

IP4 (A4) - Túnel do Marão. Do Estudo Geológico e Geotécnico à Definição das Soluções de Projeto

Conceição, Miguel F. Meneses
Cenor, Lisboa, Portugal, miguel.conceicao@cenor.pt

Baião, Carlos J. Oliveira
Cenor, Lisboa, Portugal, carlos.baiao@cenor.pt

Gonçalves, Luís P. C. Costa
EPOS, Lisboa, Portugal, lg@epos.pt

Monteiro, Bernardo P.B.
IP Engenharia, Lisboa, Portugal, bernardo.monteiro@ipengenharia.pt

RESUMO: O túnel do Marão é constituído por dois túneis paralelos com aproximadamente 5 665 m de extensão cada um, perfazendo um total de 11 335 m. Foi construído para atravessar a Serra do Marão e insere-se na Autoestrada do Marão, entre Amarante e Vila Real, em Portugal. O túnel atravessa formações do Ordovícico e do Complexo Xisto grauváquico (CXG) do Câmbrico. No presente artigo são apresentados os principais aspetos geológicos e geotécnicos que nortearam o desenvolvimento do projeto, designadamente a expectativa do atravessamento de acidentes tectónicos importantes numa escavação subterrânea a grande profundidade, com um recobrimento máximo que ultrapassa os 500 m, bem como a definição e o dimensionamento dos suportes primários e dos revestimentos definitivos, o sistema de drenagem e de impermeabilização, e ainda o plano de observação implementado.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis longos, Portugal, Marão, projeto, NATM.

1 INTRODUÇÃO

O túnel do Marão insere-se na Autoestrada do Marão, entre Amarante e Vila Real e é constituído por dois túneis paralelos, com aproximadamente 5 667 m cada um, perfazendo um total de 11 335 m, que atravessam a Serra do Marão na direção aproximada Oeste / Este. Por motivos de segurança e de exploração, foi prevista a realização de 7 galerias de passagem de emergência veiculares/pedonais e 6 galerias de passagem de emergência estritamente pedonais na ligação entre os dois túneis.

Os trabalhos de escavação do túnel tiveram o seu início em julho de 2009 e foram definitivamente suspensos em julho de 2011, altura em que se encontravam escavados cerca de 7 km no

total de ambas as frentes. Após julho de 2011 realizaram-se exclusivamente trabalhos de manutenção, tendo a Infraestruturas de Portugal, S.A. (IP), em fevereiro de 2014, lançado um novo concurso para o projeto e construção dos trabalhos necessários à conclusão do túnel, a que se refere o presente artigo.

De salientar os importantes condicionamentos existentes para o projeto, os quais se relacionam com o elevado tempo de paragem dos trabalhos da primeira empreitada, aspeto que obrigou a um estudo prévio das condições de segurança em todo o túnel, com o facto de quase 7 km de túnel já terem sido escavados na primeira empreitada, facto que deixou pouca margem para se proceder a alterações significativas, e, também, com o novo prazo de execu-

ção extremamente reduzido. Na Figura 1 apresenta-se a localização do Túnel do Marão.

A secção transversal de cada um dos túneis (Figura 2) foi definida de modo a assegurar uma área útil mínima de 97,50 m², de modo a garantir uma altura útil mínima de 5,00 m. O contorno interior da secção transversal é constituído por um arco de circunferência com R = 6,05 m.

A secção, com uma largura útil máxima entre hasteais de 12,1 m, permite a inserção de um perfil rodoviário constituído por duas vias em cada sentido, com 3,50 m de largura cada. As bermas esquerdas têm 0,30 m de largura e as bermas direitas 2,50 m de largura. Os passeios terão no mínimo 0,80 m de largura.

2 GEOLOGIA E GEOTECNIA. ZONAMENTO GEOTÉCNICO DE PROJETO

O túnel atravessa a Serra do Marão no flanco sul. O relevo é bastante acidentado, com linhas

de crista muito elevadas e uma rede hidrográfica muito encaixada. O traçado do túnel desenvolve-se sob duas linhas de cumeeada separadas por uma portela que corresponde a uma importante zona de fraqueza do maciço, com a presença muito frequente de estratos de rochas brandas dobrados e rejeitados por um complexo conjunto de falhas, onde se destaca a falha subvertical de Gaiva com orientação N-S.

O enquadramento geológico do túnel baseou-se em diversos documentos e artigos científicos publicados, nos trabalhos de prospeção realizados em fases anteriores dos estudos, bem como nos relatórios mensais da primeira fase da obra, nomeadamente os levantamentos geológicos das frentes de escavação. Destacam-se os trabalhos realizados por Coke (2000) e Coke et al. (2003).

O túnel do Marão atravessa formações do Ordovícico e do Complexo Xisto-grauváquico (CXG) do Câmbrico. O CXG está representado pela Formação de Desejosa do Grupo do Douro.

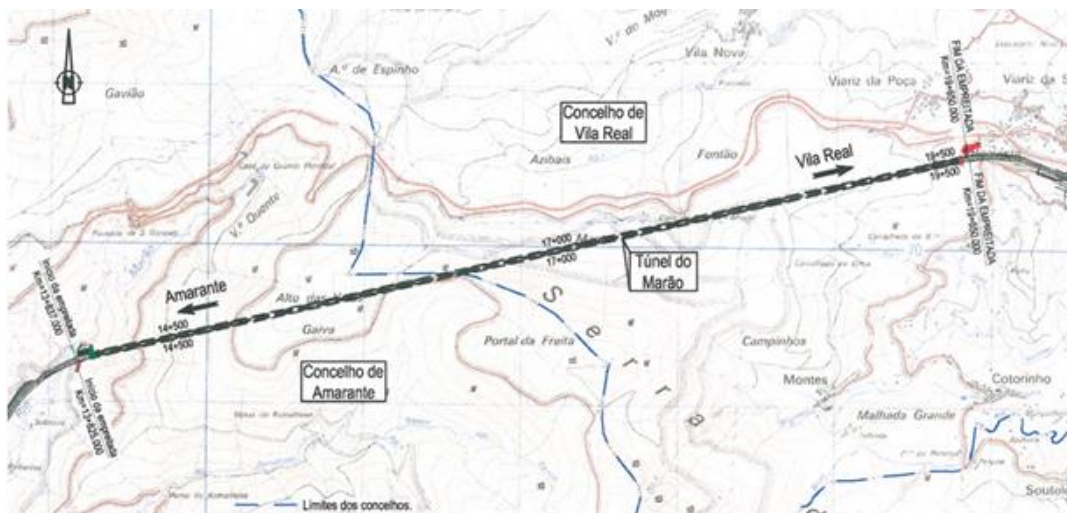


Figura 1 – Localização do Túnel do Marão

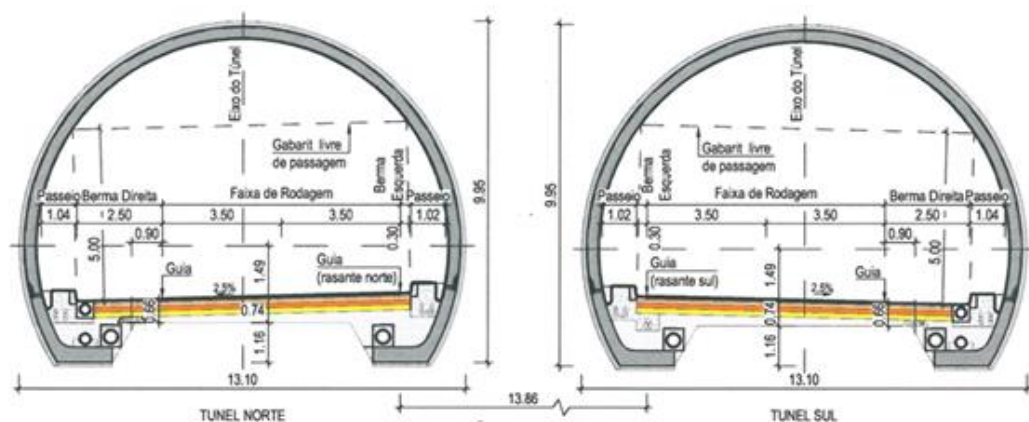


Figura 2 – Secção transversal tipo em reta

A passagem do CXG ao Ordovícico faz-se através de uma superfície de discordância estratigráfica que se apresenta ora como uma desconformidade, ora como uma discordância angular. Tal como as formações sobrejacentes, esta superfície deve apresentar-se dobrada. À superfície o contacto entre a Formação de Desejosa e o Ordovícico dá-se normalmente por falhas com direção WNW-ESE: a falha de Manta, que foi atravessada pelo túnel, e a falha de Freitas, localizada mais a sul. A estrutura das formações da Serra do Marão constitui no seu conjunto um anticlinório em que as dobras têm direção WNW-ESE e vergência para NNE.

As formações do Ordovícico ocorrentes do lado ponte e no trecho central do túnel englobam uma formação metassedimentar, constituída por xistos mosqueados do metamorfismo de contacto - filitos cinzentos e negros, uma formação predominantemente quartzítica com intercalações e camadas alternantes xistentas, de natureza silto-pelítica, conhecida por formação do Marão ou Quartzitos Armoricanos e ainda uma unidade constituída por conglomerados de elementos poligénicos grosseiros envolvidos numa matriz sericítica ou areno-sericítica com intercalações de materiais finos de natureza vulcânica de cor bege. O Câmbrico, ocorrente no setor nascente do túnel, está representado pela Formação de Desejosa, constituída por alternâncias milimétricas e centimétricas de filitos cinzento-escuro e de metassiltitos claros de aspeto listrado.

Em termos de compartimentação do maciço, verificou-se na primeira fase das escavações que as atitudes médias das discontinuidades ocorrentes nas frentes do lado Poente são ligeiramente distintas das atitudes ocorrentes no lado Nascente, o que se coaduna com o facto de as frentes terem atravessado maciços rochosos com enquadramento tectónico distinto.

Sob o ponto de vista hidrogeológico, o túnel atravessa formações com características potencialmente bastante distintas. Nos trechos do lado Poente até ao PK14+700 e do lado Nascente que se encontravam já escavados, o túnel encontrou formações xistentas fraturadas, mas com baixa transmissividade e afluições de água relativamente mais baixas, o que está em

conformidade com as características de permeabilidade destas formações e com o relevo dominado por vales muito profundos e próximos. Depois do referido PK, as escavações do lado poente penetraram nos estratos superiores da Formação Quartzítica e, à medida que se aproximava dos quartzitos com ferro, o caudal afluente ao túnel aumentou acentuadamente, com águas muito ferrosas. Assim, em função do muito complexo ambiente tectónico ocorrente, admitiu-se na fase de projeto a existência de uma rede complexa de inúmeros caminhos de percolação preferencial que, ao serem intersectados pelas escavações, poderiam promover afluições de água ao túnel com caudais e pressões elevados, dependente do grau de abertura das discontinuidades.

Admitiu-se, ainda, no trecho a escavar na Formação de Desejosa, que os caudais seriam reduzidos, tal como no trecho já escavado. Desconhecendo-se as características hidrogeológicas do acidente regional que põe em contacto as formações xistentas do Câmbrico e as Formações Ordovícicas, foi difícil estimar com alguma segurança a evolução das afluições de água com a aproximação das escavações do lado nascente à falha de Manta, tendo-se admitido que ocorreria um aumento dessas afluições, por ser provável a existência de uma rede de fracturação mais intensa nas vizinhanças da falha. No entanto, dada a natureza do maciço ao nível do túnel, admitiu-se que as afluições de água na zona de influência da falha pudessem ser reduzidas, situação que se veio a confirmar.

A classificação geomecânica do maciço rochoso foi efetuada, sobretudo, tendo por base os elementos recolhidos na primeira fase de abertura do túnel, tendo sido determinados, para o efeito, os valores do RMR (Bieniawski, 1989) e do GSI (Hoek et al., 2002). Com base nestes valores foi efetuado o zonamento geotécnico considerando três unidades, designadas por zonas geotécnicas ZG1, ZG2 e ZG3 (Tabela 1).

Tabela 1. Zonamento geotécnico adotado no projeto.

Zona geotécnica de referência	RMR	GSI
ZG1	> 45	> 55
ZG2	25 – 45	35 – 55
ZG3	< 25	< 35

As características de resistência e deformabilidade de cada zona geotécnica foram derivados a partir dos valores de GSI, sendo de referir que os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb foram obtidos por derivação a partir das curvas intrínsecas não lineares de Hoek-Brown, tendo em consideração a gama de tensões expectável no maciço ao nível do túnel. Na Tabela 2 apresentam-se os parâmetros de cálculo derivados para cada zona geotécnica.

Tabela 2. Parâmetros de cálculo considerados para cada zona geotécnica.

	Zona Geotécnica		
	ZG1	ZG2	ZG3
Suporte	SP1	SP2	SP3
Profundidade (m)	400	400	400
γ (kN/m ³)	26	25	24
E (GPa)	15,0	7,0	1,0
c' (kPa)	2250	1500	900
Φ (°)	44	38	33
K_0	1,0	1,0	1,0

Com base na caracterização efetuada, e tendo em conta a experiência adquirida, quer a nível de projeto, quer no acompanhamento de obras realizadas em formações com características semelhantes, estabeleceu-se o zonamento geotécnico longitudinal dos trechos dos túneis por escavar

3 REVESTIMENTOS PRIMÁRIOS E FASEAMENTOS EXECUTIVOS

O zonamento geotécnico longitudinal do túnel foi estabelecido admitindo que a zona geotécnica ocorrente ao nível da abóbada é o condicionante do comportamento do maciço no decurso da abertura, tendo-se considerado três tipos distintos de suporte primário a aplicar para a escavação da secção corrente dos túneis, associados a cada uma das zonas geotécnicas estabelecidas. Foram ainda definidos dois tipos adicionais de suporte primário, um para as galerias de passagem de veículos e peões e outro para as galerias de passagem de peões.

De uma forma sintética, refere-se que aos troços onde os túneis se desenvolvem num maciço com melhores características de resistência e de deformabilidade (ZG1) se associou um

suporte primário mais ligeiro (SP1), que contemplava a execução eventual de pregagens Swellex com 4 m de comprimento, associadas a 5, 7 ou 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas. A espessura de betão projetado a aplicar seria definida pela Assistência Técnica em Obra (ATO) em função das reais condições geológicas e geotécnicas encontradas e do comportamento da escavação, tendo-se previsto a sua variação em função dos valores de RMR das frentes de escavação.

Nos trechos onde os túneis interessassem um maciço de qualidade intermédia (ZG2) considerou-se o reforço do suporte primário anterior através do espessamento do betão projetado e da redução da malha de pregagens definida (SP2). Neste caso, o suporte primário a aplicar em todo o contorno da secção consistia em pregagens Swellex com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 2,0 m x 2,0 m, em quinçôncio, associadas a 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas.

Nas zonas onde os túneis interessavam um maciço de piores características, associado à aproximação e atravessamento de falhas que se estimaram de pequena extensão, ou a zonas onde a forte presença de água e/ou a ocorrência de instabilidades locais eram dificilmente controláveis com os suportes anteriores, preconizou-se a adoção de um suporte primário mais “resistente”, constituído por cambotas treliçadas englobando 2Ø16+1Ø25 em aço A500NR, com afastamentos previstos que podem variar entre 1,0 e 0,5 m, associadas a 30 cm de betão projetado incorporando redes electrossoldadas AC70. Este suporte poderia ainda estar associado a elementos auxiliares de pré-suporte, tais como a execução de *piles* em varão de aço ou enfilegens em tubo metálico.

Para o caso do atravessamento de falhas se revelar problemático, foi ainda definido um importante conjunto de medidas, tratamentos e reforços do suporte, os quais estabeleciam um conjunto de ferramentas para que os intervenientes em obra pudessem adaptar prontamente o suporte às reais condições geológico-geotécnicas *in situ*. Em particular, foi prevista a possibilidade de se executarem arcos invertidos provisórios, quer durante a fase de escavação da meia secção superior, quer durante a fase de

escavação do rebaixo para materialização da secção plena. Ambos estes arcos seriam em betão projetado de espessura igual a 20 cm, incorporando malhas eletrossoldadas NC-70.

No que respeita aos faseamentos executivos refere-se que, de modo a otimizar o rendimento dos trabalhos de abertura e colocação do suporte primário, se procurou definir um faseamento dos trabalhos que permitisse reduzir o número de operações em cada avanço da frente de escavação, garantindo, contudo, a necessária segurança de pessoas e equipamentos.

Assim, na zona de aplicação do suporte primário tipo SP1, preconizou-se que a escavação e a aplicação do suporte primário fossem realizadas em secção total num avanço de desenvolvimento variável entre 4,0 e 6,0 m (faseamento executivo tipo I). Na zona de aplicação do suporte primário tipo SP2 previu-se que a abertura da escavação e a aplicação do suporte primário fossem realizadas numa primeira fase apenas na meia-secção superior, num avanço de desenvolvimento entre 1,5 e 3,0 m, e que numa segunda fase se procedesse, de modo alternado, à escavação e suporte das bancadas laterais para a cota final de escavação em avanços de desenvolvimento variável entre 3,0 e 4,0 m (faseamento executivo tipo II).

No que respeita à zona de aplicação do suporte primário tipo SP3, preconizou-se um faseamento geral de abertura da escavação e de aplicação do suporte primário que contemplava a realização, numa primeira fase, da escavação da meia-secção superior, num avanço de desenvolvimento máximo de 1,0 m, podendo este ser reduzido até um mínimo de 0,5 m, seguida da aplicação do respetivo suporte primário. Nesta fase poderia ser executado, se necessário, o fecho do arco invertido provisório. Posteriormente, no caso de ser necessário instalar o arco invertido da secção total, previu-se a escavação total do rebaixo, num avanço de desenvolvimento máximo de 2,5 m, seguida da aplicação do suporte. No caso de tal não ser necessário, previu-se a realização de uma escavação em bancada central, para a cota final de escavação, por avanços de desenvolvimento máximo de 2,0 m, seguida da escavação alternada e aplicação do suporte nos rebaixos laterais, por avan-

ços de desenvolvimento máximo de 2,0 m (faseamento executivo tipo III).

4 DRENAGEM, IMPERMEABILIZAÇÃO E REVESTIMENTOS SECUNDÁRIOS

A drenagem da água afluyente ao contorno da escavação foi assegurada por um geotêxtil com 700 g/m² (não tecido, PP), enquanto para a impermeabilização do túnel se previu a colocação de uma geomembrana impermeável do tipo PVC, com 2,0 mm de espessura. A água recolhida pelo geotêxtil é conduzida por gravidade a dois drenos planos que se desenvolvem longitudinalmente em cada hasteal ao nível dos passeios, constituídos por um dreno plano com 300 mm x 38 mm. Por sua vez, a água recolhida nestes drenos será conduzida para o interior de uma caleira através de bueiros em tubo PVC Ø76 mm afastados de 6,0 m.

A definição dos revestimentos definitivos a adotar foi afetada por fortes condicionamentos, os quais resultaram sobretudo do facto de uma relevante parte dos túneis já se encontrar escavada (~65% dos dois túneis), isto é, com a geometria teórica já estabelecida, bem como, inclusivamente, do facto de num trecho significativo do túnel norte da frente poente (~500 m), se encontrarem já betonadas as sapatas do revestimento. Por outro lado, da análise efetuada ao revestimento definitivo definido no referido anterior projeto de execução, constatou-se que, recorrendo às metodologias e pressupostos de cálculo que se consideram mais ajustadas para a validação dos revestimentos definitivos, a solução prevista anteriormente não cumpria os requisitos mínimos de segurança exigidos no Programa Preliminar, onde se definia a regulamentação a aplicar obrigatoriamente, nomeadamente na zona de ligação entre os hasteais e as sapatas de fundação.

Salienta-se, ainda, que as armaduras definidas no projeto de execução em vigor no momento da suspensão definitiva dos trabalhos não cumpriam as armaduras mínimas estabelecidas na regulamentação exigida. Perante este cenário, procurou-se encontrar uma solução que não implicasse, nem um eventual reperfilamento de secções já escavadas, nem a demolição das sa-

patas de fundação já executadas. A solução encontrada foi a de prever a materialização de uma rótula estrutural ao nível da ligação da base dos hasteais com as sapatas de fundação. Esta solução garante, assim, a obtenção de esforços compatíveis com a geometria do revestimento definitivo e, adicionalmente, nos troços em túnel corrente, um nível de esforços em toda a estrutura que possibilita a adoção de armaduras mínimas. No que diz respeito ao trecho onde as sapatas já se encontram executadas, verificou-se que, estruturalmente, a segurança é verificada com esta solução, apesar das armaduras existentes serem reduzidas.

No que diz respeito ao revestimento definitivo dos túneis correntes, constata-se que as diferentes condições de carregamento a que estes estarão sujeitos, associadas aos vários cenários geológicos previstos, permitem a adoção de uma única solução estrutural. Contudo, atendendo às diferentes soluções de fundação preconizadas para o túnel e com o objetivo de fazer face aos vários condicionalismos existentes, considerou-se adequado adotar duas secções tipo, designadas por RD1/RD2 e RD3.

Os revestimentos definitivos contemplam uma secção de betão armado com espessura constante de 0,35 m, sendo fundados em sapatas com 1,60 m de largura e 0,45 m de espessura. Nas zonas onde for aplicado o suporte primário SP3 com arco invertido, previu-se a execução de uma soleira para o fecho da secção do revestimento definitivo. A soleira a materializar apresenta uma espessura variável, localizando-se o seu valor máximo de 1,05 m a meio da secção.

5 DIMENSIONAMENTO DOS REVESTIMENTOS

Para o pré-dimensionamento dos revestimentos primários e dos respetivos faseamentos construtivos recorreu-se às recomendações propostas por Bieniawski (1989) e Ruiz (2003), baseadas na classificação RMR. O dimensionamento final dos revestimentos primários tipo SP1 e SP2 foi efetuado recorrendo ao método dos elementos finitos (PLAXIS 2D), que permitiu a modelação de todo o faseamento executivo previsto e

efetuar o dimensionamento do betão projetado e das pregagens. No âmbito do projeto foram assim realizados vários cálculos bidimensionais, em condições associadas a um estado plano de deformação, tendo o efeito tridimensional do problema sido levado em consideração através do designado fator de alívio.

No caso do revestimento primário tipo SP3, considerou-se importante recorrer a uma modelação tridimensional, tendo-se recorrido para o efeito ao programa PLAXIS 3D. Esta permitiu estudar de forma mais realista o comportamento da escavação e dos suportes durante o possível atravessamento de uma falha com 2 m de caixa, situação prevista no âmbito do projeto, bem como obter um conjunto de resultados que permitiram conceber um conjunto de medidas para fazer face às eventuais condições adversas que se façam sentir nestas zonas particulares do maciço. Na Figura 3 apresenta-se uma perspetiva da geometria do modelo de cálculo tridimensional desenvolvido.

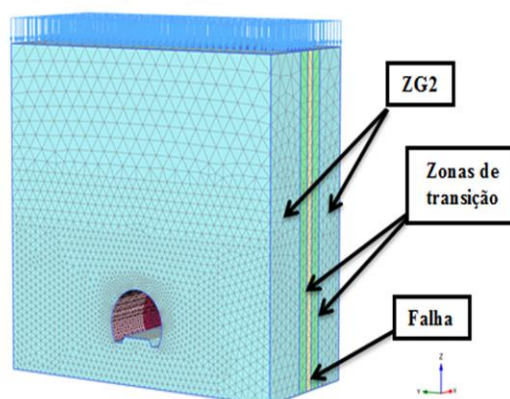


Figura 3 – Perspetiva da geometria do modelo de cálculo tridimensional desenvolvido

Os resultados obtidos nos diversos modelos de análise demonstram que todos os processos construtivos utilizados se adequam bem às condições geológico-geotécnicas expectáveis. Em todos os modelos analisados apenas se vislumbraram sinais de plastificação pontuais junto ao contorno do revestimento do túnel e numa extensão diminuta que não compromete a estabilidade global da obra.

Para a validação dos revestimentos primários e dos faseamentos construtivos preconizados, foram ainda efetuadas análises de verificação da estabilidade de cunhas que eventualmente se

formassem no contorno da escavação durante a execução do túnel, consequência da existência de descontinuidades no maciço rochoso. Estas análises permitiram verificar que os revestimentos primários definidos e os avanços preconizados garantiam a estabilidade da escavação.

Face às características particulares do túnel, nomeadamente o seu grande recobrimento, na avaliação dos esforços atuantes no revestimento definitivo optou-se por seguir uma metodologia combinando a utilização de métodos empíricos com o cálculo através de elementos finitos, utilizando, para tal, o programa de cálculo automático PLAXIS 2D. A abordagem de cálculo consistiu em recorrer, numa primeira fase, ao método proposto por Unal (1983), com base na classificação geomecânica de Bieniawski para avaliar as pressões verticais transmitidas pelo terreno ao revestimento definitivo. Note-se que a expressão de Unal foi concebida para túneis com teto plano, tendo sido posteriormente modificada por Goel & Jethwa (1991), visando a sua aplicação em túneis com teto em arco. No entanto, constatou-se que a aplicação da expressão proposta por Goel & Jethwa (1991) ao presente caso conduzia à obtenção de pressões nulas sobre o suporte, o que corresponde a um comportamento autoportante do maciço, pelo que, tendo em consideração a importância da estrutura, se considerou adequado considerar para efeitos de dimensionamento estrutural, a expressão proposta por Unal, da qual resultam os valores de pressão vertical adotados no projeto que constam da Tabela 3.

Tabela 3. Pressões verticais atuantes consideradas no dimensionamento do revestimento definitivo.

Secção de cálculo	Zona geotécnica	Pv (kN/m ²)
RD1	ZG1	183 (RMR de 45)
RD2	ZG2	240 (RMR de 25)
RD3	ZG3	250 (RMR de 18)

Numa segunda fase recorreu-se ao programa de cálculo automático PLAXIS 2D para avaliar os esforços instalados na estrutura, tendo-se calibrado os modelos de modo a simular um carregamento do terreno compatível com as pressões estimadas a partir do método de Unal. Adicionalmente, considerou-se a hipótese de, a longo prazo, se instalar sobre o túnel um carre-

gamento hidrostático associado à instalação de uma pressão de água correspondente a 2,0 m de coluna de água acima do coroamento do túnel.

6 PLANO DE OBSERVAÇÃO

Tendo como principal objetivo avaliar a boa aplicação dos métodos construtivos e dos faseamentos executivos relativamente às condições reais do maciço e também a eficácia das estruturas projetadas, permitindo confrontar os modelos de dimensionamento com a realidade e ainda sustentar eventuais adaptações do projeto para melhoria da segurança final da obra, foi definido um plano de observação contemplando a leitura de dispositivos à superfície (marcas e alvos topográficos) e no interior do maciço rochoso (extensómetros simples, inclinómetros e piezómetros), na zona dos emboquilhamentos, bem como no interior ao longo de todo o túnel.

No presente caso, tendo em consideração o facto de toda a escavação ainda por realizar estar associada a zonas de grande recobrimento, a auscultação incidiu, essencialmente, na leitura de convergências por método topográfico com controlo de deslocamentos absolutos (3D) entre 5 alvos colocados no contorno da escavação. Previu-se que as secções de leitura de convergência se localizassem com um afastamento máximo de 40 m, correspondente às zonas de melhor qualidade do maciço, ou em zonas de pior qualidade do maciço onde se estima que se possam verificar as maiores deformações.

A periodicidade das leituras de todos os dispositivos de observação foi definida em função da evolução dos deslocamentos que fossem sendo observados e do ritmo da escavação, e estava associada a diferentes parâmetros que permitiriam uma otimização e racionalização dessa mesma frequência.

O estabelecimento dos limites de alerta a atender no decurso dos trabalhos começou por ser efetuado com base nos valores das deformações dos revestimentos primários e dos deslocamentos, obtidos nos cálculos realizados. No entanto, dado que estes valores foram extremamente reduzidos, considerou-se que eles deveriam constituir apenas uma referência para o nível de deformação expectável associado aos traba-

lhos de escavação, não podendo constituir por si só uma base sólida para o estabelecimento dos limites de alerta a respeitar. Deste modo, os deslocamentos que se consideraram no estabelecimento dos limites de alerta resultaram sobretudo da consideração de deformações induzidas por eventos singulares associados à execução dos trabalhos de escavação, tendo ainda em conta a precisão de leitura dos diferentes dispositivos de observação a instalar. Assim, considerou-se adequado estipular dois limites de alerta, atenção e alarme. Estes limites foram estabelecidos para quando as leituras nos diferentes dispositivos de observação atinjam 80 e 130% dos valores dos deslocamentos estimados na fase de projeto, para os limites de atenção e de alarme, respetivamente.

7 CONCLUSÕES

Apresentou-se a conceção geral adotada no projeto do túnel do Marão, salientando-se os aspetos mais relevantes do projeto, como são a caracterização e o zonamento geotécnico efetuados, a definição e o dimensionamento dos revestimentos primário e secundário, bem como o plano de observação preconizado.

Salientaram-se alguns dos importantes condicionamentos existentes para a conceção das soluções a implementar, os quais se relacionam com o elevado tempo de paragem dos trabalhos da primeira empreitada, com o facto de quase 7 km de túnel já terem sido escavados na primeira empreitada, e, também, com o novo prazo de execução extremamente reduzido.

Considera-se relevante destacar a profundidade do estudo geológico realizado apesar de todas as limitações impostas pelo elevado recobrimento do túnel.

Os vários cálculos realizados recorrendo ao método dos elementos finitos foram fundamentais para a validação das soluções preconizadas, permitindo otimizar os revestimentos primários e definitivos preconizados, bem como os respetivos faseamentos construtivos.

O processamento e interpretação dos resultados obtidos na instrumentação instalada, os resultados dos levantamentos geológicos da frente de escavação, as alterações de otimização intro-

duzidas no projeto, bem como os trabalhos de reforço efetuados durante a construção do túnel são apresentados por Conceição et al. (2016).

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos à IP (Dono da Obra) e ao Consórcio Teixeira Duarte/ EPOS (Construtor) pela autorização concedida na divulgação dos elementos agora apresentados.

REFERÊNCIAS

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons, New York.
- Cenor, Consultores, SA (2014-2016). IP4 (A4) – Túnel do Marão (em regime de conceção/construção). Estudo Prévio para Concurso. Projeto de Execução. Assistência Técnica Especial.
- Coke, C. (2000). *Evolução geodinâmica do ramo sul da Serra do Marão um caso de deformação progressiva em orógenos transpressivos*. Dissertação de doutoramento, Univ. Trás-os-Montes e Alto Douro, 330 p.
- Coke, C., Dias R. e Ribeiro, A. (2003). *Partição da deformação varisca induzida por anisotropias no soco Precâmbrico: o exemplo da falha de Ferrarias na Serra do Marão*. Ciências da Terra (UNL), nº especial V, CD-ROM, D21-D24.
- Conceição, Miguel F. Meneses, Aldeias, João B., Barbosa, Paulo J. N. Ferreira, Baião, Carlos J. Oliveira, Luís, Rui Fernando, Santa, Cláudio M. Morgado, Russo, Carlos M. Charneca, Gonçalves, Luís P. C. Costa, Monteiro, Bernardo P. B. e Azevedo, João (2016). *Túnel do Marão. Das soluções de projeto à realidade em obra*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Goel, R.K. and Jethwa, J.L. (1991). *Prediction of Support Pressure using RMR Classification*, Proc. Indian Getech. Conf, Surat, India, pp. 203-205.
- Hoek, E., Carranza-Torres, CT. e Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. Proceedings of the fifth north american rock mechanics symposium, Toronto, Canada, vol. 1, 2002. p. 267-73.
- Ruiz, Manuel Romana (2003). *Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas*. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterráneas, Madrid, Espanha, p. 105-120.
- Unal, E. (1983). *Development of Design Guidelines and Roof-control Standards for Coal Mine Roofs*. PhD. Thesis, Pennsylvania State University, USA.