desafios deste projeto devido à propagação das vibrações induzidas. Foi ainda aberta uma outra pequena caverna com 14,8 x 13 m<sup>2</sup> e 13,5 m de altura, para instalação dos transformadores. Apesar de as condições geotécnicas não exigirem uma abóbada em betão moldado, veio a ser adotado este tipo de solução construtiva para suporte da ponte rolante com uma capacidade de 600 t destinada a movimentar os equipamentos do grupo gerador. O revestimento final das paredes acima do piso principal é constituído por betão projetado e pregagens de varão selado.

O faseamento construtivo adotado para a escavação da abóbada da caverna da central consistiu na abertura inicial de duas galerias laterais longitudinais e três posteriores transversais que permitiram a rápida montagem dos extensómetros de varas antes de a escavação estar completada. A aplicação de pregagens swellex e betão projetado foi sistemática em toda a escavação da central.

Os túneis do circuito hidráulico, com diâmetros de escavação de 12 m, foram escavados em secção plena, globalmente no granito porfiróide. As principais famílias de descontinuidades

## PICOTE II HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The hydroelectric energy production on the international section of the river Douro, employs three developments in cascade (Miranda, Picote e Bemposta), built in the 1950s and 60s. This part of the Douro valley has quite steep and deep riverbanks, thus limiting reservoir capacities (6 million m<sup>3</sup> in Miranda, 13.3 in Picote and 21 in Bemposta).

These schemes were originally designed for turbine flows that nowadays are considered to be low. In the case of Picote, the total capacity of the three Picote I groups is just one and a half times more than the average annual flow of the river, leading to large discharges at periods of heavy rains whenever the flow surpasses turbine capacity. This situation became clearer after the repowered Miranda powerhouse went online in 1995. This, along with the fact that the two upstream powerplants - Castro in Spain and Miranda in Portugal - are equipped with flows 1.8 and 2.2 times higher than that of Picote I, meant it was important to repower the development, taking into account a better use of the natural water resources, avoiding high discharges that begun to take place even at peak consumption periods, when there are large volumes of water coming from upstream hydroelectric powerhouses.

The hydroelectric development of Picote II therefore corresponds to an increase in Picote power output with the installation of a third vertical axis Francis generator with a rated output of 246 MW for a flow of 400 m<sup>3</sup>/s. This new hydraulic circuit is on the right bank (Portuguese territory) surrounding the original hydraulic scheme.

The main components are the 300 m long headrace tunnel, the 150 m tailrace tunnel, an underground powerhouse and several access and ancillary construction tunnels.

The construction of the ancillary tunnels, along with connections and ventilations, implied about 1700 m of linear excavation. Ventilation and cables required boring 180 m high shafts. The total excavation volume was 450,000m<sup>3</sup>.

The new powerhouse was installed in a 68 m long, 23 m wide and up to 58 m high cavern, with 150 m overburden. It was opened just 80 m from Picote I. Since the excavations used explosives, this proximity was one of the main challenges due to the vibrations caused. Another small cavern was also opened measuring 14.8x13 m<sup>2</sup> and 13.5 m high, to install the transformers. Although the geotechnical conditions did not require a vault in cast concrete, this construction solution was chosen to support the 600 t bridge crane designed to move the generator unit equipment. The final lining of the walls above the main floor consists of shotcrete and grouted passive bolts.

The excavation phasing adopted for the powerhouse cavern vault involved first opening two longitudinal lateral galleries and then three transversal ones for the quick assembly of the rod extensometers before the excavation was complete. Swellex passive bolts and shotcrete was used throughout the entire powerhouse excavation.

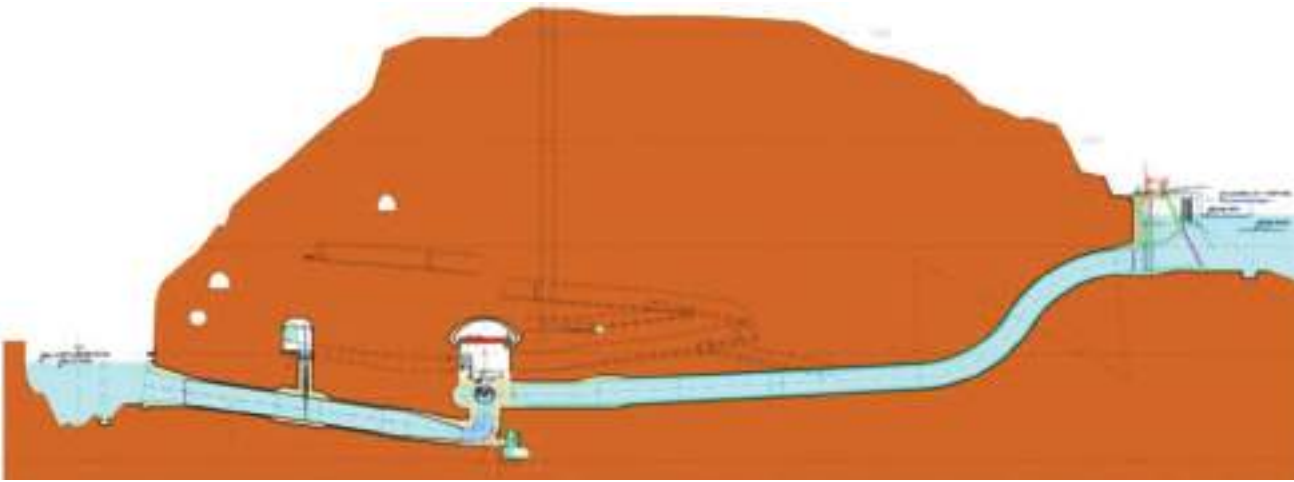
The 12-metre excavation diameter hydraulic tunnels were excavated in full-face throughout the porphyritic granite. The main sets of discontinuities are: a) N70°-90°W, 80°-90° NNE, b) N5°-30°W, 70°ENE-90°-70°WSW; and c) subhorizontal. The primary support consisted of passive bolts and shotcrete and these excavations were monitored by convergence measurements using optical means. The final lining is cast reinforced concrete.

Most of the excavations in the development were made in geo-logical-geotechnical zones with good characteristics. However,



Fig.  
01

**Esquema geral do aproveitamento hidroelétrico de Picote I (a azul) e do seu reforço de potência, Picote II (a vermelho).**  
**General diagram of the Picote I hydroelectric development (in blue) and the repowering, Picote II (in red).**



**Fig. 02** Corte pelo eixo do circuito hidráulico.  
*Longitudinal section of the hydraulic circuit.*

encontradas foram: a) N70°-90°W, 80°-90° NNE, b) N5°-30°W, 70°ENE-90°-70°WSW; e c) subhorizontal. O suporte primário aplicado foi constituído por pregagens e betão projetado e a monitorização destas escavações foi feita através da medição de convergências com recurso a meios óticos. O revestimento definitivo é constituído por betão armado cofrado.

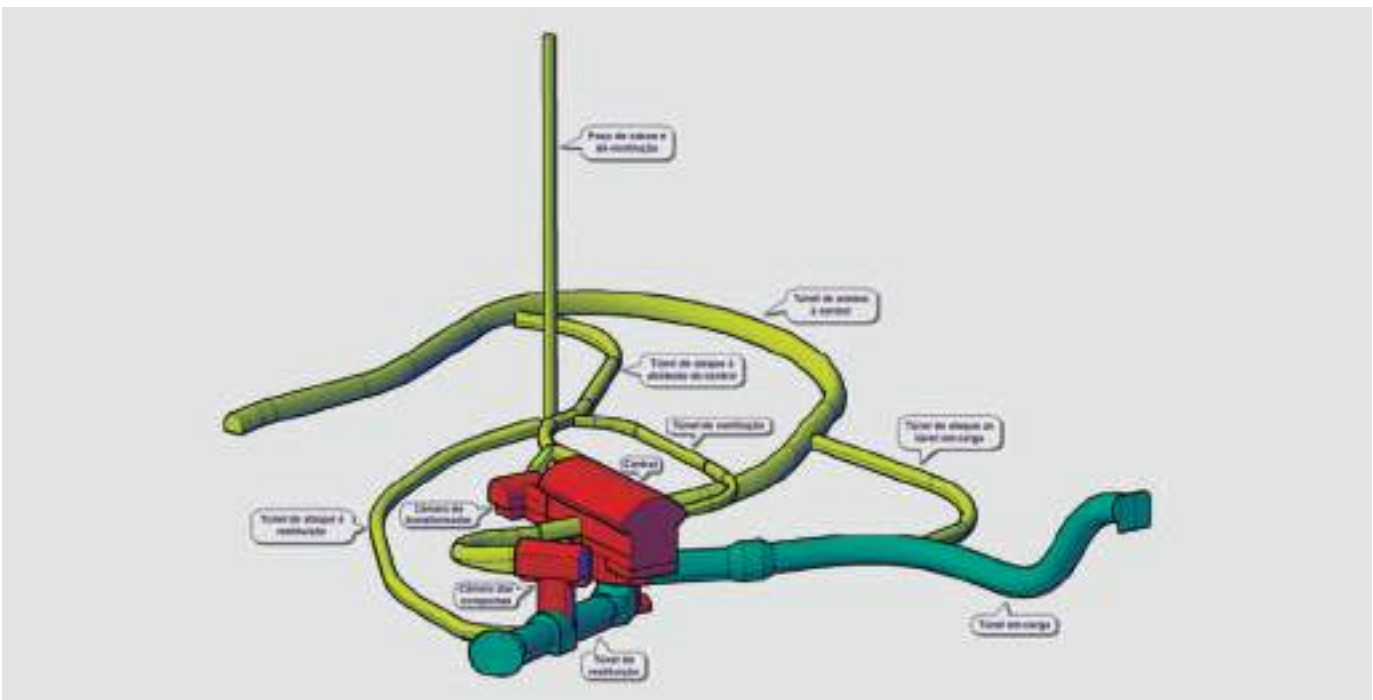
Grande parte das escavações do aproveitamento foi realizada em zonas geológico-geotécnicas com boas características. No entanto, as escavações da caverna da central intersectaram uma zona tectónica correspondente a uma estrutura subvertical localizada na extremidade SW da caverna e fazendo um ângulo próximo de 45° com o eixo principal da mesma, detetada na fase de estudos.

Com o objetivo de controlar os deslocamentos no maciço rochoso e as tensões na abóbada de betão armado que reveste o teto da central concebeu-se um plano de observação para monitorizar

aquelas grandezas durante e após o período de construção. Os deslocamentos no maciço foram medidos através de 12 extensómetros de varas dispostos em duas secções transversais da caverna. A estrutura em betão armado de revestimento da abóbada foi monitorizada através de 28 extensómetros Carlson e 10 células de pressão localizadas em pontos específicos. O plano de monitorização envolveu ainda a observação visual do maciço escavado e dos elementos de suporte aplicados e a medição de convergências.

A monitorização da obra subterrânea permitiu aferir o respetivo nível de segurança, perceber mecanismos de comportamento, ajustar as fases de construção e calibrar o modelo numérico de dimensionamento, tendo-se verificado que uma boa compatibilidade entre o comportamento real e o antecipado pelo modelo.

Entre as principais características deste projeto, são de realçar a relativa proximidade entre o circuito hidráulico em construção



**Fig. 03** Representação 3D das escavações necessárias para Picote II.  
*3D representation of the Picote II excavations.*



**Fig. 04** Escavação da abóbada da caverna de Picote II.  
*Excavation of the Picote II cavern vault.*



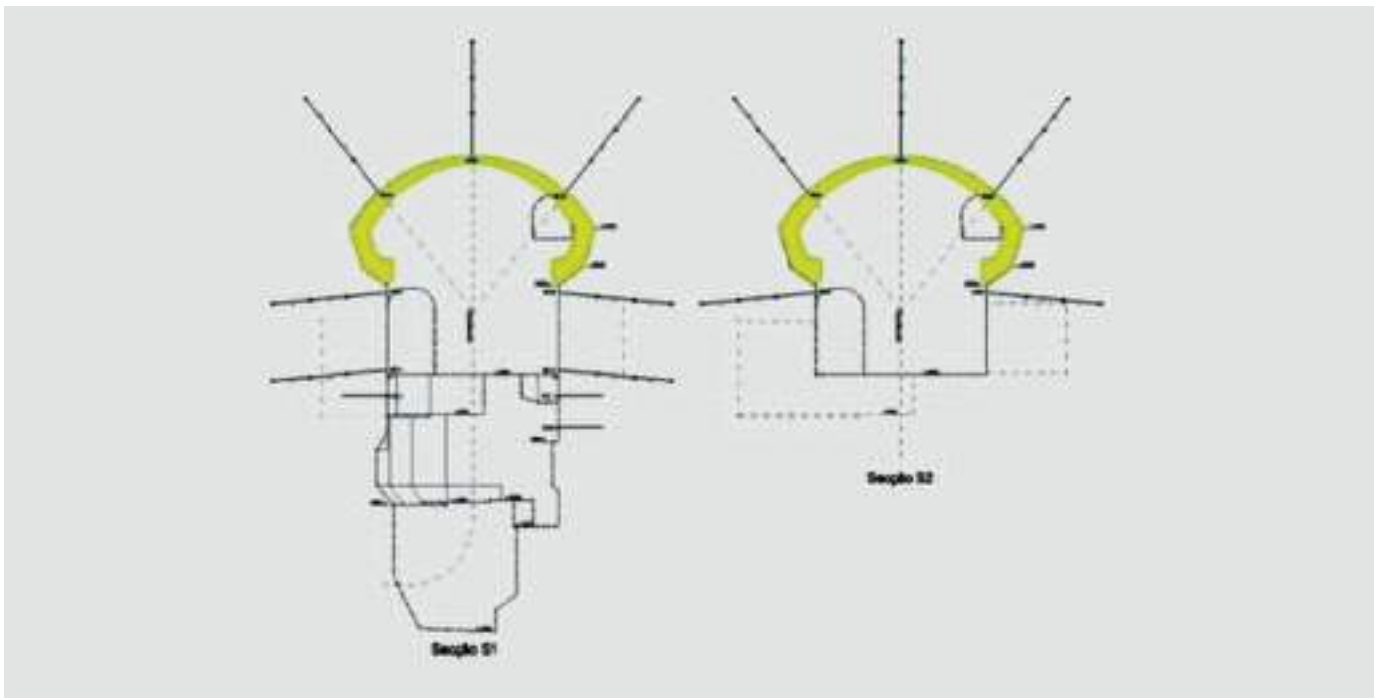
**Fig. 05** Escavação do núcleo da caverna, após betonagem da abóbada.  
*Excavation of the main cavern after construction of the vault concrete lining.*

the excavations of the main cavern intersected a tectonized zone, corresponding to a subvertical structure in the SW extreme of the cavern at an angle of about 45° to the main axis of the cavern, which was detected in the study phase.

In order to control displacements of the rock mass and stresses in the powerhouse's reinforced concrete vault, an observation plan was designed to monitor those zones during and after construction. Displacements were measured using twelve rod extensometers in two cross sections of the cavern. The reinforced concrete

vault lining was monitored using 28 Carlson strain gauges and 10 pressure cells located at specific points. The monitoring plan also involved a visual observation of the excavated ground and of the installed supports and convergence measurements.

The monitoring of the underground work allowed the assessment of the safety of the structure, its mechanical behaviour understanding, as well as the adjustment of the construction phases and numerical models calibration. It proved the good compatibility between the anticipated model and the real behaviour.



**Fig. 06** Duas secções de monitorização de deslocamentos na zona da caverna.  
*Two displacement monitoring sections in the cavern zone.*



**Fig. 07** Galeria em carga. Ao fundo a central.  
*Headrace tunnel near the powerhouse.*

e o circuito hidráulico de origem e os grandes volumes de escavação em jogo. Os ensaios de vibração realizados no local com objetivo de determinar o limite máximo das vibrações permitiram fixar para aquele limite o valor de 10mm/s junto dos grupos geradores da central existente. No decorrer das escavações, as cargas dos explosivos foram permanentemente adaptadas de

modo a respeitar aquele valor, que apenas muito pontualmente foi ultrapassado.

#### BIBLIOGRAFIA

LIMA, C., PLASENCIA, N., ESTEVES, C. - *Picote II Underground Powerhouse – Geotechnical characterization and design*. ISRM, 2007.



**Fig. 08** **Central de Picote II concluída.**  
*Picote II powerhouse concluded.*

Some of the main characteristics of this construction include the proximity between the hydraulic conduit under construction and the original hydraulic conduit and the huge excavation volume in question. The vibration tests performed on site to determine the maximum vibration limits set that limit at 10 mm/s at the existing powerhouse generator groups. During excavations, the explosive charges were constantly adapted to comply with that limit, which was only surpassed occasionally.

#### **BIBLIOGRAPHY**

LIMA, C., PLASENCIA, N., ESTEVES, C. - *Picote II Underground Powerhouse – Geotechnical characterization and design*. ISRM, 2007.



# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE MIRANDA

**Localização/Location:** Miranda do Douro, rio Douro/Miranda do Douro, Douro river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** ETELI (Miranda I, central em caverna - Grupos 1 a 3); SOMAGUE (Miranda II, central em poço - Grupo 4)/ETELI (Miranda I, powerhouse in cavern - Groups 1 to 3); SOMAGUE (Miranda II, powerhouse in shaft - Group 4)

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico dos grupos 1 a 3 (Miranda I) – cerca de 200 m; Caverna dos grupos 1 a 3 – 80m; Circuito hidráulico do grupo 4 (Miranda II) – cerca de 250 m; Poço do Grupo 4 – 66m de altura/Hydraulic circuit tunnels of groups 1 to 3 (Miranda I) – about 200 m; Groups 1 to 3 cavern – 80 m; Hydraulic circuit tunnels of Group 4 (Miranda II) – about 250 m; Group 4 shaft – 66 m high
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis de adução dos grupos 1 a 3 (Miranda I) - 6 m de diâmetro característico útil (64 m<sup>2</sup>); Central em caverna (Miranda I) –19,6 m de largura x 42,7 m de altura; Túneis de restituição – 9m de diâmetro; Túnel de adução do grupo 4 (Miranda II) - circular com 10,8 m de diâmetro de escavação (92 m<sup>2</sup>); Túnel de restituição grupo 4 - secção variável com o máximo de 180 m<sup>2</sup>; Poço do grupo 4 – circular com 24,5m de diâmetro/Headrace tunnels for groups 1 to 3 (Miranda I) - 6 m in diameter, internal section (64 m<sup>2</sup>); Powerhouse cavern (Miranda I) – 19.6 m wide x 42.7 m high; Tailrace tunnels – 9 m diameter; Headrace tunnel for group 4 (Miranda II) - circular with 10.8 m excavation diameter (92 m<sup>2</sup>); Tailrace tunnel for Group 4 - variable cross section of up to 180 m<sup>2</sup>; Shaft for Group 4 – circular 24.5 m diameter

**Método construtivo/Construction method:** Desmonte com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** Grupos 1 a 3 - concluído em 1961; Grupo 4 - 1990 a 1995/Groups 1 to 3 concluded in 1961; Group 4 - 1990 to 1995

## Nadir Plasencia (coordenação)

– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O escalão hidroelétrico de Miranda do Douro fica à ilharga desta cidade, local em que o rio Douro, correndo ao longo de vale muito encaixado de orientação NW-SE, muda bruscamente para orientação E-W, ao longo de falhas. É uma topografia hidrográfica em V, de vértice orientado para SE, morfologia que facilitou a inserção do aproveitamento. As margens são altas, de formas vigorosas, de formidável erosão vertical que fez desaparecer quase totalmente os restos de antigos níveis de erosão. As vantagens morfológicas do local foram aproveitadas quando do projeto da central em caverna (Miranda I – grupos 1 a 3) como, posteriormente, no projeto da central em poço (Miranda II – grupo 4).

Os afloramentos das massas rochosas, num maciço heterogéneo de granito e migmatitos, permitem considerar que o granito médio biotítico-moscovítico da cúpula tem a teto migmatitos (embrechito epibólico e epibolito). Na região afloram: migmatitos com dobras do tipo isoclinal, uns homogéneos (micaxistos parcialmente substituídos por cristais glandulosos de feldspato), que afloram a W e a NW da região, e outros heterogéneos (micaxistos com filonetes, vénulas e lenticulas concordantes de granito, aplito e pegmatito); o granito de grão médio de duas micas, com modo de jazida em cúpula, que passa na sua bordadura a

migmatito. Junto e próximo ao migmatito, o granito mostra estrutura planar, tendo as micas orientação dominante NW-SE.

A central em caverna é equipada com três grupos de 59 MW de potência unitária e um caudal de 117 m<sup>3</sup>/s para uma queda útil de 56 m, com três circuitos hidráulicos subterrâneos independentes, abrangendo tomada de água, galeria em carga, tubo de aspiração e galeria de fuga. A conceção subterrânea desta central permitiu uma maior liberdade na sua implantação e execução.

O reforço de potência (Miranda II – grupo 4) foi instalado num poço (central semi-enterrada), aproveitando para circuito hidráulico, grande parte o túnel de desvio realizado para a construção da barragem. O reforço de potência é um grupo gerador de 193 MW para um caudal de 387 m<sup>3</sup>/s e uma queda nominal de 55,6 m.

Relativamente ao aproveitamento inicial (Miranda I - grupos 1 a 3), os principais elementos definitivos subterrâneos são a caverna da central, os poços de acesso e de barramentos, a galeria de acesso, as galerias das comportas ensecadeiras, as galerias em carga, ou de adução, e as galerias de restituição. Para além destas escavações definitivas, houve diversos elementos subterrâneos escavados por necessidades construtivas: galeria de ataque à zona da abóbada da central, galeria de ataque ao núcleo da caverna, poço de 44 m para acesso de pessoal, galeria de 70% de inclinação equipada com vagonetas para a constru-

## MIRANDA HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Miranda do Douro hydroelectric development is on the outskirts of the town, where the river Douro flows down a narrow V-shaped valley and suddenly changes direction from NW-SE, to E-W, along fault lines. The banks are high and rough with formidable vertical erosion that has almost completely wiped out the older erosion levels. The morphological advantages of the location were used in the design of the cavern powerhouse (Miranda - groups 1-3) and then later in designing the powerhouse shaft (Miranda II - Group 4).

Local outcrops include: migmatites with sinclinal folds, some of which are homogeneous and outcrop to the W and NW of this region and others heterogeneous; the two mica medium grain granite, that changes to migmatite at the edges.

The powerhouse cavern is equipped with three units of 59 MW each and a flow of 117 m<sup>3</sup>/s for a useful head of 56 m, with three

independent hydraulic tunnels, including water intake, headrace tunnel, air tube and outlet tunnel. The underground design of this powerhouse granted extra freedom in its implementation and construction.

The repowering (Miranda II - group 4) was installed in a shaft (semi-buried powerhouse), the hydraulic tunnel taking advantage of much of the diversion tunnel excavated to build the dam. The repowering consists of a 193 MW generator group for a flow of 387 m<sup>3</sup>/s and a nominal head of 55.6 m.

The main definitive underground works of the initial development (Miranda I - Groups 1 to 3) are the powerhouse cavern, the access and busbars shafts, the access tunnel, the stoplogs gallery, the headrace and tailrace tunnels. Apart from these, several tunnels were built for construction purposes: the construction gallery to the powerhouse vault, construction tunnel to



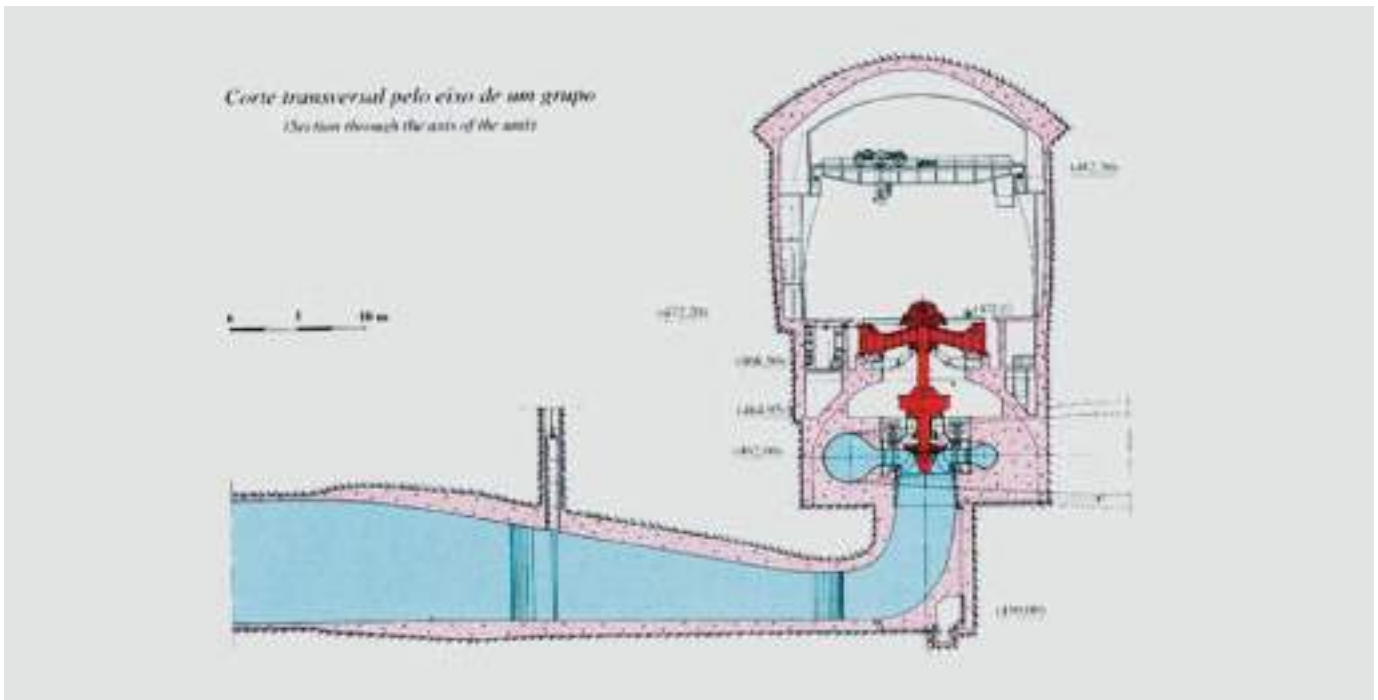
Fig.  
01

**Vista panorâmica do local do rio Douro e do aproveitamento hidroelétrico de Miranda.**  
*Overview of the location on the river Douro and the Miranda hydroelectric development.*



Fig.  
02

**Planta geral com o traçado dos circuitos hidráulicos, vendo-se a localização da central subterrânea (Miranda I) junto ao encontro direito da barragem e o reforço de potência com a central em poço (Miranda II).**  
*General view of the hydraulic circuit, showing the location of the underground powerhouse (Miranda I) beside the right-hand abutment of the dam and the repowering with the powerhouse shaft (Miranda II).*



**Fig. 03** Esquema da caverna da central.  
*Design of the cavern powerhouse.*

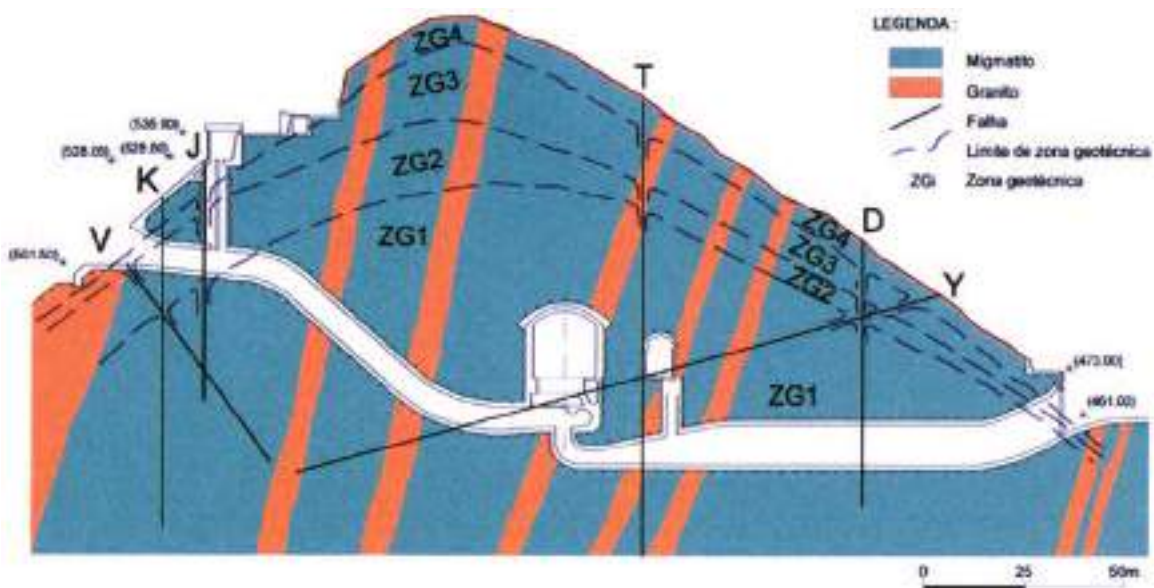
ção da central e que atualmente constitui um meio permanente de acesso em caso de emergência.

As tomadas de água estão localizadas a montante do encontro direito da barragem. As bocas são adaptadas ao declive da encosta. Nas tomadas de água dos grupos 1 a 3 foram instaladas comportas automáticas do tipo lagarta, de proteção das galerias em carga e das turbinas, com secção útil de 6 m de altura por 5.4 m de largura, dispostas em poços verticais. Os troços de galeria desde as bocas das tomadas de água até ao perfil das comportas têm secção retangular e um declive de 10%, seguindo-se a estes a transição para a secção circular de 6m de diâmetro interior que constitui a secção uniforme das galerias em carga, as quais apresentam um troço de grande

inclinação até à concordância com o cone de entrada da turbina. Uma parte deste troço dispõe de blindagem metálica.

Os túneis de restituição estão providos de comportas de proteção instaladas em galeria paralela à caverna da central. Os perfis longitudinais dos 3 túneis de restituição foram estabelecidos de forma a evitar a entrada de ar. As secções transversais são em forma de ferradura, com 9m de diâmetro característico útil. Todo o circuito hidráulico é revestido a betão armado.

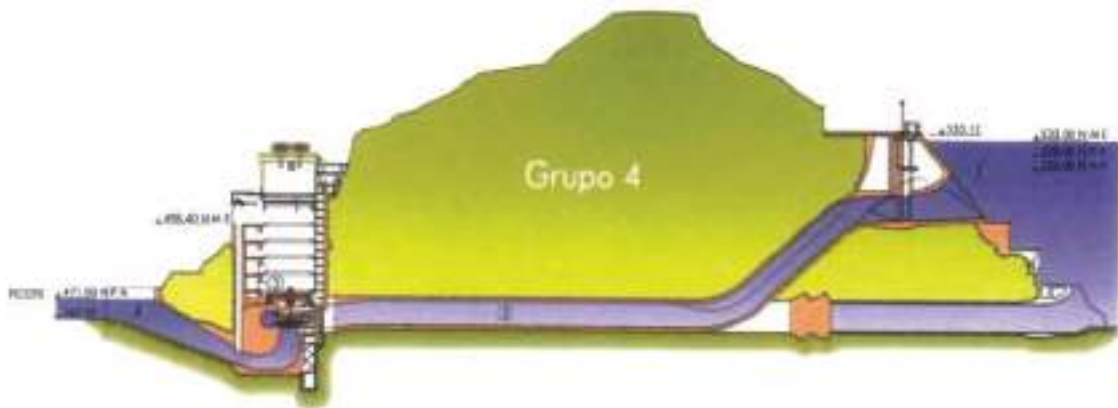
Conforme acima se referiu, a construção do circuito hidráulico do grupo 4 (Miranda II) com central em poço tirou proveito do túnel de desvio provisório aberto na altura da construção da barragem. A escavação do túnel em carga foi realizada com



**Fig. 04** Corte longitudinal pelo circuito hidráulico na zona dos grupos 1 a 3 (Miranda I) e zonamento geológico-geotécnico.  
*Longitudinal section of the hydraulic circuit of groups 1 to 3 (Miranda I) and the geological-geotechnical zoning.*



**Fig. 05** Galeria em carga.  
*Headrace tunnel.*



**Fig. 06** Corte longitudinal pelo circuito hidráulico do grupo 4 (Miranda II).  
*Longitudinal section of group 4 hydraulic circuit (Miranda II).*



**Fig. 07** Início das obras do reforço de potência na zona do túnel da descarga auxiliar.  
*Works in the tailrace tunnel.*



Fig.  
08

**Faseamento construtivo da caverna da central dos grupos 1 a 3.**  
*Construction phases of the initial powerhouse cavern.*

10,8 m de diâmetro e a restituição com uma secção máxima de 180 m<sup>2</sup>.

A técnica construtiva consistiu no método tradicional de escavação com explosivos - "drill and blast", tanto para as escavações subterrâneas do circuito hidráulico original como para o reforço de potência, faseado quando necessário, nomeadamente na caverna da central.

A caverna da central é integralmente revestida a betão cofrado, sendo a estrutura das vigas de apoio à ponte rolante independente do revestimento da mesma.

## BIBLIOGRAFIA

EDP. *Miranda – catálogo da EDP-Produção*. 2008.

NEIVA, J.M.C. ET AL.. *Geologia e Geotecnia do Escalão de Hidroelétrico de Miranda do Douro*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, 2002.

NUNES, J.M. O., *Elementos para uma história da construção de galerias – Geotecnia nº 15*. 1975.

the main cavern, the 44 m high shaft for personnel access, the 70% inclined tunnel, equipped with powerhouse construction wagons, which is now a permanent emergency exit.

The water intakes are upstream to the right side of the dam. The portals are adapted to the hill-side slope. The water intakes of groups 1 to 3 have 6 m high and 5.4 m wide automatic stoplogs to protect the headrace tunnel and the turbines, installed in vertical shafts. The section of the tunnels between the intake and the stoplogs is rectangular with a 10% of inclination, then changing to 6 m diameter circular headrace tunnels, which are steeply inclined until they join up with the turbine entrance cone. This section of the tunnel is steel-lined.

The tailrace tunnels have protection stoplogs installed in a tunnel that runs parallel to the powerhouse cavern. The longitudinal sections of the three tailrace tunnels were designed to avoid any air getting in. The cross sections are horse-shoe shaped with a usable cross section 9 m wide. The entire hydraulic tunnels are lined with reinforced concrete.

As stated above, the construction of the fourth group (Miranda II), in a shaft powerhouse, took advantage of the temporary diversion tunnel which was excavated during the construction of the dam itself. The headrace tunnel is 10.8 m in diameter and the cross section area of the tailrace tunnel is 180 m<sup>2</sup>.

The excavation techniques were drill and blast, for the original underground hydraulic scheme as well as for the repowering project. The excavation was phased whenever necessary, in particular in the powerhouse cavern.

The powerhouse cavern is completely lined in cast concrete, and the beams of the bridge-crane are independent of the lining.

## BIBLIOGRAPHY

EDP - *Miranda – catálogo da EDP-Produção*. 2008.

NEIVA, J.M.C. ET AL. - *Geologia e Geotecnia do Escalão de Hidroeléctrico de Miranda do Douro*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, 2002.

NUNES, J.M. O. - *Elementos para uma história da construção de galerias – Geotecnia nº 15*. 1975.



Fig.  
09

**Barragem de Miranda do Douro.**  
*Miranda do Douro dam.*

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO ALTO RABAGÃO

**Localização/Location:** Montalegre, rio Rabagão/Montalegre, Rabagão river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** MAGOP

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico do Alto Rabagão – 6,5km, sendo 6km correspondentes ao túnel de restituição; túnel de derivação Alto Cávado-Alto Rabagão – cerca de 5km; Caverna da central – 44m; Poço de acesso – 130m de altura /Alto Rabagão hydraulic circuit – 6.5 km, 6 km of which are for the tailrace tunnel; Alto Cávado-Alto Rabagão diversion tunnel – about 5 km; Powerhouse cavern – 44 m; Access shaft –130 m high
- **Secção transversal/Cross section:** Central subterrânea em caverna – 18m de largura x 44m de altura máxima; Poço de acesso – circular com 7,5 m de diâmetro interno (44m<sup>2</sup>); Túnel de restituição – circular com 3,6m de diâmetro (11m<sup>2</sup>); Túnel de desvio das águas do Alto Cávado-Alto Rabagão –11m/Underground powerhouse cavern – 18 m wide x 44 m maximum height; Access shaft – circular 7.5 m internal diameter (44 m<sup>2</sup>); Tailrace tunnel – circular 3.6 m diameter (11 m<sup>2</sup>); Diversion tunnel for the waters from Alto Cávado to Alto Rabagão –11 m<sup>2</sup>

**Método construtivo/Construction method:** Desmante com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** 1960 – 1964

**Nadir Plasencia (coordenação)**  
– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O aproveitamento hidroelétrico do Alto Rabagão é formado a partir das albufeiras do Alto Rabagão, no rio Rabagão, afluente da margem esquerda do rio Cávado, e do Alto Cávado, localizada

na parte alta do rio Cávado. As águas da albufeira do Alto Cávado são desviadas para a do Alto Rabagão, através de um túnel com cerca de 5 km de comprimento, conforme acima referido.

A barragem principal (Alto Rabagão/Pisões) tem cerca de 1970 m de coroamento e 94 m de altura máxima e uma grande albufeira que se estende por 2200 ha, num comprimento de quase 10 km,



**Fig. 01** Fotografia aérea da barragem e albufeira.  
*Aerial photograph of the Alto Rabagão dam and reservoir.*

# ALTO RABAGÃO HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Alto Rabagão hydroelectric development is composed of the Alto Rabagão reservoir on the river Rabagão, a tributary on the left bank of the river Cávado, and the Alto Cávado reservoir, in the upper part of the river Cávado. The water from the Alto Cávado is diverted to the Alto Rabagão, through a 5 km long tunnel.

The crown of the main dam (Alto Rabagão/Pisões) is about 1,970 m long and 94 m high at its highest point. The reservoir covers 2,200 ha, stretching for almost 10 km, and can hold about 570 million cubic meters. This was the first project in Portugal built specifically to control inter-annual rainfall as well as seasonal

energy storage. It was also the first big dam with pumping capability.

The water diverted from the Alto Cávado joins that of the Alto Rabagão and is sent to the underground powerhouse, 130 m under the river and near the Alto Rabagão dam, and is then returned to the river through a 6 km long tailrace tunnel. There are two vertical-axis Francis turbine-alternator-pump units each of which is rated at 36.75 MW for a nominal flow of 26.4 m<sup>3</sup>/s. The pumps can be coupled to the turbine shafts, using a clutch device, to pump the water from the downstream reservoir (Venda

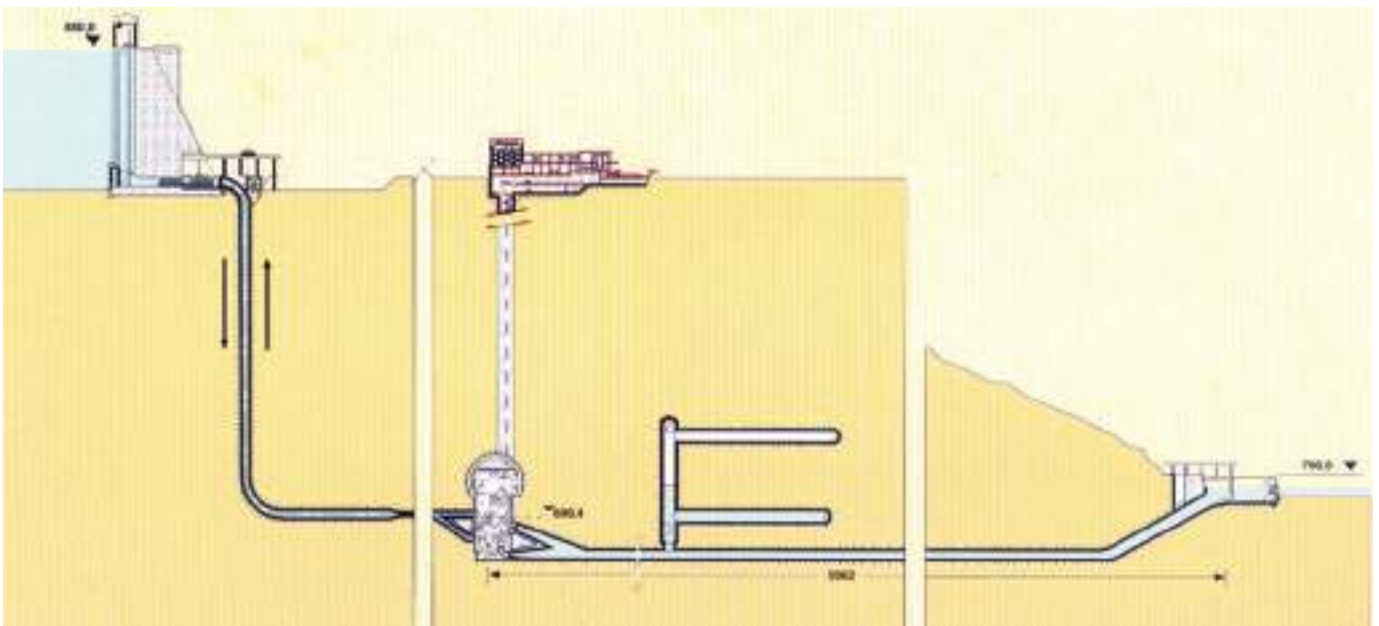


Fig.  
02

Esquema geral em corte pelo eixo do circuito hidráulico, vendo-se a localização da central subterrânea.  
*General scheme of the cross section of the underground hydraulic circuit, showing the location of the underground powerhouse.*



Fig.  
03

Boca de saída do túnel de restituição e respetiva ensecadeira.  
*Tailrace tunnel outlet and respective cofferdam.*





Fig.  
04

**Troço de túnel de restituição de características geomecânicas desfavoráveis.**  
*Section of tailrace tunnel with unfavourable geomechanical characteristics.*

e que tem a capacidade de 570 milhões de m<sup>3</sup>. Foi o primeiro aproveitamento a ser construído em Portugal com o objetivo específico de uma regularização hidrológica interanual, para além de uma reserva de potência e de um apoio energético estival. Foi também o primeiro de grande dimensão a ser dotado de bombagem.

As águas desviadas do Alto Cávado em conjunto com as do Alto Rabagão são turbinadas na central subterrânea localizada a 130 m de profundidade, junto à barragem do Alto Rabagão, e restituídas ao rio por um túnel de cerca de 6 km de comprimento. Na central existem dois grupos Francis turbina-alternador-bomba de eixo vertical, sendo a potência de cada turbina de 36,75 MW para um cauda nominal de 26,4 m<sup>3</sup>/s. As bombas são acopláveis aos veios das turbinas por meio de um dispositivo tipo embraiagem, permitindo assim a bombagem das águas da albufeira de jusante (Venda Nova) para a albufeira do Alto Rabagão. A água é conduzida até à central por uma conduta forçada escavada em poço no maciço granítico, com 254 m de extensão e diâmetro máximo de 3,3 m.

A execução destes trabalhos subterrâneos não foi isenta de dificuldades. As características geológicas, formações graníticas com passagens xistentas, encontradas no decurso das escavações, obrigaram a modificar o projeto durante a construção, alterando as secções de suporte, nomeadamente obrigando ao revestimento integral com betão armado nas zonas de maciço rochoso com características geomecânicas mais desfavoráveis.

Em Abril de 1961 iniciou-se a construção da barragem do Alto Rabagão, que se desenvolveu até 1964. A heterogeneidade do

maciço granítico ao longo do desenvolvimento da fundação do corpo da barragem condicionou as escolhas das soluções estruturais da mesma, que envolvem dois trechos em arco e um trecho em gravidade. A conclusão do túnel de derivação Alto Cávado-Alto Rabagão, iniciado no Verão de 1963, permitiu iniciar o enchimento da grande albufeira no início de 1964. Em Novembro de 1964 iniciou-se a fase experimental de um dos grupos da central.

A particularidade deste aproveitamento hidroelétrico, para além de aspetos mecânicos relacionados com os grupos geradores, prende-se com a forma estrutural da secção de escavação da central.

Com efeito, a abóbada é de secção circular até ao nível do piso principal, conferindo às paredes estruturais, neste piso, uma forma curva em continuidade com o teto. A largura da escavação abaixo da cota do piso principal é inferior ao vão da abóbada, o que confere à secção transversal da central a forma de árvore, cujo tronco corresponde à zona subjacente ao piso principal e a copa à abóbada circular. A verticalidade das paredes da nave principal é conferida por paredes falsas colocadas entre as vigas da ponte rolante e o piso principal.

## BIBLIOGRAFIA

EDP - *Alto Rabagão – CPPE*, Direção de Produção Hidráulica. 2004.

ICOLD - *Large Dams In Portugal* – Lisboa, 1992.

*Costruzioni* – anno XV, n.130. Ottobre, 1966.



**Fig. 05** **Central durante e após construção.**  
*Powerhouse during construction and final aspect.*

Nova) back up to the Alto Rabagão reservoir. The water flows to the powerhouse through a 254 m long, 3.3 m diameter headrace tunnel and shaft excavated through the granite rock mass.

In 1960, construction work began on the development with the opening of the Alto Cávado – Alto Rabagão diversion tunnel. Because of its length, three fronts were opened: entry at Cávado, exit at Rabagão and a central shaft plus tunnel construction excavations.

Work on the tailrace tunnel began in 1961. The 6-km long tunnel was excavated from five fronts: one at the outlet and the other four from both sides of two vertical construction shafts, 60 m and 90 m deep.

These underground works were not free of difficulties. The geological characteristics, granitic formations with schisty passages, found during the excavations, required the project to be changed during the construction, altering the supporting sections, namely by requiring the zones of the ground with less favourable geomechanical characteristics to be completely lined.

The construction of the Alto Rabagão dam began in April 1961 and continued until 1964. The heterogeneity of the granite throughout the dam foundations limited the choices of the structural solutions involving two arched sections and one gravity

section. The conclusion of the Alto Cávado-Alto Rabagão connection, in the summer of 1963, allowed the large reservoir to start to be filled in early 1964. The trial phase of one of the powerhouse units started in November 1964.

What makes this development unique, apart from the mechanical aspects related to the generator units, is the powerhouse excavation section structure.

The vault has a circular cross section to the level of the main floor, giving the structural walls on this floor a curved shape in continuity with the roof. The width of the excavation under the main floor is smaller than the span of the vault, which gives the transversal section of the powerhouse its tree shape, the trunk of which corresponds to the zone underlying the main floor while the tree top is the circular vault. The verticality of the walls of the main nave is ensured by architectonic walls built between the crane beams and the main floor.

## BIBLIOGRAPHY

- EDP - *Alto Rabagão – CPPE*, Direcção de Produção Hidráulica, 2004.
- ICOLD - *Large Dams In Portugal* – Lisbon, 1992.
- Costruzioni – anno XV*, n.130. Ottobre, 1966.

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE BEMPOSTA

**Localização/Location:** Mogadouro, rio Douro/Mogadouro, Douro river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** MAGOPEC (Bemposta I, central em caverna - Grupos 1 a 3); SOMAGUE (Bemposta II, central em poço - Grupo 4)/MAGOPEC (Bemposta I, cavern powerhouse - Groups 1 to 3); SOMAGUE (Bemposta II, shaft powerhouse - Group 4)

**Fiscalização/Supervision:** EDP (Central em caverna - Grupos 1 a 3); FASE (Central em poço - Grupo 4)/EDP (cavern powerhouse - Groups 1 to 3); FASE (shaft powerhouse - Group 4)

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico dos grupos 1 a 3 (Bemposta I) – cerca de 200 m; Caverna dos grupos 1 a 3 – 85 m de comprimento; Acesso em poço à caverna: 105 m de altura; Circuito hidráulico do grupo 4 (Bemposta II) – cerca de 500 m; Poço do grupo 4: 80 m de altura/Hydraulic circuit for groups 1 to 3 (Bemposta I) – about 200 m; Cavern for groups 1 to 3 – 85 m long; Access shaft to the cavern: 105 m high; Hydraulic circuit for group 4 (Bemposta II) – about 500 m; Group 4 shaft: 80 m high
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis de adução dos grupos 1 a 3 (Bemposta I) - independentes e circulares com 6m de diâmetro interior (28,3 m<sup>2</sup>); Túnel de restituição dos grupos 1 a 3 (Bemposta I) - único com 16 m de altura e 13,5 m de largura; Central em caverna - 22 m de largura x 45 m de altura máxima; Acesso em poço à caverna - circular com 9,5 m de diâmetro (71 m<sup>2</sup>); Túnel de adução do grupo 4 (Bemposta II) - 12 m de diâmetro de escavação; Poço do grupo 4 - circular com 22 m de diâmetro (380 m<sup>2</sup>); Túnel de restituição do grupo 4 - secção variável com o máximo de 16,5 m de largura por 15 m de altura de escavação/Headrace tunnels for groups 1 to 3 (Bemposta I) - 6 m internal diameter (28,3 m<sup>2</sup>); Tailrace tunnel of groups 1 to 3 (Bemposta I) - single tunnel 16m high and 13.5 m wide; Cavern Powerhouse - 22 m wide X 45 m maximum height; Access shaft to cavern - circular with 9.5 m diameter (71 m<sup>2</sup>); Headrace tunnel for group 4 (Bemposta II) - 12 m diameter excavation; Group 4 shaft - circular with 22 m diameter (380 m<sup>2</sup>); Group 4 tailrace tunnel - variable cross section 16.5 m wide and 15 m excavation height (maximum)
- **Volumes globais de escavação subterrânea/Overall amounts of underground excavation:** Grupos 1 a 3 – 180.000 m<sup>3</sup>; Grupo 4 – 110.000 m<sup>3</sup>/Groups 1 to 3 – 180,000 m<sup>3</sup>; Group 4 – 110,000 m<sup>3</sup>

**Método construtivo/Construction method:** Desmonte com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** Grupos 1 a 3 - 1957 a 1964; Grupo 4 - 2007 a 2011/Groups 1 to 3 - 1957 to 1964; Group 4 - 2007 to 2011

**Nadir Plasencia (coordenação)**  
– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

O trecho do Douro Internacional é gerido conjuntamente por Portugal e Espanha, à luz do Acordo de 1927. Neste trecho localizam-se três aproveitamentos geridos por Portugal (de Norte para Sul: Miranda, Picote e Bemposta). Todos eles foram objeto de obras significativas de reforço de potência (Miranda no final do séc. XX e Picote e Bemposta já no decorrer do séc. XXI), com a construção de novas centrais, mantendo-se as anteriores em funcionamento.

A barragem e a central em caverna de Bemposta, esta última com uma cobertura de 105 m, uma largura de 22 m e 45 m de altura máxima, foram iniciadas em 1957, tendo a sua construção terminado em 1964. O empreendimento possui três grupos de 79,5 MW de potência e tem como função, além da produção de

energia elétrica, a regularização do caudal do rio Douro. Cada grupo possui um túnel de adução independente, no entanto, os túneis de restituição juntam-se num único túnel que devolve a água ao rio Douro.

A barragem está implantada após uma curva abrupta do rio, com topografia particularmente desafiante. As duas centrais (Bemposta I e Bemposta II) estão localizadas na margem direita, próximas da barragem, sendo as suas orientações e implantações condicionadas pela economia na escavação dos túneis em carga e de restituição. Para apoio às construções subterrâneas foi necessária uma rede de túneis auxiliares, com secções em ferradura invertida com cerca de 6 m de largura e 4 a 5 m de altura, não revestidos, designadamente para acesso à central e aos túneis dos circuitos hidráulicos durante a construção da central de Bemposta I (grupos 1 a 3). Esses túneis foram desativados após a construção desta central, sendo pos-

## BEMPOSTA HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

This stretch of the International Douro is jointly managed by Portugal and Spain under the 1927 Agreement. Along this stretch there are three developments managed by Portugal (From north to south: Miranda, Picote and Bemposta). They all had major repowering works (Miranda at the end of the 20th century and Picote and Bemposta in the 21st century), with the construction of new powerhouses, keeping the old ones in operation.

Work on the Bemposta dam and the powerhouse cavern, which is 105 m long, 22 m wide and with a maximum height of 45 m, began in 1957 and was finished in 1964. The development has three units with 79.5 MW rated output and its function, apart from producing electrical energy is to control the flow of the river Douro. Each unit has a separate headrace tunnel. However, the tailrace tunnels join into one single tunnel that returns the water to the Douro River.

The dam was built after a sharp bend in the river with particularly challenging topography. The two powerhouses are on the right bank of the river, close to the dam and their directions and locations were designed to economise on the excavation of the headrace and tailrace tunnels. A network of ancillary tunnels was needed to support the underground constructions, with unlined, inverted horseshoe cross sections about 6 m wide and 4 to 5 m high, namely for access to the powerhouse and the hydraulic circuit tunnels during the construction of Bemposta I (groups 1 to 3). These tunnels were deactivated after the construction of this powerhouse, but were then rehabilitated and enlarged to serve the repowering works (Bemposta II - group 4).

From a geomorphological point of view, the dam is on a plateau at an altitude of 700 to 800 m. The river Douro has cut this plateau into a valley, leaving the riverbed at an altitude of approximately 330 m. At the site of the dam, the valley runs NE - SW and is asymmetric, with a steeper right bank. The rock mass on the right bank consists of granite-gneiss and migmatite with pegmatite intrusions. The dam, underground complex and original hydraulic scheme are in zones of migmatite/micaschist, while the rock mass where the new scheme was constructed is composed of granite-gneiss and migmatite with pegmatite

intercalations. The schistosity of the migmatite is well defined, running WNW-ESE and dipping to SW.

Because of the steep slope, most of the surface deposits on the right bank are of little importance. The rock appears to be severely weathered with open fractures. It can be observed that the quality of the rock improves and the fracturing decreases at the bottom of the valley, except around faults and dikes, where the water penetrates more deeply. In some small zones, located mainly along the streams, there are deposits of loose soil a few metres deep with occasional boulders.

The shaft powerhouse (Bemposta II) houses a Francis type vertical axis group with an output of 193.5 MW.

The circular powerhouse shaft is 22 m wide and 80 m deep, corresponding to a total excavation of 47,500 m<sup>3</sup>. The shaft was excavated from the surface, starting with a rectangular excavation down to about 10 m. The walls were supported by passive bolts and shotcrete with steel fibres and a secondary lining of cast reinforced concrete.

The headrace tunnel, which is 10.5 m in diameter, is steel-lined near the powerhouse. The tunnel is 500 m long and more than 100 m below the surface for 352 of the 500 m of its length. The water intake cross section is rectangular at the start, divided by a septum, and then changes to a circular cross section in the headrace tunnel.

As in the construction of the other International Douro upgrades (Miranda and Picote), the excavation of the tunnels and the powerhouse was undertaken with the original powerhouse in operation, requiring careful control of the particle vibrations. Due to their size, the hydraulic tunnels were excavated in two phases. Making the most of the favourable orography in the zone, the upstream cofferdam (water intake) was built using an arch from the natural terrain, which was previously grouted to ensure it was impermeable before excavation began. This design avoided the concrete cofferdam conventional solution. The downstream cofferdam (tailrace) used a circular concrete structure about 14 m high at its highest point and about 60 m long.

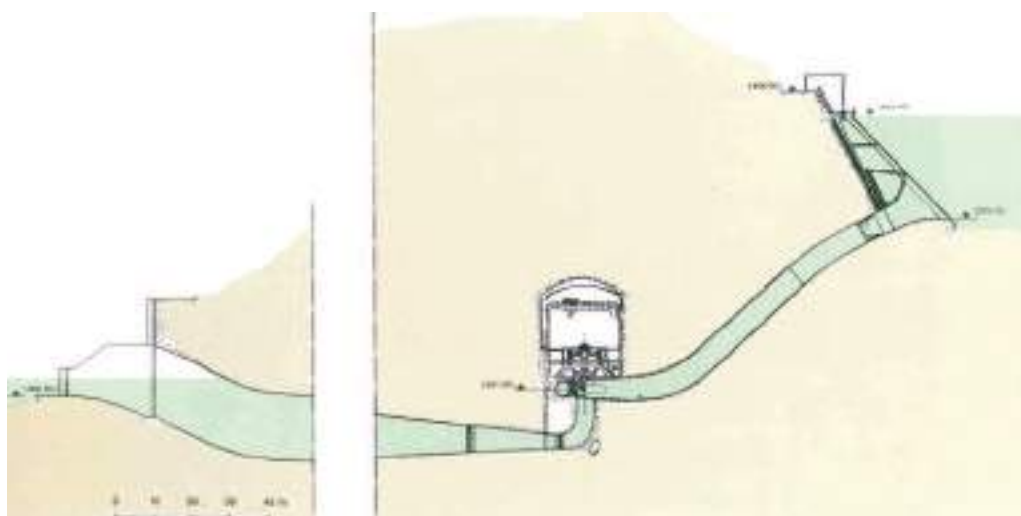


Fig.  
01

**Corte desenvolvido pelo circuito hidráulico da central em caverna.**  
**Longitudinal section through the powerhouse and hydraulic circuit.**



Fig.  
02

**Construção da caverna e central dos grupos 1 a 3 terminada.**  
**Construction of the cavern of the groups 1 to 3. Completed powerhouse.**

teriormente reabilitados e ampliados para serviço às obras do reforço de potência (Bemposta II - grupo 4).

Do ponto de vista geomorfológico, o local da barragem situa-se num planalto com uma altitude de 700 a 800 m. O rio Douro cortou neste planalto um vale abrupto, deixando o leito do rio a cerca de 330 m de altitude. No local da barragem, o vale tem a direção NE - SW e é assimétrico, com uma margem direita mais abrupta. O maciço na margem direita consiste em granitos gnáissicos e migmatitos com intrusões pegmatíticas. A barragem, o complexo subterrâneo e o circuito hidráulico originais situam-se em zona de migmatitos/micaxistos, enquanto a zona onde se alberga o novo complexo é ocupada por granitos gnáissicos com intercalações de migmatitos e pegmatitos. A xistosidade nos migmatitos está bem definida, apresentando uma direção WNW-ESE e inclinação para SW.

Devido ao forte declive, a maioria dos depósitos superficiais na margem direita é pouco importante. A rocha aparente está severamente meteorizada e as fraturas estão abertas. Observa-se que a qualidade da rocha melhora e o espaçamento da fracturação aumenta em profundidade e no fundo do vale, com exceção das proximidades de falhas e diques, onde a água penetra mais profundamente. Em algumas zonas de pequena expressão e localizadas principalmente ao longo de ribeiras, existem depósitos de terra solta de alguns metros de espessura com pedregulhos ocasionais.

A central em poço (Bemposta II) aloja um grupo tipo Francis de eixo vertical e 193,5 MW de potência.

O poço da central tem 22 m de diâmetro e 80 m de profundidade, a que correspondeu um volume total de escavação de 47.500 m<sup>3</sup>. O poço foi iniciado a partir da superfície por uma escavação retangular com cerca de 10 m de profundidade, seguida da escavação em poço. O sustimento das paredes escavadas foi realizado por meio de pregagens e betão projetado com fibras, sendo o revestimento final constituído por betão armado cofrado.

O túnel em carga, com um diâmetro interno de 10,5 m, revestido a betão e blindado na aproximação ao grupo, tem um comprimento de 500 m, com um recobrimento superior a 100 m ao longo de 352 dos 500 m de extensão do túnel. A tomada de água tem uma secção retangular, dividida por um septo e com transição para a secção circular do túnel em carga.

Tal como na construção dos reforços de potência dos restantes aproveitamentos do Douro Internacional (Miranda e Picote), a escavação do circuito e da central decorreram com a central original em funcionamento, o que exigiu um controlo cuidadoso das vibrações produzidas. Dada a dimensão dos mesmos, os túneis do circuito hidráulico foram escavados em duas fases.

Aproveitando a orografia favorável da zona, a ensecadeira de montante (tomada de água) foi materializada por um arco do próprio terreno natural, que foi previamente tratado com injeções de calda de cimento por forma a assegurar a sua impermeabilidade antes de se iniciarem as escavações. Esta conceção permitiu evitar o recurso a uma solução convencional de ensecadeira de betão. Já para a construção da ensecadeira de jusante (restituição) recorreu-se a uma estrutura de betão circular com cerca de 14m de altura no seu ponto mais alto e um desenvolvimento de aproximadamente 60m.

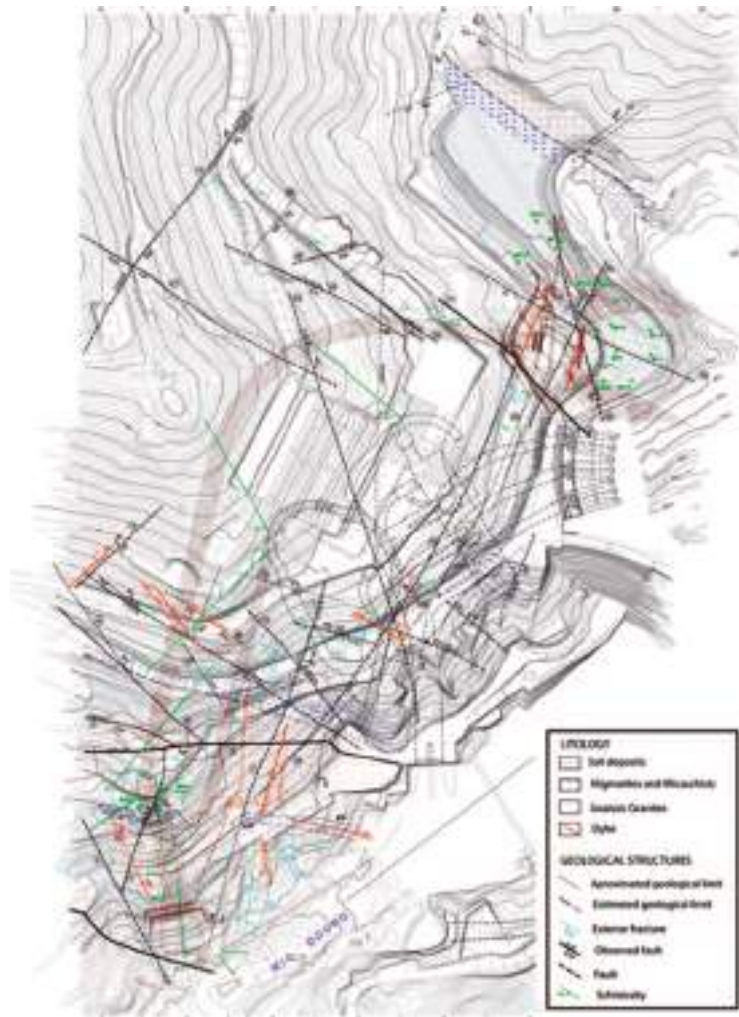
## BIBLIOGRAFIA

EDP Bemposta – catálogo da EDP-Produção.2008.

LIMA, C., RESENDE, E., ESTEVES, C. & NEVES, J. *Bemposta II powerhouse shaft: geotechnical characterization, design and construction*, 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Beijing, China. 2011.

MOTA, R., NEVES, J. & PLASENCIA, N.. *Vibration prediction from controlled blast tests*, 34th Annual Conference on Explosives and Blasting Technique. New Orleans, USA. 2008.

NUNES, J.M. O., *Elementos para uma história da construção de galerias – Geotecnia* nº 15. 1975.



**Fig. 03** **Planta geral do aproveitamento. Caracterização geológica de superfície da margem direita, onde se situam as centrais de Bemposta I e de Bemposta II.**  
*General plan of the development. Geological description of the surface on the right bank, where the Bemposta I and Bemposta II powerhouses are located.*

**BIBLIOGRAPHY**

EDP. Bemposta – Catálogo da EDP-Produção. 2008.

LIMA, C., RESENDE, E., ESTEVES, C. & NEVES, J.. *Bemposta II powerhouse shaft: geotechnical characterization, design and construction*, 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Beijing, China. 2011.

MOTA, R., NEVES, J. & PLASENCIA, N.. *Vibration prediction from controlled blast tests*, 34th Annual Conference on Explosives and Blasting Technique. New Orleans, USA. 2008.

NUNES, J.M. O., *Elementos para uma história da construção de galerias – Geotecnia nº 15*. 1975.



**Fig. 04** **Tomada de água e ensecadeira de montante.**  
*Upstream water intake and cofferdam.*

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VILAR-TABUAÇO

**Localização/Location:** Tabuaço, rio Távora/Tabuaço, Távora river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** Luso-Dana, Lda. e Construtora do Tâmega, Lda.

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Circuito hidráulico de Vilar-Tabuaço – cerca de 17,1 km; Galeria de derivação em carga (túnel de adução) – cerca de 13,5km; Conduta forçada - cerca de 400 m; Caverna da central – 40m; Galeria de fuga (túnel de restituição) – cerca de 2,2 km; Chaminé de equilíbrio – 84 m de altura/Vilar-Tabuaço hydraulic circuit – about 17.1 km; Headrace tunnel – about 13.5 km; Penstock - about 400 m; Powerhouse cavern – 40 m; Tailrace tunnel – about 2.2 km; Surge tank – 84 m high
- **Secção transversal/Cross section:** Túnel de adução: 2,9m de largura; Central subterrânea – 15 m de largura x 27m de altura; Túnel de restituição – 9 m de largura; Chaminé de equilíbrio – circular com 2,8 m de diâmetro (6,2 m<sup>2</sup>) /Headrace tunnel: 2.9 m diameter; Underground powerhouse – 15 m wide x 27m high; Tailrace tunnel – 9 m wide; Surge tank shaft – circular, 2.8 m in diameter (6.2 m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Desmante com explosivos/Drill & Blast

**Período de construção/Construction period:** 1959 – 1965

**Nadir Plasencia (coordenação)**  
– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

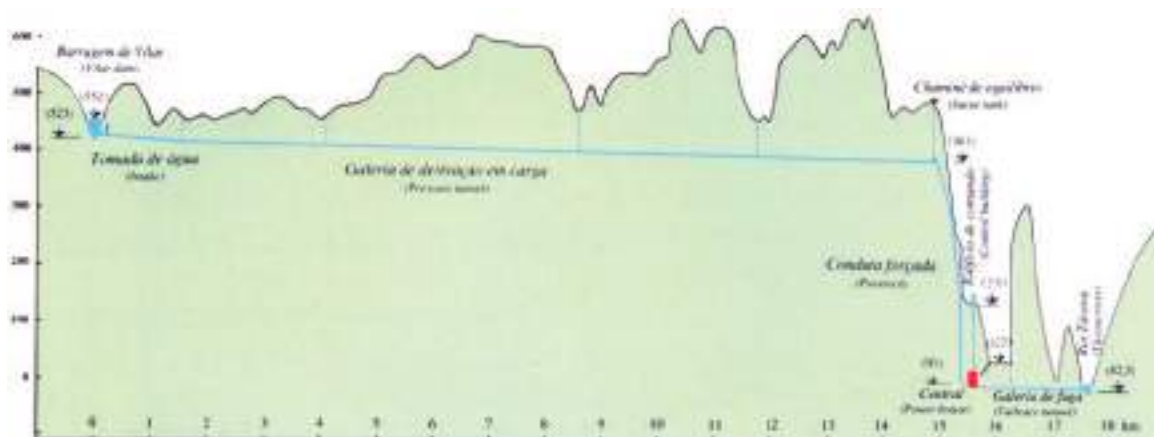
O aproveitamento hidroelétrico de Vilar-Tabuaço é constituído por barragem em enrocamento localizada próximo da povoação de Vilar, uma galeria de derivação em carga (túnel de adução) e, junto à povoação de Tabuaço, uma conduta forçada, a central subterrânea, restituição em galeria, edifício de comando e sub-estação. A tomada de água situa-se na margem esquerda do rio Távora, sendo a água encaminhada por uma galeria em carga integralmente revestida a betão, com cerca de 13,5 km de comprimento, a que se segue uma conduta forçada subver-

tical com cerca de 400 m de comprimento. A chaminé de equilíbrio, situada no final da conduta forçada, tem uma altura de 84 m e um diâmetro de 2.8 m. As águas turbinadas são restituídas ao rio Távora, por uma galeria não revestida com cerca de 2,2 km.

A central subterrânea, com 40m de comprimento e 132 m de cobertura, largura de 15 m e altura de escavação na ordem dos 27 m, integra dois grupos geradores tipo Pelton, cujas turbinas têm uma potência unitária de 32,65 MW sob o caudal de 9 m<sup>3</sup>/s.

## BIBLIOGRAFIA

CPPE, Direção de Produção Hidráulica, EDR Vilar-Tabuaço. 2008.



**Fig. 01** Corte longitudinal representativo do aproveitamento hidroelétrico Vilar-Tabuaço.  
*Longitudinal section of the Vilar-Tabuaço hydroelectric development.*

# VILAR-TABUAÇO HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

The Vilar-Tabuaço hydroelectric development is composed of a rockfill dam, located near the village of Vilar, a headrace tunnel and, beside the village of Tabuaço, a penstock, the underground powerhouse, the tailrace tunnel, the control building and the substation. The water intake is on the left bank of the river Távora where it flows through a 13.5 km tunnel completely lined in concrete and then a 400 m long subvertical penstock. The circular surge tank is a shaft, located at the end of the penstock and is 84 m high and 2.8 m wide. The water that has passed through the turbines is returned to the river Távora along an unlined 2.2 km long tunnel.

The underground powerhouse has a 132 m overburden. It is 40 m long, 15 m wide and approximately 27 m high. It houses two Pelton type generator units that have an output of 32.65 MW each with a flow of 9 m<sup>3</sup>/s.

## BIBLIOGRAPHY

CPPE, Direcção de Produção Hidráulica, EDP. *Vilar-Tabuaço*. 2008.

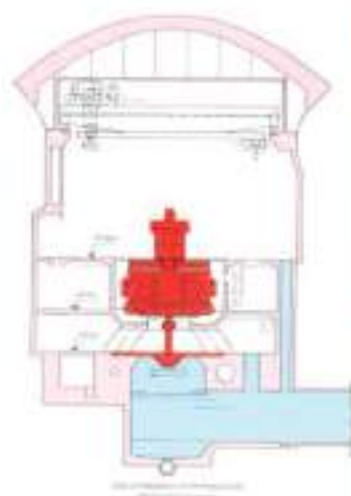


Fig.  
02

Esquema e imagem da central em caverna.  
*Cross section and view of the cavern powerhouse.*



Fig.  
03

Central em construção (esq.) e túnel de restituição (dir.) onde se observam uma zona com betão projetado e troços com betão cofrado.  
*Left, powerhouse under construction. Right, the tailrace tunnel - note a zone with shotcrete and sections lined with cast concrete.*



# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO ALTO LINDOSO

**Localização/Location:** Ponte da Barca, rio Lima/Ponte da Barca, Lima river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** ENGIL, Somague, Construções Técnicas, Torno, SEOP

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túneis dos descarregadores de cheias – 238m e 268m; 2 Poços verticais em carga – 2 x 326 m de altura total (escavação a partir da superfície) / 2 x 250 m de altura útil; Câmara das válvulas esféricas – 65m; Caverna da central – 91m; Câmara das válvulas borboleta – com 63m; Ramais de restituição (entre a câmara das válvulas esféricas e a chaminé de equilíbrio) – 100m; Túnel de restituição (a jusante da chaminé de equilíbrio) – cerca de 4900m; Poço vertical do corpo da chaminé de equilíbrio – 65m; Poço de acesso e barramentos – 350m; Túnel de acesso – 1780m/Spillway tunnels – 238 m and 268 m; two vertical headrace shafts – 2 x 326 m total height (excavated from the surface) / 2 x 250 m useful height; Spherical valve chamber – 65 m; Powerhouse cavern – 91 m; Butterfly valve chamber – 63 m; Tailrace branches (between the valve chamber and the surge tank) – 100 m; Tailrace tunnel (downstream of the surge tank) – approximately 4900 m; Vertical shaft of the surge tank body – 65 m; Access and busbar shaft – 350 m; Access tunnel – 1780 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis dos descarregadores de cheias – 9m de diâmetro de escavação (64m<sup>2</sup>); Poços verticais em carga – secção circular de 7m de diâmetro (38m<sup>2</sup>); Câmara de válvulas esféricas – 10m de largura por 23m de altura; Caverna da central – 21m de largura por 40m de altura; Câmara das válvulas borboleta – 10m de largura e 26m de altura; Ramais de restituição (entre a câmara das válvulas esféricas e a chaminé de equilíbrio) – secção circular de 9,2m de diâmetro de escavação (66m<sup>2</sup>); Poço vertical do corpo da chaminé de equilíbrio – circular com 21m de diâmetro (346m<sup>2</sup>); Poço de acesso e barramentos – escavação circular de 7,8m de diâmetro (48m<sup>2</sup>); Túnel de acesso – em ferradura com diâmetro característico de 8,50m (60m<sup>2</sup>) /Spillway tunnels – 9 m diameter excavation (64m<sup>2</sup>); Vertical headrace shafts – circular cross section 7 m diameter (38m<sup>2</sup>); Spherical valve chamber – 10 m wide and 23 m high; Powerhouse cavern – 21 m wide and 40 m high; Butterfly valve chamber – 10 m wide and 26 m high; Tailrace branches (between the valve chamber and the surge tank) – circular cross section 9.2 m excavation diameter (66 m<sup>2</sup>); Vertical shaft of the surge tank – circular with 21 m diameter (346 m<sup>2</sup>); Access shaft and busbars – circular excavation 7.8 m in diameter (48 m<sup>2</sup>); Access tunnel – horseshoe shape with characteristic diameter of 8.50 m (60 m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Desmonte com explosivos e “raise-boring”/Drill & Blast and raise boring

**Período de construção/Construction period:** 1987 – 1992

**Nadir Plasencia (coordenação)**  
– EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

Em 1907, a concessão do aproveitamento da água do rio Lima, no Lindoso, foi atribuída a uns pioneiros da hidroeletricidade portuguesa, que, fundamentalmente por razões financeiras, a transferiram para a sociedade anónima Electra del Lima. A construção do antigo aproveitamento do Lindoso foi iniciada em 1908 e terminada em 1921, ultrapassando a Implantação da República e a 1ª Guerra Mundial. Assim nasceu em Portugal o primeiro grande aproveitamento hidroelétrico, constituído por um canal, com 4311 m em túneis não revestidos, escavados em

maciço granítico. Naquela época a potência instalada de 8750 kVA era significativa mesmo num contexto europeu. Entretanto, o aumento das necessidades de eletricidade foi chamando a atenção para o subaproveitamento das potencialidades do rio Lima, pelo que, em 1960, foi solicitada ao governo licença para a realização de estudos para o novo aproveitamento do Alto Lindoso.

Assim, exatamente no local onde no início do séc. XX foi construída a pequena barragem do Lindoso, está agora a barragem do Alto Lindoso, com 110 m de altura, criando uma albufeira, com a capacidade de 350 milhões de m<sup>3</sup> para o NPA à cota (338,00), que alimenta o circuito hidráulico, integralmente subterrâneo. O antigo canal e túneis mantêm-se ativos encaminhando afluências de águas para a original central do Lindoso, entretanto remodelada.

# ALTO LINDOSO HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

In 1907, a concession to use the water in the river Lima at Lindoso was granted to some of the pioneers of Portuguese hydroelectricity who, mainly for financial reasons, transferred it to a company called Electra del Lima. The construction of the old Lindoso development began in 1908 and finished in 1921 after the establishment of the First Republic and the end of the First World War. This was the first large-scale hydroelectric development in Portugal, composed of a canal including 4311 m of unlined tunnels, excavated in granitic rock mass. The 8750 kVA output was significant, even from a European point-of-view at the time. However, the ever greater need for electricity later called attention to the underdevelopment of the river Lima's potential, and in 1960, a licence was requested to the government in order to conduct studies for a new development on the Alto Lindoso.

Therefore, on the exact site where the small Lindoso dam had been built at the beginning of the 20th century, there now stands the Alto Lindoso dam, 110m high with a reservoir that can hold 350 million m<sup>3</sup> at elevation of 338.00 m, which feeds a completely underground hydraulic circuit. The old canal and tunnels are still used to send water from several streams to the original Lindoso powerhouse, which has been refurbished.

The high installed capacity (2 X 317 MW) for a single flow of 125 m<sup>3</sup>/s, the exceptionally quick start-up of the generator units (90 seconds to maximum output), the large water reserve in the reservoir, the dam's complexity and size and particularly the underground works make this development one of the most notable achievements of Portuguese engineering and industry,

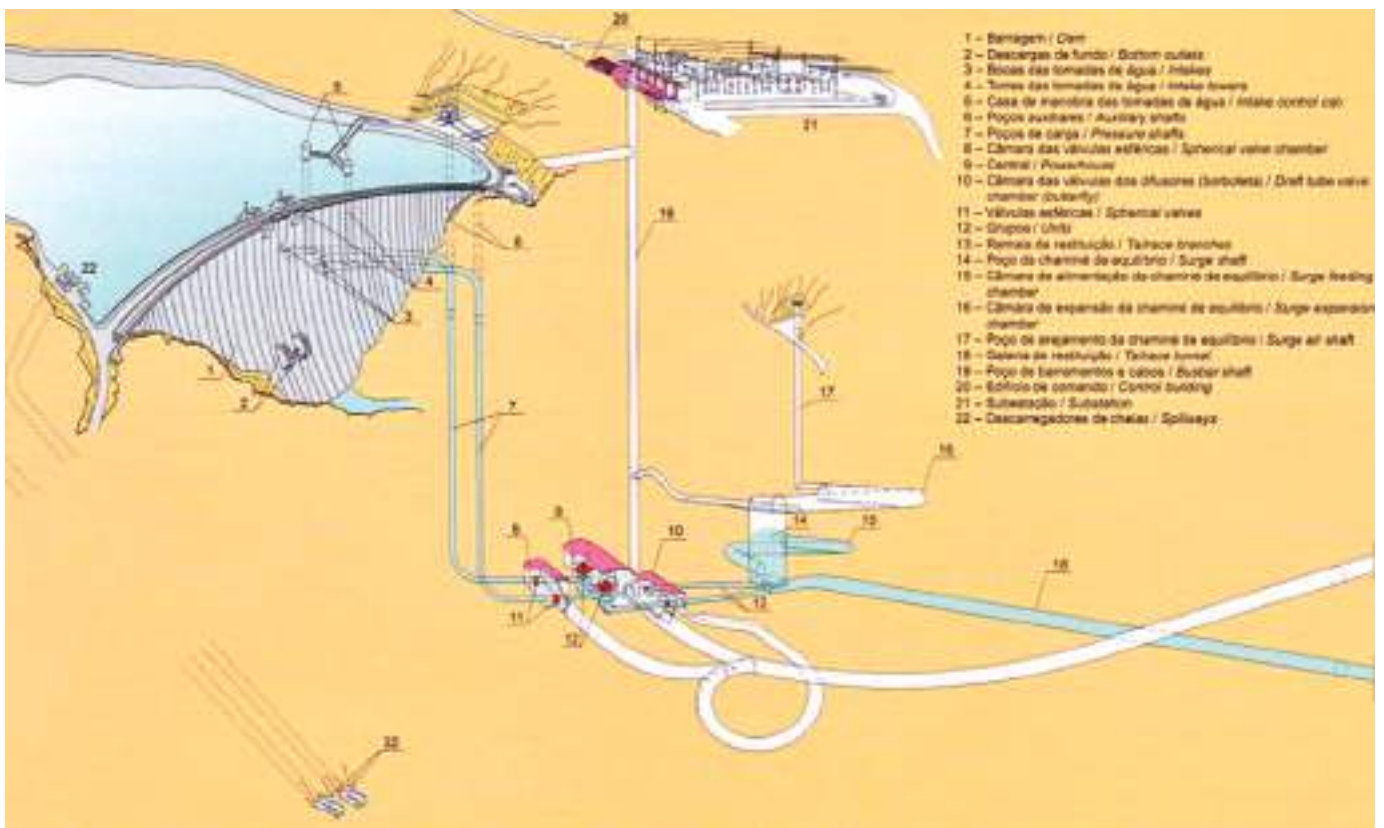
especially considering when it was built. It continues to be the Portuguese development with the greatest rated capacity, but will be surpassed when the new upgraded Venda Nova development, Venda Nova III, start to operate.

The multidisciplinary aspect and value of this development were also noted abroad, with the award of the "Puente de Alcántara" prize (awarded to the best public works in Spain, Portugal and Latin America, assessing their cultural, aesthetic, functional and social aspects as well as the technical quality of the project and the perfection in its execution).

The underground component of the development includes all the hydraulic tunnels, which stretch for about 5,400 m, requiring the excavation of about 1,200,000 m<sup>3</sup>. The two water intakes in tunnel, located upstream of the left-hand abutment of the dam, are followed by the headrace shafts about 250 m high excavated to a diameter of 6.9 m. The tailrace is a 9.2 m excavation diameter tunnel about 4,900 m long. The hydraulic tunnels are concrete lined.

In the hydraulic circuit up to the surge tank, there are:

- The water intakes, located on the left riverbank upstream of the dam, each of which has a fine trashrack, a stoplog and a caterpillar gate, with the sill at elevation 262 m, housed in towers about 77 m high
- The headrace tunnels and shafts are circular in cross section, lined with reinforced concrete to elevation 180 with 6.0 m inner diameter. Below that elevation the shafts and



**Fig. 01** Perspetiva do aproveitamento hidroelétrico do Alto Lindoso.  
*View of the Alto Lindoso hydroelectric development.*

A elevada potência instalada (2 x 317 MW) para um caudal unitário de 125 m<sup>3</sup>/s, a excepcional rapidez de arranque dos grupos geradores (90 segundos até à potência máxima), a grande reserva de água criada pela albufera, a complexidade e dimensão da barragem e, sobretudo, das obras subterrâneas, fazem deste aproveitamento uma das realizações mais notáveis da engenharia e da indústria portuguesas, sobretudo na época em que foi construído, e que continua atualmente a ser o aproveitamento hidroelétrico português com maior potência instalada, que só virá a ser ultrapassada quando entrar em serviço o novo reforço de potência de Venda Nova, Venda Nova III.

A multidisciplinaridade e valia deste empreendimento tiveram expressiva repercussão a nível internacional, traduzida na atribuição do relevante prémio “Puente de Alcántara”, destinado a premiar as melhores obras públicas espanholas, portuguesas e ibero-americanas, avaliadas nas suas vertentes culturais, estéticas, funcionais e sociais, assim como relativamente à qualidade técnica do respetivo projeto e à perfeição atingida na sua execução.

A componente subterrânea do aproveitamento engloba todo o circuito hidráulico, com uma extensão de cerca de 5 400 m, atingindo volumes de escavação na ordem de 1 200 000 m<sup>3</sup>. As duas tomadas de água em túnel, localizadas a montante do encontro esquerdo da barragem, são seguidas dos poços de adução com uma altura de cerca de 250 m e diâmetros de escavação de 6,90 m. A restituição é constituída por um túnel com 9,2 m de diâmetro de escavação e cerca de 4 900 m de extensão. Os túneis do circuito hidráulico são revestidos a betão.

No circuito hidráulico, e até à chaminé de equilíbrio, destacam-se:

- As tomadas de água, localizadas a montante do encontro esquerdo da barragem, cada uma equipada com grade fina, duas ensecadeiras e duas comportas, tipo lagarta,

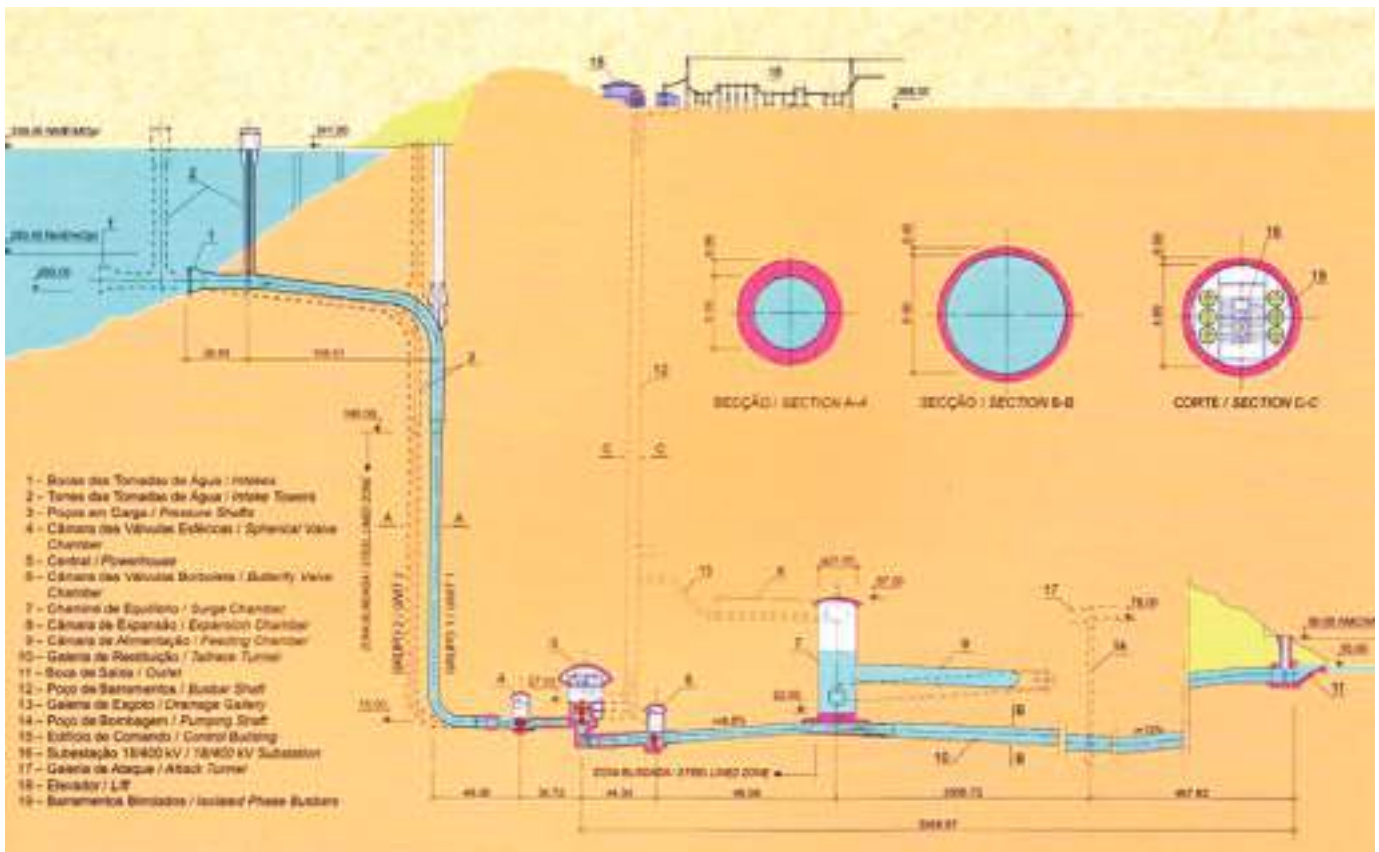
com soleira à cota (262,00) e alojadas em torres com cerca de 77 m de altura

- As galerias e poços em carga, de secção circular, revestidos com betão armado até à cota (180,00) e com o diâmetro interior de 6,0 m. Abaixo daquela cota, poços e galerias são blindados até às válvulas esféricas, com um diâmetro interior de 5,10m e diâmetro de escavação de 6,90 m
- O troço que compreende a central e as câmaras das válvulas esféricas (a montante) e das válvulas de borboleta (a jusante)
- Os ramais de restituição, a jusante das válvulas de borboleta e até a chaminé de equilíbrio, blindados, com diâmetro interior de 5,75 m e diâmetro de escavação de 6,75 m.

No troço do circuito hidráulico entre a chaminé de equilíbrio e a restituição, relevam-se os seguintes elementos:

- A chaminé de equilíbrio cilíndrica, com 21 m de diâmetro e 65 m de altura, revestida com betão armado, provida de uma câmara de expansão superior e uma inferior de alimentação, que se descreve em pormenor mais adiante
- O túnel de restituição, com 4883 m de extensão e secção circular de 8,30 m de diâmetro interno e 9,20 m de escavação, revestido a betão que, na fase de escavação, teve um avanço médio mensal de 160 m. Na betonagem, utilizando-se cofragem metálica telescópica, atingiu-se uma progressão média de 260 m/mês.

A boca de saída da restituição está dividida em dois vãos, equipados com comportas ensecadeira com soleira à cota (40.50). A central subterrânea, localizada a cerca de 350 m relativamente à superfície do terreno e cerca de 200 m abaixo do nível do leito do rio, é acedida pelo exterior por um túnel principal, com 1780 m



**Fig. 02** Corte pelo eixo do circuito hidráulico.  
 Longitudinal section of the hydraulic circuit.



**Fig. 03** **Abóbada da caverna dos grupos (central).**  
*Vault of the powerhouse cavern.*

tunnels are steel-lined until the spherical valves, with an inner diameter of 5.10 m and excavation of 6.90 m

- The section that includes the powerhouse and the spherical valve chamber (upstream) and the butterfly valves (downstream)
- The tailrace tunnel branches, downstream of the butterfly valves and before the surge tank are steel-lined with an inner diameter of 5.75 m and excavation diameter of 6.75 m.

In the stretch of the hydraulic tunnels between the surge tank and the tailrace outlet, there are the following parts:

- Surge tank with a cylindrical surge shaft, 21 m in diameter and 65 m high, lined in reinforced concrete, with an upper expansion chamber and a lower feed chamber, described in more detail below
- The tailrace tunnel, which is 4883 m long with an 8.3 m diameter cross section and 9.2 m of excavation, lined in concrete, which, during the excavation phase advanced at a rate of 160 m per month. In the concreting, a telescopic metal formwork was used which progressed at an average velocity of 260 m / month.



**Fig. 04** **Caverna dos grupos (central).**  
*Powerhouse cavern.*



**Fig. 05** Central subterrânea concluída.  
*Completed underground powerhouse.*



**Fig. 06** Câmara das válvulas esféricas.  
*Spherical valve chamber.*



**Fig. 07** **Topo do poço da chaminé de equilíbrio. Fase de escavação.**  
*Top of the surge shaft. Excavation phase.*



**Fig. 08** **Poço de adução. Fase de alargamento da secção, a partir da superfície, após abertura de furo piloto com “raise-boring”.**  
*Headrace shaft. Phase of widening the section, from the surface, after opening the pilot shaft with raise-boring.*

de extensão e 60 m<sup>2</sup> de secção de escavação, ou por um poço circular, com 6,8 m de diâmetro interior, 7,80 m de escavação e 350 m de altura, dotado de elevador. A caverna da central tem 91 m de comprimento, 21 m de largura e 40 m de altura.

Além desta caverna principal, existem mais duas cavernas, uma a montante da central onde se alojam as válvulas esféricas, com 60m de comprimento, 10 m de largura e 23 m de altura, e outra a jusante onde se localizam as válvulas borboleta, com 63 m de comprimento, 10 m de largura e 26 m de altura.

A caverna da central tem a abóbada em betão cofrado e as paredes do piso principal são em betão projetado e pregagens de varão selado com calda de cimento. As cavernas das válvulas esféricas e borboleta têm abóbada em betão, apenas sobre as válvulas. Nas paredes da caverna das válvulas esféricas aplicou-se betão projetado com carácter sistemático e, pontualmente, rede metálica e varões selados com calda de cimento. Na abóbada da caverna das válvulas borboleta foi aplicado betão projetado nas zonas sem betão cofrado, e nas paredes foram utilizadas pregagens de varão de aço pontuais.

Outro elemento subterrâneo relevante em termos de escavação foi a chaminé de equilíbrio, já atrás referida sucintamente. Está situada 145 m a jusante da central, e está ligada aos dois ramais da restituição, imediatamente a montante da sua junção, através de orifícios circulares com 4,34 m de diâmetro. Esta disposição foi adotada tendo em vista evitar problemas estruturais previsíveis se a ligação fosse efetuada diretamente com a galeria de restituição, dada a considerável dimensão desta última. A chaminé de equilíbrio foi localizada num ponto alto do circuito de baixa pressão, por forma a funcionar como saída de ar nas operações de enchimento deste.

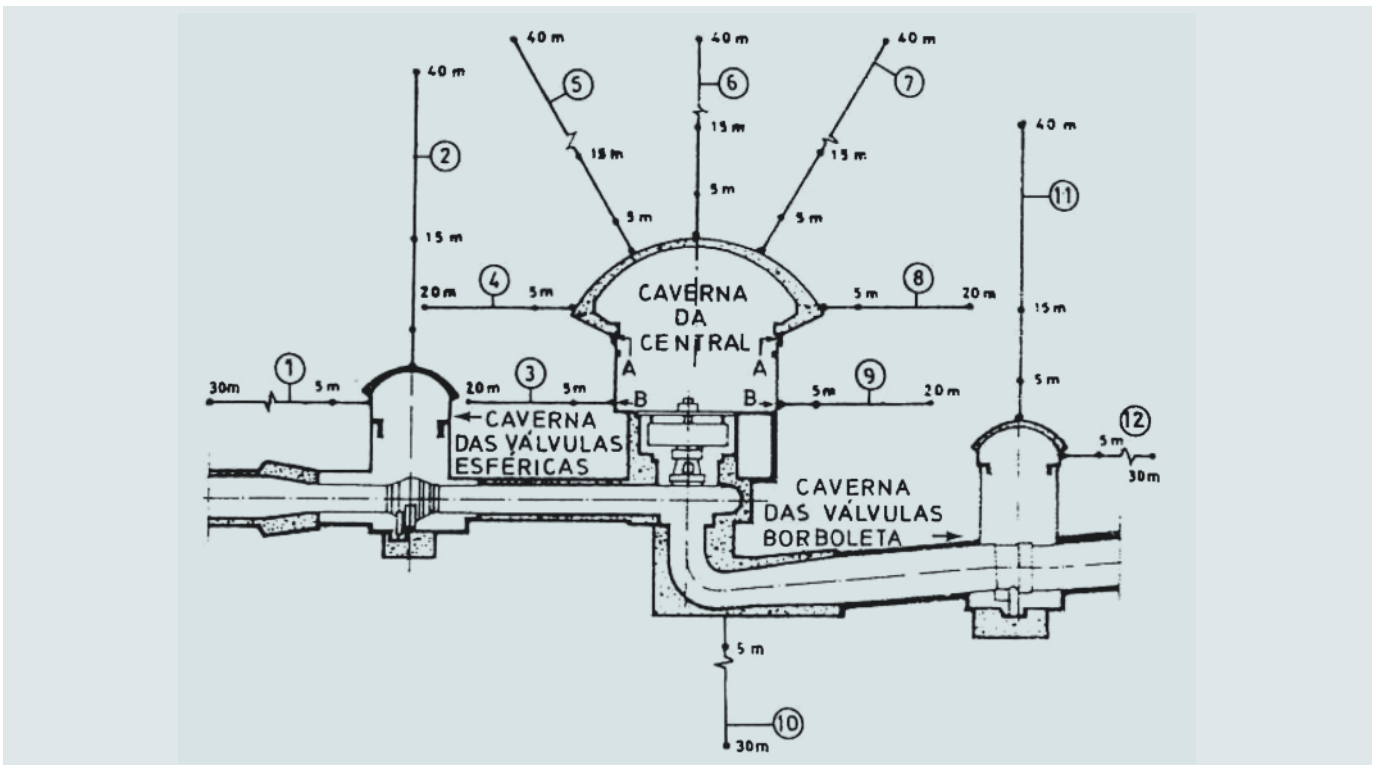
A chaminé é, conforme anteriormente se disse, constituída por um poço cilíndrico, com 21 m de diâmetro útil, que se desenvolve entre as cotas (22,0) e (87,0), e por duas câmaras em galeria destinadas a reduzir a amplitude das oscilações do nível da

água nos regimes transitórios. A câmara superior (câmara de expansão) tem 300 m de comprimento e secção transversal em ferradura standard com 12 m de diâmetro característico (volume total de escavação de cerca de 36 000 m<sup>3</sup>) e a sua soleira, com 2% de inclinação, intersecta o poço principal à cota (75,0). Um poço de arejamento com 160 m de altura e secção circular com 4,5 m de diâmetro faz a ligação do ponto mais alto desta câmara com a atmosfera. A câmara inferior (câmara de alimentação) tem 380 m de comprimento e secção circular com 9,5 m de diâmetro (volume total de escavação de 27 000 m<sup>3</sup>). A sua soleira intersecta o poço principal às cotas (25,0) e (40,5).

Os descarregadores de cheias da barragem são dois túneis com 9 m de diâmetro, localizados na margem direita, um com 238 m e o outro com 268 m, ambos revestidos a betão armado. O método de escavação utilizado para os túneis foi desmonte com recurso a explosivos em secção plena. Os dois poços de adução, o poço de barramentos e acesso, assim como a chaminé de equilíbrio, foram escavados com recurso a furos piloto abertos com "raise-boring" e posteriormente alargados para o seu diâmetro de escavação final com recurso a explosivos. Foi também utilizada a técnica de "raise-boring" para o poço de arejamento da chaminé de equilíbrio.

A escavação das cavernas foi faseada. Para a escavação da abóbada da caverna principal foram, numa fase inicial, abertas 2 galerias laterais longitudinais e outras de interligação entre estas, onde se instalaram extensómetros múltiplos de barras para monitorizar as deformações resultantes do faseamento construtivo posterior.

Tendo em consideração a zona do complexo da central, as dimensões das suas escavações, a proximidade entre si das diferentes frentes de trabalho e a especificidade das geometrias dos diversos elementos de obra – onde se incluem as três cavernas, o poço e câmaras da chaminé de equilíbrio, as diversas galerias de ligação e de ataque, os poços de acesso e os túneis do circuito hidráulico - é impossível deixar de se realçar a com-



**Fig. 09** Monitorização no complexo da central. Esquema da localização dos extensómetros.  
*Monitoring the powerhouse complex. Diagram of the rod extensometer locations.*



**Fig. 10** “By-pass” do túnel de ataque ao túnel de restituição.  
*Tailrace tunnel and ancillary construction tunnel "by-pass".*

The tailrace outlet is divided into two and there are stoplogs with the sill at elevation 40.50.

The underground powerhouse is located about 350 m below the surface and about 200 m under the riverbed. Access is through a main gallery 1780 m long and with 60 m<sup>2</sup> excavation, or through a 6.8 m inner diameter shaft, with 7.80 m of excavation and 350 m high, with a lift. The powerhouse cavern is 91 m long, 21 m wide and 40 m high.

Apart from the main cavern, there are two other caverns, one upstream of the powerhouse, housing the spherical valves, which is 60 m long, 10 m wide and 23 m high, and another downstream, for the butterfly valves, which is 63 m long, 10 m wide and 26 m high.

The main cavern has a vault in cast concrete and the walls of the main floor are in shotcrete with grouted passive bolts. The spherical and butterfly valve caverns have a concrete vault over the valves. The walls of the spherical valve chamber were completely lined with shotcrete and in a few places steel mesh and grouted bolts were applied. Shotcrete was used in the butterfly valve chamber in the zones without cast concrete and the walls were supported using spot passive bolts.

Another important underground work was the surge tank, briefly referred. It is located 145 m downstream from the powerhouse and it is connected to the two tailrace branches, immediately upstream from their connection using 4.34 m diameter circular orifices. This arrangement was adopted to avoid structural problems that were foreseen if the connection was made directly with the tailrace tunnel, given its considerable size. The surge tank was located at a high point of the low-pressure circuit, to work as an exit for the air when this is filled during operations.

The surge tank is, as stated above, composed of a circular shaft 21 m in diameter between elevations 22.0 and 87.0 and two tunnel chambers designed to reduce water level oscillations in transitory regimes. The upper chamber (expansion chamber) is 300 m long and has a standard horseshoe cross section 12 m in diameter (total volume of excavation 36,000 m<sup>3</sup>) and its invert, with a 2% slope, intersects the main shaft at elevation 75.0. A 160 m high, circular cross section ventilation shaft, 4.5 m in diameter connects the highest point in this chamber with the outside. The circular cross section lower chamber (feed chamber) is 380 m long and 9.5 m in diameter (total of 27,000 m<sup>3</sup> of excavation). The invert intersects the main shaft at elevations 25.0 and 40.5.

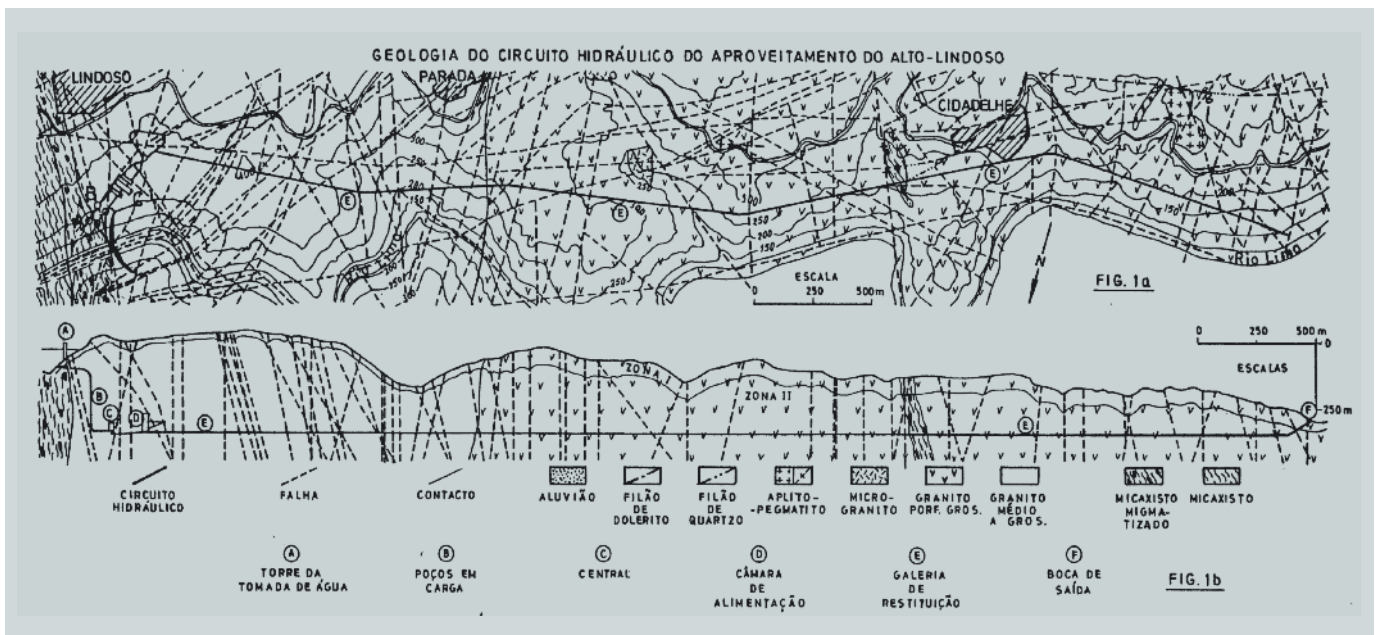
The two dam spillways are 9 m diameter tunnels located on the right bank, one of which is 238 m long and the other 268 m, both lined with reinforced concrete.

The tunnels were excavated by blasting the complete cross section with explosives. The two intake shafts, the busbar and access shaft and the surge tank shaft were excavated using pilot shafts opened with raise-boring, later widened to their final excavation diameter by blasting. The raise-boring technique was also used for the surge tank ventilation shaft.

The caverns were excavated in phases. During the initial phase of the main chamber vault excavation, two longitudinal side galleries and interconnecting galleries were used. In these galleries, multiple rod extensometers were installed to monitor deformations during the next construction phases.

Taking into consideration the powerhouse complex, the size of the excavation and the proximity between the different work fronts





**Fig. 11** Geologia do circuito hidráulico.  
*Geology of the hydraulic circuit.*

plexidade e envergadura do projeto geotécnico deste empreendimento, aspeto ainda mais relevante dado que o empreendimento foi desenvolvido depois de um período de cerca de 20 anos sem investimentos em projetos hidroelétricos com obras subterrâneas de grandes dimensões em Portugal, nomeadamente cavernas.

A escavação decorreu globalmente sem constrangimentos, tendo sido cumprido o projeto. De referir apenas a presença de uma estrutura geológica com características desfavoráveis intersectando o túnel de ataque ao túnel de restituição, e que obrigou à realização de um by-pass nesta estrutura provisória.

Globalmente, do ponto de vista geológico e a partir das tomadas de água, o circuito hidráulico atravessou, em dezenas de metros, corneana com dobras apertadas NW-SE, seguindo-se um granito médio a grosseiro de duas micas em cerca de 1700 m e, até final, 3466 m em granito porfiróide grosseiro de duas micas. Trata-se de um maciço com permeabilidade inferior a 1 Lugeon, no geral, a partir de 70 a 75 metros de profundidade, havendo correspondência bem definida entre o grau de alteração do maciço rochoso e os módulos de deformabilidade e a resistência à compressão uniaxial.

Os resultados dos ensaios de determinação do estado de tensão confirmaram que a tensão vertical corresponde ao peso pró-

prio do maciço, na zona das cavernas. Neste local a escavação foi realizada em granito médio a grosseiro. O sistema de monitorização instalado, com recurso a extensómetros de vara múltipla, confirmou o comportamento previsto nos estudos realizados.

## BIBLIOGRAFIA

- COTELO NEIVA, J. M., LIMA, C., FERNANDES, I., 1991. *O Circuito hidráulico do Alto Lindoso*, In: SPG (editor), *Atas do IV Congresso Nacional de Geotecnia*, Vol. 2, Lisboa: 215-227.
- EDP - *Aproveitamentos Hidroelétricos de Alto Lindoso e Touvedo*. 1990.
- EDP - *Aproveitamentos Hidroelétricos de Alto Lindoso e Touvedo*. 1993.
- LIMA, C. E NEIVA, J.M.C. - *Geotecnia do Complexo de Cavernas Subterrâneas da Central do Alto Lindoso*. Geotecnia nº76, 1976.
- MACEDO, R. ET ALL - *Observation of the underground structures of Alto Lindoso hydroelectric sheme*. ISRM Symposium: Eurock 92. J.A.Hudson, 1992.
- NEIVA, J.M.C., GUIMARÃES, J.N. E AZEVEDO, M.M. - *Geology of the hydraulic circuit of the hydro-electric development of Alto-Lindoso (Portugal)*. Int. Symp. Geol. Undergr. Constr., Lisboa, 1983, vol.III, pp 131-139.
- NEIVA, J.M.C., LIMA, C., AZEVEDO, M.M. E GARCIA, J.V., - *Geologia e geotecnia da galeria de acesso à central, central e câmaras das válvulas do Alto Lindoso*. 3º Enc.Nac. de Geotecnia, 1989, 1ºvol, C, 45-54.
- SOUSA, L.R., BARROSO, M.G. E LAMAS, N. - *Alto lindoso underground power station. Geotechnical characterization*. Rock Mech and Power Plants (ISRM) Symposium, Madrid, 1988, vol.1, pp. 389-396.

and the specific nature of the geometry of the different work components – including the three caverns, the shaft and the surge shaft chambers, the connecting galleries and the ancillary construction galleries, the access shafts and the hydraulic tunnels - it is impossible not to note the complexity and size of the geotechnical project of this development, particularly as the it was constructed after a period of about 20 years without investment in hydroelectric developments with large underground works in Portugal, particularly caverns.

The excavation work did not encounter any major constraints and followed the project schedule. The only point to note was the presence of a geological structure with unfavourable characteristics, which intersected the tailrace ancillary construction tunnel, forcing a by-pass in this temporary structure.

Overall, from a geological point of view, starting from the water intakes, the hydraulic tunnels go through dozens of metres of hornfels igneous rock with tight NW-SE folds, then through medium and coarse two micas granite of about 1,700 m and, finally, 3466 m of porphyritic two mica granite. The rockmass generally has a permeability of less than 1 Lugeon, from 75 metres down, and there is a well-defined correspondence between the rock mass weathering degree and the deformation modules and the uniaxial compressive strength.

In-situ stress test results confirmed that the vertical stress corresponds to the actual ground weight in the zone of the caverns. The excavation in this zone went through medium and coarse granite. The multiple rod extensometer monitoring confirmed the behaviours anticipated in the design.

## BIBLIOGRAPHY

- COTELO NEIVA, J. M., LIMA, C., FERNANDES, I., 1991. *O Circuito hidráulico do Alto Lindoso*, In: SPG (editor), Actas do IV Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, Lisboa: 215-227.
- EDP - *Aproveitamentos Hidroeléctricos de Alto Lindoso e Touvedo*. 1990.
- EDP - *Aproveitamentos Hidroeléctricos de Alto Lindoso e Touvedo*. 1993.
- LIMA, C. E NEIVA, J.M.C. – *Geotecnia do Complexo de Cavernas Subterrâneas da Central do Alto Lindoso*. Geotecnia No. 76, 1976.
- MACEDO, R. et all – *Observation of the underground structures of Alto Lindoso hydroelectric sheme*. ISRM Symposium: Eurock 92. J.A.Hudson, 1992.
- NEIVA, J.M.C, GUIMARÃES, J.N. E AZEVEDO, M.M. – *Geology of the hydraulic circuit of the hydro-electric development of Alto-Lindoso (Portugal)*. Int.Symp.Geol.Undergr.Constr., Lisboa, 1983, vol.III, pp 131-139.
- NEIVA, J.M.C., LIMA, C., AZEVEDO, M.M. E GARCIA, J.V., - *Geologia e geotecnia da galeria de acesso à central, central e câmaras das válvulas do Alto Lindoso*. 3º Enc.Nac. de Geotecnia, 1989, 1st vol, C, 45-54.
- SOUSA, L.R., BARROSO, M.G. E LAMAS, N. – *Alto lindoso underground power station. Geotechnical characterization*. Rock Mech and Power Plants (ISRM) Symposium, Madrid, 1988, vol.1, pp. 389-396.



Fig.  
12

**Barragem de Alto Lindoso.**  
*Alto Lindoso dam.*

# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VENDA NOVA II CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE FRADES

**Localização/Location:** Braga, Vieira do Minho, rio Rabagão/Braga, Vieira do Minho, Rabagão river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** Somague, MSF e Mota & Companhia

**Fiscalização/Supervision:** EDP

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túneis do circuito hidráulico – cerca de 4.5 km; Caverna da central – 60 m de comprimento; Caverna dos Transformadores – 40 m de comprimento; Chaminé de Equilíbrio Superior e poço de ligação – 420 m de altura; Chaminé de Equilíbrio Inferior – 58 m de altura; Túnel de acesso à central – 1,5 km; Galeria de ventilação e segurança – 600 m/Hydraulic circuit tunnels – about 4.5 km; Powerhouse cavern – 60 m long; Transformers cavern – 40 m long; Upper surge tank and connection shaft – 420 m high; Lower surge tank – 58 m high; Powerhouse access tunnel – 1.5 km; Ventilation and safety tunnel – 600 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis do circuito hidráulico – secção circular modificada com 6,3 m de diâmetro de escavação (32m<sup>2</sup>); Caverna da central – 19 m de largura e 40 m de altura máxima; Caverna dos transformadores – 14 m de largura e 11 m de altura máxima; Chaminé de Equilíbrio Superior – circular com 4,5 m de diâmetro (16 m<sup>2</sup>); Chaminé de Equilíbrio Inferior – circular com 5 m de diâmetro (20 m<sup>2</sup>); Túnel de acesso à central – 14 m de largura e 11m de altura máxima; Galeria de ventilação e segurança – circular com 3,5 m de diâmetro (10 m<sup>2</sup>)/Hydraulic circuit tunnels – modified circular cross section with 6.3 m diameter of excavation (32 m<sup>2</sup>); Powerhouse cavern – 19 m wide and 40 m maximum height; Transformers cavern – 14 m wide and 11 m maximum height; Upper surge tank – circular with 4.5 m diameter(16 m<sup>2</sup>); Lower surge tank – circular with 5 m in diameter (20 m<sup>2</sup>); Powerhouse access tunnel – 14 m wide and 11 m maximum height; Ventilation and safety tunnel – circular with 3.5 m diameter (10 m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Desmorte com explosivos e “raise-boring”/Drill & Blast and raiseboring

**Período de construção/Construction period:** 1997 – 2004

## Nadir Plasencia (coordenação) – EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

A central hidroelétrica subterrânea de Frades, primeiro reforço de potência do aproveitamento de Venda Nova, que entrou em exploração em Agosto de 2005, utiliza a carga hidráulica proveniente da queda superior a 400 m entre as albufeiras de Venda Nova e de Salamonde, estando localizada na margem esquerda do rio Rabagão, no concelho de Vieira do Minho. Foi equipada com dois grupos geradores reversíveis Francis de eixo vertical, cujas turbinas têm a potência unitária nominal de 91,6MW, para uma queda nominal de 420 m e um caudal de 25 m<sup>3</sup>/s. Tanto a caverna da central como a dos transformadores estão localizadas a cerca de 350 m de profundidade.

O circuito hidráulico e a central, que se descrevem seguidamente, apresentam aspetos técnicos complexos e delicados associados ao projeto e às exigências construtivas.

O circuito hidráulico é constituído por:

- Tomada de água em turbinamento, na albufeira de Venda Nova, com a admissão equipada com grades fixas e um poço onde estão localizados elementos de segurança como as comportas; a escavação foi realizada com recurso a meios mecânicos e explosivos

– Túnel em carga não revestido, com 15% de inclinação e 2,8 km de comprimento, com secção circular modificada com 6,3 m de diâmetro, estabelecendo a ligação entre a tomada de água em tubinamento e a central, sendo intercalado pela chaminé de equilíbrio superior; o troço imediatamente a montante da central é blindado e antecedido de um desarenador com 11 m de vão (desarenador superior); a escavação foi realizada com explosivos, tendo o desarenador sido escavado numa zona de falha com orientação desfavorável

– Chaminé de equilíbrio superior em poço com diâmetro de interno de 5,2 m e 100 m de altura, junto à superfície, ligada por poço vertical circular não revestido com 4,5 m de diâmetro e 315 m de altura, localizado 500 m a montante da central; o poço foi escavado com recurso a “raise boring”; a zona da chaminé de equilíbrio foi alargada por métodos convencionais para revestimento em betão cofrado

– Túnel de restituição não revestido, com um primeiro troço de cerca de 50 m entre a central e a chaminé de equilíbrio inferior e um troço principal, com 1,4 km de extensão, sub-horizontal e com secção circular modificada com 6,3 m de diâmetro, entre o desarenador inferior (localizado imediatamente a jusante da chaminé de equilíbrio) e a tomada de água em bombagem na albufeira de Salamonde; a esca-

# VENDA NOVA II HYDROELECTRIC DEVELOPMENT

## FRADES HYDROELECTRIC POWERHOUSE

The Frades underground hydroelectric powerhouse, which was the first repowering to the Venda Nova development, started operation in 2005, and used the hydraulic head of over 400m, between the Venda Nova and Salamonde dams. It is located on the left bank of the river Rabagão, in the municipality of Vieira do Minho. It was equipped with two reversible vertical-axis Francis generator units, whose turbines have are 91.6 MW each for a nominal head of 420 m and a flow of 25 m<sup>3</sup>/s. The powerhouse cavern and the transformers' cavern both have about 350 m overburden.

The hydraulic circuit and the powerhouse described below involve complex and delicate technical aspects associated with the project and construction requirements.

The hydraulic circuit is composed of:

- Water intake, at Venda Nova reservoir. The intake is equipped with fixed trachrack and a shaft where there is safety equipment such as the stoplog; the excavation used mechanical means and blasting
- The headrace tunnel, at a 15% slope and 2.8 km long, with a modified circular cross section 6.3 m in diameter, connecting the intake and the powerhouse. There is a surge shaft between the intake and the powerhouse. The stretch immediately upstream of the powerhouse is steel-lined after which there is an 11 m span sand trap (upper sand trap); the excavation used blasting and the sand trap was excavated in a zone of a fault with an unfavourable direction
- Upper surge shaft in a 100 m high shaft with an internal diameter of 5.2 m, at the surface, connected with the headrace tunnel by a circular unlined vertical shaft 4.5 m in diameter and 315 m high, located 500 m upstream from the powerhouse. The shaft was excavated by raise-boring; the zone of the surge tank was widened by conventional methods to be lined in cast concrete
- Unlined tailrace tunnel, with a first section of about 50 m, between the powerhouse and the lower surge tank and a

main section, 1.4 km long, subhorizontal and with a modified circular cross section 6.3 m in diameter, between the lower sand trap (located immediately downstream of the surge tank) and the pump intake at Salamonde reservoir; the tunnel and sand trap were excavated by blasting

- Lower surge tank, consisting of a 58 m deep, 5 m diameter shaft, with two surge chambers, excavated using raise-boring and lined in concrete
- Pump water intake at Salamonde reservoir consisting of an inlet with removable trachrack, where a stoplog can be installed in the slots; the excavation used mechanical means and blasting.

Plugs with waterproof doors were built beside the two sand traps, at the end of the access/construction tunnels used to excavate the headrace and tailrace tunnels. The rock mass, concrete and concrete-rock interface in these structures were intensely grouted and monitored using drainage systems and piezometers.

The powerhouse complex includes the following works:

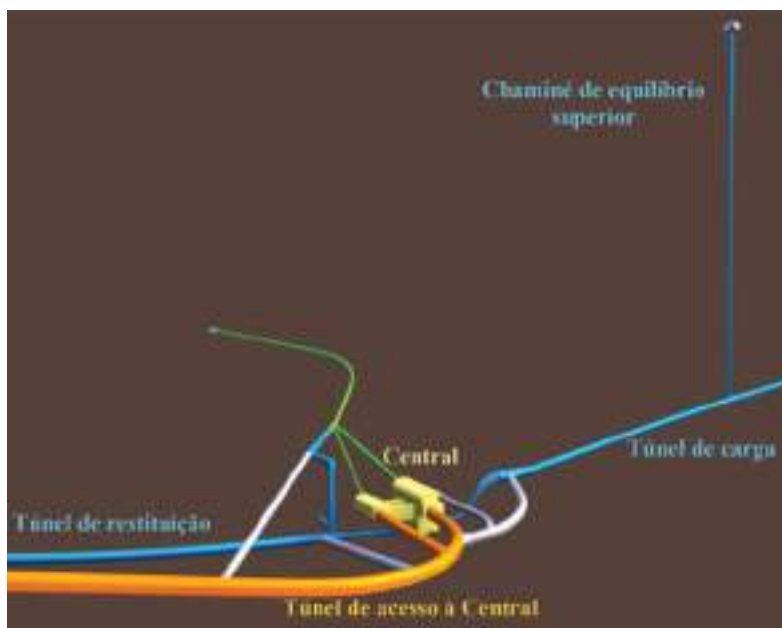
- Powerhouse cavern, 20x60 m<sup>2</sup> plan and 40 m maximum height, located half-way along the hydraulic circuit, about 350 m underground. There are two reversible units in the powerhouse, along with the respective control and command equipment and the hydraulic protection components; the cavern vault is supported and lined with shotcrete and passive bolts
- Transformer cavern, plan 14x40 m<sup>2</sup> and 11 m high, lined with shotcrete, later painted, located between the powerhouse and the lower surge tank shaft and connected to the powerhouse cavern by two tunnels
- Ventilation and safety gallery, 3.5 m wide and 600 m long, establishing a second connection with the surface. The 100 m closest to the powerhouse were excavated using raise-boring and the remaining 500 m by blasting
- Unlined access tunnel to the powerhouse, 8 m wide, 11% slope and 1.5 km long, also used for the power and control



- 1 – Tomada de água em turbinamento  
Water intake for the turbines
- 2 – Túnel em carga  
Headrace tunnel
- 3 – Chaminé de equilíbrio superior  
Upper surge shaft
- 4 – Complexo da central  
Powerhouse
- 5 – Túnel de restituição  
Tailrace tunnel
- 6 – Túnel de acesso  
Access tunnel
- 7 – Túnel de ventilação  
Ventilation tunnel
- 8 – Tomada de água em bombagem  
Water inlet (pumping)

Fig.  
01

**Esquema geral do circuito hidráulico.**  
*General diagram of the hydraulic scheme.*



**Fig. 02** Complexo da central, chaminés de equilíbrio e desarenadores. *Powerhouse complex, surge shafts and sand traps.*

vação do túnel e do desarenador inferior foi realizada com explosivos

- Chaminé de equilíbrio inferior, consistindo num poço de 5 m de diâmetro e 58 m de profundidade, com duas câmaras, escavado com "raise-boring" e revestido a betão
- Tomada de água em bombagem, na albufeira de Salamonde, consistindo numa entrada equipada com grades móveis em cujas ranhuras podem ser instaladas comportas; a escavação foi realizada com meios mecânicos e explosivos.

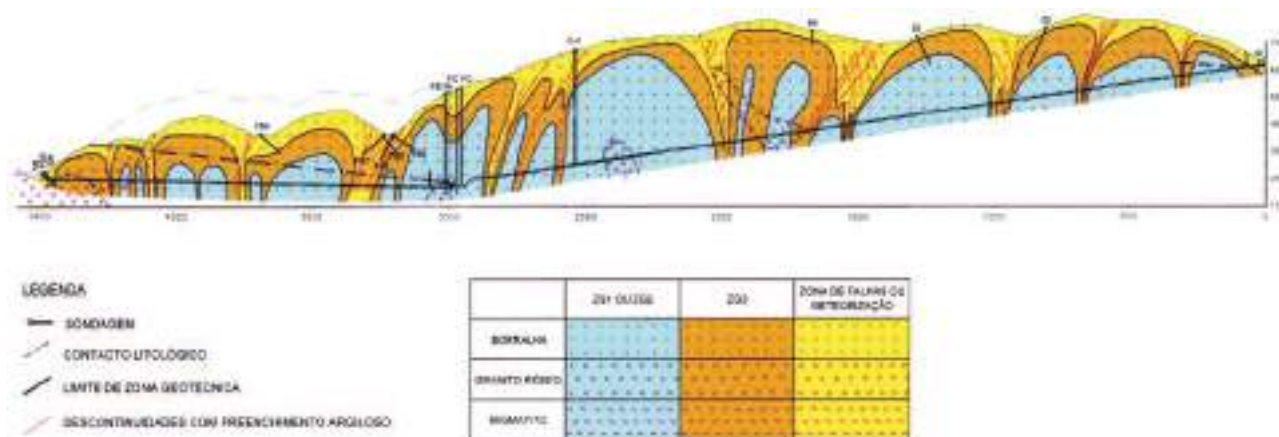
Lateralmente aos dois desarenadores, na extremidade de túneis de acesso/ataque utilizados na construção dos túneis em carga e de restituição, foram construídos rolhões equipados com portas estanques. Nestas estruturas foi realizada uma intensa impermeabilização do maciço, do betão e da ligação betão-rocha, com monitorização por sistemas de drenagem e piezometria.

O complexo da central integra os seguintes elementos de obra:

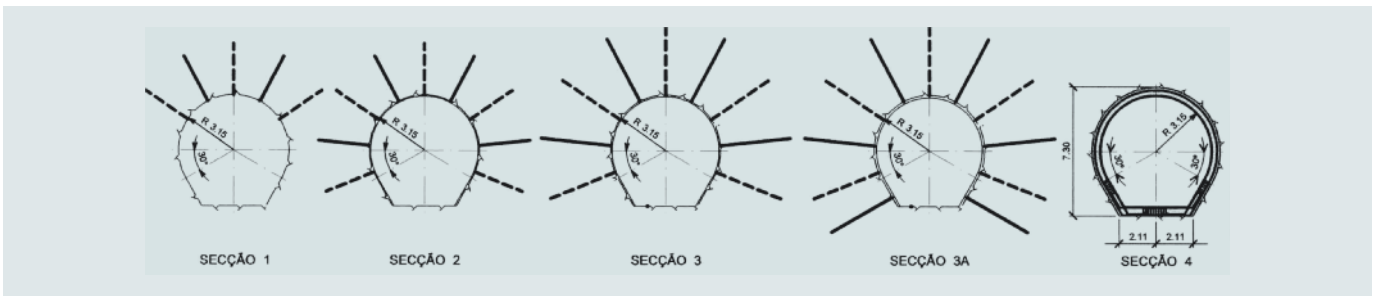
- Caverna da central com 20x60 m<sup>2</sup> em planta e 40 m de altura máxima, localizada numa posição intermédia do circuito hidráulico, com coberturas na ordem de 350 m,

conforme inicialmente referido. Na central estão instalados os dois grupos reversíveis, assim como o respetivo equipamento de controlo e comando e os elementos de proteção hidráulica; a abóbada da caverna tem revestimento constituído por pregagens e betão projetado

- Caverna dos transformadores, com 14x40 m<sup>2</sup> em planta e 11 m de altura e acabamento a betão projetado pintado, localizada no maciço entre a central e a chaminé de equilíbrio inferior e ligada à caverna da central por 2 túneis
- Túnel de ventilação e segurança, com 3,5 m de largura e 600m de comprimento, estabelecendo uma segunda ligação com a superfície. Os 100 m mais próximos da central foram escavados com recurso a "raise-boring" e os restantes 500 m escavados com explosivos.
- Túnel de acesso à central, não revestido, com 8 m de largura, 11% de inclinação e 1,5 km de comprimento, também utilizado para a passagem dos cabos de energia e controlo entre a caverna dos transformadores e o edifício de comando
- Posto de corte e respetivo edifício de apoio, localizado próximo da entrada do túnel de acesso, que estabelece a



**Fig. 03** Corte longitudinal pelo eixo do circuito hidráulico e zonamento geológico-geotécnico. *Longitudinal section of the hydraulic circuit with geological-geotechnical zoning.*



**Fig. 04** Secções tipo de suporte adotadas no circuito hidráulico.  
*Support sections adopted in the hydraulic circuit.*



**Fig. 05** Caverna da Central e galeria de carga em construção.  
*Powerhouse cavern and headrace tunnel under construction.*

cables between the transformer cavern and the control building

- Switching station and respective control building, located near the entrance to the access tunnel and establishing the connection with the national power grid. The control building contains miscellaneous command equipment and ancillary services.

The 4.5 km long hydraulic tunnels and the powerhouse and transformer caverns were mainly excavated in the Borralha granite rockmass. Only near the river Cávado (northern part of the development) were excavations performed in migmatited hornfel and Gerês granite. It should be noted that apart from all these underground works, a total of 3.5 km of tunnels also had to be excavated for accesses, ventilation and work fronts as well as the upper and lower surge tanks with 420 m and 60 m respectively. The most relevant geological singularities in all the work were the deformation zone called Botica fault, which was crossed in lengths up to 120 m both in the excavations for the access tunnel and for the tailrace tunnel and also, as said earlier, a geological fault in the zone of the upper sand trap with an unfavourable orientation in relation to the alignment of the excavations.

The design of this project was based on the principles of the Norwegian Tunnelling Method (NTM). The observational method was used during the work as it moved forward, allowing great

flexibility in terms of the choice of support and excavation method, by adapting them to the real behaviour of the ground. This was possible due to the control, both through the direct observation of the characteristics of the excavated rock and monitoring.

The design foresaw that the definitive support should be close to the excavation face and be applied as the tunnel progressed. The initial support would be used to ensure the tunnel work could progress safely, in order to avoid undesired behaviour. It would then become part of the definitive lining defined in the project, provided it complied with the specifications for this structural component.

The excavation of the hydraulic tunnels was mainly conducted in full face, even in zones where the rockmass presented geological conditions that were considered more adverse. The excavation of the caverns and upper sand trap was done in phases.

Apart from the construction aspects in the design and construction of this development, the environmental preservation was also important, as well as the potentially important impacts in hydro-geological and geotechnical terms during the filling and emptying of the hydraulic system.

The main environmental limitations considered in the project were the proximity of the Peneda Gerês National Park and the existence of the Mizarela pathway and its medieval bridge,

ligação com a Rede Nacional de Transporte. No edifício de apoio encontram-se instalados diversos equipamentos de comando e dos serviços auxiliares.

As escavações para o circuito hidráulico, numa extensão de cerca de 4,5 km, e para as cavernas da central e dos transformadores, ocorreram fundamentalmente em maciço granítico da Borralha. Apenas próximo do rio Cávado (na zona Norte do empreendimento) as escavações foram realizadas em corneanas migmatizadas e granito do Gerês. De relevar que, para além destas obras subterrâneas, houve que escavar um total de cerca de 3,5 km de túneis para acessos, ventilação e ataque às frentes de obra e, ainda os poços das chaminés de equilíbrio superior e inferior, respetivamente com 420 m e 60 m, conforme atrás se referiu. As singularidades geológicas mais relevantes em toda a obra foram as zonas tectonizadas da denominada falha da Botica, atravessadas em extensões na ordem dos 120 m tanto nas escavações para o túnel de acesso como para o túnel de restituição e, ainda, como também anteriormente se salientou, uma falha na zona do desarenador superior com orientação desfavorável em relação ao alinhamento das escavações.

A conceção deste projeto teve por base os princípios do Norwegian Tunnelling Method (NTM). No decorrer da obra foi usado o método observacional, que, à medida do avanço, permitiu grande flexibilidade no que respeita à escolha do suporte e dos métodos de escavação, através da sua adequação ao comportamento real do maciço, possível pelo controlo efetuado, quer através da observação direta das características do maciço escavado, quer pela monitorização.

O projeto previa que a contenção definitiva se aproximasse da frente de escavação, devendo ser aplicada à medida do avanço do túnel. O sustimento inicial seria aplicado para garantir avanço em condições de segurança, de forma a evitar comportamentos não desejados, fazendo, no fim, parte integrante da contenção definitiva definida no projeto, desde que cumprisse as características especificadas para este último elemento estrutural.

A escavação dos túneis do circuito hidráulico foi genericamente realizada em secção plena, mesmo em zonas onde o maciço apresentou condições geológicas consideradas mais adversas. A escavação das cavernas e do desarenador superior foi faseada.

Para além dos aspetos construtivos, no projeto e construção deste empreendimento destacam-se a preservação dos valores ambientais, assim como os possíveis impactes relevantes em termos hidrogeológicos e geotécnicos nas fases de enchimento e esvaziamento do circuito hidráulico.

As principais condicionantes ambientais consideradas no projeto foram a proximidade do Parque Nacional Peneda-Gerês e a existência do caminho da Mizarela e respetiva ponte medieval, identificados como património classificado. O aproveitamento das águas subterrâneas e subsuperficiais, pela população, foi também tido em consideração na escolha da solução de projeto. Para controlar eventuais impactes negativos nos níveis e caudais das captações, originados pelas escavações, foram monitorizados 280 nascentes, poços e furos de captação. Tendo

em vista a minimização dos poucos impactes visuais resultantes desta obra, foi realizada uma cuidada integração paisagística das escombrelas.

O enchimento do circuito hidráulico, pelo facto de este ser não revestido, traduziu-se numa operação crítica pois, durante este processo, as condições hidráulicas do maciço rochoso foram alteradas. Particularmente no primeiro enchimento, a referência foi a situação criada pela escavação, ou seja, um maciço drenado. O processo de enchimento, que se traduziu na saturação do maciço envolvente à escavação, teve de ser suficientemente lento de modo a permitir a identificação, caracterização, controlo e acompanhamento de todas as ressurgências que se pudessem vir a verificar nas cavernas, túneis de acesso e superfície. A velocidade de enchimento foi, assim, definida considerando as condições geológicas e hidráulicas de modo a não originar danos, principalmente nos locais mais críticos como o rolhão superior e a central, onde as pressões foram sistematicamente controladas pela rede piezométrica.

## BIBLIOGRAFIA

- ALVES, L., RESENDE, M.E., PLASENCIA, N., RIBEIRO, V. . *Optimizing the layout of the Venda Nova II Pumped Storage Scheme*, Hydropower Into the Next Century, Portoroz, Eslovénia. 1997.
- COSTA, A.F., OLIVEIRA, M.A., RESENDE, M.E., RIBEIRO, V. E ESTEVES, C.. *Venda Nova II, Energia Renovável, Flexível e não Poluente*, Engenharia e Vida, 2004.
- COSTA, A.F., OLIVEIRA, M.A. *Venda Nova II – The Repowering of 50 Years Old Hydroelectric Development Scheme*, Maximizing the Benefits of Hydropower, Greece, 2006.
- COSTA, A.F., RESENDE, M.E.; OLIVEIRA, M.A.; RIBEIRO, V.. *Venda Nova II Hydroelectric Development*, HRW 2007.
- LEITÃO, N.S., LAMAS, L.N. E ESTEVES, C. *Modelação Numérica do Comportamento do Circuito Hidráulico de Venda Nova II – Descrição do Modelo*. 2<sup>as</sup> Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, 2005.
- LEITÃO, R., OLIVEIRA, M.A.. *Reforços de Potência de Centrais Hidroelétricas, A Obra de Venda Nova e as Perspetivas Futuras*. Seminário CNPGB – Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade; Lisboa 2005.
- LIMA, C., M. RESENDE, M.E., PLASENCIA N. AND ESTEVES, C.. *Venda Nova II Hydroelectric Scheme, Powerhouse Geotechnics and Design*, News Journal, International Society for Rock Mechanics, Vol.7, Num.2, 2002, pp. 37-41.
- NEIVA, J.M.C., PLASENCIA, N., LIMA, C.. *Características Geológico-Geotécnicas do Maciço Rochoso do Circuito Hidráulico do Empreendimento de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.
- OLIVEIRA, M.A., RIBEIRO, V., APOLINÁRIO, V., COSTA, J.A.. *The Venda Nova II pumped storage scheme*, Hydro 2004 – A New Era for Hydropower. Porto, 2004.
- PLASENCIA, N., COELHO, M. J., LIMA, C., FIALHO, L.. *Contribuição da Tomografia Sísmica na Caracterização do Maciço da Zona da Central de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.
- PLASENCIA, N.. *Caracterização Geomecânica e Revestimento do Túnel de Acesso à Central de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.
- PLASENCIA, N.; LIMA, C.. *Contribuição da Geologia de Engenharia no Empreendimento de Venda Nova II*, A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos. 2003.
- RIBEIRO, V. *Simulação numérica da estabilidade da oscilação de massa em sistemas com duas chaminés de equilíbrio*, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora. 2003.
- SOARES, V., PORTAL, N.. *Acompanhamento Ambiental das Obras do Reforço de Potência de Venda Nova*. Seminário de Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade; 2005.



**Fig. 06** Central de Frades. Frades powerhouse.

identified as classified heritage. The use of ground and subsurface water by the population was also taken into consideration when choosing the project solution. Almost 280 water points (springs, wells and boreholes) were monitored to control any negative impacts on the water levels and flows caused by the excavations. In order to minimise the few visual impacts of the work, the tailings were carefully integrated by landscaping.

The filling of the unlined hydraulic tunnels was a critical operation as the hydraulic conditions of the rockmass were altered during this process. Particularly during the first filling, the reference was the situation created by the excavation, that is, the drained rock mass. The filling process, which involved saturating the ground around the excavation, had to be slow enough to identify, characterise, control and monitor all the infiltrations that could appear in the caverns, access tunnels and at the surface. The filling speed was therefore defined considering the geological and hydraulic conditions so as not to cause any damage, particularly at critical locations such as the upper plug and powerhouse, where the pressures were systematically controlled by a network of piezometers.

## BIBLIOGRAPHY

ALVES, L., RESENDE, M.E., PLASENCIA, N., RIBEIRO, V. . *Optimizing the layout of the Venda Nova II Pumped Storage Scheme*, Hydropower Into the Next Century, Portoroz, Eslovénia. 1997.

COSTA, A.F., OLIVEIRA, M.A., RESENDE, M.E., RIBEIRO, V. E ESTEVES, C.. *Venda Nova II, Energia Renovável, Flexível e não Poluente*, Engenharia e Vida, 2004.

COSTA, A.F., OLIVEIRA, M.A. *Venda Nova II – The Repowering of 50 Years Old Hydroelectric Development Scheme*, Maximizing the Benefits of Hydropower, Greece, 2006.

COSTA, A.F., RESENDE, M.E; OLIVEIRA, M.A.; RIBEIRO, V.. *Venda Nova II Hydroelectric Development*, HRW 2007.

LEITÃO, N.S., LAMAS, L.N. E ESTEVES, C. *Modelação Numérica do Comportamento do Circuito Hidráulico de Venda Nova II – Descrição do Modelo*. 2<sup>as</sup> Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, 2005.

LEITÃO,R., OLIVEIRA, M.A.. *Reforços de Potência de Centrais Hidroelétricas, A Obra de Venda Noca e as Perspectivas Futuras*. Seminário CNPGB – Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade; Lisboa 2005.

LIMA, C., M. RESENDE, M.E., PLASENCIA N. AND ESTEVES, C. *Venda Nova II Hydroelectric Scheme, Powerhouse Geotechnics and Design*, News Journal, International Society for Rock Mechanics, Vol.7, Num.2, 2002, pp. 37-41.

NEIVA, J.M.C., PLASENCIA, N., LIMA, C.. *Características Geológico-Geotécnicas do Maciço Rochoso do Circuito Hidráulico do Empreendimento de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.

OLIVEIRA, M.A., RIBEIRO, V., APOLINÁRIO, V., COSTA, J.A.. *The Venda Nova II pumped storage scheme*, Hydro 2004 – A New Era for Hydropower. Porto, 2004.

PLASENCIA, N., COELHO, M. J., LIMA, C., FIALHO, L.. *Contribuição da Tomografia Sísmica na Caracterização do Maciço da Zona da Central de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.

PLASENCIA, N.. *Caracterização Geomecânica e Revestimento do Túnel de Acesso à Central de Venda Nova II*, 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. 2000.

PLASENCIA, N.; LIMA, C.. *Contribuição da Geologia de Engenharia no Empreendimento de Venda Nova II*, A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos. 2003.

RIBEIRO, V. *Simulação numérica da estabilidade da oscilação de massa em sistemas com duas chaminés de equilíbrio*, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora. 2003.

SOARES, V., PORTAL, N.. *Acompanhamento Ambiental das Obras do Reforço de Potência de Venda Nova*. Seminário de Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade; 2005.



# APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE VENDA NOVA III CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE FRADES II

**Localização/Location:** Vieira do Minho, rio Rabagão/Vieira do Minho, Rabagão river

**Utilização/Purpose:** Produção Hidroelétrica/Hydroelectric production

**Dono de Obra/Owner:** EDP – Energias de Portugal, S.A.

**Projetista/Project designer:** EDP

**Empreiteiro/Contractor:** ACE constituído por/Joint Venture composed by MSF, Mota-Engil, Somague e SPIE-Batignoles

**Fiscalização/Supervision:** FASE/GIBB

**Dimensões/Dimensions:**

- **Extensão/Length:** Túneis do circuito Hidráulico – cerca de 4,8 km; Caverna da central e dos transformadores – 151,5m; Túneis de acesso e auxiliares - 4 km; Chaminé de equilíbrio superior – 78 m de altura (poço principal) / 360m de profundidade (2 poços verticais entre o circuito hidráulico e o poço principal); Chaminé de equilíbrio inferior – 95 m de profundidade/Hydraulic circuit – about 4.8 km; Powerhouse and transformer caverns – 151.5 m; Access and ancillary construction tunnels - 4 km; Upper surge shaft – 78 m high (main shaft) / 360 m deep (2 vertical shafts between the hydraulic circuit and the main shaft); Lower surge tank – 95 m
- **Secção transversal/Cross section:** Túneis de circuito hidráulico – secção circular modificada com 12m de diâmetro de escavação; Caverna da central – 22 m de largura e 55 m de altura máxima (Câmara dos grupos) / 22 m de largura e 26,4 m de altura máxima (Átrio de montagem) / 19,6 m de largura e 20 m de altura máxima (Câmara dos transformadores); Túneis de acesso e auxiliares – secções entre 30 e 60 m<sup>2</sup>; Chaminé de equilíbrio superior – poço principal circular com 13 m de diâmetro (133 m<sup>2</sup>); Dois poços de ligação entre o circuito hidráulico e o poço principal da chaminé de equilíbrio – secção circular com 5,4 m de diâmetro (23m<sup>2</sup>)/Hydraulic circuit – modified circular cross section with 12 m diameter; Powerhouse cavern – 22 m wide and 55 m maximum height (Unit chamber) / 22 m wide and 26,4 m maximum height (Assembly hall) / 19.6 m wide and 20 m maximum height (Transformer chamber); Access and ancillary construction tunnels – cross sections between 30 and 60 m<sup>2</sup>; Upper surge shaft – main shaft circular 13 m in diameter (133 m<sup>2</sup>); Two connection shafts between the headrace tunnel and the the surge tank – 2 x circular cross section 5.4 m diameter (2 x 23m<sup>2</sup>)

**Método construtivo/Construction method:** Desmonte com explosivos e “raise-boring”/Drill & blast and raise-boring

**Período de construção/Construction period:** 2010 – 2015 (previsão de entrada em serviço)/(scheduled date to enter service)

## Nadir Plasencia (coordenação) – EDP Gestão da Produção de Energia, S.A

No início do séc. XXI alguns aspetos marcantes da envolvente económica, política e ambiental recolocaram os aproveitamentos hidroelétricos, e particularmente os equipados com bombagem, na linha da frente do sistema elétrico português, designadamente:

- A Estratégia Nacional de Energia, através da qual o governo conferiu prioridade à expansão da produção de energia a partir de fontes renováveis, com vista à redução das emissões de gases com efeito de estufa, em linha com os objetivos assumidos pela União Europeia no âmbito do Protocolo de Quioto;
- A necessidade de o país reduzir a sua dependência de combustíveis fósseis;
- O conseqüente aumento dos investimentos em capacidade instalada de energia renovável e intermitente, de origem eólica.

Neste contexto, impôs-se como particularmente atraente um segundo reforço de potência de Venda Nova equipado com

grupos reversíveis, o que deu origem ao importante projeto de Venda Nova III.

O novo empreendimento tem uma conceção geral muito similar ao de Venda Nova II, em que o respetivo circuito hidráulico, apenas pontualmente revestido a betão cofrado, é sensivelmente paralelo e bastante próximo deste, sendo a distância máxima entre os dois circuitos de 300 m na zona das centrais e a mínima de 30 m na zona de cruzamento dos túneis de restituição. É equipado com dois grupos geradores reversíveis, com turbinas com potência nominal unitária de 378MW sob uma queda nominal de 420,22 m e para um caudal instalado de 100 m<sup>3</sup>/s, o que corresponde a uma potência total instalada de 756MW, colocando este aproveitamento em 12º lugar entre os 15 maiores projetos hidroelétricos atualmente em construção na Europa.

Com a entrada em serviço deste segundo reforço de potência, Venda Nova torna-se o aproveitamento hidroelétrico português com maior potência instalada (cerca de 1040MW), ultrapassando largamente a do Alto Lindoso. Uma especificidade particularmente relevante é ser a primeira central hidroelétrica em Portugal, e uma das primeiras na Europa, equipadas com grupos de velocidade variável, o que confere a esta central uma acrescida

## VENDA NOVA III HYDROELECTRIC DEVELOPMENT FRADES II HYDROELECTRIC POWERHOUSE

At the beginning of the 21st century, some important aspects of the economic, political and environmental situation placed hydroelectric developments, pumped schemes in particular, at the front line of the Portuguese electric system once again, namely:

- The National Energy Strategy, in which the government prioritised the expansion of energy production from renewable sources, to reduce greenhouse gas emissions, in line with the objectives assumed by the European Union under the Kyoto Protocol.
- The need for the country to reduce its dependence on fossil fuels.
- The consequent increase in investments in renewed and intermittent renewable energy installed capacity, from wind power.

In this context there was particular interest in repowering Venda Nova, with two reversible units, which gave rise to the important Venda Nova III project.

The general concept of the new development is very similar to Venda Nova II, where the respective hydraulic circuit, only occasionally lined with cast concrete, is roughly parallel and fairly close, with a maximum distance between the two circuits of 300

m near the powerhouse and a minimum of 30 m where the tailrace tunnels cross each other. Venda Nova III is equipped with two reversible turbine-generator units. The turbines have a rated output of 378 MW each, under a nominal head of 420.22 m and a flow of 100 m<sup>3</sup>/s corresponding to a total rated output of 756 MW. These characteristics make this development 12th out of the 15 largest hydroelectric developments currently under construction in Europe.

When this second repowering will come into service, Venda Nova will be the most powerful hydroelectric development in the country (about 1040MW) far surpassing the Alto Lindoso development. A relevant specificity is that this is the first hydroelectric development in Portugal, and one of the first in Europe to be equipped with variable speed groups, giving this powerhouse added flexibility in terms of operations, an extremely important attribute in terms of a highly competitive wholesale energy market.

The development, namely the hydraulic scheme, consists of the following works.

- A water intake (outlet for pumping) at Venda Nova reservoir, equipped with a fixed trashrack at the entrance a safety gate and a stoplog installed in a tower that is accessible over a short bridge

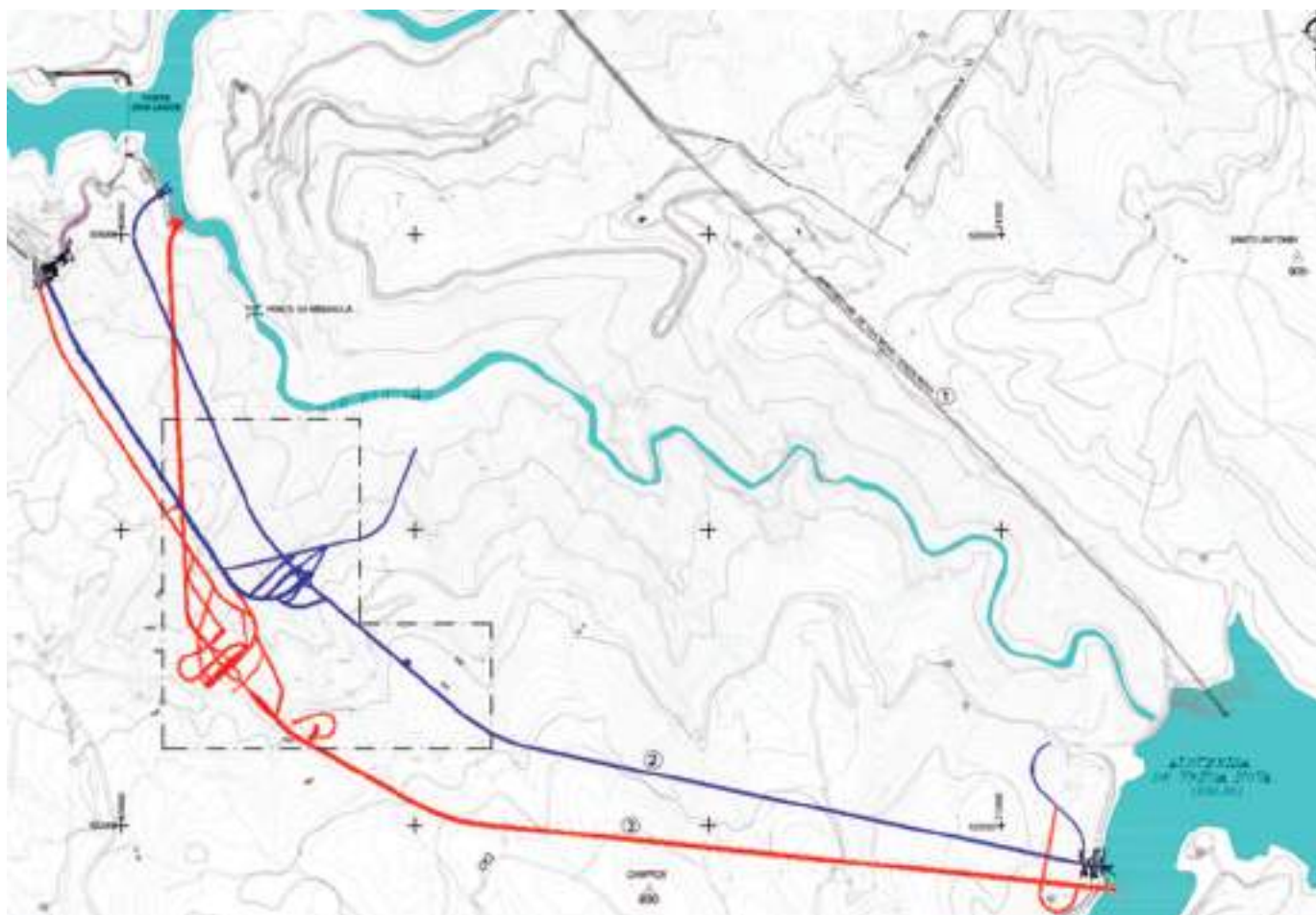
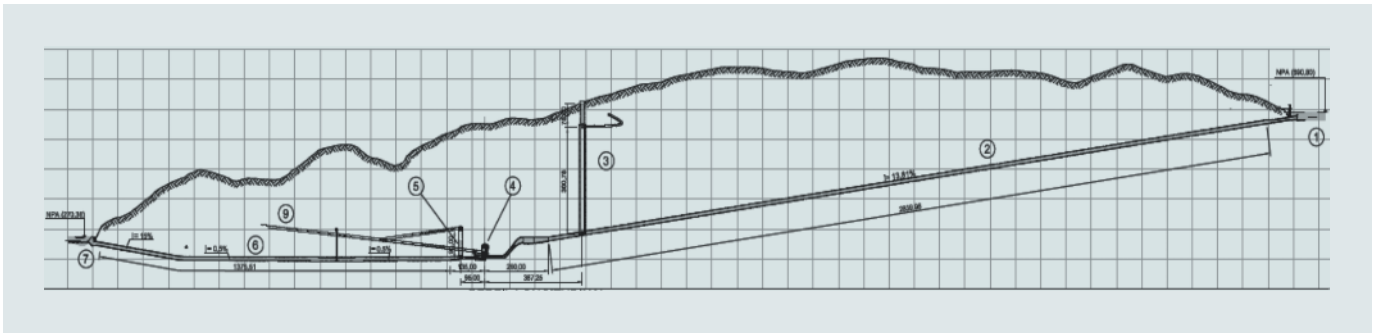


Fig.  
01

Planta com o traçado dos 3 circuitos hidráulicos do aproveitamento de Venda Nova, sendo Venda Nova III representada a vermelho.  
Plan showing the layout of the three hydraulic circuits at Venda Nova, with Venda Nova III shown in red.



**Fig. 02** Perfil longitudinal do circuito hidráulico (1- Tomada de água em turbinamento, 2- Túnel em carga, 3- Chaminé de equilíbrio superior, 4-Central, 5-Chaminé de equilíbrio inferior, 6-Túnel de restituição, 7-restituição em turbinamento).  
*Longitudinal section of the hydraulic circuit (1- Water intake for the turbines, 2- Headrace tunnel, 3- Upper surge shaft, 4-Powerhouse, 5-Lower surge shaft, 6-Tailrace tunnel, 7- Outlet).*

flexibilidade em termos de exploração, atributo com valor extremamente importante no contexto de um mercado grossista de energia fortemente competitivo.

O aproveitamento, nomeadamente o circuito hidráulico, consiste nos seguintes elementos de obra:

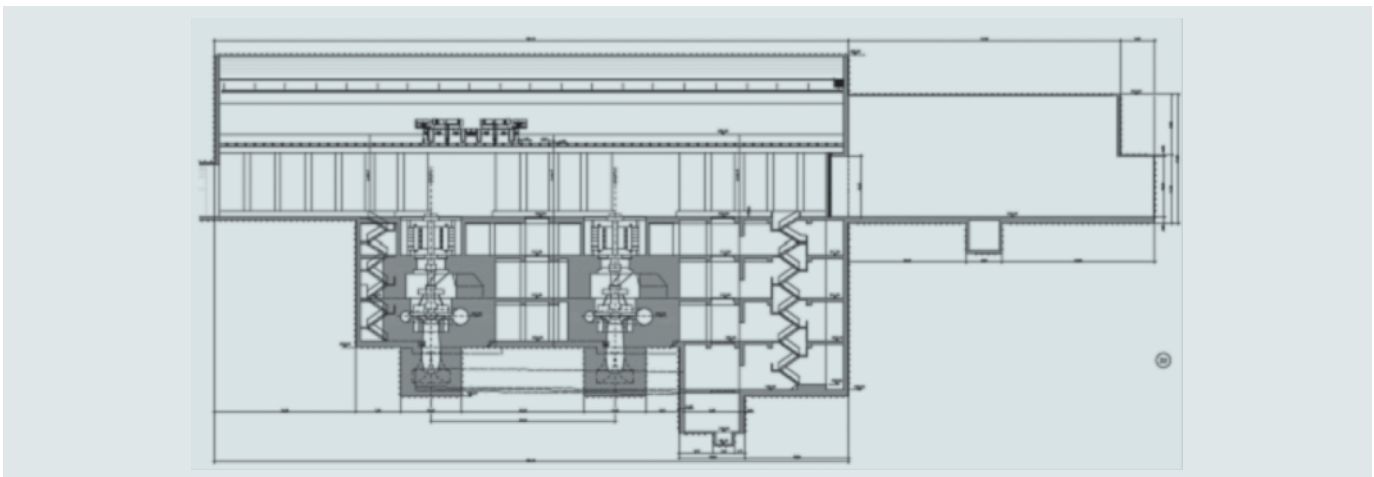
- Uma tomada de água em turbinamento (restituição em bombagem) na albufeira de Venda Nova, equipada com grades fixas na secção de entrada e com uma comporta de emergência e outra ensecadeira instaladas numa torre acessível por uma curta ponte
- Um túnel em carga com 2840m de comprimento, estabelecendo a ligação entre a tomada de água em turbinamento e a central, não revestido exceto no troço blindado adjacente à central. Tem uma secção circular modificada de 12,0m de diâmetro, 13,8% de inclinação na maioria da sua extensão, e é intercalado pela chaminé de equilíbrio superior e por um desarenador localizado antes do troço final do túnel fortemente inclinado que antecede os dois ramais subhorizontais que antecedem a central
- A chaminé de equilíbrio superior, localizada cerca de 390m a montante da central, consistindo num poço revestido a betão cofrado com 13 m de diâmetro e 78 m de profundidade, com uma câmara de alimentação inferior e com um reservatório de expansão à superfície; a ligação entre o túnel em carga e a chaminé de equilíbrio é estabelecida por 2 poços verticais paralelos e não revestidos, com 5,4 m de diâmetro e 360m de profundidade

- Um túnel de restituição subhorizontal não revestido com 1380m de comprimento e a mesma secção transversal do túnel em carga, ligando a central com a restituição em turbinamento na albufeira de Salamonde, sendo intercalado lateralmente pela chaminé de equilíbrio inferior
- A chaminé de equilíbrio inferior, ligada lateralmente ao túnel de restituição a cerca de 95 m a jusante do eixo dos grupos geradores reversíveis, consistindo num poço vertical revestido a betão cofrado com 13 m de diâmetro e 95 m de profundidade, com um túnel subhorizontal na parte superior funcionando como câmara de expansão
- Uma estrutura de restituição em turbinamento (tomada de água em bombagem) na albufeira de Salamonde, equipada com grades amovíveis e comportas ensecadeiras.

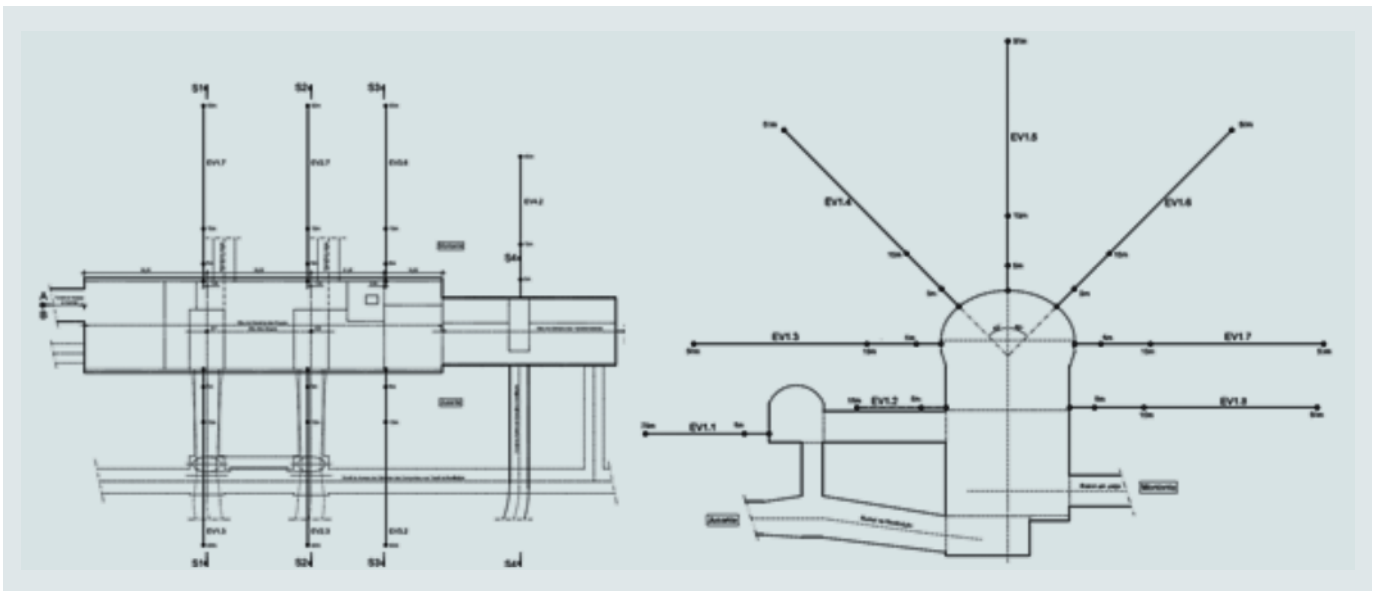
Na extremidade dos túneis de acesso/ataque utilizados na construção dos túneis em carga e de restituição, inserem-se rolhões equipados com portas estanques.

A central consiste numa grande caverna com 151,5m de comprimento, localizada numa posição intermédia do circuito hidráulico, com o piso principal à cota (223,00), correspondendo a uma profundidade de cerca de 400 m. A caverna tem duas câmaras principais alinhadas: a câmara dos grupos geradores e a câmara dos transformadores.

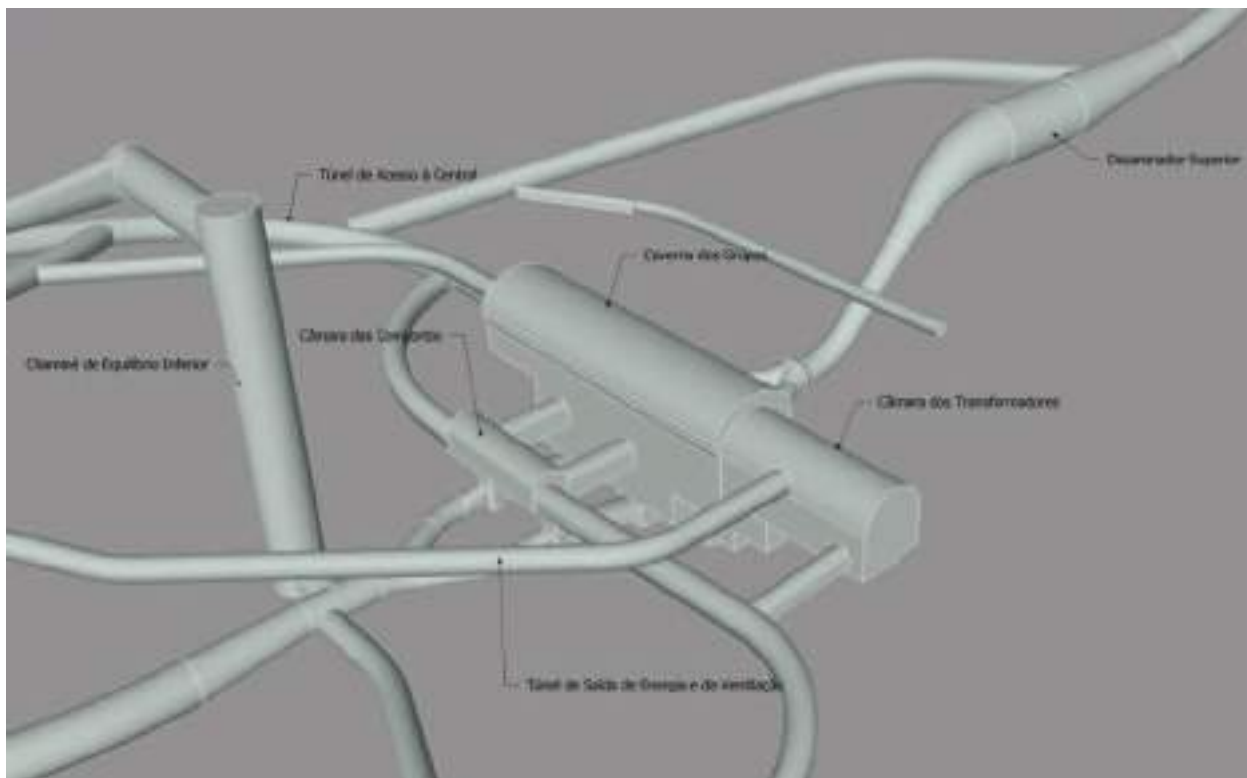
Na maior destas duas câmaras, com 22,0x101,5m<sup>2</sup> em planta e uma altura máxima de 55 m (26,4m no átrio de montagem), estão instalados os dois grupos reversíveis com o respetivo



**Fig. 03** Corte longitudinal pelo eixo da câmara dos grupos e câmara dos transformadores.  
*Longitudinal section of the group chamber and the transformer chamber.*



**Fig. 04** Planta geral da central e perfis de monitorização com extensómetros (à esquerda). Corte pelo eixo de um grupo (à direita) com representação dos extensómetros de varas.  
*General plan of the powerhouse showing the profiles of the monitoring with rod extensometers (on the left). Longitudinal section of a group (on the right) showing the rod extensometers.*



**Fig. 05** Complexo da central – Túneis principais e auxiliares.  
*Powerhouse complex - Main and auxiliary tunnels.*

– A 2840 m long headrace tunnel, establishing a connection between the reservoir and the powerhouse, unlined except for the steel-lined stretch near the powerhouse, or in case of unfavourable geological conditions. It has a 12.0 m circular cross section, slopes at 13.8% for most of its length and has an upper surge shaft and then a sand trap located before the final stretch before the two steeply inclined tunnel branches

– The upper surge tank, located about 390 m upstream of the powerhouse, consists of a 13 m diameter, 78 m deep shaft lined in cast concrete, with a lower feed chamber and an expansion reservoir at the surface. The connection between the headrace tunnel and the surge tank is established by two parallel vertical, unlined shafts 5.4 m in diameter and 360 m deep

equipamento de comando e controlo, assim como as válvulas esféricas de proteção hidráulica dos grupos. Na câmara dos transformadores, com 19,6 x 50,0 m<sup>2</sup> e uma altura máxima de 20 m, estão instalados os transformadores de grupo e os equipamentos elétricos com eles relacionados.

As comportas de proteção do túnel de restituição estão instaladas em câmaras dedicadas, com 11x10m<sup>2</sup> em planta e 10,7m de altura, que dão acesso aos poços verticais das comportas. As câmaras estão implantadas num túnel paralelo à caverna da central e localizado no maciço entre esta e a chaminé de equilíbrio inferior.

Todas as escavações foram acompanhadas por um plano de monitorização para garantir a segurança dos trabalhos e avaliar a estabilidade do maciço. O controlo de deformações no interior das escavações das cavernas foi monitorizado com recurso a extensómetros de vara.

O acesso definitivo à nova central utiliza grande parte (1,2 km) do túnel de acesso existente à central de Venda Nova II e um novo túnel com 280 m de comprimento e com a mesma secção e inclinação do existente (58 m<sup>2</sup> e 10%, respetivamente). O novo túnel atinge a extremidade norte da nova central ao nível do átrio de montagem e será usado para o acesso dos equipamentos elétricos e mecânicos da central.

Por razões de segurança, e uma vez que a central de Venda Nova II continuou em serviço durante o período de construção de Venda Nova III, o acesso ao complexo subterrâneo da nova central, as operações de extração de escombros e toda a circulação de veículos foram feitos através do denominado "Túnel de Saída de Energia e Construção", com cerca de 1,5 km de comprimento e uma secção transversal 7 m de diâmetro de escavação. Na fase de exploração da nova central, este será o caminho para a saída de energia, para ventilação e para operações de manutenção.

Para além dos túneis mencionados, vários outros túneis auxiliares e de acesso foram previstos para a construção dos túneis do circuito hidráulico, das chaminés de equilíbrio e das câmaras da central. Estes túneis têm um comprimento total de cerca de 4 km, com secções transversais variando entre 30 e 60 m<sup>2</sup>.

Globalmente as escavações foram realizadas por demolição com explosivos. Todos os túneis foram escavados em secção plena, com exceção da escavação de zonas em que o maciço

apresentava condições geológicas consideradas mais adversas. A escavação das cavernas e do desarenador superior foram faseadas. Os poços das chaminés de equilíbrio foram escavados com recurso a "raise boring".

A grande proximidade entre os circuitos hidráulicos de Venda Nova III e Venda Nova II, e o facto de o circuito hidráulico de Venda Nova II ser também não revestido e em pressão, criou especiais desafios construtivos para a realização de Venda Nova III, que se traduziram nas seguintes medidas específicas de conceção e de acompanhamento dos trabalhos de escavação, no sentido de minimizar os riscos e interferências na exploração de Venda Nova II:

- Criação de novos túneis de acesso apenas para a fase construtiva de Venda Nova III, evitando o uso dos existentes em que estão instalados equipamentos vitais para o funcionamento da central de Venda Nova II e em que a necessidade de quaisquer alterações, ainda que temporárias, causaria grandes restrições à exploração desta central
- Adoção de procedimentos específicos para a construção dos túneis do circuito hidráulico tendentes a evitar inesperadas afluições de água aos mesmos, eventualmente proveniente do circuito hidráulico de Venda Nova II, de modo a detetar e reduzir a presença de água na frente de escavação; estes procedimentos incluíram a execução de furos em avanço na envolvente da frente de escavação, registo dos eventuais caudais afluentes e, para o caso de se verificarem afluições significativas, impermeabilização do maciço a "jusante" da frente através de injeções de cimento em furos em leque no contorno da escavação; para além da monitorização quantitativa dos caudais, foi também efetuado o respetivo controlo em termos físico-químicos
- Controlo apertado das vibrações causadas pelos explosivos nos alternadores e outros equipamentos sensíveis da central de Venda Nova II
- Reduções ao máximo possível do tempo de execução das ensecadeiras, porque estas obras exigiram descidas de tal modo significativas das cotas de exploração das albufeiras de Venda Nova e de Salamonde que obrigaram à paragem dos grupos das centrais de Venda Nova I e II ou de Salamonde, conforme os casos.

Em continuidade com o já ocorrido no projeto de Venda Nova II, para controlar eventuais impactes negativos nas águas subter-

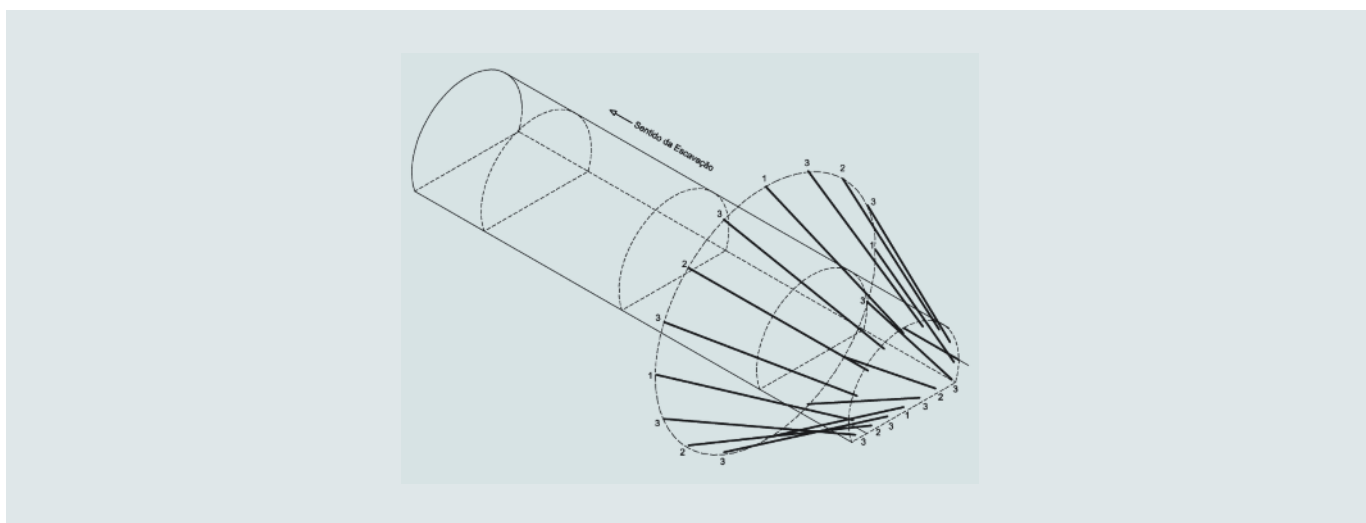


Fig.  
06

**Esquema do padrão de furação para injeções de impermeabilização na frente, em caso de afluições significativas.**  
*Drilling pattern scheme for waterproofing grouting in the front in the case of significant flows.*



**Fig.  
07**

**Escavação da caverna dos grupos e transformadores.**  
***Excavation of the powerhouse and transformer caverns.***

- The unlined tailrace tunnel is 1380 m long and has the same cross section as the headrace tunnel, connecting the powerhouse with the tailrace tunnel, from the turbines into Salomonde reservoir with the lower surge tank inserted to one side
- The lower surge tank, connect laterally to the tailrace tunnel, about 95 m downstream of the axis of the reversible generator units, consists of a vertical shaft lined with cast concrete, 13 m in diameter and 95 m deep, with a subhorizontal tunnel in the upper part acting as an expansion chamber
- The structure to tailrace the water from the turbines (water intake for the pumps) at Salomonde reservoir is equipped with removable trashracks and stoplogs

Plugs with waterproof doors are at the ends of the access/construction tunnels used to build the pressure and tailrace tunnels.

The powerhouse consists of a large cavern, 151.5 m long, located half-way along the hydraulic tunnels, with a main floor at elevation 223.0, and about 400 m overburden. The cavern has two main aligned chambers: the generator group chamber and the transformers' chamber.

In the larger of these two chambers with 22.0x101.5 m<sup>2</sup> floor plan and a maximum height of 55 m (26.4 m in the assembly hall), the two groups of reversible units are housed. There is the respective command and control equipment, along with the spherical valves that protect the units. In the transformers' chamber, with 19.6 x 50.0 m<sup>2</sup> and a maximum height of 20 m, are the transformers and their electrical equipment.

The tailrace tunnel protection gates are installed in special chambers with a floor plan of 11x10 m<sup>2</sup> and 10.7 m high, which

grant access to the vertical shafts of the gates. The chambers are in a tunnel that runs parallel to the powerhouse cavern between the powerhouse and the lower surge tank.

All the excavations were closely monitored according to plan in order to ensure work safety and excavation stability. The control of any deformations inside the cavern excavations was monitored using rod extensometers.

The definitive access to the new powerhouse uses a large part (1.2 km) of the existing access tunnel for the Venda Nova II powerhouse and a new 280 m long tunnel with the same cross section and inclination (58 m<sup>2</sup> and 10%, respectively). The new tunnel arrives at the northern end of the new powerhouse at the level of the assembly hall and will be used as access for the powerhouse's electrical and mechanical equipment.

For safety reasons, as the Venda Nova II powerhouse stays in service while Venda Nova III is built, access to the underground complex of the new powerhouse, operations to extract debris and all vehicle operations are through the so-called 'Construction and Energy Exit Tunnel', which is approximately 1.5 km long with a 7m cross section excavation diameter. During the operating phase of the new powerhouse, this tunnel will be used for the energy outlet, for ventilation and for maintenance operations.

Apart from these tunnels, several other auxiliary construction and access tunnels were foreseen to build the hydraulic circuit, the surge tanks and the powerhouse cavern. These tunnels are about 4 km long with cross sections that vary between 30 and 60 m<sup>2</sup>.

Most of the excavation was conducted by drilling and blasting. All the tunnels were excavated in full-face, except in zones where the ground had more adverse geological conditions. The exca-



**Fig. 08** Caverna da central.  
*Powerhouse cavern.*

râneas, e subsuperficiais, originados pelas escavações, foi monitorizado um conjunto significativo de pontos de água (nascentes, poços e furos de captação).

#### BIBLIOGRAFIA

- QUERALT M., ESTEVES C. E LIMA C.. *Simulação Numérica da Escavação Faseada da Central do Aproveitamento Hidroelétrico de Venda Nova III*, Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, © SEMNI. Bilbao, España, 2013.
- OLIVEIRA, M.A. E ALVES, S.. *Venda Nova III repowering project: flood risk management of the existing plant as a result of the proximity of the pressure tunnels*. 2013.

OLIVEIRA, M.A., DUARTE, F., CAMACHO, M., SILVA, ALEXANDRE F., *Venda Nova III pumped-storage scheme facing variable speed*, Hydro 2010. Lisboa, Portugal, 2010.

OLIVEIRA, M.A., ESTEVES, C. E DUARTE, F.. *Venda Nova III repowering project*. Hydro 2011. Praga, 2011.

PLASENCIA, N., FLORES, J., RIBEIRO, V.. *Venda Nova III – The second reversible repowering project of Venda Nova hydropower plant*, Hydro 2008 – Progressing World Hydro Development. Ljubljana, Slovenia, 2008.

PLASENCIA, N., CAVACO, T.E CARVALHO, J.M.. *Groundwater impacts of deep excavations – the Venda Nova repowerings case*. 12th International Conference "Underground Construction Prague 2013". Praga, 2013.



**Fig. 09** Desarenador superior em construção.  
**Upper sand trap in construction.**

vation of the caverns and the upper sand trap was conducted in phases. The surge tank shafts were excavated using raise-boring.

The close proximity between the Venda Nova III and Venda Nova II hydraulic conduits and the fact that the Venda Nova II hydraulic tunnels are not lined but under pressure, created special construction challenges that produced the following specific design measures and excavation work monitoring to minimise the risks of interference with the operation of Venda Nova II:

- Creation of access tunnels just for the construction phase of Venda Nova III, avoiding the use of the existing ones where vital equipment for the operation of Venda Nova II is installed and where the need to make any alterations, even temporarily, would cause great restrictions on the operation of that powerhouse
- Adoption of specific procedures for the construction of the hydraulic circuit tunnels to avoid any unexpected appearance of water, possibly coming from the Venda Nova II hydraulic conduit, so as to detect and reduce the presence of water at the excavation front; these procedures included drilling holes ahead of the excavation front to see if there are any flows and if any are discovered, the water control of the rock mass, “downstream” of the front, by grouting in a cone-shape around the excavation; apart from the qualitative monitoring of the flows, the physical and chemical control was also conducted
- Strict control of vibrations, caused by blasting, to the alternators and other sensitive equipment at the Venda Nova II powerhouse

- Reducing the time to build the cofferdams as much as possible, because these works required the operational water levels to be lowered so much in the Venda Nova and Salamonde reservoirs that it forces to stop the Venda Nova I and II or the Salamonde powerhouses, depending on the case

Just as already occurred in the Venda Nova II project, to control any negative impacts in the ground and subsurface water, caused by the excavations, a significant number of water points were monitored (springs, wells and boreholes).

## BIBLIOGRAPHY

- QUERALT M., ESTEVES C. E LIMA C.. *Simulação Numérica da Escavação Faseada da Central do Aproveitamento Hidroeléctrico de Venda Nova III*, Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, © SEMNI. Bilbao, España, 2013.
- OLIVEIRA, M.A. E ALVES, S.. *Venda Nova III repowering project: flood risk management of the existing plant as a result of the proximity of the pressure tunnels*. 2013.
- OLIVEIRA, M.A., DUARTE, F., CAMACHO, M., SILVA, ALEXANDRE F., *Venda Nova III pumped-storage scheme facing variable speed*, Hydro 2010. Lisbon, Portugal, 2010.
- OLIVEIRA, M.A., ESTEVES, C. E DUARTE, F.. *Venda Nova III repowering project*. Hydro 2011. Prague, 2011.
- PLASENCIA, N., FLORES, J., RIBEIRO, V.. *Venda Nova III – The second reversible repowering project of Venda Nova hydropower plant*, Hydro 2008 – Progressing World Hydro Development. Ljubljana, Slovenia, 2008.
- PLASENCIA, N., CAVACO, T.E CARVALHO, J.M.. *Groundwater impacts of deep excavations – the Venda Nova repowerings case*. 12th International Conference “Underground Construction Prague 2013”. Prague, 2013.



