

Escorregamento de terras na encosta da Av. Elísio de Moura em Coimbra

Landslide in the slope of the Elisio de Moura Avenue in Coimbra

Luís Joaquim Leal de Lemos*
Mário Quinta Ferreira**

RESUMO - Fazem-se algumas considerações iniciais sobre a classificação de escorregamentos, métodos de análise, parâmetros de resistência ao corte e causas de instabilização de taludes. Descreve-se o deslizamento observado na encosta entre a Avenida Elísio de Moura e a Rua António Jardim. Apresentam-se as várias intervenções efectuadas desde 1986 incluindo a solução de estabilização implementada em 1997. O mecanismo de deslizamento verificado em 27 de Dezembro de 2000, pelas 21:00 horas é interpretado e é feita uma avaliação das causas e agentes envolvidos.

SYNOPSIS - Some initial considerations are made about the classification of slopes, methods of analysis, shear resistance parameters and causes of instability of slopes. The landslide observed between the Av. Elísio de Moura and Rua António Jardim is presented. The several interventions carried out since 1986 are described together with the solution implemented in 1997. The mechanics of the landslide observed on 27 of December 2000 is interpreted and an evaluation of the causes of instability is put forward.

* Professor Catedrático,
Universidade de Coimbra,
E-mail: llemos@dec.uc.pt

** Professor Auxiliar,
Universidade de Coimbra,
E-mail: mqf@dct.uc.pt

Palavras-chave – Estabilidade de taludes.

1 - ESTABILIDADE DE TALUDES – ALGUMAS NOTAS

1.1 - Caracterização

Para a análise da estabilidade de um talude há que começar por definir a sua geometria, o carregamento, as características mecânicas do terreno e as suas condições de água. Um bom julgamento da geologia e hidrogeologia é essencial, sendo normalmente utilizado para classificar o mecanismo de rotura.

Os mecanismos de rotura de taludes em solos podem ser classificados em: desprendimentos, deslizamentos e escoamentos rápidos. Os desprendimentos resultam da separação de um bloco através de uma superfície de rotura sem movimento de translação. Os deslizamentos caracterizam-se por movimentos de translação através da superfície de rotura e após o movimento o talude mantém a sua forma inicial e a superfície de rotura pode ser identificada. A superfície de rotura pode em geral ser aproximadamente circular ou planar. Os escoamentos rápidos podem ser inicialmente deslizamentos ou desprendimentos transformando-se de seguida num fluxo de terras fluidificadas ou de detritos. Nos escoamentos a massa de solo não mantém a sua forma inicial e não é possível detectar uma superfície de rotura. O escorregamento verificado na Av. Elísio pode-se classificar como um escoamento rápido de terras.

1.2 - Análise em termos da tensão total ou efectiva

Uma análise em termos da tensão efectiva exige o conhecimento da distribuição da pressão da água nos poros. Esta distribuição é de fácil conhecimento numa condição hidrostática ou em solos homogêneos num regime de percolação permanente através do traçado de redes de percolação ou de métodos numéricos. Nos casos em que a variação da pressão da água nos poros resulta da alteração da carga numa condição não drenada e o solo se encontra numa condição saturada é possível conhecer a variação da pressão nos poros de forma indexada à variação da tensão total. O conhecimento da pressão intersticial para um regime transitório ou para solos não saturados torna-se complicada, mas a análise de estabilidade deve ser realizada em termos da tensão efectiva. A análise pode contudo ser realizada em termos da tensão total desde que a variação da resistência ao corte, função da variação da tensão efectiva, seja tida em devida conta.

Quando um maciço terroso é submetido a um carregamento verificam-se alterações das tensões internas no maciço. Esta variação das tensões deve verificar o princípio da tensão efectiva de Terzaghi:

a tensão total é igual à soma da tensão efectiva e da pressão da água nos poros.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (1)$$

A resistência ao corte é uma função linear da tensão efectiva, sendo as constantes de proporcionalidade a coesão e o coeficiente de atrito. Dado um determinado carregamento é possível conhecer a variação da tensão total e assim, para determinar a tensão efectiva, é imprescindível conhecer a pressão da água nos poros. A variação da poro-pressão devido a um carregamento não drenado resulta da influência de duas componentes:

- variação da tensão hidrostática ou octaédrica $\Delta u = B\Delta\sigma$, e m que o p parâmetro B de Skempton é função da compressibilidade do solo, do fluido e do volume de vazios. A compressibilidade do fluido nos vazios (ar e água) é uma função do grau de saturação. O parâmetro B pode ser representado pela seguinte expressão:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_f}{C}} \quad (2)$$

em que C_f – compressibilidade do fluido; C – compressibilidade do solo em relação à tensão efectiva e n – porosidade.

Assim, se o solo estiver saturado ($S=100\%$) $C_f \ll C$, pelo que $B=1$. Caso os vazios estejam ocupados por ar então $C_f \gg C$, donde resulta $B=0$.

- variação da tensão tangencial. A variação da tensão tangencial nos solos provoca variações volumétricas numa condição drenada, devido à lei da normalidade no comportamento plástico, e numa condição não drenada gera pressões da água nos poros. Esta geração da pressão da água nos poros foi expressa por Skempton através do parâmetro A,

$$\Delta u = B \times A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (3)$$

Assim, para os solos saturados, resulta que qualquer carregamento aplicado ao solo traduz-se numa variação das tensões internas e numa geração da pressão intersticial, iniciando-se de seguida uma variação hidrodinâmica das pressões intersticiais reguladas pela teoria da consolidação. O tempo necessário para o restabelecimento da condição de equilíbrio depende do coeficiente de permeabilidade e da compressibilidade do solo. A velocidade de consolidação expressa pelo coeficiente de consolidação aumenta com o aumento do coeficiente de permeabilidade e com a diminuição da compressibilidade do solo.

Em areias o coeficiente de permeabilidade é muito elevado e o equilíbrio faz-se quase de forma instantânea, donde resulta que o tempo de

consolidação é muito inferior ao tempo de construção.

As argilas levemente sobreconsolidadas, com graus de sobreconsolidação inferiores a 2, apresentam baixas compressibilidades, pelo que resultam elevados valores de coeficientes de consolidação e, conseqüentemente, elevadas velocidades de consolidação. Embora apresentem baixos valores de permeabilidade devido aos baixos valores de compressibilidade o volume de água a ser expelido dos vazios é muito pequeno, donde o tempo necessário para expelir este volume é reduzido. O tempo de consolidação pode assim ser muito inferior ao tempo de construção.

Em argilas normalmente consolidadas o coeficiente de permeabilidade é baixo (baixos caudais) e as compressibilidades são elevadas (elevados volumes de água dos poros para serem expulsos), donde resultam tempos de consolidação muito elevados e normalmente muito superiores ao tempo de construção. Ao fim do tempo de construção a drenagem é insignificante e pode-se considerar que o solo permanece numa condição não drenada.

Assim, função do tempo de consolidação em relação ao tempo de construção podem ser efectuadas as seguintes análises:

- drenada em termos da tensão efectiva, nas areias ou em solos em que o tempo de consolidação seja muito inferior ao tempo de construção;

- não drenada em termos das tensões totais, em solos argilosos em que o tempo de consolidação é muito superior ao tempo de construção. Uma análise não drenada significa que durante a construção a consolidação é insignificante e assim não há variação do teor em água, mantendo-se a resistência ao corte do solo constante durante a construção.

Assim, para solos argilosos saturados existe uma relação única entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada:

$$w = w_{c_u=1} - (C_c/G) \times \log c_u \quad (4)$$

em que w – teor em água; c_u – resistência ao corte não drenada; C_c – índice de compressibilidade do solo e G – densidade relativa das partículas sólidas.

Conseqüentemente, não havendo consolidação não há variação do teor em água e a resistência ao corte permanece constante, podendo-se desta forma fazer uma análise não drenada em termos das tensões totais ($c_u; \phi_u=0$).

Nos casos em que durante a construção se verifique alguma consolidação então deve-se ter em devida consideração o aumento da resistência durante a construção efectuando-se uma análise drenada, em termos das tensões efectivas, ou consolidada não drenada, em termos das tensões totais. Numa análise consolidada não drenada a

resistência ao corte não drenada deve ser actualizada tendo em devida conta a consolidação verificada.

As análises não drenadas em termos das tensões totais a curto prazo são normalmente as mais desfavoráveis, como é o caso de fundações superficiais ou de aterros. No entanto, existem situações de cortes de taludes em solos sobreconsolidados, em que logo após o corte se geram pressões intersticiais negativas. A dissipação deste excesso de pressões intersticiais negativas provoca uma diminuição das tensões efectivas e da resistência ao corte com o tempo, pelo que a situação mais desfavorável irá acontecer para um tempo longo. Nestas circunstâncias deve-se verificar a estabilidade através de uma análise drenada em termos das tensões efectivas.

1.3 - Parâmetros de resistência ao corte

A resistência ao corte dos solos em termos da tensão efectiva é função da compacidade, do tamanho e forma das partículas, nível de tensão e tipo de carregamento. A resistência ao corte é normalmente expressa em termos da envolvente de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma'_N \times \operatorname{tg} \phi' \quad (5)$$

em que: c' – coesão, intersecção na origem ou coesão aparente; ϕ' – ângulo de resistência ao corte ou ângulo de atrito; σ'_N – tensão normal efectiva.

A resistência ao corte resulta da contribuição de duas componentes:

$$\tau = \sigma'_N \times \operatorname{tg} \phi'_{vc} + \sigma'_N \frac{\dot{\epsilon}_N}{\dot{\gamma}} = \sigma'_N \times \left(\operatorname{tg} \phi'_{vc} + \frac{\dot{\epsilon}_N}{\dot{\gamma}} \right) = \operatorname{tg}(\phi') \quad (6)$$

em que: $\dot{\epsilon}_N$ – taxa de variação da espessura da amostra em corte simples; $\dot{\gamma}$ – taxa de distorção da amostra em corte simples; ϕ'_{vc} é o valor de ϕ' que define a resistência ao corte para a condição de volume constante ($\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma}=0$).

O significado físico dos dois termos nesta expressão é o seguinte:

(a) $\sigma'_N \cdot \operatorname{tg} \phi'_{vc}$ representa a resistência ao corte do elemento a volume constante, ($\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma}$) igual a zero;

(b) $\sigma'_N \dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma}$ representa a resistência ao corte resultante do trabalho efectuado na expansão do elemento contra a tensão normal σ'_N .

A Figura 1 representa a relação entre a tensão de corte e a distorção de duas amostras, numa condição inicial densa e solta. Pode-se verificar da figura que a resistência máxima τ_{\max} coincide com o ponto de máxima taxa de expansão $(\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma})_{\max}$. A expansão da amostra aumenta com a densidade assim como a resistência máxima. O índice de vazios crítico é

atingido depois de grandes deformações sendo função da tensão normal efectiva e independente do índice de vazios inicial, pelo que quanto mais densa a amostra estiver inicialmente, maior será a sua expansão para atingir o índice de vazios crítico e maior será a resistência de pico.

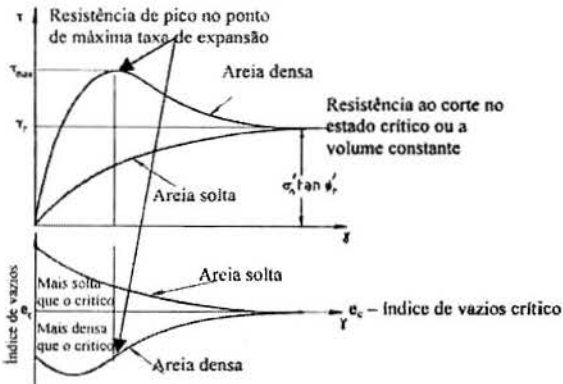


Fig. 1 - Relações tensão/deformação em corte simples. Ambas as amostras foram consolidadas para a mesma tensão normal efectiva.

O que ficou dito acima é também verdade para solos argilosos em termos da influência da variação de volume na resistência ao corte. No entanto, nos solos argilosos devido à forma lamelar das partículas estas tendem a alinhar na direcção paralela à direcção de corte provocando uma diminuição da resistência com o deslocamento, resistência residual ϕ'_R . Para solos com mais de 50% de partículas argilosas a resistência residual ϕ'_R é igual à resistência por atrito intrínseco das partículas ϕ'_μ (Montemorilinite $\phi'_\mu=5^\circ$, Illite $\phi'_\mu=10^\circ$, Caulinite $\phi'_\mu=15^\circ$).

Na Figura 2 apresenta-se a variação da resistência a volume constante e residual com a percentagem de argila. A resistência a volume constante e residual são iguais para solos constituídos por partículas granulares (silte ou areia) mas superior à resistência intrínseca das partículas granulares ϕ'_μ , o que mostra que o mecanismo de rotura nestes solos não é de deslizamento mas sim composto por um misto de rotação e atrito entre as partículas na zona de corte. A diferença entre a resistência a volume constante e residual aumenta com a percentagem de argila, devido ao aumento do alinhamento entre as partículas na zona de corte. Para percentagens de partículas de argila superiores a 50%, a resistência permanece constante e igual à resistência intrínseca das partículas argilosas predominantes.

A relação entre a resistência ao corte e a tensão efectiva normal para areias densas e argilas sobreconsolidadas para todas as condições – intacta, totalmente amolecida e residual – é curva para baixos valores da tensão efectiva. A resistência ao corte é

nula para tensão efectiva nula, a não ser que haja ligações estruturais de cimento entre as partículas. Um método conveniente de considerar esta não linearidade é considerar o ângulo de atrito secante função da tensão normal. A consideração de uma envolvente de Mohr Coulomb (c', ϕ') poderá levar a uma sobreestimação da resistência ao corte para tensões efectivas baixas (Figura 3), como é o caso na análise da estabilidade de taludes, pelo que é aconselhável considerar $c'=0$ nas análises.

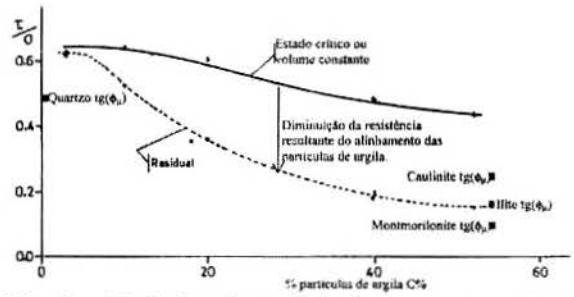


Fig. 2 - Variação da resistência ao corte residual com a percentagem de argila.

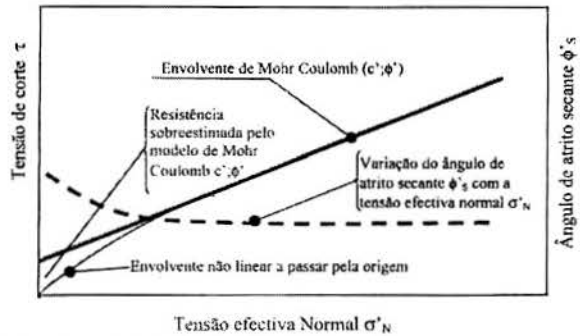


Fig. 3 - Variação da resistência ao corte com a tensão normal efectiva.

A escolha dos parâmetros de resistência ao corte é obviamente crucial para a análise de estabilidade e requer experiência. Numa análise de uma rotura pela primeira vez é previsível que se usem os parâmetros de resistência ao corte de pico. No entanto, as deformações transversais no interior do talude não são uniformes e para materiais frágeis (amolecimento pós-rotura), como por exemplo argilas sobreconsolidadas, implica rotura progressiva, e assim a resistência média através da superfície de rotura estará algures entre a resistência de pico e a residual. A resistência ao corte no estado crítico representa um valor mínimo a usar para roturas pela primeira vez, isto mesmo foi confirmado através de retroanálises (Skempton, 1977). Em superfícies de corte pré-existentes em escorregamentos antigos e resultantes de movimentos tectónicos deve-se adoptar a resistência ao corte residual como limite inferior da resistência.

Em argilas saturadas podem-se efectuar análises não drenadas em termos da tensão total, utilizando para isso a resistência ao corte não drenada, c_u . Estando a drenagem impedida não há variação do teor em água permanecendo constante a resistência ao corte, independente da tensão total aplicada, pelo que a envolvente de Mohr Coulomb se pode representar por um segmento de recta horizontal com: c_u , $\phi_u=0$. A resistência ao corte não drenada é função dos parâmetros de resistência ao corte (c' , ϕ') mas também dos parâmetros de deformação do solo, os quais vão condicionar a geração da pressão da água nos poros e assim, o estado de tensão efectiva na rotura.

A resistência ao corte não drenada é de difícil obtenção em laboratório devido ao problema de amostragem principalmente em argilas de elevada sensibilidade que apresentem ligações entre as partículas. Em argilas pouco sensíveis e sem ligações o problema da perturbação associada à amostragem pode ser minorado através da consolidação para o mesmo estado de tensão no local seguindo o mesmo historial de tensões verificado na sua formação. Deverá também ser seguida a mesma trajectória das tensões até à rotura. A resistência ao corte não drenada é influenciada pela trajectória das tensões seguida até à rotura (compressão ou extensão)* mas também pelo estado de tensão (valor de σ'_2 em relação à tensão principal máxima ou mínima). Na Figura 4 apresenta-se a variação da resistência ao corte não drenada função da trajectória das tensões seguida até à rotura.

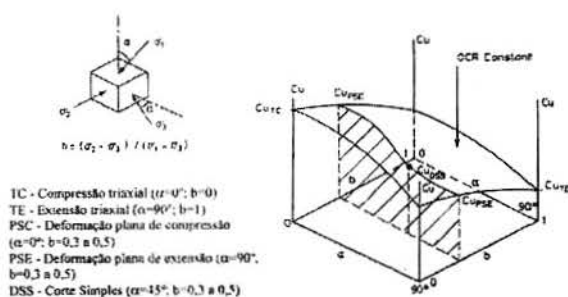


Fig. 4. Variação da resistência ao corte não drenada com a trajectória das tensões, para amostras consolidadas anisotropicamente K_0 .

Em solos com comportamento normalizável é possível obter a resistência ao corte não drenada função do teor em água ou tensão efectiva através de uma série de ensaios devidamente programados a partir de amostras reconstituídas, (Coelho, 2000).

Na sua determinação através de ensaios de campo o solo é ensaiado no local sem amostragem, no entanto a perturbação da amostra é desconhecida,

* A resistência ao corte não drenada à compressão pode ser igual ao dobro da resistência à extensão em amostras consolidadas anisotropicamente K_0 .

a trajectória das tensões e drenagem não são controladas e normalmente utilizam-se velocidades de corte muito superiores às verificadas nas roturas reais. Para solos pouco sensíveis é possível obter a resistência ao corte não drenada através dos ensaios de molinete (cissómetro ou corte rotativo) ou através do cone estático utilizando a correcção introduzida por Bjerrum para ter em conta o efeito da velocidade, função da plasticidade do solo.

1.4 - Métodos de análise de estabilidade

Uma análise de estabilidade rigorosa necessita de verificar as condições de equilíbrio, compatibilidade, fronteira e relações constitutivas.

- Qualquer ponto dentro do maciço deve estar em equilíbrio;
- As tensões no interior do maciço devem estar em equilíbrio com as cargas externas aplicadas ao maciço (verificar as condições de fronteira);
- As extensões em qualquer ponto devem ser compatíveis com os pontos envolventes;
- As extensões em qualquer ponto devem estar relacionadas com as tensões através de uma relação tensão deformação apropriada para o solo;
- O critério de rotura para o solo (e.g. Mohr-Coulomb) não deve ser violado em nenhum ponto no talude.

Claramente é necessário o conhecimento do comportamento tensão-deformação do solo e o cálculo será extremamente complicado. Em geral esta aproximação será impraticável numa análise de estabilidade de rotina.

Análises numéricas utilizando técnicas de elementos finitos podem ser usadas para uma distribuição aproximada das tensões e extensões através do talude. Com os meios computacionais modernos e estas técnicas são extremamente potentes e são particularmente interessantes para analisar os diferentes cenários de carregamento ou de alteração da geometria na estabilidade de taludes estáveis. No entanto, o seu uso em taludes numa condição próxima da rotura trás algumas dificuldades quando se tenta modelar o comportamento tensão deformação real dos solos, ou seja englobar o amolecimento pós-pico o que se traduz na rotura progressiva.

A análise de estabilidade de estruturas geotécnicas é feita recorrendo a métodos aproximados separando a verificação da segurança em relação à rotura, estado limite último, recorrendo-se à teoria da plasticidade e ao modelo rígido perfeitamente plástico e a verificação ao estado limite de utilização com o cálculo das deformações, utilizando a teoria da elasticidade e a teoria da consolidação para o cálculo das deformações e a sua evolução no tempo.

Quadro 1- Métodos de análise aproximados e sua aplicação

Método de análise	Limite		Equilíbrio limite	Campo das tensões e linhas de rotura	Análise elástica
	Inferior	Superior			
Equilíbrio ?	Satisfaz	Não Sat.	Satisfaz	Satisfaz	Satisfaz
Compatibilidade?	Não Sat.	Satisfaz	Não Satisfaz	Não Satisfaz	Satisfaz
Fronteira?	Satisfaz	Satisfaz	Satisfaz	Satisfaz	Satisfaz
Relações constitutivas	Assume comportamento plástico perfeito e o critério de rotura e cedência de Mohr-Coulomb.		Critério de rotura de Mohr-Coulomb nas superfícies de deslizamento	Estado de tensão no solo satisfaz em todos os pontos o critério de rotura de Mohr-Coulomb	Assume que o solo tem um comportamento elástico.
Informação na rotura	Sim		Sim	Sim	Não
Informação do comportamento antes da rotura	Não		Não	Não	Sim
Exemplos de Aplicação	Geral		Método de Coulomb, Método das Fatias, etc.	Teoria de Rankine, Método das características	Cálculo das deformações.

No Quadro 1 apresentam-se de forma sumária os métodos de análise.

Na teoria da plasticidade há dois importantes teoremas que podem ser usados para limitar superiormente e inferiormente a carga de colapso de uma estrutura. Se as condições de equilíbrio forem ignoradas o limite superior da carga de colapso pode ser calculada. Caso as condições de compatibilidade sejam ignoradas o limite inferior da carga de colapso pode ser calculada. Os teoremas da região superior e inferior podem apenas ser demonstrados para materiais perfeitamente plásticos, recorrendo ao princípio dos trabalhos virtuais. Estes métodos podem ser aplicados a vigas, e estruturas reticuladas, lajes e meios contínuos como os maciços terrosos.

Teorema da Região Superior: se um determinado carregamento externo actua num mecanismo em colapso, cinematicamente admissível, a carga calculada equacionando a energia interna dissipada com o trabalho externo realizado é o limite superior da verdadeira carga de colapso. Um campo de velocidades cinematicamente admissível é uma configuração arbitrária de velocidades definindo o movimento em todos os pontos do corpo. Se o movimento for compatível com a continuidade do corpo e sem qualquer restrição ao movimento na fronteira, o campo de velocidades diz-se cinematicamente admissível. Se o trabalho feito em deslocar a carga excede a energia dissipada na deformação do corpo, o campo de velocidades diz-se instável. Para um corpo perfeitamente plástico com uma lei de fluxo associada, pode-se demonstrar que encontrando-se um qualquer campo de velocidades cinematicamente admissível e instável, então o colapso ocorre sob a carga aplicada ou inferior. Note-se que a carga externa não necessita de estar

em equilíbrio com o estado de tensão interno, assim como o mecanismo de colapso usado nos cálculos não necessita de ser o verdadeiro mecanismo de colapso.

Teorema do Região Inferior: uma carga em equilíbrio com qualquer campo de tensões interno estaticamente admissível, que não viole o critério de rotura do material em nenhum ponto, então esta carga limita inferiormente a verdadeira carga de colapso. Note-se que não são consideradas as extensões e os deslocamentos, pelo que este estado de tensão não é necessariamente o verdadeiro estado de tensão na rotura. Analisando outros estados de tensão admissíveis a estimativa da carga de limite inferior pode ser melhorada (ou seja aumentada).

A solução de limite superior fornece uma estimativa da carga de colapso acima do valor real. A solução do limite inferior fornece uma estimativa da carga de colapso abaixo do valor real. Se a solução do limite inferior for igual à do limite superior então a solução é exacta. Os cálculos são relativamente simples e a selecção do mecanismo de rotura dá uma boa compreensão do problema.

A Teoria de Rankine para o cálculo do impulso de terras utiliza o método do campo das tensões e linhas de rotura. Para uma dada distribuição de tensões, condição de carregamento e critério de rotura de Mohr-Coulomb considera a rotura generalizada do maciço com a formação de uma série de superfícies de rotura: para a condição activa $\sigma'_H(1 + \sin \phi') = \sigma'_V(1 - \sin \phi') - 2c' \cos \phi'$, conjunto de linhas de rotura inclinadas de $\pm(45 - \phi'/2)$ com a direcção vertical - direcção da tensão principal máxima, e para a condição passiva $\sigma'_V(1 + \sin \phi') = \sigma'_H(1 - \sin \phi') - 2c' \cos \phi'$ conjunto

de linhas inclinadas de $\pm(45 - \phi'/2)$ com a direcção horizontal - direcção da tensão principal máxima.

Dá ao mesmo tempo uma estimativa da carga de colapso e da distribuição das tensões. Não se sabe se a estimativa da carga de colapso se encontra ou não do lado da segurança. Normalmente só são considerados problemas em duas dimensões. A solução pode por vezes ser melhorada considerando que o critério de rotura de Mohr-Coulomb é também uma função de cedência e aplicando a compatibilidade. Uma solução para a carga de colapso exacta para o material idealizado é então obtida.

O método de equilíbrio limite é normalmente utilizado na análise da estabilidade de taludes. É um método aproximado, bem desenvolvido e existe vasta experiência no seu uso.

- a) Assume que a rotura resulta do deslizamento através de uma superfície de rotura. A condição de rotura é satisfeita nesta superfície.
 - b) Assume que a forma da superfície de rotura é conhecida. Várias superfícies de rotura de forma idêntica são analisadas.
 - c) Para cada uma destas superfícies de rotura é determinada a carga de colapso, ou seja a carga necessária para iniciar o processo de deslizamento.
 - d) Assim, de forma sistemática procura-se encontrar a superfície de rotura com a carga de colapso mínima.
- Validade do método:
- I) Apenas se conhecem as tensões na superfície de rotura, pelo que não se conhecem as tensões internas no maciço, donde a solução não é do limite inferior;
 - II) O método tem algumas semelhanças com o limite superior, desde que se consiga provar que o campo das velocidades é cinematicamente admissível, portanto não se sabe se é uma solução do limite superior.
 - III) O método não considera a lei de cedência.
 - IV) O cálculo da carga de colapso não é em geral muito sensível a pequenas modificações da forma da superfície de rotura. A superfície de rotura pode não coincidir com a superfície de rotura real no campo.
 - V) O método leva ao cálculo de cargas de colapso superiores às reais, ou seja do lado da insegurança.

Assume a existência de uma superfície de rotura e o movimento através desta é o suficiente para mobilizar uma determinada resistência ao corte. As deformações em qualquer outro ponto da massa deslizante não são consideradas. Assim o método não pode prever deformações nem ser usado numa situação em que a superfície de rotura não está completamente desenvolvida. Não pode levar em linha de conta a rotura progressiva em solos com um comportamento frágil: após a resistência de pico ter

sido atingida segue-se uma diminuição de resistência com o deslocamento. A resistência média através da superfície de rotura situa-se entre a resistência de pico e a residual.

Existem vários métodos de estabilidade de taludes que usam o método de equilíbrio limite. Na maioria dos métodos a superfície de rotura toma a forma circular e na análise em termos da tensão efectiva a massa de solo acima da superfície de rotura é dividida em fatias de forma a considerar a dependência da resistência ao corte da tensão efectiva na superfície de rotura. Nas análises não drenadas (c_u) o talude não necessita de ser dividido em fatias, pois a resistência ao corte é independente das tensões normais na superfície de rotura. Numa primeira avaliação estes vários métodos parecem ser muito diferentes, mas a sua principal diferença limita-se à hipótese formulada da posição e inclinação das forças entre fatias.

Em geral é realizada uma análise em duas dimensões, pelo que a geometria tem que ser simplificada de forma a desenvolver uma secção transversal representativa. As condições de carregamento, solo e água no solo, podem ser representadas em cada secção transversal e utilizadas nas análises de estabilidade.

A principal carga é normalmente o peso próprio do solo, mas cargas superficiais resultantes de construções e ancoragens podem ser levadas em consideração. Nos casos em que o talude está parcialmente submerso pode-se considerar a pressão da água à superfície do talude ou considerar o peso volumico submerso do solo no talude abaixo do nível externo da água. A análise de estabilidade sob cargas sísmicas pode ser efectuada considerando forças de inércia resultantes das acelerações sísmicas (análise pseudo elástica). Nesta fase terá que se tomar a decisão sobre se análise de estabilidade é em termos da tensão efectiva ou total, escolhendo-se os parâmetros de corte e os ensaios laboratoriais ou de campo para os determinar.

1.5 - Causas de rotura de taludes

Deslizamentos de terra são responsáveis por consideráveis perdas de dinheiro e vidas, e a sua severidade piora com o desenvolvimento urbano e alteração do uso dos terrenos. Em qualquer talude há forças que promovem o movimento e forças opostas que resistem ao movimento. As causas de escorregamentos relacionam-se com causas externas, que aumentam as forças que promovem o movimento (e.g. alterações geométricas, escavação no pé do talude, carregamento da crista do talude, choque e vibrações, abaixamento rápido do nível de água, alterações no regime de percolação das águas subterrâneas) e com causas internas que diminuem as forças que resistem ao movimento (e.g. aumento da

pressão intersticial, rotura progressiva, meteorização, erosão interna), Terzaghi (1950).

A Figura 5 mostra a evolução do factor de segurança com o tempo devido à acção conjunta de várias causas, pois raras vezes um escorregamento se deve a uma única causa. O factor de segurança calculado dá-nos a noção exacta de taludes estáveis e instáveis. No entanto, do ponto de vista físico é importante visualizar os taludes como existindo em uma das seguintes fases: estável, marginalmente estável e activamente instável (Crozier, 1986). Taludes estáveis são aqueles em que a margem de estabilidade é tal que suportam todas as possíveis forças instabilizadoras. Taludes marginalmente estáveis são aqueles em que haverá rotura quando uma das forças instabilizadoras atingir um determinado nível. Taludes activamente instáveis são aqueles em que as forças instabilizadoras provocam movimentos intermitentes de forma continuada.

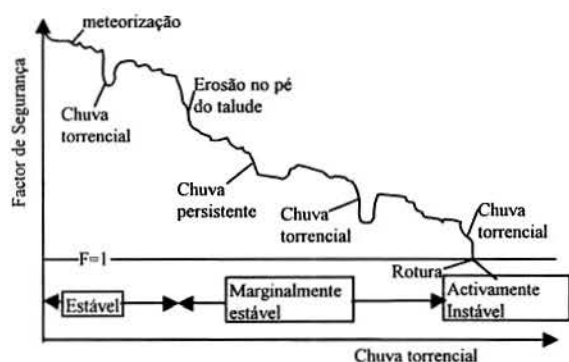


Fig. 5 - Variação do factor de segurança com o tempo.

A precipitação é das principais causas de escorregamentos, tanto as precipitações de longa duração como as de grande intensidade e curta duração podem ser críticas para os escorregamentos de taludes. Na Figura 6 está representada a precipitação acumulada nos 15 dias anteriores ao escorregamento em função da chuvada que lhe deu origem. Verifica-se uma nítida influência tanto da intensidade da trovoada como da chuva acumulada nos quinze dias antes do escorregamento. A figura indica que o nível crítico é de 200 mm acumulados nos 15 dias anteriores e intensidades superiores a 100 mm num dia, para a região de Hong Kong, (Lumb, 1975).

Chuvadas intensas após períodos longos de estiagem podem provocar escorregamentos, já que a maior parte da água das chuvas se infiltra através das fissuras provocando um aumento das pressões intersticiais, e diminuição da componente coesiva resultante das sucções.

As obras correctivas para estabilização resultam de promover intervenções que diminuam as forças que promovem o movimento (e.g. alterações

geométricas, carregamento no pé do talude, descarga da crista do talude, drenagem superficial e interna) e aumento das forças que resistem ao movimento (e.g. diminuição das pressões intersticiais através de drenagem profunda, construção de estruturas que atravessem a superfície de corte). Seguidamente descrevem-se algumas destas intervenções:

- aumento da carga estabilizante na base do talude, através da execução de um muro de suporte e aumento da altura das terras na base do talude;
- execução de um sistema de drenos de forma a baixar a superfície freática permanentemente;
- diminuição da carga no topo do talude, através da extracção de terras ou a execução de uma estrutura ancorada que anule a acção do peso destas terras;
- aumento da resistência ao corte, através da execução de uma cortina de estacas, que atravesse a superfície de rotura; esta solução é mais eficiente no pé do talude, uma vez que pode ser usada como estrutura de suporte aumentando as cargas estabilizantes.



Fig. 6 - Relação entre precipitações e escorregamentos em Hong Kong (Lumb, 1975).

1.6 - Movimentos pré e pós rotura

Os movimentos dos taludes podem ser divididos em três fases:

- a fase pré-rotura, em que o solo ou rocha se podem considerar como um meio contínuo; as características de fluência do material envolvido e o tempo desempenham um papel fundamental;
- a fase de rotura, normalmente considerada nas análises de estabilidade de taludes e normalmente controlada pela resistência ao corte; a resistência ao corte representativa do terreno não é facilmente estabelecida e depende de uma variedade de factores, tais como a fragilidade do material, a existência de fissuras, etc; em solos não saturados a resistência é ainda função da sucção;
- a fase pós-rotura, normalmente controlada pela energia potencial na rotura, que se dissipa através da fricção, da desagregação ou remoldagem e se transforma em energia cinética; depende em grande parte da geometria do problema e das propriedades físicas do material envolvido.

À medida que os movimentos de pós-rotura progridem a energia potencial é convertida em diversas componentes. No início existe uma energia friccional E_F na superfície de corte com a forma representada na Figura 7. A restante parte da energia potencial é dissipada na degradação do material (E_D) e em acelerar a massa até uma dada velocidade (E_K , energia cinética).

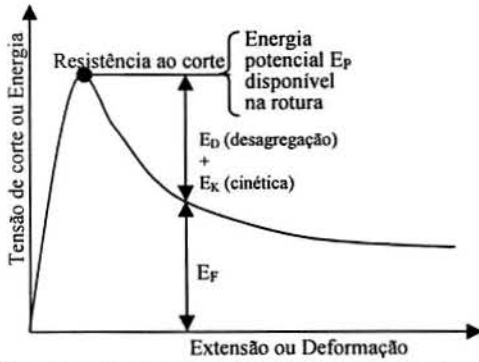


Fig. 7 - Redistribuição da energia potencial pós rotura.

No caso do material ter um comportamento dúctil, plástico perfeito, toda a energia potencial é dissipada em energia friccional e os movimentos bem como as suas taxas são pequenas. No entanto, se o material tem uma curva tensão deformação com amolecimento, a energia cinética pode atingir proporções catastróficas e a massa deslizando deslocar-se a grandes distâncias.

A fase de reactivação é controlada pela resistência ao corte e fluência ao longo da superfície de corte. Ao contrário com o que acontece com os movimentos de pré-rotura, este fenómeno não depende do tempo, e a taxa de movimento está directamente relacionada com a resistência ao corte.

No escorregamento verificado em Coimbra na Av. Elísio de Moura foram verificadas elevadas velocidades, indicando uma perda de resistência pós-rotura elevada. Esta perda de resistência ficou a dever-se à saturação seguida de colapso da estrutura solta do solo despejado no topo do talude, com a consequente fluidificação e perda da resistência. A saturação do solo resultou das elevadas precipitações observadas em 2000/2001, como se mostrará mais adiante.

2 - ESCORREGAMENTO NA AV. ELÍSIO DE MOURA

2.1 - Geomorfologia e geologia do local

Para a implantação dos edifícios na Av. Elísio de Moura foi efectuada a escavação de várias plataformas, removendo os terrenos aí existentes (essencialmente depósitos de vertente e grés de

Silves), que foram colocados no cimo da colina. Estes aterros permitiram a criação de uma zona aplanada no topo da colina, posteriormente utilizada para a implantação de vivendas localizadas acima do prédio que veio a ser parcialmente destruído com a instabilização (Figura 8).

A estrutura dos aterros, em conjunto com as observações de campo e as fotografias de 1983 indicam que a colocação dos aterros se terá processado em duas fases. Numa primeira fase em aterros de menor altura, inferior a 7 m, essencialmente a norte da zona instabilizada (no lado direito da Figura 8, com os eucaliptos mais altos), em que a colocação dos aterros teria terminado em meados da década de 70. Na segunda fase de colocação dos aterros, que correspondeu à zona que instabilizou, foram colocados aterros com maior altura, até cerca de 14 m (no centro superior da Figura 8, com os eucaliptos, com cerca de 2 m de altura e ravinamento visível do aterro), pelo que a colocação destes últimos aterros terá terminado no início da década de 80. A colocação dos aterros e a construção dos edifícios terá também tapado algumas antigas minas de água, utilizadas para irrigação dos terrenos agrícolas anteriormente existentes na vertente (Figuras 9 e 10). Os aterros foram simplesmente despejados, não tendo sofrido qualquer processo controlado de compactação mecânica que permitisse colocar os materiais no seu estado mais denso.

A geologia do local é constituída essencialmente por grés do Triásico (grés de Silves), cobertos por depósitos de vertente podendo atingir vários metros de espessura. Sobre os materiais referidos, foram colocados grandes quantidades de aterros resultantes de escavações para a implantação de edifícios na Avenida Elísio de Moura. O grés do Triásico apresenta granulometria essencialmente silto-arenosa, possuindo níveis mais grosseiros com seixos ou mesmo blocos. O grés apresenta-se estratificado, com bancadas de poucas dezenas de centímetros de espessura, sub-horizontais, com orientação sensivelmente N20W; 12SW, inclinando para o interior da vertente que instabilizou. O grés apresenta variações sequenciais de deposição rítmicas, com o aumento da regularidade da estratificação e a diminuição das dimensões das partículas para o topo da sequência. A tonalidade predominante é o vermelho-acastanhado podendo apresentar tons mais amarelados.

No local há evidências da existência de uma antiga linha de água, com enchimento de solos resultantes da alteração do grés. Na base da vertente, e condicionando a morfologia de uma figura em canal, foi observada uma pequena falha, com orientação aproximada N70°W; 45°S, e caixa da ordem dos 10 cm (Quinta Ferreira *et al.*, 2002).

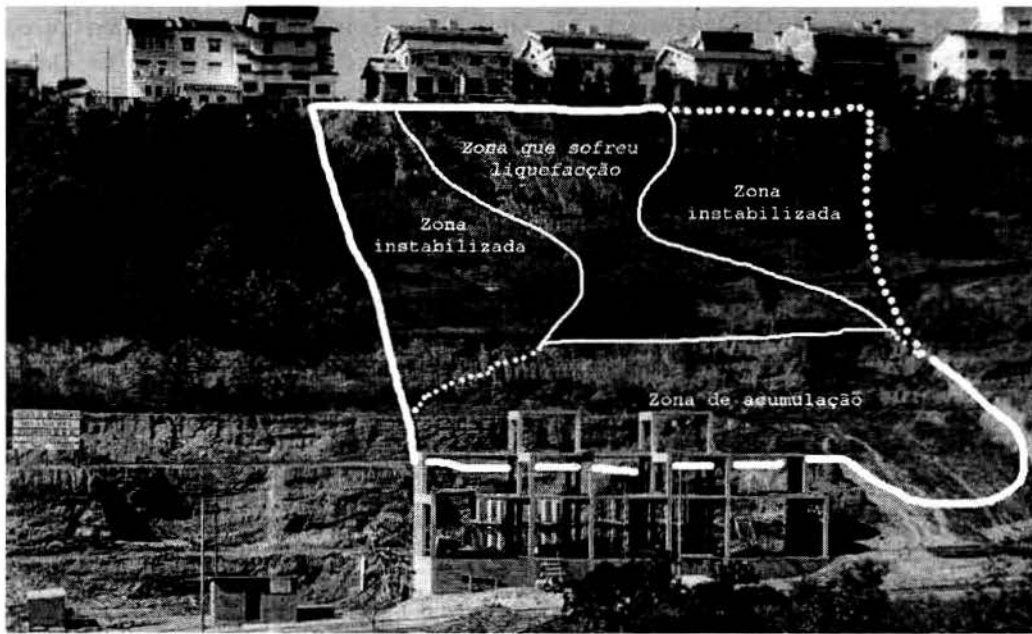


Fig. 8 – Aspecto da vertente entre a Av. Elísio de Moura (em baixo) e a Rua António Jardim (no topo) na primavera de 1983. (anotado sobre Foto cedida por Fernando Gomes da Silva).

A geomorfologia original da vertente foi significativamente alterada com a execução dos aterros na parte superior. Antes da colocação dos aterros, a vertente possuía um declive médio de cerca de 18° . Com a colocação dos aterros, aumentou-se o declive, na zona superior, para cerca de 38° , obtendo-se um declive médio da vertente de cerca de 31° . Este agravamento do declive verificou-se essencialmente na parte superior da vertente, tendo maior expressão na zona em que veio a ocorrer a instabilização. No local com maior altura de aterro a cota subiu cerca de 14 m acima do terreno natural.

2.2 - Deslizamento de 27 de Dezembro de 2000

Em Abril de 1998 apareceram indícios de instabilização nos logradouros das vivendas da Rua António Jardim e, em 6 de Junho do mesmo ano, ocorreu uma instabilização com o desenvolvimento de duas fendas de tracção. A fenda mais importante situou-se junto à vedação posterior dos logradouros das vivendas, a cerca de 5 m do bordo exterior da crista do talude, tendo aproximadamente 0,4 m de abertura e 0,8 m de desnível. Uma segunda fenda, de menor expressão, situada a cerca de 1,5 m na direcção das vivendas, apresentava um desnível de 0,05 m. Foram então realizadas três sondagens à percussão, localizadas nos logradouros das vivendas (Figura 9). A profundidade atingida pelas sondagens rondou os 18 m, tendo sido realizados 25 ensaios SPT. Todas as sondagens atravessaram mais de 10 m de materiais de aterro, com SPT entre 4 e 11. Por baixo dos aterros foram encontrados mais dois níveis. O nível com SPT entre 20 e 33

corresponde aos materiais superficialmente alterados e descomprimidos, e mais profundamente encontrou-se o grés, com SPT de 60 para penetrações rondando 0,1m.

A análise de estabilidade então efectuada concluiu pela instabilidade do talude com uma superfície crítica roçando o topo do grés (Lemos, 1997). A solução então implementada para a estabilização dos logradouros e acessos às garagens nas traseiras das vivendas da R. António Jardim, consistiu basicamente na construção de uma cortina de 33 estacas moldadas de 0,8 m de diâmetro, executadas no topo do talude, afastadas 1,5 m, ligadas por uma viga ancorada a 1m do topo com 16 ancoragens de 600 kN, inclinadas a 45° e afastadas de 3 m entre si (Macedo, 1998). Os trabalhos iniciaram-se a 3 de Agosto de 1998. Estas medidas encontram-se também descritas em Lemos et. al. (2001), Lourenço e Lemos (2001) e Lemos (2002).

Na tarde do dia 27 de Dezembro de 2000, alguns moradores da Rua António Jardim observaram fendas de tracção no topo do aterro, abaixo da laje de acesso às garagens, com cerca de 0,4 m de largura por 0,7 m de profundidade. Perto das 19 h já tinha caído cerca de 10 m do muro em pedra, construído em 1995 para servir de suporte às garagens, por baixo da laje.

Cerca das 20 h 40 m cai de uma vez o resto do muro. De imediato começam a ouvir-se estalos da quebra de árvores, com intervalos progressivamente menores até que se tornam contínuos, ao que se segue um barulho a bafado durante breves minutos que terá correspondido ao deslizamento da generalidade da massa dos solos. Em simultâneo

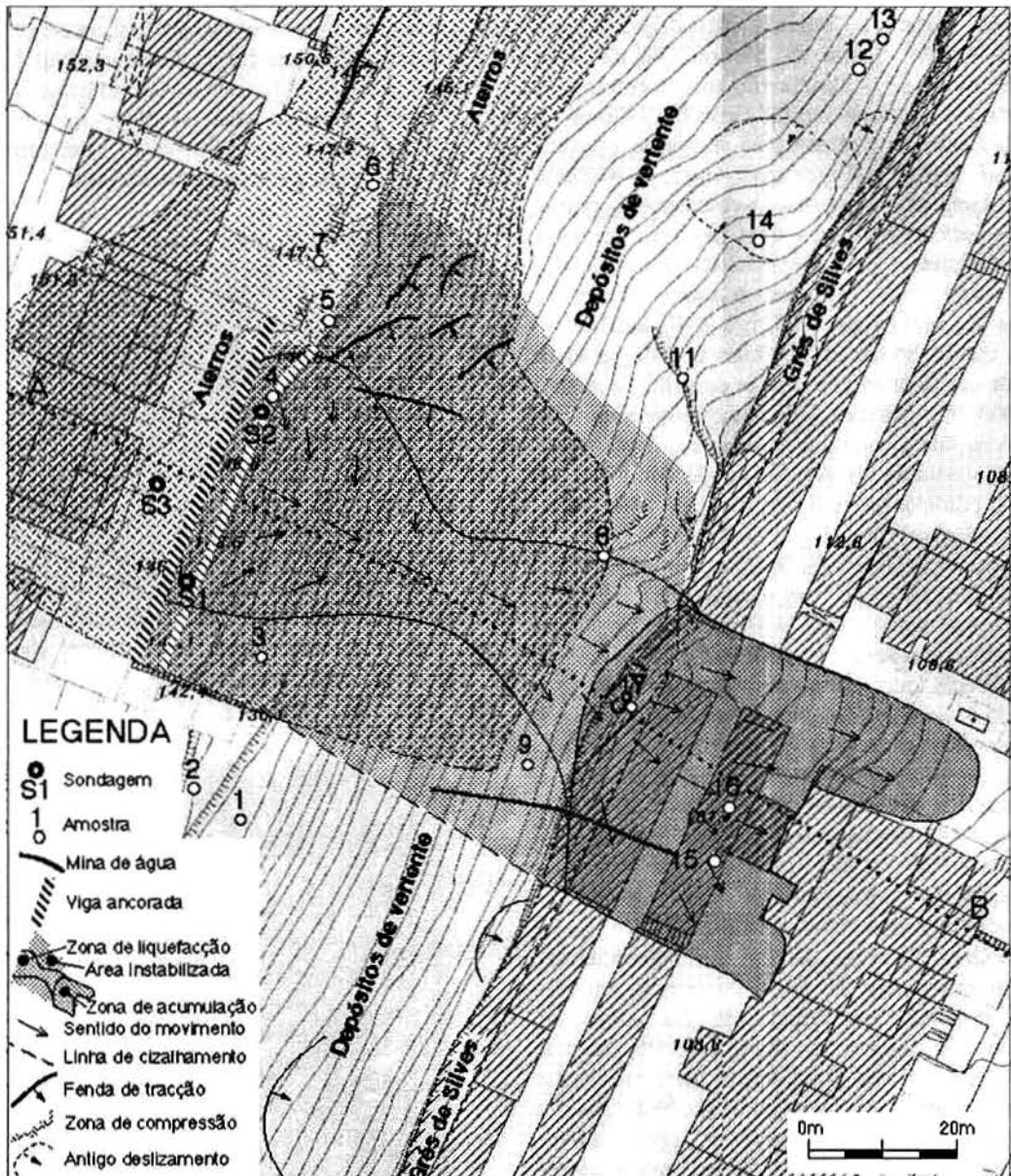


Fig. 9 - Características da vertente instabilizada (o corte AB é apresentado na Figura 10).

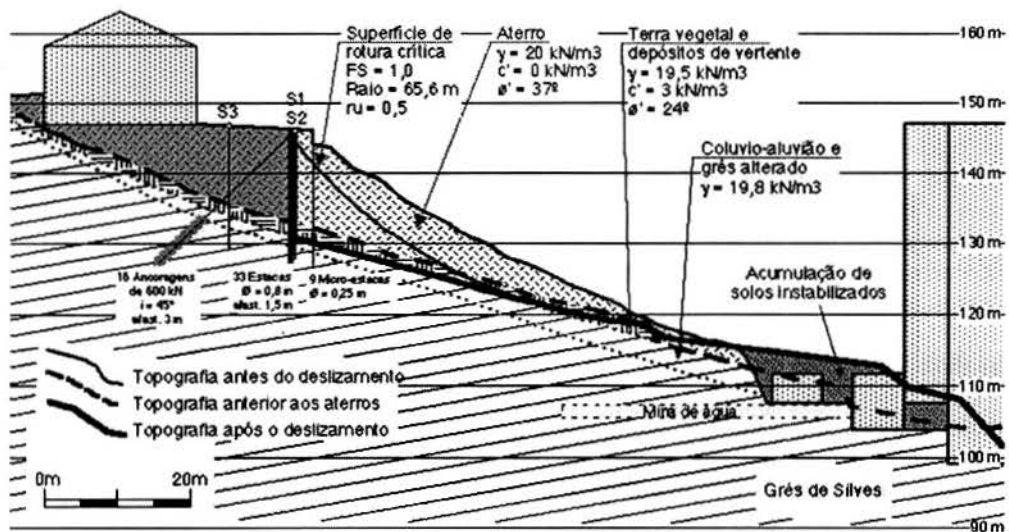


Fig. 10 - Corte segundo o eixo de deslizamento (linha AB da Figura 9).

ouvem-se gritos e buzinas provenientes dos edifícios da Av. Elísio de Moura. Quando tudo acalmou ouviu-se o barulho de uma torrente que terá corrido durante vários minutos. Como a escuridão impediu a observação do que se estava a passar, só alguns instantes mais tarde, já munidos de uma lanterna, puderam os presentes observar a dimensão do acidente e a total ausência de solos abaixo da lejeta e para além das estacas (Miraldo, 2000). Às 21 h 06 m foi dado o alarme através do telefone 112 (emergência) (Lemos *et al.*, 2001).

Na manhã do dia 28 de Dezembro foi possível observar que uma enorme massa de solos da ordem dos 4000 m³ deslizou pela encosta (Figura 11), tendo destruído e soterrado dois blocos de garagens anexas ao edifício da Av. Elísio de Moura, e ao atingir o edifício destruiu os pilares do bloco mais saliente ao nível dos 1º e 2º andares, deixando a parte superior do bloco em consola, Figura 12.

As observações de campo permitiram delimitar a zona instabilizada, que sofreu desde pequenos movimentos nas zonas laterais, até à zona central mais afectada que sofreu um fluxo de solos em resultado da sua liquefacção (Figura 8). Na Figura 9 apresenta-se os principais elementos da zona. Para além dos aspectos relacionados com o deslizamento são também representados outros elementos associados, nomeadamente: litologia; localização das minas de água; antigos deslizamentos; localização das sondagens de 1998; locais de recolha das amostras; zona instabilizada.

A Figura 10 apresenta um corte longitudinal com a representação do perfil do terreno em três épocas distintas: na década de 60, antes da execução dos aterros; na década de 90, após a execução dos aterros e construção das vivendas e edifícios; no final de Dezembro de 2000, após a instabilização. Os dois primeiros perfis foram obtidos a partir das folhas topográficas à escala 1/1000 da Câmara Municipal de Coimbra, enquanto que o terceiro perfil foi executado no terreno pelos topógrafos camarários. É também indicada a superfície de rotura considerada crítica com base na caracterização dos materiais e nas observações do deslizamento, e que se considera corresponder à situação que iniciou a instabilização. A massa de solos instabilizada corresponde ao volume situado fora da cortina de estacas ancoradas construídas em 1998, como reforço do a terro. O deslizamento, na sua zona mais profunda, removeu o terreno natural constituído pelos depósitos de vertente.

2.3 - Causas para a instabilização

As elevadas precipitações observada no ano de 2000/2001 foram a causa principal do escorregamento verificado em 27 de Dezembro de 2000. Na Figura 13 apresentam-se as precipitações acumuladas nos vários anos após o ano 1983, ano

em que se efectuaram as escavações e os movimentos de terra para a construção do prédio na Av. Elísio de Moura e as moradias na Rua António Jardim. Pode-se verificar da figura que o Inverno 2000/2001 (curva superior) foi um ano de pluviosidade extremamente elevado.



Fig. 11 - Vista da cortina de estacas ancorada após o escorregamento.



Fig. 12 - Vista do prédio da Elísio de Moura com os três pilares cortados.

Na Figura 14 e estão representados na curva de precipitação acumulada de 2000/2001 os deslizamentos observados. Na mesma figura, para além da média, assinala-se a curva acumulada de 1997/98, em que se verificaram sinais de instabilização, e a curva acumulada de 1995/1996, em que foi efectuada a construção do muro de suporte.

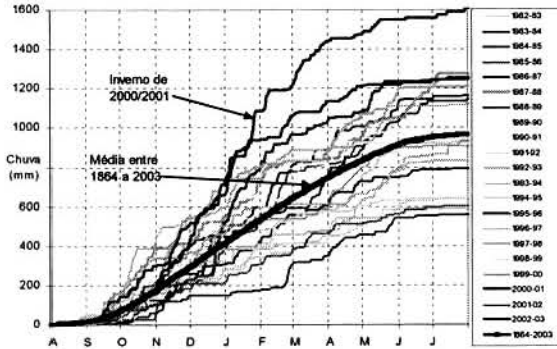


Fig. 13 – Chuva acumulada para os anos de 1982/83 a 2002/2003 e os valores médios entre 1864 e 2003, com base nos dados do Instituto Geofísico da Universidade de Coimbra.

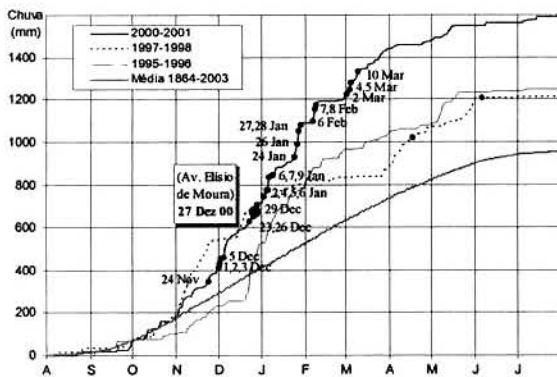


Fig. 14 - Chuva acumulada para os anos em que se verificaram sinais de instabilização. Em relação ao ano de 2000/2001 estão também assinaladas outros escorregamentos verificados na zona de Coimbra.

Pode-se verificar que a pluviosidade acumulada no ano 2000/2001 foi cerca de 70% superior à média e foi o ano de maior pluviosidade após a construção do prédio e das moradias. Verifica-se também que as instabilizações coincidem com as zonas da curva de maior inclinação, ou seja períodos de intensa pluviosidade (chuvas diárias superiores a 12 mm). O escorregamento observado no dia 27 de Dezembro observou-se para uma precipitação acumulada de 90 mm nos 8 dias anteriores, sendo a precipitação observada nesse dia de 15 mm, com uma média nos últimos 5 dias de 12 mm. O valor máximo diário de precipitação observado no ano de 2000/2001 foi de 63 mm. O máximo valor de precipitação acumulada durante 15 dias foi de 221 mm.

Precipitações diárias superiores a 12 mm e uma acumulação de 50 mm são suficientes para causar deslizamentos na zona de Coimbra.

Os materiais de aterro despejados formaram uma estrutura muito solta. Esta estrutura de elevados índices de vazios apresenta um comportamento contráctil pós rotura e, estando saturada, grande parte da tensão total é transmitida

para a água. A tensão efectiva decresce para valores muito baixos assim como a resistência ao corte, e desta forma grande parte da energia potencial é transformada em energia cinética tornando a rotura violenta com elevada velocidade e elevado potencial destrutivo.

2.4 - Notas Finais

As obras efectuadas em Julho de 1998 aumentaram a segurança de toda a encosta, pois impossibilitaram a rotura através da superfície mais desfavorável observada no inverno de 1997/98. A cortina de estacas ancorada anulou a acção das terras na crista do talude diminuindo assim significativamente as forças promotoras do movimento.

A rotura de 27 de Dezembro de 2000 mobilizou uma superfície de rotura à frente das estacas, devido aos elevados índices de pluviosidade verificados durante os meses de Novembro e Dezembro, que saturou os solos e aumentou dos níveis freáticos no solo.

Inicialmente a rotura caracterizou-se por uma compressão das terras na base do talude, com o aparecimento de deslocamentos significativos no topo. Na zona de compressão, este processo foi evoluindo até se verificar a rotura frágil dos terrenos de vertente na base do talude.

A fragilidade dos terrenos de vertente e a sensibilidade não drenada dos solos de aterro saturados, implicou o aumento da energia cinética tendo como consequência a aceleração progressiva da massa deslizante.

Os solos de aterro soltos e saturados fluidificaram e escorreram encosta abaixo, passando através da zona mais estreita a meio da encosta, acumulando-se junto ao prédio (ver Figura 12).

As obras efectuadas em Julho de 1998, junto às vivendas da rua António Jardim, evitaram:

- a destruição das vivendas;
- a destruição parcial (ou total) do prédio, pois diminuiu drasticamente o volume de terras deslocado contra o mesmo;
- perda de vidas humanas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos moradores das vivendas afectadas na Rua António Jardim e à Câmara Municipal de Coimbra a cedência de elementos que permitiram a realização do trabalho. Este trabalho integra-se num projecto de investigação financiado Fundação para Ciência e Tecnologia e co-financiado pelo FEDER com o nº POCTI/ECM/3844/2001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Coelho, P. A. L. F. (2000) *Caracterização Geotécnica de Solos Moles – Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)*. Tese de Mestrado, FCTUC.
- Crozier, M. J. (1986) *Landslides – Causes, consequences and environment*. Croom Helm. London, 252 p.
- Lemos, L. J. L. (1997) *Estudo da estabilidade da encosta e proposta de solução*. Relatório técnico (inédito).
- Lemos, L. J. L., Lourenço, L. e Gonçalves, C. (2001) *Movimentos em Massa. Exemplos no Centro de Portugal*. Revista enB, Escola Nacional de Bombeiros, Nº 18, pp. 16-41.
- Lemos, L. J. L. (2002) *Escorregamento de terras na encosta entre a Av. Elísio de Moura e a R. António Jardim, em Coimbra*. 8º Cong. Nac. Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 589-600.
- Lidónio, D. (1998) *Condomínio Rua António Jardim, Coimbra, reconhecimento geotécnico do terreno*. Relatório da ENGIL, S.A..
- Lourenço, L. e Lemos, L. J. L. (2001) *Considerações acerca da movimentação em massa ocorrida na vertente poente da Avenida Elísio de Moura, em Coimbra*. Territorium, Edições - MinervaCoimbra, Nº 8, pp. 93-109.
- Lumb, P. (1975) *Slope failures in Hong Kong*. Quaterly Jnl.Engineering Geology 8: pp. 31-65.
- Macedo, A. A. (1998) *Estabilidade de talude no tardo dos edificios da Rua António Jardim em Coimbra*. Relatório da ENGIL, S.A..
- Miraldo, F. O (2000) *Momento do deslizamento entre a R. António Jardim e a Av. Elísio de Moura*. Comunicação particular.
- Quinta Ferreira, M., Lemos L. J. L. e Feiteira Dias, J. L. (2002) *Caracterização Preliminar do Deslizamento da Av. Elísio de Moura. Coimbra*. 8º Cong. Nac. Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 601-612.
- Skempton A.W. (1977) *Slope stability of cuttings in brown London clay*. Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 3, pp. 261-70.
- Terzaghi, K. (1950) *Mechanisms of landslides*. Geological Society of America, Berkley Volume, pp. 83-123.