

TÚNEL RODOVIÁRIO DA GARDUNHA - CASOS DE OBRA RELACIONADOS COM A GEOLOGIA E GEOTECNIA

GARDUNHA ROAD TUNNEL - WORK CASES CONCERNING GEOLOGICAL AND GEOTECHNIC ASPECTS

Leme, João de Azeredo, *Geólogo da Direcção de Serviços de Apoio Técnico, da J.A.E.*
Inácio, Pedro P.Serôdio, *Eng. Civil da Coordenação de Empreendimentos Nº6, da J.A.E.*

SUMÁRIO: O Túnel da Gardunha integra-se no Itinerário Principal IP2, entre o Fundão e Alpedrinha, no Distrito de Castelo Branco. Tem um comprimento de 1570 metros e um recobrimento máximo de 237 metros. É o túnel rodoviário mais extenso construído em Portugal Continental. Está em fase final de construção, prevendo-se a sua abertura ao tráfego no segundo semestre de 1997.

Nesta nota descrevem-se os aspectos geológicos e geotécnicos que mais influenciaram a execução da obra e que obrigaram a ajustamentos do projecto, nomeadamente ao nível dos métodos de escavação, sustimento primário, revestimento final e drenagem da galeria. São propostas no final algumas observações, que se julgam pertinentes, face à experiência obtida nesta obra.

SUMMARY: Gardunha road tunnel is part of IP2, between Fundão and Alpedrinha, in Castelo Branco District. It has a length of 1570 meters and 237 meters of land recovering. It is the longest road tunnel of Continental Portugal. The tunnel is in the final phase of construction and the opening to the traffic is scheduled for second semester of 1997.

This note presents the geologic and geotechnical aspects that most influenced the work and that introduced adjustments to the project, namely to digging methods, primary gallery support, final concrete lining and gallery drainage. Finally, some considerations are made concerning the acquired experience to future projects.

1. INTRODUÇÃO

O Túnel da Gardunha integra-se no Itinerário Principal IP2, entre o Fundão e Alpedrinha, no Distrito de Castelo Branco. Os estudos inerentes a esta obra tiveram início em 1981 tendo sido ponderados sete traçados alternativos, sendo três deles em superfície, naturalmente mais extensos. Em termos de traçado e face ao binómio técnico-financeiro concluiu-se ser mais vantajosa a solução actual, a mais curta, mas que envolvia a construção do túnel mais extenso.

Corresponde este lanço a um trecho de estrada com 1780 m de extensão e um troço em túnel com 1570 m. A razão da inclusão nesta empreitada do troço de estrada prendeu-se com o facto de que, desta forma, os materiais resultantes da escavação da galeria poderiam ser absorvidos pelos aterros da própria estrada, evitando-se assim zonas de depósito. Este túnel rodoviário é o mais extenso construído em Portugal continental. Atravessa transversalmente, com direcção norte-sul, a Serra da Gardunha, atingindo um recobrimento máximo de 237 m.

Tem duas vias de circulação, uma em cada sentido, estando previsto construir-se novo túnel paralelo, a poente deste, logo que o tráfego o justifique. Atendendo a esta previsão os trechos de estrada foram projectados já com duas vias duplas independentes.

Os trabalhos iniciaram-se em Abril de 1994, prevendo-se a abertura ao tráfego no segundo semestre de 1997.

2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TÚNEL

Trata-se de um túnel em ferradura com as seguintes características:

Altura máxima	6,82 m
Gabarit rodoviário	4,70 m
Largura máxima de escavação	11,72 m
Área da secção média de escavação	80,26 m ²
Área disponível no interior do túnel	54,20 m ²
Área exterior dos alargamentos	109,34 m ²
Área interior dos alargamentos	95,89 m ²
Vias de circulação	2x3,75 m
Bermas	2x0,50 m
Passeios desnivelados	2x1,00 m

3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

O maciço atravessado pelo túnel é constituído, do lado norte, por rochas graníticas de grão médio a fino e, do lado sul, por granitos de grão médio a grosseiro do tipo “dente de cavalo”. Na zona central do túnel ocorrem formações do Complexo Xisto-Grauváquico constituídas por xistos argilosos e metagrauvaques, com algumas intercalações filoneanas de granito e faixas de corneanas e de migmatitos junto dos contactos com as formações graníticas. A atitude dominante da xistosidade é N40-60W.

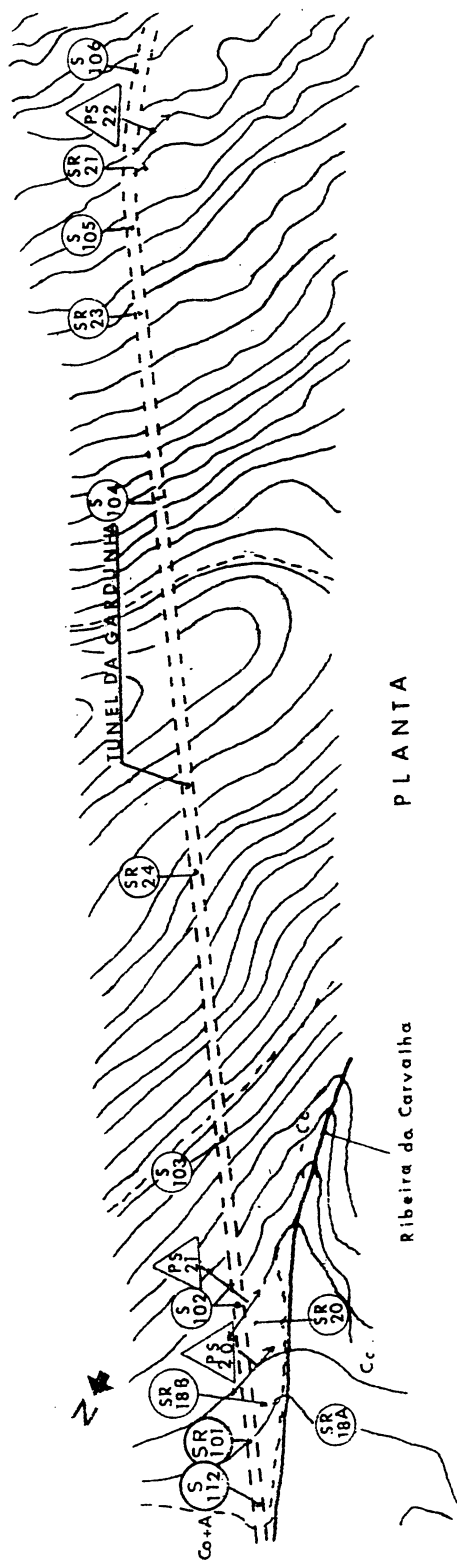
Tanto as formações metamórficas como as graníticas encontram-se compartimentadas por descontinuidades, verificando-se que as respectivas famílias de diaclases mantêm direcções idênticas ao longo do túnel. Definiram-se três famílias principais: N40-70W e N-S sub-verticais e uma terceira aproximadamente perpendicular à intercepção dos dois planos anteriormente referidos, mas com pendor compreendido entre os 15° e os 30° para sul.

Os estudos de prospecção constantes do projecto incluíram a realização de 12 sondagens no alinhamento da obra, naturalmente de malha mais densa nas zonas de emboquilhamento, e de perfis sísmicos de refração contínuos dos tipos Down-hole e Up-hole. Procedeu-se também a ensaios “*in situ*” de absorção de água do tipo Lugeon e à determinação das deformabilidades com o Dilatómetro L.N.E.C. Sobre tarolos seleccionados das várias sondagens foram efectuados ensaios laboratoriais de compressão uniaxial e pontual, ultrasons e de deslizamento de diaclases. Os resultados obtidos permitiram, com base nas classificações geomecânicas de Bieniawski, Barton e M. Rocha, interpretar o maciço segundo três zonas geotécnicas, ZG1, ZG2 e ZG3, cujas características são as indicadas no Quadro 1. De acordo com esta divisão estabeleceram-se os critérios de dimensionamento das secções da galeria, tanto ao nível do suporte primário como para o dimensionamento estrutural do revestimento definitivo.

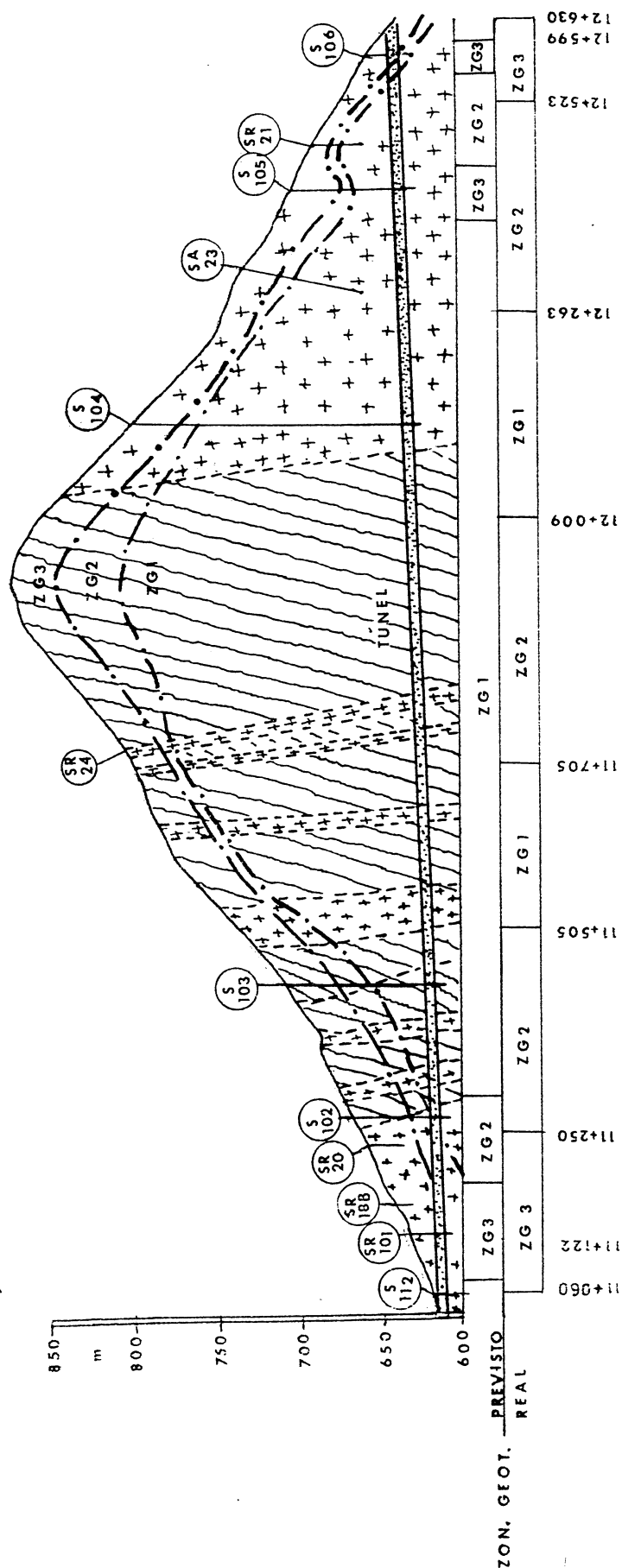
ZONA GEOTÉCNICA	ALTERAÇÃO (W)	FRACTUR. (F)	RQD (%)	ABSORÇÃO (U.A.)	IN SITU		LABORATÓRIO						EXTENSÃO PREVISTA AO LONGO DO TÚNEL (m)
							COMPRESSÃO UNIAXIAL		CARGA PONTUAL	ULTRASONS	DESLIZAMENTO DIACLASES		
					MÓDULO DILATOMÉTRICO (GPa)	VELOCIDADES LONGITUDINAIS (m/s)	E (GPa)	Tc (MPa)	Ir (MPa)	Vl (m/s)	C (MPa)	Ø (°)	
ZG3	W3-W5	F4-F5	< 30	0-3	< 8	< 2000	< 10	< 20	< 1	< 3000	0	< 20	235
ZG2	W2-W3	F3-F4	30 - 70	0-1	6 - 20	2000 - 4000	10 - 60	20 - 100	1 - 6	3000 - 5000	< 0.1	30 - 35	295
ZG1	W1-W2	F2-F3	> 70	AN-0.1	10 - 50	> 4000	50 - 90	80 - 140	5 - 10	> 5000	> 0.1	33 - 45	995

Quadro 1: Zonamento geotécnico

Com o desenvolvimento da obra constatou-se que o zonamento geotécnico previsto no projecto diferiu de forma considerável, relativamente ao encontrado na escavação da galeria, conforme indicado no perfil geológico-geotécnico interpretativo da Fig.1.



PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

TUNEL DA GARDUNHA
PLANTA E PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

— GRANITOS

— COMPLEXO XISTO-GRAUVAQUICO

Este facto, “*per si*”, obrigou a introduzir alterações relevantes ao nível do sustimento primário e do revestimento definitivo, que houveram que ser efectuadas no decorrer da obra.

4. TRABALHOS DE PREPARAÇÃO DOS EMBOQUILHAMENTOS

A fim de se minimizarem os volumes de escavação e, consequentemente, reduzir os efeitos negativos de impacte paisagístico, a transição dos troços de estrada para galeria subterrânea foi feita através do processo “cut and cover”, numa extensão de 30 m no emboquilhamento sul, que não tinha sido previsto inicialmente, e de 62 m no emboquilhamento norte, o qual também sofreu um aumento de 15m.

Estes dois troços de túnel a céu aberto, depois de executado o revestimento final em betão armado, foram recobertos com solos, cumprindo o projecto de modelação paisagística dos emboquilhamentos, entretanto readaptado.

O início da galeria do túnel na frente norte envolvia diversos trabalhos preparatórios, nomeadamente o desvio da Ribeira da Carvalha na zona de coincidência com o traçado do IP e a construção de um aterro da estrada nessa zona, por forma a estabelecer acessos ao túnel e à escavação do emboquilhamento. Neste emboquilhamento ocorreram diversos problemas que, no projecto, se não configuravam graves mas que, na realidade, obrigaram a reequacionar e a alterar vários aspectos da obra.

Assim, no que respeita à ribeira da Carvalha, contígua à zona do emboquilhamento, previa-se restabelecê-la provisoriamente por canal aéreo, a tornar definitivo só após a construção do túnel a céu aberto, precisamente sobre este.

Porque tal situação condicionava, sobremaneira, a execução da obra nesta zona, optou-se por estabelecer um outro percurso para a continuação daquela linha de água, inserindo-a directamente na banquetta do talude de escavação do lado direito do emboquilhamento, por canal de betão armado. O atravessamento do I.P., pela ribeira, veio a fazer-se bastante mais a jusante, em PH.

Alguns meses após a execução do canal, foram detectadas fendas de descompressão na banquetta que lhe serve de fundação indiciando a rotura do talude, com persistência de sinais de saturação em praticamente toda a sua altura. A fim de assegurar a sua estabilidade foi necessário executar uma estrutura de reforço materializada por uma grelha em betão armado pregada com varões de 32 mm de diâmetro, selados com calda de cimento e com comprimento de 12 m, assim como proceder à sua drenagem interna através da instalação de uma malha de geodrenos com 12 m.

Um outro aspecto a assinalar, ainda no que respeita à ribeira da Carvalha, consistiu em que, provavelmente, o seu encaixe se deu sobre uma grande linha de fractura, de direcção aproximada NW-SE, a atravessar toda a Serra da Gardunha, passando junto ao emboquilhamento norte do túnel e que se prolongará, pelo menos até Donas, a SE do Fundão.

Com efeito, ao serem iniciados os trabalhos de fundação do aterro no troço de estrada que antecede o túnel, detectou-se uma larga zona constituída por argilas verdes, aparentemente de preenchimento de caixa de falha, com baixa capacidade de suporte até cerca de 6 metros de profundidade. Na zona do emboquilhamento tais argilas apenas foram detectadas numa zona restrita do talude esquerdo. A fundação daquele aterro foi, em consequência disso, tratada com uma malha densa de drenos transversais profundos, executados em material granular e geotêxtil, por forma a funcionarem não só como drenagem mas também como reforço da fundação. O mesmo tipo de argilas foi encontrado nas fundações de uma Passagem Inferior do I.P., próxima de Donas, sugerindo o prolongamento daquela falha até esta localidade.

O acesso norte à galeria foi precedido, como se disse, de uma grande escavação. Pelas prospecções de projecto previa-se que o maciço granítico estaria muito alterado, mas sem que nas sondagens tenha sido detectada presença significativa de água. Na realidade os solos vieram a apresentar-se, a toda altura,

saturados de água e instáveis, pelo que se optou por baixar as inclinações dos taludes, drenar internamente o maciço e proceder à execução de pregagens e betão projectado.

Um outro aspecto condicionante da escavação do emboquilhamento norte foi a existência de uma estrada, contígua à escavação, que serve por nascente a povoação de Alcongosta. O projecto inicial previa o corte desta estrada o que veio a verificar-se inviável visto ser o único acesso a tráfego pesado àquela povoação. Assim, não sendo possível desviá-la e para evitar o seu corte, antecedeu-se o início da escavação da galeria em 20 m, obrigando ainda à construção de um muro ancorado para contenção da estrada, com um desenvolvimento de 40 m.

Todos estes trabalhos a norte do túnel obrigaram a atrasar por cinco meses, o início da escavação em galeria nesta frente. Tal atraso teve reflexos graves para a obra, porquanto previa-se no plano inicial de trabalhos o encontro das duas frentes a cerca de meio da galeria. Assim, a maior parte dos materiais extraídos tiveram que sair pela frente sul e transportados, num percurso de 9 km, para os aterros do troço de estrada a norte.

Na frente sul procedeu-se à escavação do emboquilhamento sem que tenham surgido problemas assinaláveis na sua execução. O maciço granítico apresentou-se irregularmente alterado e sem presença significativa de água, permitindo cumprir aproximadamente as geometrias de escavação projectadas, muito embora, conforme referido anteriormente, se tenha optado por construir, atendendo a um melhor enquadramento paisagístico, um troço de túnel a céu aberto, a recobrir posteriormente com solos.

5. METODOLOGIA DE ESCAVAÇÃO EM GALERIA

O método usado na escavação da galeria seguiu o denominado Novo Método Austríaco, (NATM), que consiste em aplicar, imediatamente após a escavação do maciço, um sustimento primário aligeirado e flexível que consente deformações, controladas obviamente, gerando-se assim um novo estado de equilíbrio. As acções induzidas pelo maciço são deste modo reduzidas, permitindo também o aligeiramento do revestimento final e, consequentemente, racionalizar os custos de construção.

5.1 Escavação em solos

5.1.1 Frente norte

A escavação nesta frente, em solos, foi executada mecânicamente em quatro fases, conforme esquema ilustrado na fig. 2. Foi escavada em primeiro lugar a meia calote superior em três secções diferidas, sendo posteriormente executada a escavação da soleira.

Os motivos que levaram à implementação desta metodologia derivaram do facto de os solos se encontrarem saturados e à instabilidade da frente, não apresentando o maciço capacidade auto-portante em escavação da secção completa da calote conforme se tinha iniciado, entrando sistematicamente em regime de auto-escavação. Atenuou-se este problema faseando a escavação pelo sistema de “*side-drift*”, recorrendo à execução de micro-estacas, drenando, pregando e aplicando betão projectado nas frentes de escavação.

Assim, para a escavação de cada secção diferida executaram-se, em primeiro lugar, micro-estacas sub-horizontais no seu contorno, por forma a impedir o escorregamento da frente de escavação. Estas foram materializadas por tubos de aço de 2” injectados com calda de cimento a 1:1. Reforçou-se a estabilização da frente executando, por cada avanço, betão projectado em duas camadas de 5 cm, complementado com pregagens e geodrenos.

As duas secções laterais, (2.I e 2.II), foram as primeiras escavadas, por troços de 5 m, com avanços sucessivos de 30 cm. Por cada avanço tratou-se a frente de escavação conforme relatado no parágrafo anterior. Foram colocados seguidamente os cimbres em aço, espaçados de 30 cm, provisórios no contorno da secção central, em perfis HE 100B e definitivos, nos hasteais do túnel, em perfis HE 180B.

Faseamento da escavação da galeria

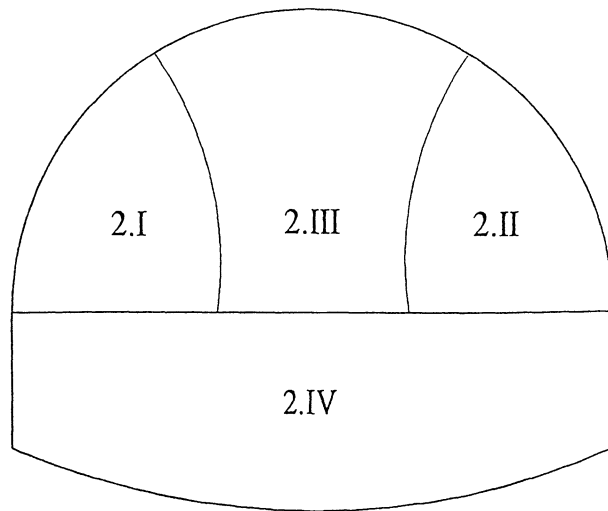


Figura 2

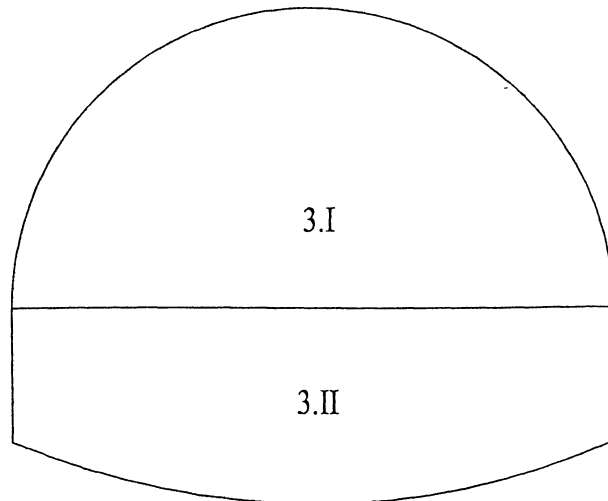


Figura 3

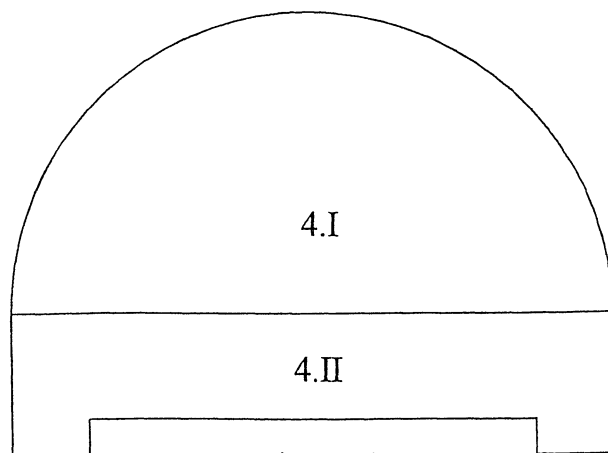


Figura 4

As superfícies dos hasteais foram revestidas por rede electrosoldada AQ 50 e betão projectado com 25 cm de espessura média. Ao nível da base da escavação foi colocado, longitudinalmente, um perfil recto HE 160B, por forma a solidarizar os cimbres entre si. Apesar da aplicação sistemática destes dispositivos verificaram-se vários colapsos na frente de escavação devido à muito má qualidade do maciço.

Face aos fortes impulsos horizontais, detectados pelas medições de convergência, foi também necessário colocar, transversalmente ao eixo de cada secção e depois prolongados à secção total, perfis HE 160B, afastados de 2 metros. Complementou-se este sustimento com a execução de pregagens ao nível da base das cambotas, face à inevitável descompressão do maciço aquando da escavação da soleira.

A escavação da secção central, (2.III), foi feita por avanços da ordem dos 30 cm, completando-se o fecho dos cimbres no contorno superior da calote e respectiva aplicação de rede electrosoldada e betão projectado.

Após o desmonte da meia calote superior executou-se o desmonte da soleira, (2.IV), por avanços não superiores a 1 m, tendo-se tido o cuidado de fechar imediatamente os cimbres da soleira em arco invertido e proceder à sua betonagem. Este procedimento tornou-se particularmente necessário visto os impulsos horizontais induzidos pelo maciço serem muito elevados, o que obrigou também a aumentar a rigidez estrutural da soleira.

De referir que, face à insuficiente capacidade auto-portante do maciço nesta frente, derivado do estado de saturação dos solos e da sua diminuta coesão, situação com que se não contava, o adequamento ao projecto a que teve de se proceder, traduziu-se num substancial aumento de quantidades. A título de exemplo, previa-se utilizar, nesta zona em ZG3, 43 ton de aço em cimbres, tendo-se gasto 571 ton.

5.1.2 Frente sul

Esta frente apresentava-se em rocha medianamente alterada, tendo sido adoptada uma metodologia diferente da seguida na frente norte, visto o maciço possuir muito melhores características.

A escavação foi precedida da realização de "enfillagi" no contorno da secção a escavar, materializadas por varões de aço de 32 mm, selados com calda de cimento. A galeria foi escavada em duas fases, conforme indicado na fig.3, tendo-se procedido inicialmente à escavação da calote superior (3.I), acompanhada pela colocação de cimbres HE 180B, afastados de 1 m, aplicação de rede electrosoldada e betão projectado de 25 cm de espessura, por forma a sustentar o maciço circundante.

Posteriormente, procedeu-se à destroça da soleira (3.II), cuja escavação foi antecedida da execução de pregagens, ao nível da base da calote, de modo a solidarizar os cimbres ao maciço envolvente. Com esta medida pretendia-se reduzir os riscos de colapso do maciço, face a um incremento detectado das convergências horizontais. A escavação realizou-se por avanços de 1 m, com prolongamento simultâneo dos cimbres nos hasteais e aplicação de rede electrosoldada e betão projectado.

Com a melhoria das características geotécnicas do maciço, aumentou-se o espaçamento entre cimbres de 1 m para 1.5 m utilizando perfis mais ligeiros HE 160B e mantendo-se os restantes procedimentos.

5.2 Escavação em rocha

A escavação em rocha, em toda a zona central do túnel, foi feita em duas fases, conforme indicado na fig. 4, escavando-se em primeiro lugar a calote superior (4.I) e, só depois, a soleira (4.II). Recorreu-se ao uso de explosivos, (Gelamonite a 33%), com uma carga específica média de 1.09 Kg/m³ em ZG1 e 0.68 Kg/m³ em ZG2, com avanços da ordem dos 4 e 2 m, respectivamente. Na furação das pegs utilizou-se um Rock Drilling de três braços, pela técnica de pré-corte, realizada por furos no contorno, afastados de 0.30 m e com aproximadamente 1/3 da carga correspondente ao "Smooth Blasting", a fim de reduzir ao mínimo a sobreescavação.

No sustimento primário utilizado em ZG2 optou-se por aplicar pregagens expansivas do tipo “Swellex”, segundo uma malha quadrada de 1.5 m e execução de betão projectado com 15 cm de espessura e, em ZG1, a malha de pregagem passou a 2 m, e 5 cm de betão projectado. Este incluiu fibras de aço tipo “Dramix”, com dosagem de 30 Kg/m³, a fim de aumentar a resistência à flexão, em substituição da rede electrosoldada, unicamente prevista no projecto.

5.3 Desmoronamento da frente de escavação norte

Após visita à frente norte de escavação, no dia 95/05/03, ao PK 11+205, e se ter verificado que esta se encontrava já completamente em rocha, decidiu-se, com o acordo das partes envolvidas no acompanhamento da obra, abandonar a escavação em “*Side-Drift*” e escavar em calote completa. No avanço seguinte deparou-se com um grande afluxo de água na frente de escavação que provocou o seu desmoronamento com formação, quase simultânea, de uma chaminé até à superfície. Esta formou uma cavidade com 5 m de diâmetro e altura de cerca de 30 m. Verificou-se depois que a espessura de rocha sã, sobrejacente à galeria, naquela secção, era de apenas 1 m, insuficiente pois para garantir capacidade auto-portante ao maciço.

A explicação deste acidente prende-se com o facto de, apesar de se ter avançado, em cerca de 5 m, com a secção da calote totalmente em rocha, o recobrimento firme não foi aumentando com o prosseguimento da escavação, como se esperava. Com a chegada à zona onde se registou o acidente a pressão hidrostática deveria ser tal que provocou o desmoronamento da frente de escavação. A justificação aparente do fenómeno estará relacionada com a presença de uma mina existente nessa zona, não detectada anteriormente e que teria retido grande quantidade de água. Refira-se também que, nesta mesma zona, durante a fase de prospecção, foi feito um tiro sísmico que poderá ter contribuído igualmente para a descompressão do maciço.

O tratamento do acidente consistiu na imediata aplicação, em toda a frente de escavação, de betão projectado com fibras de aço e no enchimento da cavidade existente com betão, tendo sido absorvidos cerca de 100 m³, e ainda na execução de injeções com calda de cimento em toda a zona descomprimida.

O avanço da frente de escavação passou, a partir do local do acidente, a ser precedido pela execução de furos de sondagens exploratórios na geratriz superior do túnel, por forma a ir-se avaliando a espessura de rocha sã. Houve ainda especial cuidado nas pegas, reduzindo-se a sua carga específica, a fim de se transmitirem o mínimo de vibrações ao maciço. Ao PK 11+220 verificou-se que o recobrimento de rocha sã era já da ordem dos 5 m, espessura suficiente para que o maciço possuisse comportamento auto-portante. Como precaução adicional, decidiu-se executar uma galeria piloto central, de pequena secção, com posterior abertura da secção restante. Nesta frente não voltaram a verificar-se mais problemas até ao encontro, 30 m após, com a frente de escavação que vinha de sul, já com 1350 metros escavados.

6. AUSCULTAÇÃO

Os meios utilizados na detecção dos movimentos originados pela escavação da galeria foram, nomeadamente, medições de convergência, inclinométricas, piezométricas e topográficas, sendo as três últimas unicamente utilizadas no emboquilhamento norte.

Os movimentos detectados pelas medições de convergência no interior da galeria apresentaram valores baixos, exceptuando-se em zona ZG3 da frente norte, a qual chegou a apresentar deslocamentos horizontais acumulados da ordem dos 8 cm. Atendendo a estes deslocamentos, reequacionou-se, como já foi dito, a estrutura do sustimento primário, por forma a contrariar os impulsos induzidos pelo maciço.

Em toda a zona exterior, envolvente do emboquilhamento norte, os movimentos do maciço, nomeadamente no referido muro ancorado, foram denunciados pela abertura das juntas de dilatação e

pelo aparecimento de fissuras verticais no seu paramento. Para melhor compreensão das deslocções sofridas pelo muro e taludes envolventes do emboquilhamento, e consequente avaliação das suas condições de segurança, monitorizaram-se as juntas de dilatação e fendas através de bases de elongómetro, e as ancoragens através de células de pressão. Paralelamente, foram instalados quatro tubos inclinómetros e dois piezómetros, por forma a determinarem-se os movimentos internos do maciço e a influência da cota piezométrica no seu comportamento.

Verificou-se que a escavação da galeria nesta frente estava a influenciar fortemente o maciço envolvente produzindo-se movimentos no sentido do túnel e que a cota piezométrica baixava rapidamente junto à galeria. Pôde inferir-se destas observações que as descompressões do maciço eram, naturalmente, mais importantes junto às superfícies escavadas, mas que se dissipavam rapidamente não indiciando riscos de movimento global de toda a encosta sobrejacente ao emboquilhamento, como se chegou a temer inicialmente. Confirmou-se também que a galeria escavada permitia boas condições de drenagem do maciço e que a hipótese de colapso generalizado causado por pressões hidrostáticas era muito remota.

A reforçar o atrás exposto, verificou-se que as leituras topográficas, realizadas em secções à superfície ao longo do desenvolvimento da galeria, acusavam deformações máximas quando a escavação passava sob a vertical da secção de observação, atenuando-se com o avanço da escavação e acabando por estabilizar quando a frente se encontrava sensivelmente afastada de cerca de 3 diâmetros da vertical da secção.

7. DRENAGEM DA GALERIA

Relativamente à drenagem da galeria, introduziram-se também algumas alterações construtivas ao projecto inicial, que se prenderam com questões de funcionalidade, de segurança e de melhor desempenho das estruturas de drenagem.

Assim, o dreno longitudinal, que inicialmente havia sido projectado ao eixo do túnel, foi transferido para a berma, por forma a eliminarem-se as possibilidades de acidente por quebra ou desencaxe das tampas das caixas de visita.

A rede de drenagem de recolha de águas do pavimento, resultantes de lavagem ou derrames no interior do túnel, foi alterada passando o escoamento a fazer-se em lancil-sumidouro, eliminando-se os sumidouros do pavimento, os quais apresentavam os mesmos riscos referidos no parágrafo anterior.

Os drenos colectores longitudinais de drenagem do maciço, localizados no extradorso do túnel, foram projectados inicialmente com secção constante de 10 cm de diâmetro em toda a extensão do túnel. Em obra verificou-se que, a partir de certa altura, o escoamento nestes drenos se processava sob pressão, o que levou a aumentar progressivamente o seu diâmetro por forma a garantirem um mais fácil escoamento. A causa deste comportamento deveu-se, sobretudo, às perdas de carga localizadas ao longo do seu percurso, visto o desenvolvimento do dreno não ser inteiramente recto. Estas irregularidades derivam, naturalmente, dos aspectos construtivos, pois o dreno colector é pregado às superfícies rochosas escavadas, as quais, obviamente, não ficam perfeitamente desempenadas.

Em zonas com afluência importante de água à galeria optou-se também se por reforçar a drenagem na interface betão-maciço, prevista inicialmente com uma manta de geotêxtil de 500 g, através da aplicação adicional de um geocompósito planar de alta capacidade drenante. Aplicaram-se ainda, sistematicamente por cada módulo de betonagem, geodrenos de 50 mm de diâmetro, a contornar o maciço, ligados ao dreno colector do extradorso. As razões do reforço de drenagem derivaram de, quando se procedia às betonagens, por vezes se formarem bolsas de água entre a tela impermeável de PVC e o revestimento primário, muito provavelmente devido à falta ou diminuição de capacidade drenante do geotêxtil. Como é evidente, a formação destas bolsas é altamente indesejável visto reduzir a espessura do betão de revestimento, comprometendo a sua resistência estrutural.

Por outro lado, foi também decidido colectar independentemente as águas do extradorso do túnel, separando-as das que vão ao dreno collector longitudinal, localizado sob o pavimento, o qual ia receber também as águas resultantes de lavagens e de derrames no interior do túnel. A implementação desta medida teve por objectivo aproveitar as águas não contaminadas emergentes do maciço, uma vez que se revelaram muito abundantes, no sentido de poderem ser aproveitadas para fins agrícolas ou, eventualmente, para abastecimento público.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O túnel da Gardunha foi, como se disse no início desta nota, o primeiro grande projecto de túnel rodoviário construído no país, muito embora já haja larga experiência de construção de galerias subterrâneas, sobretudo em barragens e ferrovias.

Os maiores problemas inerentes a este tipo de obras relacionam-se quase sempre com a heterogeneidade das formações a escavar, em particular nas zonas de emboquilhamento, e com as pressões neutras instaladas. Daí que haja toda a conveniência que, na fase de prospecção e de estudos, se adquira um conhecimento, o mais aprofundado possível, do estado e comportamento geodinâmico dos maciços. Os encargos com a prospecção, nesta como em qualquer outra obra, revelam-se sempre altamente compensadores, sobretudo se comparados com o valor do investimento a realizar.

O zonamento do maciço em termos geológicos e geotécnicos é, pois, uma peça do projecto de fundamental importância, dele dependendo a tipificação dos métodos de escavação e o dimensionamento dos suportes, assim como a definição do programa de auscultação e de acompanhamento da obra. Por outro lado, a orçamentação e toda a programação dos trabalhos fundamentam-se, naturalmente e em larga medida, no zonamento que for estabelecido.

No presente caso do túnel da Gardunha verificaram-se demasiadas discrepâncias entre o zonamento de projecto e a realidade encontrada, e não só nas zonas classificadas como ZG3, (Fig. 1) assim como houve também insuficiente detecção dos níveis freáticos, situações estas que conduziram a um acréscimo substancial no custo final da empreitada e no seu prolongamento no tempo.

Futuramente, prevendo-se a elaboração do projecto de novo túnel na Gardunha, paralelo e a poente deste, haverá que contar que, certamente, interessará ou acompanhará de perto a importante linha de fractura agora detectada junto ao emboquilhamento norte. Tal acidente tectónico exige, naturalmente, uma confirmação no terreno, tão exaustiva quanto possível, por forma a averiguarem-se as suas reais consequências.

Um outro aspecto que não pode ser ignorado na elaboração de projectos deste tipo é que um túnel normalmente conduz a um brusco rebaixamento dos níveis freáticos, com eventual secagem de poços e nascentes à superfície do terreno, como aconteceu no presente caso. Há, pois, que estabelecer, a nível de projecto e para implementar durante a obra, um plano de observação da evolução das toalhas freáticas sobre a zona do túnel, a fim de se poderem avaliar os prejuízos que daí podem resultar para as populações afectadas, prevendo formas de compensação pecuniárias ou soluções alternativas.

E, quando se preveja a utilização de explosivos e haja construções sensíveis ou moradias na proximidade, devem dar-se orientações precisas sobre os limites máximos de velocidade das vibrações, definindo-se os respectivos meios e procedimentos de controlo, por forma a salvaguardar-se a integridade das construções. Semelhantemente, em relação ao ruído provocado pelas detonações, evitando-as em horas noturnas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COBA- Consultores para Obras, Barragens e Planeamento S.A. (1993) - IP2- Variante entre Fundão e Alpedrinha-Túnel da Gardunha. Anteprojecto Detalhado.