

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E CONSOLIDAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA NOVA PONTE SOBRE O RIO DÃO

SLOPE STABILISATION AND FOUNDATION CONSOLIDATION OF THE NEW BRIDGE ACROSS THE DÃO RIVER

Sousa Cruz, Jorge, *Lisconcebe - Consultadoria de Projectos de Engenharia, S.A., Lisboa, Portugal, lisconcebe@mail.telepac.pt*

Costa, Rui, *Lisconcebe - Consultadoria de Projectos de Engenharia, S.A., Lisboa, Portugal, lisconcebe@mail.telepac.pt*

RESUMO

Durante os trabalhos de escavação das fundações da nova ponte sobre o rio Dão, construída no âmbito do alargamento do IP5, verificou-se um deslizamento de blocos de uma das vertentes, em consequência da conjugação desfavorável de fracturas do maciço granítico, não identificáveis com os principais sistemas de descontinuidades. Neste artigo faz-se uma caracterização sumária das condições geológicas e geotécnicas locais, em particular, dos sistemas de fracturas condicionantes da estabilidade das vertentes, procede-se a uma retroanálise dessas condições junto do deslizamento ocorrido e ao estudo dos mecanismos de instabilidade que potenciam situações de risco para os diferentes pilares da obra, apresentando, finalmente, as soluções de estabilização das vertentes e das fundações, em conformidade.

ABSTRACT

During the excavation works for the foundations of the new bridge across the Dão river, built under the IP5's enlargement project, a rockslide in one of the river slopes was observed, in consequence of a unfavourable co-occurrence of discontinuities of the granite rock mass, non correlated with the main discontinuities orientations measured in the area. A brief summary characterisation of the local geologic and geotechnical conditions is presented. In this article, in particular: i) the slope's stability determining discontinuities; ii) a retroanalysis of those conditions in the rockslide area; iii) a study of the instability mechanisms which allow risk situations for the different bridge piles. Finally the stabilisation solutions of the slopes and the foundations are presented.

1. INTRODUÇÃO

O novo atravessamento do rio Dão, junto de Fagilde (Concelho de Viseu), é feito por uma ponte, de cinco vãos, correspondente à faixa direita do IP5, situada a cerca de 60/70 metros de distância da faixa esquerda, garantida pela ponte aí existente, construída há cerca de 20 anos. Em perfil longitudinal, a obra insere-se numa curva vertical, côncava de raio $R=7.000\text{m}$ e, em planta, numa curva circular de raio $R=600\text{m}$.

A obra projectada para o Lusitânia, ACE, consiste num tabuleiro misto aço/betão contínuo, com vãos extremos de 33m e três vãos intermédios de 48m, numa extensão total de 210m entre eixos de encontros e com uma altura máxima, relativamente ao fundo do vale, de cerca de 70m.

Durante a execução dos trabalhos de construção, o exame detalhado das escavações deu conta de condições geológico-geotécnicas diversas nas vertentes que, em casos particulares, potenciam riscos de instabilidade e de condições heterogéneas de fundação. O deslizamento de blocos verificado após a abertura das fundações de um dos pilares - pilar P2, na vertente direita, é um desses casos.

Em resultado das características particulares de cada local de fundação dos pilares - com 60 a 70 m² de área escavada - tanto no que respeita à fracturação como à alteração e à inclinação da vertente, houve que caracterizar e analisar os mecanismos de instabilidade que potenciam situações de risco para cada um desses pilares e definir soluções de estabilização em conformidade.

Procede-se, assim, no presente artigo à caracterização dos diferentes sistemas de descontinuidades do maciço de fundação dos pilares P1 a P4, à retroanálise das condições de estabilidade da vertente junto do pilar P2, ao estudo dos potenciais mecanismos de instabilidade das vertentes que poderão instalar-se em resultado das combinações desfavoráveis das atitudes das descontinuidades e finalmente, à descrição e quantificação das medidas de estabilização das vertentes e de consolidação das fundações adoptadas.

2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Para a caracterização geológico-geotécnica do maciço de fundação da nova ponte do IP5 sobre o Dão, ou, mais exactamente, de cada um dos pilares e encontros da ponte, procedeu-se a um reconhecimento de superfície do local e ao reconhecimento com sondagens por carotagem de cada um dos encontros e de cada um dos pilares.

O encaixe do Dão fez-se em rochas graníticas de idade Hercínica [1], que também constituem a plataforma das Chãs da margem direita, à cota 380, e o relevo da margem esquerda que culmina à cota 488 do v.g. Alto de Vila Garcia. Para se encaixar, o rio aproveitou a fracturação regional de orientação NNE-SSW, responsável pela fixação de extensos trechos de linhas de água da rede hidrográfica do Dão. Essa fracturação está, igualmente presente, à escala interessada pelo projecto, ao nível de cada apoio de pilar ou de encontro, em toda a secção do vale.

As vertentes, na secção da ponte, são quase simétricas, com inclinação média de 38°, mostrando-se a rocha granítica aflorante a toda a altura com moderada alteração, quer na margem direita, quer na esquerda. A cotas superiores, os afloramentos rochosos encontram-se mais ou menos desconjuntados, afectados por uma rede de fracturação densa. O fundo do vale, até à altura atingida pelas cheias apresenta-se como um afloramento contínuo, muito pouco alterado pela meteorização e pouco fracturado. Percebe-se destas características gerais que o perfil de alteração é irregular e pouco evoluído.

O reconhecimento com sondagens, cujos resultados constam dos diagramas realizados pela empresa sondadora Mota & Companhia [2], confirmam as observações de superfície.

Nesse reconhecimento pôde verificar-se que o horizonte de rocha ligeiramente alterada a sã (W2-1), encontra-se a pequena profundidade, da ordem de 2.5m, e que, apenas na fundação do encontro E1 (vertente direita), o perfil de meteorização tem maior desenvolvimento. Acima desse horizonte de rocha ligeiramente alterada a sã, o maciço rochoso, ainda que moderadamente alterado (W3), encontra-se fragilizado pela densidade de fracturação presente, em geral com espaçamento reduzido, inferior ou muito inferior a 0.2m (F4 a F5).

3. EXAME DAS FUNDAÇÕES DOS PILARES

3.1. Considerações preliminares

A condição de fracturação observada, traduz-se numa das principais características geoestruturais do maciço, pelo que, seguidamente, se identificam os vários sistemas de fracturas presentes em cada um dos locais de fundação e se tecem considerações sobre os mecanismos associados às atitudes medidas. Os mecanismos daí decorrentes são em seguida analisados e avaliados em termos das suas condições de segurança, recorrendo a modelos de análise baseados na teoria do equilíbrio limite.

Na Figura 1 apresenta-se uma planta, com a implantação da obra onde constam os principais sistemas de descontinuidades das vertentes, medidos em cada um dos pilares de fundação, que a seguir se referem.

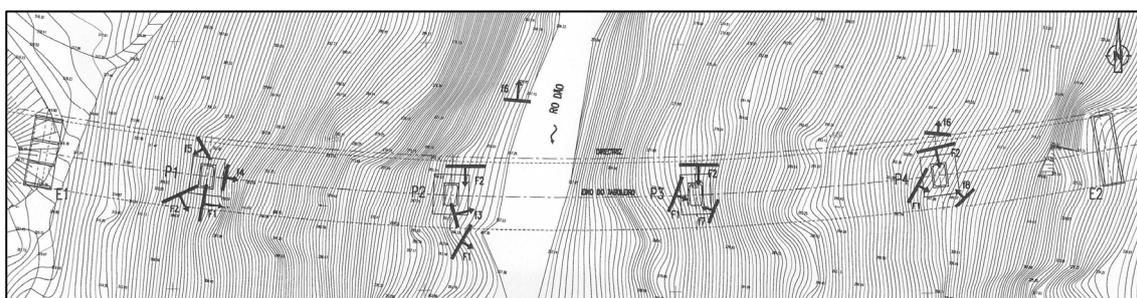


Figura 1 - Implantação e sistemas de descontinuidades principais das vertentes (medidos em cada um dos pilares de fundação)

3.2. Pilar P1

Identificaram-se os seguintes sistemas de descontinuidades:

- F1 (Sistema do Dão, em grande parte constituído por falhas) - N10°E, 75°ESE
- F2 (Sistema de Fagilde, em grande parte constituído por falhas) - N65°E, 85° SSE
- f4 (Sistema de descompressão da vertente direita, essencialmente constituído por diaclases) - N12°E, 50°ESE
- f5 (Sistema de falhas conjugadas de F1, do qual se afasta 35 a 40°) - N25/30°W, 60°WSW

Na Figura 2 representam-se os levantamentos das descontinuidades identificadas, para facilitar as considerações que se seguem.

Sistema	Direcção	Inclinação
F1 (Dão)	N10°E	75°ESE
F2 (Fagilde)	N65°E	85°SSE
f4	N12°E	50°ESE
f5	N30°W	60°WSW

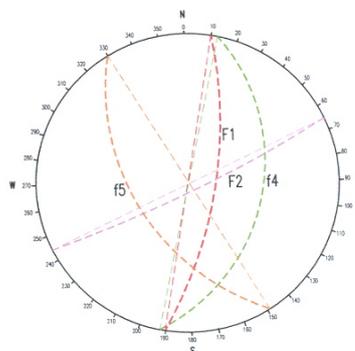


Figura 2 - Pilar P1. Projecções estereográficas dos principais sistemas de descontinuidades

Do cruzamento do sistema F1 e F2, conjugado com a direcção e a inclinação da vertente, resulta uma cunha, cuja aresta inclina cerca de 75° em concordância com a vertente - Figura 3.

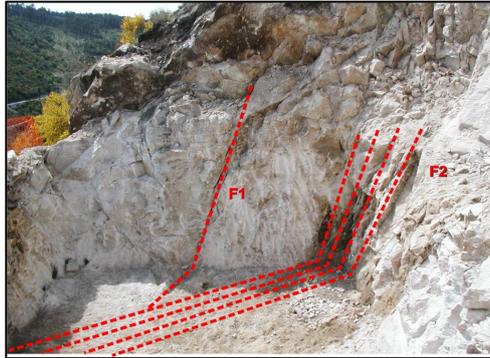


Figura 3 - Pilar P1. Traço das discontinuidades F1 e F2 nas superfícies de escavação

Durante a abertura da fundação, com recurso a fogo, observaram-se sinais de instabilidade com a abertura da discontinuidade F1. Por outro lado, o talude de escavação situado acima da cota de topo da sapata encontra-se afectado por todos os sistemas de discontinuidades, mas, em especial, pelo f4 que, inclinando no sentido da vertente direita, promove a descompressão do maciço, proporcionando risco de instabilidade aos blocos que limita. Esta e a F1 são as mais favoráveis ao desprendimento de blocos, contribuindo as outras para a compartimentação do maciço.

Estas condições determinaram, ainda durante o decurso dos trabalhos de escavação, a necessidade de implementação de meios de protecção (redes metálicas), que contrariassem essa tendência de desprendimento e/ou deslizamento.

3.3. Pilar P2

O exame do local de escavação foi condicionado pelo desprendimento de uma cunha rochosa de dimensão do próprio talude de escavação. Na Figura 4 mostra-se a fotografia desta ocorrência.



Figura 4 - Pilar P2. Vista do desprendimento da cunha rochosa após a abertura da escavação (planos de escavação N-S e E-W)

As discontinuidades intervenientes foram, fundamentalmente, duas fracturas de “lábios” muito lisos:

- uma do sistema F2 (Fagilde), com orientação E-W a N80°W e inclinando 70° para jusante (isto é para Sul);
- outra, do sistema f3, conjugado do sistema F1, um tanto ondulada, com orientação variável entre N15/25°W e inclinação de 70° para o quadrante NE.

A aresta definida pelos dois sistemas de descontinuidades, tem cerca de 50° de inclinação, concordante com a vertente direita.

Apresentam-se na Figura 5 as projecções estereográficas dos principais sistemas de descontinuidades observadas nas superfícies de escavação deste pilar.

Deve salientar-se que as descontinuidades do sistema f3 são pouco aparentes na superfície da vertente, facto esse que reforçou a necessidade do exame cuidadoso das escavações após a remoção dos blocos desprendidos.

Sistema	Direcção	Inclinação
F1 (Dão)	N30°E	65°ESE
F2 (Fagilde)	E-W	70°S
f3	N15°W	70°ENE
f6	N85°W	80°N

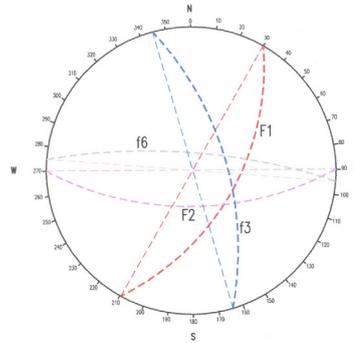


Figura 5 - Pilar P2. Projecções estereográficas dos principais sistemas de descontinuidades

Além destes dois sistemas de descontinuidades, identificaram-se também descontinuidades do sistema F1, com atitude N20/30°E, 65°ESE e conjugadas do sistema F2 (sistema f6) com atitude N85°W a E-W, 80°N, mas sem papel activo aparente.

3.4. Pilar P3

Na plataforma de fundação deste pilar, os sistemas regionais F1 e F2, são os mais aparentes, mas, dado que as arestas formadas pelo cruzamento inclinavam para o interior da vertente, não contribuíram para situações de instabilidade ou de risco de instabilidade.

O diaclasamento responsável por algum desse risco no talude de escavação era o pertencente ao sistema f7 (sistema de descompressão da vertente esquerda) com atitude N20°E, e inclinação de 45° no sentido da vertente (NW) - Figura 6. Eram pois, os blocos que resultavam do cruzamento de f7 com o sistema de Fagilde (F2), que deviam necessitar de estabilização.

Na figura 7 apresentam-se as projecções estereográficas dos principais sistemas de descontinuidades do maciço observadas nas superfícies de escavação deste pilar.



Figura 6 - Pilar P3. Vista dos taludes de escavação da fundação

Sistema	Direcção	Inclinação
F1 (Dão)	N20°E	60°ESE
F2 (Fagilde)	E-W	68°S
f7	N20°E	45°WNW

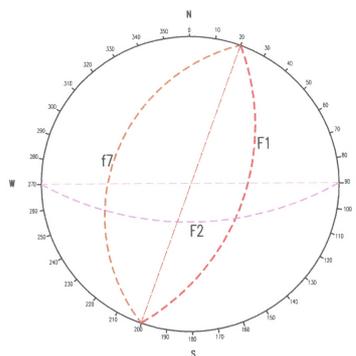


Figura 7 - Pilar P3. Projecções estereográficas dos principais sistemas de discontinuidades

3.5. Pilar P4

Na plataforma de fundação deste pilar, as condições estruturais eram muito semelhantes às do pilar P3.

Apresenta-se na Figura 8 as projecções estereográficas dos principais sistemas de discontinuidades do maciço, observadas nas superfícies de escavação deste pilar, e na Figura 9 uma vista dos taludes escavados na vertente.

Sistema	Direcção	Inclinação
F1 (Dão)	N30°E	65°SE
F2 (Fagilde)	N75°E	60°S
f6	N85°W	48°N
f8	N45°E	48°WNW

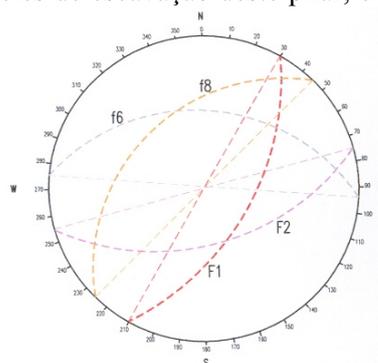


Figura 8 - Pilar P4. Projecções estereográficas dos principais sistemas de discontinuidades



Figura 9 - Pilar P4. Vista dos taludes de escavação da fundação

3.6. Considerações finais

Do quadro geotécnico reconhecido, constatou-se que, no essencial, apenas as escavações para as fundações dos pilares P1 e P2, na vertente direita, deveriam merecer intervenções de estabilização, capazes de garantir não só a segurança dos trabalhos, mas igualmente da obra.

4. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DAS FUNDAÇÕES

4.1. Considerações gerais

O estudo das condições de estabilidade da vertente e dos taludes de escavação foi efectuado em termos de uma análise de equilíbrio limite, recorrendo aos programas de cálculo automático SWEDGE, para diedros formados em maciços rochosos e LARIX para superfícies de rotura planares.

Os parâmetros de resistência ao corte ao longo das diaclases concorrentes para os deslizamentos, foram avaliados através de estudos de retroanálise, a partir de simulação do mecanismo de deslizamento ocorrido junto do pilar P2, conjugados com classificações geomecânicas existentes na bibliografia e com a experiência do projectista.

Os factores de segurança (F) mínimos a observar foram de 1.5 para condições de carregamento estático e de 1.0 para as acções sísmicas.

A aceleração máxima considerada na análise sísmica, em conformidade com as disposições do RSA, para um terreno do tipo I, localizado na zona sísmica D do território nacional, foi de 8%g.

4.2. Retroanálise da estabilidade da vertente junto ao pilar P2

A partir da geometria do deslizamento originado pela conjugação de F2 e f3, procedeu-se a um estudo por retroanálise do mecanismo, visando a avaliação dos parâmetros de resistência ao corte ao longo das descontinuidades do maciço.

Introduzidos no modelo os sistemas de diaclases intervenientes, o diedro formado apresenta-se com uma aresta ou linha de intersecção (LI) inclinada cerca de 59°, com uma extensão de aproximadamente 20m - Figura 10. O volume de rocha considerado é da ordem de 170 a 200m³.

Recorrendo às classificações de Bieniawski, 1989 [3] e Laginha Serafim et al., 1983 [4], é possível estimar um ângulo de atrito da ordem de 33-35°.

Considerando um ângulo de atrito de 33° e uma coesão nula, o factor de segurança (F) da cunha em estudo é de apenas 0.85. Por outro lado, este valor é pouco sensível ao aumento do ângulo de atrito para 35°.

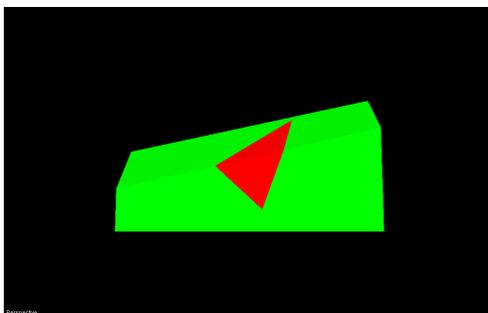


Figura 10 - Pilar P2. Visualização do diedro de rotura F2-f3 (SWEDGE)

A estabilidade após a abertura da escavação, verificada durante o período que antecedeu o deslizamento, é, assim, explicável pela presença de uma coesão mínima (F=1) ao longo das diaclases, conferida por uma ligeira cimentação, da ordem de 10kPa.

Perante estes resultados, os cálculos a seguir desenvolvidos consideraram um ângulo de atrito ao longo das descontinuidades de 33° . A coesão foi apenas tida em conta na avaliação da segurança da vertente nas condições actuais, não afectada pela aberturas das descontinuidades em consequência do desmonte do maciço.

4.3. Pilar P1

Os sistemas de fracturas que potencialmente afectam a estabilidade da escavação e da fundação do pilar P1 são F1, F2 e f4.

Do cruzamento de F1 com F2, resultou uma cunha referenciável no local, cuja aresta inclina cerca de 75° em concordância com a vertente. Dada a forte inclinação desta aresta, o diedro formado nestas condições não tem possibilidade de deslizar. Porém, a presença de f4, potencia a ocorrência de deslizamentos planares e/ou bi-planares quando conjugada com F1.

Recorrendo a uma análise de estabilidade bi-planar com o programa LARIX, a força útil necessária à garantia de um $F_{\min.} = 1.5$ em condições de carregamento estático e de 1.0 em condições sísmicas, é de 300kN.

Da conjugação dos sistemas F2 e f4 não foi possível antever mecanismos de rotura em cunha, dadas as atitudes em causa.

4.4. Pilar P2

O estudo de retroanálise verificou a possibilidade de ocorrência de diedros instáveis na geometria da escavação do pilar P2, criados pela conjugação de F2 com f3.

Considerada a fase de remoção da massa instabilizada, houve que verificar as condições de estabilidade pós-remoção, perante os mesmos e demais sistemas de descontinuidades, actuando isoladamente ou de forma conjugada.

A combinação F1-f4 com f3 como plano de escavação, resulta em condições de estabilidade com factores de segurança confortáveis ($F > 4$), mesmo considerando uma coesão nula ao longo das descontinuidades.

A conjugação F1-f6 afigurou-se igualmente desfavorável. Porém, a importância dos diedros envolvidos é diminuta. A consideração da coesão é suficiente para garantir a estabilidade hoje observada.

Não obstante esta apreciação, a introdução de pregagens no plano de escavação f3, poderia revelar-se importante, não só para a estabilização das massas potenciais criadas por aqueles sistemas, como também para eliminar a repetição de mecanismos idênticos ao observado.

A profundidade de actuação através de pregagens ficou dependente da geometria, designadamente do espaçamento dos sistemas de descontinuidades. Os modelos analíticos ensaiados permitiram concluir sobre o aumento da massa instabilizada com o afastamento em relação ao plano de escavação, sem contudo, se reflectir numa variação significativa do factor de segurança. Deste modo, e numa postura conservadora, considerou-se a instalação de pregagens, com comprimentos de amarração da ordem de 6m nos níveis inferiores e de 12m nos níveis superiores.

5. MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

5.1. Pilar P1

A estabilização do maciço de fundação do pilar P1, foi realizada através da execução de 20 ancoragens, dispostas em três níveis (N1 a N3) na vertente, a cotas inferiores à base de fundação da sapata e de pregagens de solidarização da sapata ao maciço.

As características das ancoragens resumem-se ao seguinte:

- disposição em quincôncio, com afastamento de 2m, orientação para N80°W e inclinação variável segundo o nível de instalação: N1 = 15°, N2 = 20° e N3 = 25°;
- pré-esforço de serviço = 600kN;
- comprimento igual a 20 e 23m;
- diâmetro do furo = 100mm, com comprimento teórico de selagem de 5m;
- cabeças de ancoragem ligadas em cada um dos níveis por uma viga de betão armado (C30/37; A500NR), betonada *in situ* contra um degrau aberto na parede, com dimensão aproximada de 0.30×0.80m²;
- existência de células de pré-esforço em três das ancoragens (uma por nível) para auscultação permanente;

As pregagens são constituídas por varões de aço Ø32 em aço A500NR, selados com calda de cimento, com uma relação A/C = 0.4, no interior de furos Ø70mm, com 2.5m de comprimento.

A estabilização das superfícies de escavação, passou pelo reforço da rede metálica de protecção existente, mediante a instalação de cabos de aço protegidos contra a corrosão, com Ø12mm, verticais, afastados de 2m, e em diagonal, amarrados à rocha através de pregagens seladas com calda de cimento A/C = 0.4. Estes elementos são constituídos por varões de aço Ø25mm, com 2m de comprimento e espaçamento de 2×4m.

5.2. Pilar P2

A superfície do deslizamento ocorrido (plano da descontinuidade f3), foi tratada através da aplicação de betão projectado, reforçado com rede malhasol pregada ao maciço e de furos de drenagem - Figura 11.



Figura 11 - Pilar P2

A execução destes elementos decorreu à medida da remoção dos escombros, de cima para baixo, onde, após a limpeza da superfície, foi aplicada uma 1ª camada de betão projectado com 3cm de espessura, à qual se seguiu a furação do maciço à rotopercussão, num diâmetro Ø70mm, para as pregagens.

Os varões de aço A500NR foram selados no interior dos furos inclinados de 15° no sentido S75°W, com calda de cimento, (relação A/C = 0.4). Os comprimentos de selagem foram de 5.5m nos dois níveis inferiores e de 11m nos restantes níveis.

As pregagens com afastamentos de 2×2m foram amarradas a panos de rede electrosoldada, tipo AQ50 de aço A500, sobre o qual foi, finalmente, projectada nova camada de betão projectado com 0.07m de espessura.

Este sistema foi completado com a execução de furos de drenagem Ø50, com afastamento 2×2m, inclinados de 5° com a horizontal, e com um comprimento de 3m, no interior dos quais se instalaram tubos drenantes PVC50, furados ou crepinados.

O revestimento final do betão projectado, armado, apresenta-se, assim, como elemento estabilizador do talude de escavação e simultaneamente, como máscara de protecção contra as erosões e as sub-pressões decorrentes dos níveis e caudais de cheia do rio Dão.

5.3. Faseamento construtivo adoptado na vertente direita

A situação de instabilidade declarada junto do pilar P1 na vertente direita e o posicionamento sobranceiro deste em relação ao pilar P2, resultaram na prescrição de uma execução sequencial dos trabalhos de estabilização, a iniciar com o tratamento da cunha instável junto do pilar P2: 1) monitorização das descontinuidades F1-F2 mediante a instalação de testemunhos de gesso ou de betão simples; 2) escavação e saneamento da fundação das vigas de encabeçamento; 3) furação e construção das vigas de encabeçamento; 4) instalação e tensionamento das ancoragens; 5) saneamento e limpeza da fundação do pilar P1; 6) execução dos pregos de fundação; 7) construção da sapata do pilar.

6. CONCLUSÕES

O caso apresentado neste artigo, dá conta de um incidente geotécnico relacionado com o deslizamento e a descompressão de uma vertente rochosa, por força das escavações para a implantação das fundações. Este caso pretende ser um exemplo claro de que os meios de reconhecimento disponibilizados para a elaboração do projecto geotécnico, podem não ser suficientes para o esclarecimento e despistagem dos problemas reais que possam ocorrer durante a fase de obra. Deste modo, considera-se da maior relevância, o acompanhamento constante por parte do Projectista de todas as fases da construção, por forma a permitir, em sintonia com o Dono da Obra, o ajuste das soluções projectadas às condições reais não contempladas em projecto que vão sendo encontradas.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer ao Dono da Obra (Lusitânia, ACE), a autorização para a publicação do presente artigo.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Delfim de Carvalho et al. - Serviços - Carta Geológica de Portugal na escala 1/500.000. Serviços Geológicos de Portugal (1992).
- [2] Mota e Companhia, S.A./Lusitânia, ACE - Scut das Beiras Litoral e Alta. A25/IP5 - Lote 5 - Descritivos das sondagens S1 a S6 (2003).
- [3] Bieniawski, Z. T. - Engineering Rock Mass Classification. Wiley, New York (1989), 251 pág.
- [4] Serafim, J. Laginha, Paulino, J. Pereira - Determinação das Características Geotécnicas de um Maciço Rochoso Através da Classificação Geomecânica de Bieniawski (1983).