

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PREGADAS DE TALUDES ESPECIAIS. O CASO DAS NOVAS VIAS RÁPIDAS DA ILHA DA MADEIRA

SUPPORT STRUCTURES OF SPECIAL SLOPES. THE CASE OF THE NEW EXPRESSWAYS IN MADEIRA ISLAND

Freitas, Ana R. J., *Cenorgeo, Lisboa, Portugal, afreitas@cenorgeo.pt*

Baião, Carlos J. Oliveira, *Cenorgeo, Lisboa, Portugal, cbaiao@cenorgeo.pt*

Brito, José A. Mateus, *Cenorgeo, Lisboa, Portugal, mbrito@cenorgeo.pt*

RESUMO

O relevo muito acidentado e a forte ocupação dos terrenos atravessados pelas novas vias rodoviárias da ilha da Madeira tem conduzido a que as estruturas de suporte e as obras de consolidação de taludes tenham uma grande representatividade, quando comparadas com as pontes e os túneis, podendo atingir parcelas significativas do custo geral das vias. Com o objectivo fundamental de optimização dos elevados custos associados a estas obras, tem-se recorrido a uma solução que exhibe grande capacidade de adequação às condições topográficas e geológicas ocorrentes: estruturas de suporte pregadas definitivas. Apresentam-se as características mais relevantes de algumas destas estruturas de contenção pregadas, as quais, de acordo com a experiência dos autores, correspondem às mais representativas do vasto conjunto de obras deste tipo realizadas na Ilha da Madeira. Aborda-se o respectivo dimensionamento, os aspectos executivos mais relevantes e os sistemas de observação que têm vindo a ser implementados.

ABSTRACT

The rough topography and strong occupation of the lands crossed by the new roadways in Madeira Island have led to an important representation of slope stabilization structures when compared to bridges and tunnels, becoming a significant part of the roadways total cost. With the objective of optimizing the high costs associated to these structures, it has been frequently adopted soil nailed solutions adjusted to the topographical and geological regional conditions. The most relevant characteristics of some of the implemented solutions are presented with reference to the design and construction aspects and the observation system.

1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS TRAÇADOS DAS VIAS RÁPIDAS

Apresentam-se as estruturas de contenção pregadas consideradas mais representativas do vasto conjunto de obras realizadas nas principais novas vias rápidas construídas na Ilha da Madeira, nomeadamente na Via Rápida Funchal/Aeroporto, na Via Expresso Machico/Faial e respectiva ligação a Santana/S. Jorge, na Via ER 101 Calheta/Prazeres – 2ª fase e no Acesso Norte ao Túnel da Encumeada (Figura 1).

A Via Rápida Funchal/Aeroporto faz a ligação da Cidade do Funchal ao Aeroporto de Santa Catarina e desenvolve-se na zona sul da ilha, com uma extensão aproximada de 13 km em via dupla, cada uma de sentido único.

A Via Expresso Machico/Faial e a Ligação Rodoviária Faial/Santana/S. Jorge permitem o acesso entre a Cidade de Machico, localizada a SE da ilha, e a Vila do Faial, e desta à Cidade de

Santana, ambas localizadas a norte da ilha. Os traçados, em via simples com dois sentidos, apresentam uma extensão total aproximada de 20 km.

A Via ER101 Calheta/Prazeres – 2ª fase corresponde ao troço de traçado que faz a ligação do Estreito da Calheta à Vila dos Prazeres, desenvolvendo-se a SW da ilha numa extensão aproximada de 7 km em via simples de dois sentidos.

O Acesso Norte ao Túnel da Encumeada faz a ligação da Vila de S. Vicente ao túnel da Encumeada, sendo o seu traçado em via simples com 2 sentidos.

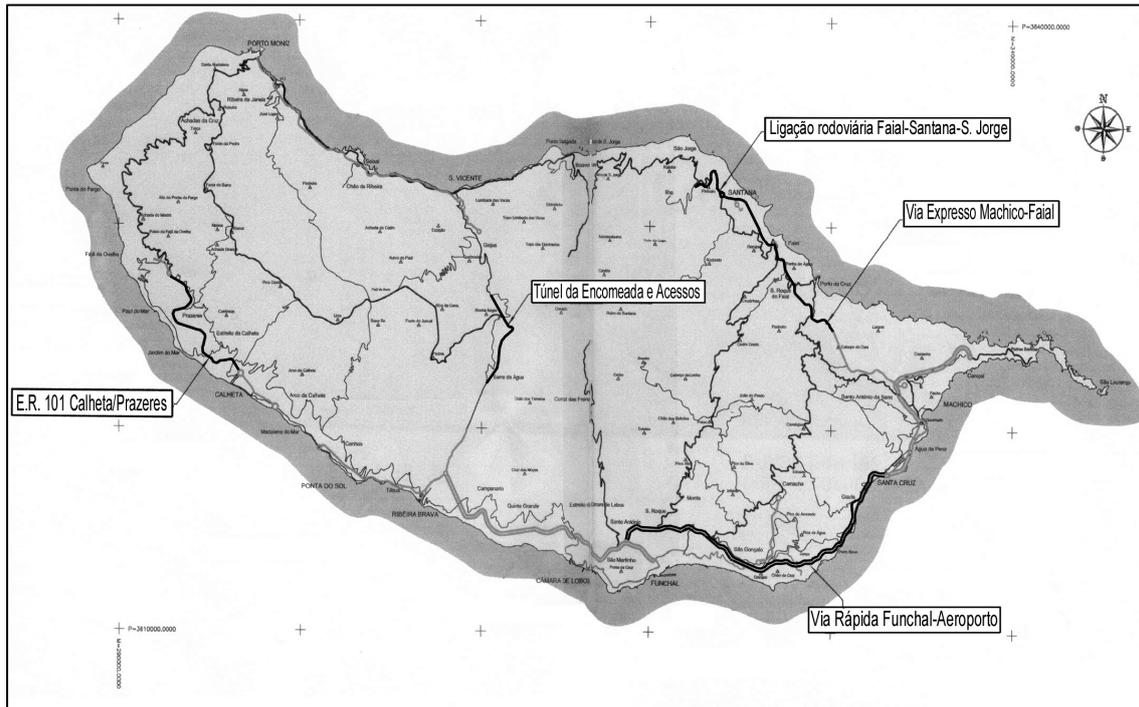


Figura 1 – Localização das principais novas vias referidas

2. CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

As vertentes a sul, ao longo das quais se desenvolve a Via Rápida Funchal/Aeroporto, apresentam um relevo acidentado que se caracteriza pela presença do complexo vulcânico Pós-Miocénico β^2 , muito heterogéneo, constituído por alternâncias de escoadas de lavas basálticas e de camadas de materiais brechóides, geralmente interestratificadas, onde se intercalam níveis episódicos de tufos vulcânicos e de piroclásticos. A presença dos piroclastos foi efectivamente verificada com maior expressão no troço intermédio da Via Rápida, na zona do Pinheiro Grande.

Os traçados da Via Expresso Machico/Faial e da ligação Rodoviária Santana/S. Jorge desenvolvem-se numa zona onde a topografia é bastante acidentada devido à ocorrência de uma sucessão de vales e "lombos" mais resistentes. Os vales são normalmente muito encaixados, apresentando vertentes muito inclinadas e extensas. Estes traçados interceptam essencialmente o Complexo Vulcânico Mio-Pliocénico de Porto da Cruz e as Brechas de Porto da Cruz β^1 e β^{1a} , correspondentes ao complexo vulcânico mais antigo ocorrente na ilha, de constituição muito heterogénea, formado por um amontoado caótico de materiais grosseiros resultantes de projecções correspondentes a blocos, bombas vulcânicas e escórias, envolvidos por fracção mais

ou menos desenvolvida de materiais piroclásticos finos. Intercalados neste complexo, ocorrem também escoadas de lavas basálticas geralmente muito alteradas e fracturadas e, na parte final do traçado, brechas vulcânicas.

A Via ER101 Calheta/Prazeres desenvolve-se ao longo de zonas topograficamente muito declivosas e escarpadas, onde sobressaem os vales da ribeira da Igreja, da ribeira dos Moinhos e da ribeira Funda e intercepta igualmente formações pertencentes ao Complexo Vulcânico Pós-Miocénico β^2 . Os tufos vulcânicos são a formação com maior representatividade ao longo de todo o traçado. As suas camadas caracterizam-se por apresentarem contornos irregulares e variações significativas de espessura chegando a atingir mais de 35 m.

O Acesso Norte ao Túnel da Encumeada situa-se na vertente norte da Ilha, numa zona de morfologia acidentada, interceptada por numerosas linhas de água afluentes da ribeira de S. Vicente. O traçado interessa essencialmente formações piroclásticas, pertencentes igualmente ao complexo β^2 .

3. CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL DAS SOLUÇÕES

Na concepção das soluções de contenção dos diversos taludes de escavação associados às novas vias rápidas da ilha da Madeira, em face dos condicionamentos existentes, nomeadamente das dimensões das escavações a efectuar e das características dos terrenos interessados, procurou-se recorrer a soluções ligeiras, capazes de tirar o máximo partido da resistência do terreno a suportar, que apresentassem facilidades executivas, reduzidos prazos de execução e que se revelassem economicamente vantajosas quando comparadas com possíveis soluções alternativas.

Assim, resultou como solução geralmente adoptada a realização de revestimentos pregados, constituindo, por um lado, uma estrutura de suporte ligeira e flexível e, por outro, um revestimento de pele suficiente para confinar e evitar a desagregação do terreno.

A execução deste tipo de obras de contenção pregadas impõe que a escavação seja efectuada por fases sucessivas, de cima para baixo, com colocação imediata dos elementos do sustimento, ou seja, das pregagens. Com este processo executivo pretende-se perturbar ao mínimo o terreno natural durante a execução, de maneira a tirar o máximo partido das suas características mecânicas.

Nas estruturas de contenção realizadas, as pregagens são constituídas por varões de aço A400NR com 25 mm ou 32 mm de diâmetro, seladas com calda de cimento. A malha de pregagens e o seu comprimento foram definidos e dimensionados de acordo com as condições particulares de cada local e do tipo de formação interessada, sendo dispostas em quincôncio. Na definição da malha adoptou-se como critério base o valor considerado limite para a área de influência por pregagem, em geral igual a $6,25 \text{ m}^2$, por forma a poder considerar-se que o conjunto solo-pregagem se comporta como um solo reforçado suficientemente homogéneo à escala da obra, satisfazendo as correspondentes regras de cálculo.

Os revestimentos de betão projectado aplicados são constituídos, de uma maneira geral, por duas camadas de betão projectado com espessura de 0,05 m cada, incorporando uma rede electrosoldada do tipo malhasol AQ50. Em alguns casos, previu-se na segunda camada de betão projectado a incorporação de um aditivo colorante de modo a promover um melhor enquadramento paisagístico.

Os sistemas de drenagem adoptados com o objectivo de evitar eventuais impulsos e a degradação rápida de resistência das pregagens e dos revestimentos em betão projectado, são constituídos por bueiros, associados ou não a tiras de dreno geocompósito e, nos casos de maior circulação de água nos taludes, por drenos sub-horizontais. A drenagem das águas recolhidas nos bueiros e drenos sub-horizontais é efectuada através de valetas colocadas na base dos taludes e banquetas.

4. DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS OBRAS

4.1 Talude do Pinheiro Grande

O Talude do Pinheiro Grande [1] é um talude de escavação com cerca de 40 m de altura total máxima, localizado no Nó do Pinheiro Grande da Via Rápida Funchal-Aeroporto (Figura 2).



Figura 2 - Vista geral do Talude do Pinheiro Grande

O talude interessou sobretudo uma importante formação de materiais de projecção constituídos por piroclastos grosseiros relativamente homogéneos que correspondem a um antigo aparelho vulcânico de estrutura tronco-cónica, em grande parte coberto por aterros que se prolongam na zona superior do talude, sob a antiga estrada de ligação do Funchal ao Aeroporto, com uma espessura de cerca de 4 m.

Face a estas condições concebeu-se uma solução que na zona central do talude consistiu numa estrutura mista constituída por uma parede ancorada na zona superior, com um nível de ancoragens seladas nos piroclastos e fundada directamente nesta formação; uma contenção pregada ao longo de toda a altura do talude, abaixo da base da parede ancorada, com uma malha de pregagens executada com um afastamento de 2,5 m na horizontal e de 2, 2,2 e 2,5 m na vertical, e cujos comprimentos variam de cima para baixo entre 12 e 6 m. Na zona superior do talude optou-se pela parede ancorada, com 6,4 m de altura total e um nível de ancoragens afastadas de 3 m com 500 kN de capacidade, atendendo não só às fracas características de resistência mecânica dos aterros, mas também ao interesse de garantir um confinamento adequado (Figura 3).

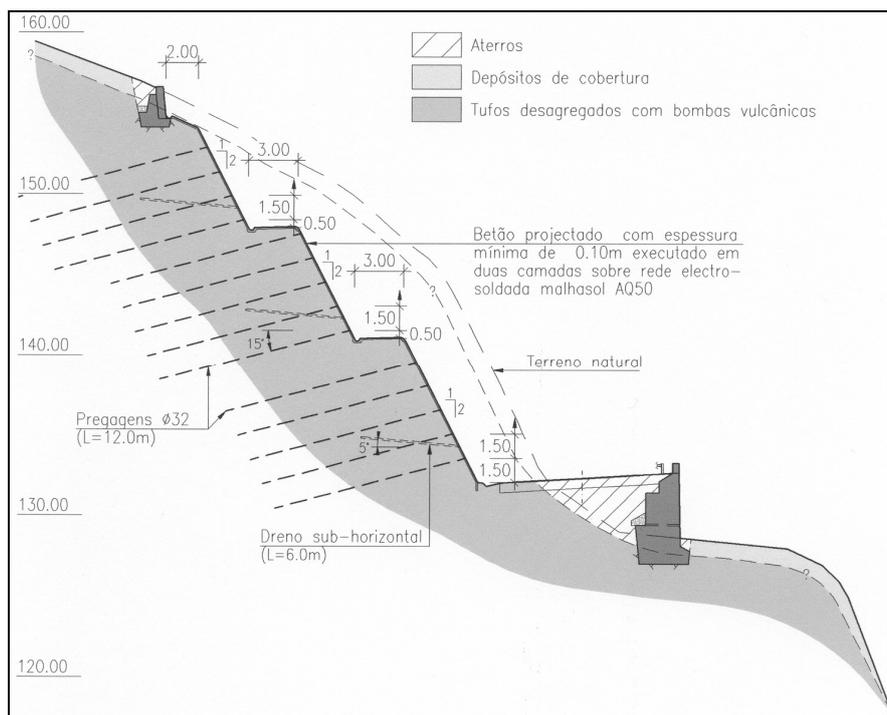


Figura 4 – Perfil transversal tipo 1 e vista geral do Talude TL1

De salientar que, no âmbito da assistência técnica especial prestada à obra, foi possível otimizar, em tempo útil, o revestimento tipo 1 no que respeita à malha de pregagens, alterando-se o afastamento horizontal definido no projecto de 1,0 m para 1,5 m, tirando partido das melhores condições geológico-geotécnicas verificadas.

A solução de contenção adoptada passou ainda pela realização de banquetas com 3,0 m de largura afastadas de 8,0 m na vertical, com o objectivo de conferir ao talude uma inclinação global mais suave e criar acessos que permitam eventuais futuras operações de manutenção.

4.3 Taludes da E.R. 101 Calheta/Prazeres

Na E.R. Calheta/Prazeres-2ª fase [5] foram executadas 10 contenções pregadas com uma extensão total de 1903 m, entre as quais o talude de escavação TL6, com uma extensão aproximada de 380 m e uma altura total máxima de 18 m (Figura 5).

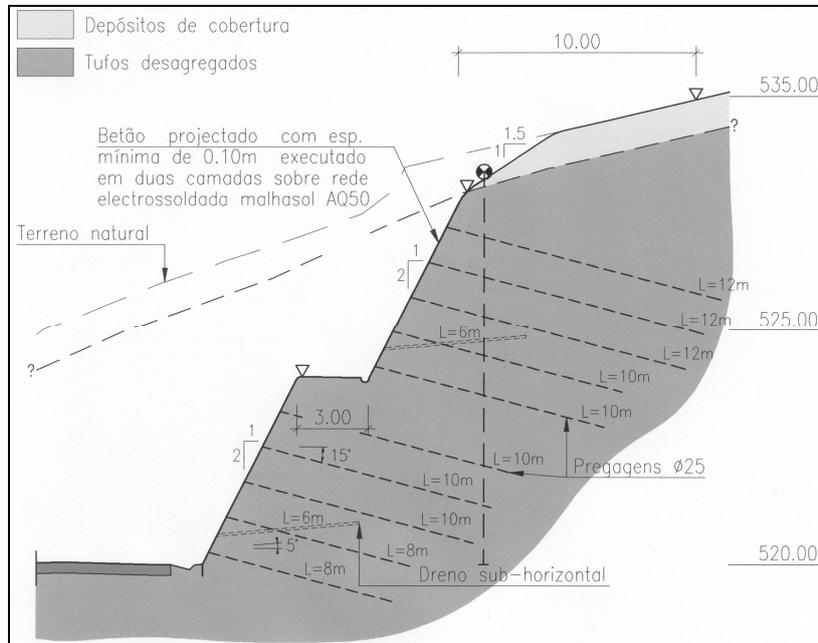


Figura 5 – Perfil transversal tipo 1 e vista do Talude TL6 em execução

O referido talude, realizado com uma inclinação de 2V/1H, interceptou em toda a sua extensão tufos e tufos desagregados, tendo-se adoptado na sua contenção 3 tipos de revestimento pregado sistemático, com uma malha de pregagens em varão $\phi 25$ mm, com afastamentos e comprimentos ajustados em função da altura do talude. Assim, o revestimento tipo 1, aplicado na zona mais alta do talude, foi definido com uma malha de 1,5 m (H) por 1,5 m (V) e comprimentos de 8,0 m a 12,0 m; os revestimentos 2 e 3 foram definidos com uma malha de 2,0 m (H) por 1,5 m (V) e comprimentos de 6,0 m a 8,0 m e de 4,0 m a 6,0 m, respectivamente (Figura 5).

A solução de contenção inclui ainda uma banqueteta com 3,0 m de largura, realizada aos 8,0 m de altura, com 3 objectivos principais: obter uma inclinação global mais suave, permitir a sua futura manutenção e inserir uma valeta a meio talude.

4.4 Talude da Encumeada

O Talude da Encumeada [6], com uma extensão aproximada de 200 m e altura total máxima de cerca de 40 m, interceptou em grande parte um maciço essencialmente constituído por formações piroclásticas finas compactas, embora superficialmente muito alteradas. O projecto de contenção deste talude foi solicitado pelo Empreiteiro, já no decurso da obra, após se ter verificado haver discrepâncias significativas entre as condições reais encontradas e o previsto no projecto inicial, nomeadamente ao nível da topografia local e das características geológico-geotecnicas das formações.

Em face da importância da escavação a efectuar, das características dos terrenos interessados e dos condicionamentos impostos, quer pela altura e inclinação do talude a estabilizar, quer pela geometria das banquetetas entretanto criadas, que constituíam o único acesso possível para permitir a execução da obra, procurou-se na concepção da solução, para além da necessária contenção da escavação, respeitar os seguintes critérios de base:

- reperfilamento do talude no sentido de uniformizar, tanto quanto possível, a inclinação dos taludes entre banquetetas e a implantação e a geometria das próprias banquetetas a realizar, procurando reduzir ao mínimo o volume das escavações e manter sempre que possível a geometria inicial da escavação;
- redução ao mínimo das obras de contenção, procurando adoptar sempre que possível soluções ligeiras;
- compatibilização da solução geral de contenção com os condicionamentos locais, sobretudo os associados à existência de um conjunto de banquetetas no talude a consolidar que importava manter;
- controlo da afluência de água à face da escavação, muito em particular nos piroclastos desagregados, de modo a que esta não contribuísse para a degradação das características mecânicas desta formação;
- adequada integração paisagística;
- facilidade e rapidez de execução;
- menor custo associado possível.

A malha de pregagens em varão $\phi 32$ mm adoptada apresenta um afastamento de 2,0 m (H) por 1,5 m (V). As pregagens têm comprimentos variáveis de 12,0 m, na zona superior por forma a reduzir os deslocamentos nessa zona e garantir condições mais eficazes de reforço do terreno, até 4,0 m na zona inferior (Figura 6).

Também neste talude, no âmbito da assistência técnica prestada, foi possível aligeirar a malha de pregagens definida no projecto, adoptando-se menores comprimentos e maiores afastamentos, face aos resultados obtidos nos ensaios de arranque e no reconhecimento do terreno efectuado pelas escavações e pelos furos para instalação das pregagens.

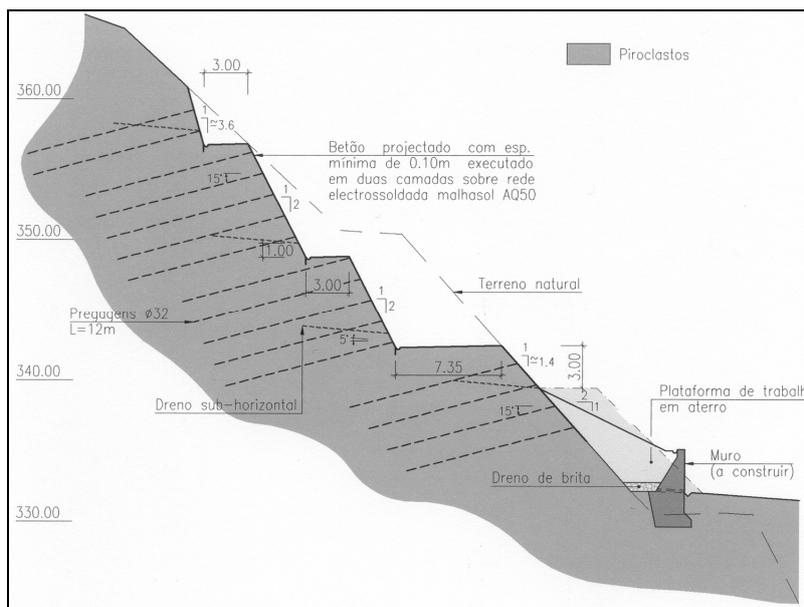


Figura 6 – Perfil transversal tipo e vista geral do Talude da Encumeada

5. DIMENSIONAMENTO E COMPORTAMENTO DAS PREGAGENS

No dimensionamento das estruturas de contenção pregadas, nomeadamente no que respeita às pregagens, o atrito solo-pregagem é o parâmetro que intervém com maior importância, no entanto, o seu valor só pode ser determinado com rigor através de ensaios prévios e ensaios de controlo realizados em fase de obra. Em fase de projecto, adoptam-se usualmente valores para o atrito lateral unitário, q_s , obtidos a partir de ensaios de arranque realizados em obras anteriores ou retirados de bibliografia da especialidade, nomeadamente das recomendações de Clouterre (1991) [7].

Segundo o referido autor, é possível determinar a força de arranque por unidade de comprimento, f_l , a adoptar em fase de projecto a partir da expressão $f_l = \pi D q_s$, em que D corresponde ao diâmetro de furação a adoptar. No Quadro 1 apresentam-se valores representativos das referidas grandezas, para algumas formações ocorrentes na ilha da Madeira,

onde têm sido correntemente aplicados revestimentos pregados na contenção de taludes de escavação, considerando um diâmetro de furação de $D = 0,10$ m.

Quadro 1 – Valores de q_s e de f_l adoptados em fase de projecto

FORMAÇÕES	q_s (MPa)	f_l (kN/m)
Tufos Desagregados	0,06 a 0,08	20 a 25
Tufos Compactos	0,08 a 0,10	25 a 30
Piroclastos Finos	0,08 a 0,12	25 a 37
Piroclastos Grosseiros	0,10 a 0,14	30 a 44
Brechas Desagregadas	0,10 a 0,15	30 a 47

Ainda em fase de projecto, de modo a validar as soluções adoptadas, no que diz respeito à malha e comprimentos das pregagens, tendo em consideração o valor ou gama de valores da força de arranque por unidade de comprimento considerados, efectuam-se análises da estabilidade global dos perfis considerados representativos em cada caso, recorrendo à utilização de programas de cálculo automático.

Os valores do parâmetro q_s adoptados nos cálculos na fase de projecto têm vindo a ser validados em obra através dos ensaios de arranque realizados, constatando-se que, em geral, são valores conservativos face aos resultados obtidos nos referidos ensaios. Refere-se, a título de exemplo, o conjunto de ensaios de arranque de pregagens $\phi 32$ mm realizados em formações de tufos, quer desagregados, quer mais compactos, onde se obtiveram valores da força de arranque unitária mobilizada que variam desde 38 kN/m a 80 kN/m, ou seja, significativamente superiores aos apresentados no Quadro 1 (20 a 30 kN).

Refere-se que alguns ensaios são executados logo no início da obra, ensaios prévios, por forma a possibilitar que as eventuais adaptações do projecto possam ser introduzidas a tempo, executando-se posteriormente, à medida do avanço dos trabalhos, ensaios de controlo. A forma de execução das pregagens dos ensaios (técnica executiva, inclinação, materiais, etc.) é idêntica à executada em obra para as pregagens definitivas. Normalmente as pregagens de ensaio são executadas com 4 m de comprimento total e seladas em apenas 3 m, deixando-se 1 m de comprimento livre de modo a evitar os efeitos de bordo junto à face do revestimento. O ensaio é conduzido de forma a se obter a rotura da pregagem por falta de aderência e não pela própria rotura da armadura.

Na Figura 8 apresentam-se os resultados obtidos num ensaio de arranque, que não foi conduzido até à rotura, de uma pregagem em varão $\phi 32$ mm realizado em tufos desagregados. O ensaio foi realizado com 3 patamares de carga, aplicada durante 30 minutos. A carga máxima aplicada foi de 112,5 kN a que corresponde um valor de f_l igual a 37,5 kN/m, valor significativamente superior, tendo em conta que o ensaio não foi conduzido até à rotura, ao valor de 25 kN/m usualmente adoptado em fase de projecto para esta grandeza.

Da análise dos diagramas apresentados é possível verificar o adequado comprimento do bolbo de selagem para os níveis de carga aplicados, apresentando praticamente um comportamento elástico, bem como a inexistência de fenómenos de fluência, traduzido por deslocamentos reduzidos ($\Delta_{máx}$) em cada patamar de carga.

Tufos Desagregados (TD)			ϕ da pregagem = 32 mm $L_{total} = 4$ m; $L_{selagem} = 3$ m			
Tempo (min)	Carga (kN)	Pressão bomba (bar)	Deslocamentos (mm)			$\Delta m_{\acute{a}x}$ (mm)
			Total	ΔL (livre)	ΔL (bolbo)	
1	37,5	28,3	8,2	0,3	7,9	1,1
3			8,4		8,3	
5			8,7		8,4	
10			9,0		8,7	
15			9,1		8,8	
30			9,3		9,0	
1	75,0	56,6	11,9	0,6	11,3	0,6
3			11,9		11,3	
5			11,9		11,3	
10			12,0		11,4	
15			12,3		11,7	
30			12,5		11,9	
1	112,5	84,9	14,8	0,9	13,9	0,2
3			14,8		13,9	
5			14,8		13,9	
10			14,9		14,0	
15			14,9		14,0	
30			15,0		14,1	

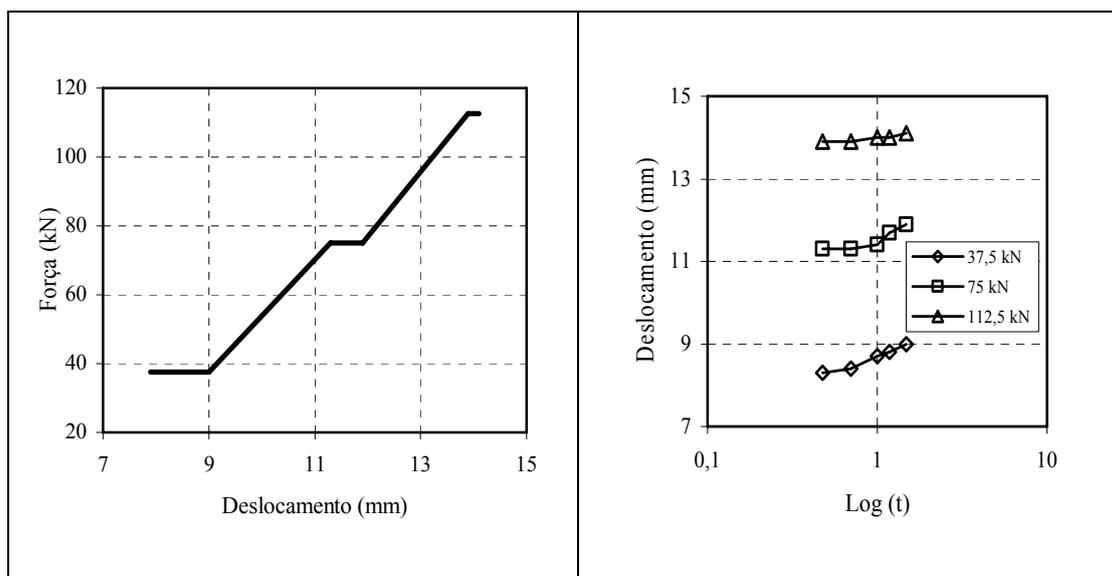


Figura 8 – Resultados obtidos num ensaio de arranque de uma pregagem em TD

6. OBSERVAÇÃO

Dada a importância e as dimensões destas estruturas de contenção e atendendo à natureza definitiva deste tipo de obras, tem-se procedido sistematicamente à sua instrumentação, tendo em vista a observação e o controlo do seu comportamento, bem como do terreno envolvente, normalmente recorrendo à instalação de marcas topográficas de superfície e de inclinómetros.

Estes dispositivos permitem a observação dos deslocamentos horizontais e verticais nos taludes contidos, sendo colocados, quando possível, no início da obra, de modo a seguir o comportamento logo durante a fase de execução. Após a instalação de cada dispositivo são normalmente efectuadas várias leituras de modo a definir uma leitura inicial de referência. A frequência das restantes leituras depende do ritmo de construção, procedendo-se, em geral, a

leituras semanais e/ou logo após a execução de cada fase de escavação que antecede a colocação do respectivo nível de pregagens.

Salienta-se que todas as estruturas pregadas realizadas na Ilha da Madeira até à presente data têm exibido um adequado comportamento, não se tendo registado qualquer rotura nem deslocamentos superiores aos expectáveis em fase de projecto, atendendo às condições geológico-geotécnicas e geométricas de cada talude em particular.

7. CONCLUSÕES

O grande número de estruturas de contenções pregadas realizadas com sucesso nas novas vias rodoviárias da ilha da Madeira, algumas em serviço há mais de 10 anos, comprovam a adequabilidade e a aplicabilidade deste tipo de solução às formações ocorrentes na ilha.

O conjunto de resultados de ensaios de arranque de pregagens realizados nas diversas formações permite concluir que os valores adoptados na fase de projecto para o atrito lateral unitário, q_s , que intervêm no dimensionamento das pregagens, são ajustados à realidade, verificando-se, de uma maneira geral, que correspondem a valores conservativos.

A grande heterogeneidade e complexidade estrutural e litológica das formações vulcânicas levanta grandes dificuldades ao respectivo reconhecimento e caracterização mecânica, pelo que o acompanhamento permanente deste tipo de obras é essencial e tem-se traduzido numa economia muito significativa no respectivo custo, nomeadamente, na optimização do faseamento de execução das escavações, do tipo e desenvolvimento dos revestimentos a adoptar e dos elementos de suporte a instalar de modo a tirar o máximo partido da resistência do terreno e das condições locais existentes.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Consórcio Tâmega/Somague/Zagope/Tecnovia (1993). Via Rápida Funchal-Aeroporto – 1ª Fase. Troço Boa Nova-Cancela. Traçado. Obras acessórias. Projecto de Execução.
- [2] Cenorplan (2000). Via Expresso Machico-Faial. Troço Marços-Serrado. Obras acessórias. Projecto de Execução.
- [3] Cenor-Grid (2001). Via Expresso Machico-Faial. Troço Serrado-Longueira. Obras acessórias. Projecto de Execução.
- [4] Grid-Cenor (2004). Ligação Rodoviária Faial-Santana-S. Jorge. Obras acessórias. Projecto de Execução.
- [5] Cenorplan-Cenor (2001). E.R. 101 Calheta/Prazeres. Obras acessórias. Projecto de Execução.
- [6] Cenorgeo (2000). Estabilização do Talude Localizado entre o km 3+950 e o km 4+150 do Acesso ao Túnel da Encumeada. Projecto de Execução.
- [7] Clouterre (1991). Recomandations pour la Conception, le Calcul, l'Éxecution et le Controle des Soutènements Réalisés pour Clouage des Sols. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.