

ATERROS DE SOLOS ARGILOSOS RIJOS E ROCHAS BRANDAS

Embankments of hard clayey soils and soft rocks

E. MARANHA DAS NEVES*

RESUMO - A problemática dos aterros construídos com solos argilosos rijos e rochas de baixa resistência raramente é abordada na bibliografia da especialidade. No entanto, é de interesse e de importância crescentes na engenharia geotécnica. No presente trabalho apresenta-se o estado da arte nesta matéria, cobrindo áreas que vão desde a concepção às técnicas construtivas e de controlo, passando pela modelação do comportamento das estruturas construídas com estes materiais e pelos ensaios necessários para a caracterização mecânica destes últimos. É apresentada uma classificação baseada na granulometria dos materiais a qual constitui um útil enquadramento para projecto deste tipo de aterros. É dada especial atenção aos fenómenos de colapso e fluência.

SYNOPSIS - The problems associated with the use of hard clayey soils and soft rocks in fills and embankments is hardly tackled in the geotechnical literature. However this is a matter of increasing interest and importance in geotechnique. In this paper a state-of-art on this matter is presented. It covers design, construction and control techniques, testing, modelling the behaviour of structures constructed with this type of materials. A granulometric classification is introduced allowing an useful framework to be adopted when designing this type of fills. Particular attention is given to collapse and creep phenomena.

1 - INTRODUÇÃO

Os aterros são obras geotécnicas que têm um vasto campo de aplicação e constituem parte integrante de barragens, diques, estradas, aeroportos, portos, etc.. Podem também ser utilizados para fundação de estruturas e para aterros de estabilização. Não é pois de surpreender, pelo menos quantitativamente, que a compactação deva ser considerada como a operação geotécnica mais importante (Jimenez Salas, 1992).

O volume de aterros tem crescido exponencialmente nos últimos anos, principalmente devido ao seu uso em barragens e em vias de comunicação. Este tipo de obras tem aumentado em número e tamanho sobretudo devido aos esforços para resolver o problema da escassez de energia e de água e para estabelecer vias de comunicação cada vez mais complexas e de maior dimensão.

A quantidade de tais trabalhos e as importantes repercussões económicas dos seus custos levou a uma tendência para utilizar materiais que, no passado, seriam normalmente rejeitados. Esses materiais incluem as rochas brandas e solos rijos.

Estes materiais e todo o conjunto de problemas associados ao seu uso como um material natural (como no caso de fundações de estruturas, túneis, taludes naturais, etc.), têm sido objecto de muitos estudos, como se pode inferir das numerosas reuniões internacionais dedicadas a este tema. Mas em relação às questões importantes relativas ao uso destes materiais em aterros (para os mais diversos fins) não tem sido dedicada a atenção devida. Tendo em consideração o que foi explanado no início, trata-se de um assunto do maior interesse e importância em engenharia.

* Doutor em Geotecnia, Professor Catedrático convidado da Universidade Nova de Lisboa

Além disso, para lá do uso de volumes crescentes destes materiais, algumas estruturas (como no caso das vias de comunicação) atingiram, recentemente, dimensões apreciáveis (alturas) ou requerem critérios de funcionalidade mais exigentes (como por exemplo nos comboios de alta velocidade). Daí que hoje em dia exista uma tendência para considerar os aterros de grande altura, em vias de comunicação, como uma estrutura específica (como é caso de pontes, passagens hidráulicas, etc., e das próprias barragens de aterro), a qual deve ser objecto de especial atenção em função dos problemas que a caracterizam.

Os resultados e a experiência acumulada ao longo de muitos anos em barragens de aterro devem, com as devidas adaptações, ser considerados nos aterros de grande dimensão utilizados hoje em dia com objectivos variados. De um modo semelhante, a experiência recente e crescente com aterros em estradas e ferrovias deve ser considerada nas barragens de aterro. Tal procedimento pressupõe que os aterros importantes de obras viárias devem ser observados, tal como é prática corrente em barragens.

O tema deste artigo está relacionado com os problemas de utilização de solos rijos e rochas brandas em aterros. Será evidenciado que tais problemas estão intimamente relacionados com a caracterização mecânica. É também importante salientar que não existe uma aceitação de fronteiras bem definidas entre solos moles e rijos, entre rochas brandas e duras, e entre solos rijos e rochas brandas. Considerando a resistência à compressão uniaxial, q , como uma característica mecânica que permite a definição dessas fronteiras, adoptam-se, no presente trabalho, os seguintes valores:

Solo rijo	$0,6\text{MPa} \leq q \leq 2\text{MPa}$
Rocha muito branda	$2\text{MPa} \leq q \leq 6\text{MPa}$ (ISRM, 1981)
Rocha branda	$6\text{MPa} \leq q \leq 20\text{MPa}$ (ISRM, 1981)

Muitas rochas, quando utilizadas na construção de aterros, podem transformar-se em materiais menos resistentes como consequência de alterações resultantes de expansibilidade ou fracturação. É o que acontece, por exemplo, no caso de margas, calcários margosos e argilitos laminados, para os quais se usa muitas vezes a designação de rochas evolutivas.

Por vezes, esta mesma designação é também aplicada a materiais cuja granulometria é apreciavelmente modificada devido a acções mecânicas resultantes das operações de transporte, deposição no aterro e compactação. Desaconselha-se esta aplicação do termo evolutivo. Repare-se que, no caso de rochas brandas, pelo menos do ponto de vista do seu uso em aterros, estas seriam sempre evolutivas.

Um caso que constitui um bom exemplo de alterações importantes devido às mencionadas operações é relatada por Brown (1988) a propósito da barragem Evretou, em Chipre. Os materiais utilizados eram calcários recifais brandos e o desmonte e aterros experimentais mostraram que, embora fosse esperado obter um enrocamento com alguns finos, o material era de facto bastante diferente do admitido no projecto, já que 40% de material tinha uma dimensão inferior a 2mm e 25% passava no peneiro nº 200, o que obrigou à revisão do projecto.

Não se pretende neste artigo tratar questões relativas a materiais evolutivos. Tratar-se-á, basicamente, de aspectos relacionados com a deformabilidade, dando por isso prioridade a questões relativas à funcionalidade dos aterros, embora seja reconhecido que estes possam ser afectados por deslizamentos superficiais ao longo dos taludes, ou ainda por roturas por corte bem no seu interior. O trabalho não inclui, também, considerações sobre assentamentos nos

aterros de aproximação a pontes, nem sobre os que se relacionam com as fundações dos aterros.

Os problemas principais decorrentes do uso de solos rijos e rochas brandas na construção de aterros estão principalmente correlacionados com dois parâmetros: a) granulometria; b) características mecânicas dos elementos de maiores dimensões.

a) *Granulometria*

A Fig. 1 esquematiza três situações típicas do ponto de vista da granulometria.

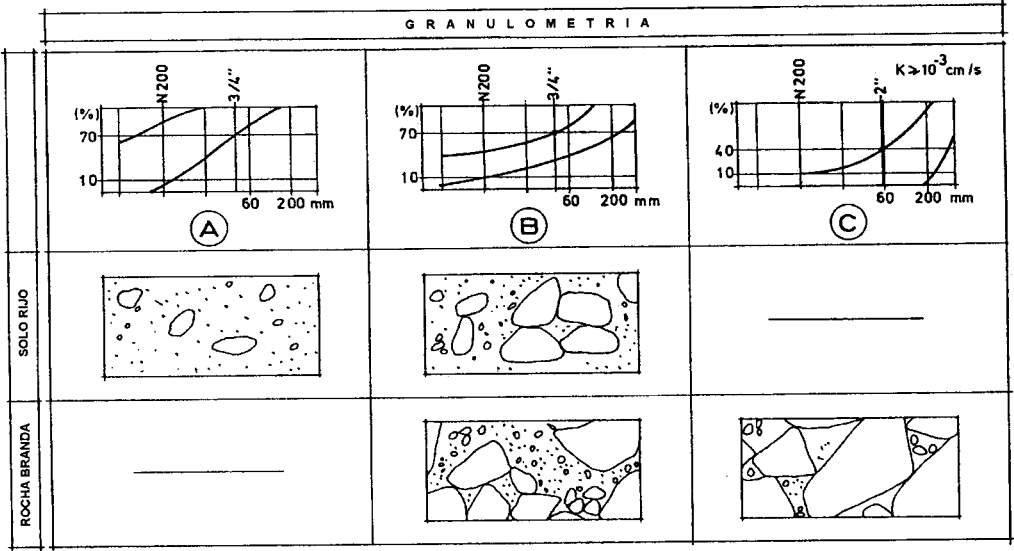


Figura 1 - Tipos de granulometria de solos e materiais rochosos brandos utilizados em aterros tendo em consideração os aspectos específicos do projecto, execução e controlo da construção

A situação A corresponde a aterros com solos em que os materiais com dimensão superior a 19mm ($\cong 3/4''$) não excedem 30% do peso total. Qualquer elemento de grande dimensão é completamente envolvido por partículas de solo com um diâmetro máximo de 19mm, as quais controlam as propriedades mecânicas e de permeabilidade do aterro. A compactidade e o teor em água podem ser especificados tendo em consideração os ensaios de compactação normalizados e usam-se métodos convencionais para controlo da compactação.

A situação C corresponde a enrocamentos em que a percentagem de elementos com dimensões menores que 0,074mm (peneiro nº 200 da ASTM) não é superior a 10%, e a dimensão máxima pode alcançar valores de cerca de 2000mm. Normalmente a percentagem de elementos superiores a 50mm ($\cong 2''$) é maior que 60%. Neste caso, são os elementos maiores que controlam o comportamento do aterro (consequentemente designado de enrocamento), não só do ponto de vista mecânico, mas, também, em relação à permeabilidade (um aterro de enrocamento deve ter um coeficiente de permeabilidade superior a 10^{-3} cm/s). Tendo em vista a construção, a granulometria e o índice de vazios são normalmente especificados com base em elementos colhidos em desmontes de pedreiras e aterros experimentais. Em relação à água, se utilizada, indica-se o volume a ser adicionado durante a deposição (é frequente especificar um volume de água não inferior a 25-30% do volume do aterro). O controlo da compactação é conduzido, por exemplo, através de ensaios de grande dimensão, medindo o peso volúmico

seco (o volume mínimo do poço é igual, em m³, a 5 vezes a dimensão máxima dos blocos, expressa em metros) e a quantificação da granulometria deve envolver, também, um volume representativo do aterro. Não é feito qualquer controlo quanto ao teor em água.

Outros autores (Breitenbach, 1993) aceitam que um enrocamento pode ter 15% de finos (finos significando que passam no peneiro nº 200). Na nossa opinião, este limite é demasiado elevado, principalmente se os finos são marcadamente plásticos.

A situação B corresponde à transição entre A e C e é designada de mistura de solo e enrocamento. É uma situação em que, como se poderá ver posteriormente, existem dificuldades consideráveis no que respeita aos critérios a seguir nas especificações construtivas, e o mesmo pode ser dito em relação ao critério de controlo da construção. Isto deve-se ao facto de, tanto os materiais mais finos (especialmente os que passam através do peneiro nº 200 e o respectivo teor em água), como os materiais grosseiros, terem influência no comportamento do aterro, embora, normalmente, o peso de cada uma destas contribuições seja desconhecido.

b) Características mecânicas dos elementos de maiores dimensões

Tendo em consideração o que foi dito sobre a granulometria, é lógico que seja nos enrocamentos que este parâmetro prove ser decisivo, especialmente em relação às deformações a longo prazo em aterros com rochas brandas. Mas não é de excluir que as características mecânicas dos elementos de maiores dimensões tenham uma influência, por vezes significativa, na fluência de aterros construídos com certas misturas de solo e enrocamento. A importância da natureza plástica dos finos (que passam através do peneiro nº 200) não pode também se negligenciada.

2 - PRINCIPAIS DIFICULDADES COM ATERROS DE SOLOS RIJOS

Dependendo do teor em água, as escavações em solos rijos coesivos podem apresentar problemas desde que o material possa aderir indesejavelmente ao equipamento e estorvar as operações de construção (teor em água um pouco mais elevado do que o limite de adesividade). Se tal não for o caso e o teor em água ficar bem abaixo do limite de plasticidade, a granulometria do material escavado pode ser do tipo A ou B (Fig.1). No primeiro caso, trata-se de um aterro com solo convencional. Não põe portanto problemas em relação à especificação do peso volúmico seco e do teor em água ou em relação às técnicas a serem utilizadas no controlo da construção.

De facto, a fracção que passa através do peneiro ¾" constitui uma matriz onde se disseminam os elementos de grandes dimensões, os quais, dificilmente contactando entre si, não influenciam praticamente as características mecânicas do aterro.

A questão mais delicada relativa à construção com estes materiais é a do melhor caminho a seguir na desagregação destes solos argilosos duros depois da escavação. Devem ser construídos aterros experimentais, onde será determinante a avaliação da eficiência na utilização de grades de discos e a compactação levada a cabo por cilindros pés-de-carneiro. A adição de água em quantidades adequadas pode desempenhar um papel importante.

Soriano (1989) refere-se ao uso de areias argilosas do Miocénico, muito consolidadas, em aterros para serem utilizados como fundação de estruturas, onde foi posto um cuidado especial na homogeneização do material a compactar, em parte devido à necessidade de o misturar com 30% de areias limpas.

Finalmente, assinala-se que, tendo em vista a necessidade de tratamentos e as características intensivas de que estes se podem revestir, os solos rijos – mesmo em áreas de

empréstimo ou zonas de escavação que estão muito próximas – podem induzir soluções pouco económicas ou tecnicamente não recomendáveis.

No caso de uma granulometria do tipo B, ao contrário do que ocorre com a granulometria do tipo A, a fracção que passa através do peneiro $\frac{3}{4}$ ” é insuficiente para permitir que actue como elemento de controlo do comportamento mecânico do aterro, mas também não é seguro que a fracção retida pelo peneiro $\frac{3}{4}$ ” o possa efectuar. Os elementos de maior dimensão podem formar uma estrutura que pode atenuar significativamente os efeitos da energia de compactação que se pretende sejam transmitidos à fracção fina. Sinteticamente, pode afirmar-se que as granulometrias do tipo B não oferecem vantagens significativas em relação às do tipo A, sendo pelo contrário agravadas de forma apreciável as desvantagens. Basicamente, é o caso de materiais que são, logicamente, menos desagregáveis que os do tipo A.

Para estabelecer os parâmetros de projecto é essencial construir aterros experimentais, mas, particularmente em relação ao caso A, o uso deste tipo de materiais, como foi dito previamente, pode não ser economicamente justificável ou ser tecnicamente inapropriado. No que respeita ao modo de especificar os parâmetros construtivos e de controlo bem como as técnicas de construção, os problemas são fundamentalmente os mesmos, quer para solos rijos, quer para rochas brandas. A questão será portanto analisada mais à frente quando se tratar das rochas brandas. Também, no âmbito da resistência e deformabilidade dos aterros, as características resistentes dos maiores elementos obrigam a algumas considerações que serão elaboradas posteriormente quando se tratar a questão da fluência e da deformação devida ao colapso destes aterros.

Finalmente, justificam-se algumas considerações sobre a permeabilidade dos aterros, que em certas obras (por exemplo barragens) pode ser decisiva. No caso de solos rijos com granulometria do tipo A, a questão diz respeito unicamente à natureza desses solos. Por exemplo, um solo arenoso (ligações cimentícias muito fracas entre as partículas e baixa porosidade) pode originar um aterro que é mais permeável do que o desejável tal como aconteceria com qualquer solo arenoso menos rijo. De uma forma análoga ao que ocorre com o comportamento mecânico, é a matriz constituída pela fracção que passa através do peneiro $\frac{3}{4}$ ” que controla o comportamento hidráulico, conclusão aplicável tanto a solos argilosos rijos como a solos arenosos.

No caso de aterros com solos argilosos rijos de granulometria do tipo B, a existência de zonas deficientemente compactadas em virtude do efeito estrutural resultante do arranjo espacial de elementos maiores, terá obviamente repercussões na permeabilidade do aterro. É então essencial verificar se tal situação ocorre, e isso obriga à realização de aterros experimentais nos quais podem ser conduzidos ensaios de permeabilidade in situ, podendo também ser feitas observações directamente nas paredes de trincheiras abertas para esse fim.

Em relação aos maiores elementos é de assinalar que, se eles provêm de formações argilosas rijas muito sobreconsolidadas, podem conter ‘slikensides’ - superfícies de descontinuidade resultantes do processo geológico de formação da rocha. Constituem, em princípio, superfícies que potencialmente condicionam a resistência dos elementos, e podem, em certas circunstâncias, dar origem a caminhos preferenciais para a água, não só através dos blocos, mas também do próprio aterro.

3 - PRINCIPAIS DIFICULDADES COM ATERROS DE ROCHAS BRANDAS

No caso de rochas brandas, a utilização de procedimentos construtivos semelhantes aos usados nos aterros de granulometria do tipo A, é normalmente excluída por razões económicas e técnicas (poderá não ser o caso em que a rocha branda é evolutiva, mas, como foi mencionado previamente, este tipo de materiais não é tratado neste trabalho). A granulometria que mais frequentemente resulta de uma escavação em rocha branda com vista à utilização em aterros, é do tipo B. Em certas circunstâncias, podem obter-se granulometrias do tipo C, especialmente no caso das rochas brandas mais duras.

No último caso, as questões que surgem com as especificações do projecto e com o controlo da compactação são comuns às dos aterros de enrocamento, isto é, podem adoptar-se métodos e processos que são geralmente aceites e, em particular, baseados em investigações e experiências relativas a barragens de enrocamento.

Em relação aos factores condicionantes dos assentamentos, é interessante mencionar um aterro de grandes dimensões feito com xistos brandos (exploráveis com bulldozer) para instalação de uma ferrovia para comboios de alta velocidade (Soriano, 1989). A granulometria era do tipo C, com diâmetro máximo de cerca de 0,4m, tendo o material sofrido variações de granulometria apreciáveis durante a compactação, com cilindro vibrador, dos aterros experimentais (com aparecimento de cerca de 5% de material passando através do peneiro nº 200 e a redução da dimensão média das partículas de 15 para 3cm). Na altura foi tomada em consideração a experiência com aterros da barragem Martin Gonzalo, construída com materiais similares (xistos do Carbónico), que sofreram assentamentos importantes após a construção. Embora inicialmente tenham sido utilizadas técnicas especiais na compactação dos enrocamentos (granulometria do tipo C), isto é, camadas de 0,4m e cilindros vibradores, acabou por ser considerado preferível, tendo em consideração a experiência americana com aterros de argilitos e siltitos, levar a cabo uma fracturação intensa do material, através da deposição com tractores de lagartas e a realização de três passagens com cilindro pés de carneiro. A compactação foi feita com cilindros vibradores de rasto liso de peso estático de 10tf. As camadas tinham 0,2m de espessura e os blocos com dimensões inferiores a 0,2m eram aceites. Houve, por isso, uma mudança da granulometria do tipo C para tipo B. Em relação ao controlo construtivo, embora se tivesse admitido que as técnicas convencionais (granulometria do tipo A) pudessem ser utilizadas, na prática – e tal como previsto – surgiram dificuldades características de granulometrias do tipo B. Os assentamentos máximos durante a construção foram ligeiramente inferiores ao esperado (≈ 30 cm para um aterro com altura máxima de 45m). Será interessante saber se a previsão de um assentamento máximo de 7cm após a construção (de 1990 a 2000) se confirmará.

As deformações associadas ao colapso e à fluência desempenham, em regra, um papel decisivo no projecto de aterros de enrocamento com rochas brandas. Mas como este fenómeno pode (em princípio) ocorrer também em aterros com solos rijos, essa questão será discutida mais à frente em relação a aterros com os dois tipos de materiais.

Quando a granulometria de aterros com rochas brandas é do tipo B, as dificuldades em estabelecer os parâmetros de projecto e de controlo e as técnicas construtivas, são, como foi dito, análogas às já mencionadas a propósito dos aterros com solos rijos. Como proceder nestes casos?

No caso de solos (consequentemente com granulometria do tipo A), as especificações para compactação do aterro dizem-nos que o valor mínimo do peso volúmico seco deve exceder uma percentagem do máximo peso volúmico seco obtido em ensaios de compactação em laboratório normalizados. O valor máximo do peso volúmico seco corresponde ao que se

designa de teor em água óptimo, e constitui uma referência para especificar o teor em água de compactação.

Os ensaios normalizados são levados a cabo com a fracção do material que passa através do peneiro nº 4 da ASTM. Quando o material tem uma certa percentagem de elementos mais grosseiros, o efeito de tais elementos, se a sua percentagem não for muito elevada, conduz a um peso volúmico seco máximo maior do que o obtido no mesmo ensaio normalizado, mas em que todo o solo passa através do peneiro nº 4. De forma a ultrapassar esta dificuldade são possíveis dois procedimentos:

- a) conduzir um ensaio de compactação normalizado em grandes volumes (isto é, com a mesma energia de compactação específica), fixados de acordo com o máximo diâmetro dos elementos;
- b) conduzir ensaios normalizados somente com materiais que passam através do peneiro $\frac{3}{4}$ " (método de substituição) ou utilizar fórmulas correctivas.

Qualquer destes procedimentos tem desvantagens consideráveis (Houston e Walsh, 1993). O primeiro envolve grandes volumes, é muito dispendioso e é unicamente utilizado na investigação. Para diâmetros máximos maiores, é mesmo proibitivo tendo em vista as dimensões do molde de ensaio.

No que respeita ao segundo procedimento, independentemente de outras técnicas possíveis ('scalp' e substituição) e do uso de fórmulas correctivas que atendem à percentagem de elementos grosseiros mas que podem dar resultados que diferem apreciavelmente de um para outro caso, sobretudo quando a fracção de finos é muito plástica, verifica-se que aquele é unicamente válido para percentagens retidas pelo peneiro $\frac{3}{4}$ " que não sejam superiores a 30%. Ainda que, para a mesma energia de compactação específica, o volume do molde para o ensaio de compactação deva ser obviamente maior, sendo normalmente utilizado o molde do ensaio CBR.

Verifica-se pois que, para o tipo de aterro em consideração, exibindo percentagens retidas pelo peneiro $\frac{3}{4}$ " superiores a 30% e com elementos de grande dimensão, os procedimentos têm que ser diferentes.

Os aterros experimentais são por isso essenciais podendo ser objecto de ensaios para determinação do peso volúmico seco, teor em água e características da granulometria, todos eles interessando volumes apreciáveis de aterro (na introdução foi referido um critério para quantificação desses volumes). Relacionando os valores medidos com o comportamento real dos aterros, é possível estabelecer critérios que podem ser utilizados na formulação das especificações construtivas. Da mesma maneira, devem ser conduzidos ensaios de compactação normalizados na fase de projecto. Os resultados respectivos não são directamente aplicáveis nas especificações mas, se existe uma experiência acumulada na comparação desses resultados com os resultados dos aterros experimentais (tendo também em consideração o comportamento das obras onde este tipo de aterros é utilizado), os resultados dos ensaios em laboratório podem ser eventualmente utilizados indirectamente para formulação das especificações construtivas (de facto tal constitui uma maneira indirecta de especificar a resistência ao corte, a deformabilidade e a permeabilidade). Naturalmente que este processo não tem a generalidade dos utilizados em aterros de solos. Pelo contrário, é casuístico e a experiência com determinado tipo de material é particularmente importante.

Um bom exemplo deste procedimento foi o vasto estudo conduzido pela Army Engineer Waterways Experiment Station (Lutton, 1977) em relação a aterros rodoviários construídos nos Estados Unidos com argilitos exibindo fissuração ("clay shales") obtidos de formações geológicas do Precâmbrico ao Terciário. A Fig. 2 apresenta o critério proposto para especificar,

de acordo com os resultados de índices de desgaste em meio aquoso, a espessura de camada que origina um aterro cujo assentamento a longo prazo não atinja os estados limites de funcionalidade da estrada.

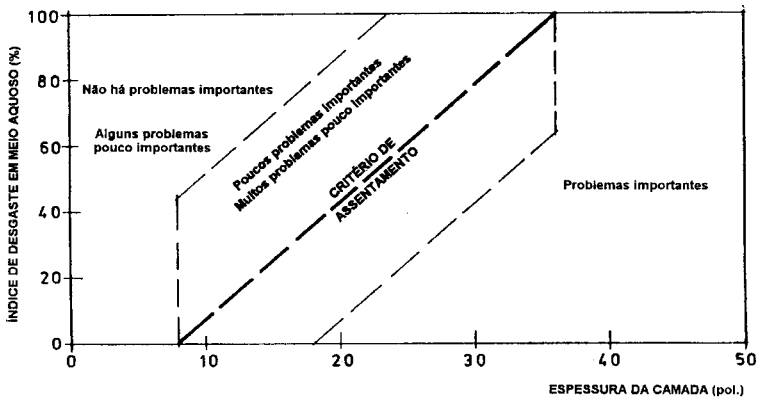


Figura 2 - Critério para previsão do comportamento de aterros com base no índice de desgaste em meio aquoso dos materiais (Lutton, 1977)

É também interessante descrever um método desenvolvido para estabelecer as especificações no projecto de um aterro de uma barragem a ser construído com xistos alterados de granulometria do tipo B e diâmetro máximo de 200mm (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1983). Devido à sua localização no corpo da barragem, não havia problemas em relação à permeabilidade e a resistência ao corte necessária era inteiramente satisfeita pela acção do equipamento de compactação. O que era importante era especificar os parâmetros construtivos para se obter determinadas deformabilidades, as quais dependiam do teor em água. Ensaaios edométricos de grande dimensão (diâmetro de 500mm) mostraram que o módulo de deformabilidade, para um dado peso volúmico seco, dependia do teor em água do material que passava no peneiro 3/4" e da percentagem de material retido nesse peneiro. A Figura 3 mostra, sob a forma gráfica, os critérios a usar para o peso volúmico seco e o teor em água de forma a obter-se a deformabilidade requerida, tendo em consideração a granulometria do material.

4 - COLAPSO E FLUÊNCIA

4.1 - Introdução

Em primeiro lugar, qual é a diferença entre colapso e fluência? Designa-se por fluência a deformação que se processa a tensão constante e durante períodos razoavelmente longos. Entende-se por colapso o fenómeno que se verifica quando ocorre um acréscimo pronunciado de deformação associado com a alteração do teor em água do aterro. Tal deformação tem lugar com um estado de tensão vertical efectiva praticamente constante.

Como o termo colapso é habitualmente empregue com um significado diferente em segurança estrutural, Naylor (1989) usa, em alternativa, o termo mais apelativo de retracção por saturação ('saturation shrinkage').

A fluência e o colapso contribuem decisivamente para as deformações durante a vida dos aterros (os assentamentos que ocorrem durante a construção são compensados pela colocação de um volume adicional de aterro). Não é de excluir que, nalguns casos de aterros formados por

solos rijos e rochas brandas (com granulometrias do tipo A e B), possam ocorrer alguns assentamentos significativos devido à consolidação hidrodinâmica.

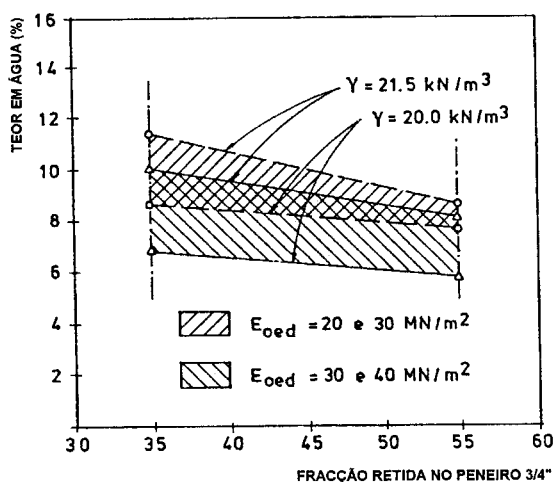


Figura 3 - Especificações para controle da compactação de forma a obter um aterro com uma dada deformabilidade. Xistos alterados, granulometria do tipo B (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1983)

4.2 - Colapso

No caso de aterros com solos rijos e rochas brandas com granulometria do tipo B pode ocorrer colapso, mas é necessário que tais aterros estejam parcialmente saturados e neles subsistam estruturas potencialmente instáveis, eventualmente com ligações cimentícias entre as partículas provavelmente destruídas ou grandemente enfraquecidas pela molhagem. Neste tipo de aterros, a compactação tende a reduzir o potencial de colapso, mas a eficiência deste processo pode ser consideravelmente afectada no caso de aterros com granulometria do tipo B, quer em solos rijos, quer em rochas brandas. Como ocorrem nestes aterros elementos de dimensão apreciável, cujas estruturas potencialmente colapsíveis não são obviamente afectadas pela compactação, mas que mais tarde, devido ao estado de tensão instalado e acima de tudo às consideráveis variações de teor em água (que, principalmente no caso de barragens, podem corresponder à saturação), originam assentamentos. Este fenómeno pode ser importante tendo em consideração a alta percentagem de elementos de grande dimensão característica da granulometria do tipo B.

Deve ainda ser feita uma referência à possibilidade de elementos de grande dimensão constituírem estruturas que impedem a transmissão apropriada da energia de compactação para os materiais mais finos, podendo estes colapsar mais tarde quando ocorrer molhagem.

O colapso é um fenómeno importante no caso de aterros de rochas brandas com granulometrias do tipo C (enrocamentos com rochas brandas). Vários mecanismos podem explicar o colapso. Assim, de um modo semelhante para todos os enrocamentos, as forças instaladas nos contactos entre partículas, contactos esses num número que é muito menor que noutros tipos de granulometria, assumem valores muito altos (somente para se ter uma ideia de quanto essas forças podem aumentar com a diminuição do diâmetro das partículas e de acordo com Marsal (1973), para um aterro com areia média submetida a uma tensão octaédrica de 100 kN/m^2 , as forças entre as partículas têm uma grandeza da ordem dos 10^5 kN , enquanto que

para um enrocamento relativamente uniforme com blocos de diâmetro de 0,6m, para a mesma tensão octaédrica, as forças no contacto são aproximadamente de 10kN). As áreas de contacto entre partículas dependem do valor dessas forças nos contactos e da tensão de rotura do material. Nas zonas de tais contactos, o material desenvolve microfissuras. Quando existe um aumento do teor em água, a água penetra nas microfissuras e enfraquece a rocha, causando um alargamento da zona em rotura e conduzindo a assentamentos. É pois evidente a importância da resistência e da deformabilidade dos blocos de rocha.

Tem-se verificado que quanto mais sensível à água é o material rochoso, maiores são os assentamentos por colapso, para o mesmo estado de tensão e índice de vazios; esta sensibilidade pode ser quantificada, por exemplo, pela diferença entre a resistência à compressão uniaxial evidenciada pelo material rochoso com teor em água natural e após saturação.

Ensaio de grandes dimensões executados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Veiga Pinto *et al.*, 1993) com enrocamentos de calcários margosos mostraram que, quando a amostra é saturada, se verifica uma perda de resistência ao corte e uma variação de volume impressionantes, como se pode ver na Fig. 4.

Dado que as rochas brandas são em princípio mais sensíveis à água, é fácil perceber a importância do colapso em enrocamentos de rochas brandas e as vantagens de utilizar água durante a construção de tais enrocamentos.

Tendo em atenção a importância das deformações por colapso na segurança e funcionalidade dos aterros, é extremamente importante poder efectuar a respectiva previsão.

O método proposto por Nobari e Duncan (1972) é já clássico, baseando-se na verificação experimental de que se a tensão necessária para alcançar uma dada deformação é a mesma quer essa deformação tenha sido instalada deformando inicialmente a amostra seca e saturando-a depois mantendo a deformação constante, quer produzindo a deformação desejada com a amostra previamente saturada. Para a caracterização mecânica dos materiais secos e saturados, toma-se em consideração os resultados de ensaios triaxiais drenados convencionais. A modelação do colapso pelo método dos elementos finitos envolve a determinação das variações de tensão devido à molhagem com deformações impedidas, seguida da aplicação aos materiais saturados das tensões não equilibradas resultantes. Existem muitas aplicações deste método em barragens de terra nas quais se utilizam relações constitutivas não lineares.

Recentemente, Naylor *et al.* (1989) propuseram a generalização do método de Nobari e Duncan, dado que este considera somente as trajectórias de tensões possíveis em ensaios triaxiais comuns e assume apenas comportamento elástico não linear. A intenção é poder ter em consideração trajectórias de tensões mais complexas (e realistas) e fazer uso de outras relações constitutivas (por exemplo elasto-plásticas). Nesse sentido, foi conduzido pelo Laboratório Nacional de Engenharia de Lisboa, pela Universidade de Swansea e pela Universidade de Sevilha (EEC, 1992) um projecto conjunto de investigação. O estudo envolveu a verificação experimental da generalização desejada, a sua aplicação pelo método dos elementos finitos e a utilização em protótipos.

Chama-se a atenção para a necessidade de recorrer a ensaios em laboratório de grande dimensão quando é necessário obter parâmetros para prever o colapso, especialmente em enrocamentos de rochas brandas.

Os resultados da aplicação da metodologia acabada de mencionar à barragem do Beliche foi recentemente publicada (Naylor *et al.*, 1997). Na retro-análise efectuada relativa à construção e enchimento da albufeira da barragem, foi aplicado um modelo elasto-plástico de estado crítico em termos de tensões efectivas (as pressões intersticiais medidas no protótipo faziam parte dos dados do problema). A simulação das deformações de colapso permitiram obter uma boa quantificação dos assentamentos.

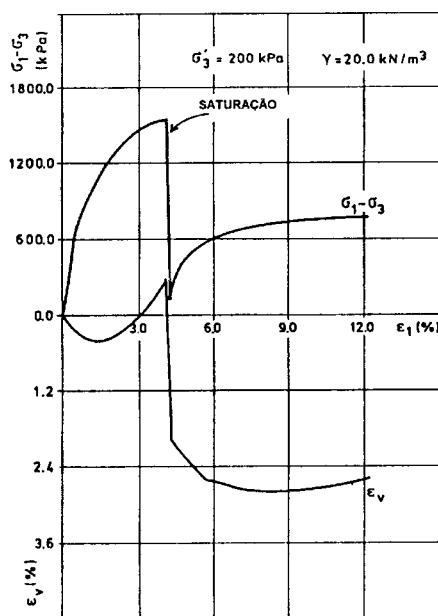


Figura 4 - Ensaio triaxiais de grande dimensão sobre calcários margosos (o diâmetro máximo das partículas do aterro e no ensaio são de 800 e 50mm, respectivamente) (Veiga Pinto et al., 1993)

É importante notar que a mesma barragem tinha sido analisada alguns anos antes com o objectivo de efectuar previsões da “classe A” dos deslocamentos durante a construção (Naylor *et al.*, 1986). Obteve-se, então, uma previsão que subestimou os assentamentos máximos da barragem. Comparando esses resultados com os da análise recente anteriormente referida, tornou-se claro que o erro foi principalmente devido ao uso de modelos incapazes de incorporar o colapso numa estrutura onde, devido ao uso de grandes blocos de rocha branda, esse fenómeno desempenha um papel importante.

Os enrocamentos que constituem o material a montante das barragens de enrocamento são sujeitas à submersão e, portanto, não é surpreendente que, nessa altura, aí surjam rapidamente assentamentos importantes devidos ao colapso. Em certas circunstâncias (Maranha das Neves, 1991) tal comportamento pode mesmo ser favorável do ponto de vista da segurança dado que diminui o potencial de fracturação hidráulica do núcleo central argiloso de barragens de enrocamento.

Mas as causas mais frequentes de aumento do teor em água são devidas à chuva. E embora seja um facto que assentamentos assinaláveis devidos a colapso súbito tenham sido medidos em associação com fortes chuvadas, é verdade que, em situações normais, os assentamentos por colapso devido à chuva se desenvolvem com o tempo, acompanhando um aumento lento e faseado do teor em água dos aterros.

4.3 - Fluência

Considerando agora a análise da fluência, deve assinalar-se que o comportamento típico dos aterros afectados por este fenómeno mostra uma taxa de variação da deformação que diminui com o tempo. Obviamente, sob certas condições (por exemplo, em taludes de aterros

muito altos), a taxa de deformação pode ser crescente, situação conhecida como rotura por fluência. É raro observar-se uma taxa de deformação constante durante períodos longos.

O mecanismo que dá origem à fluência está principalmente relacionado com o deslizamento entre partículas (de facto não pode ser excluída alguma fluência originada pela fractura de blocos). O deslizamento ocorre ao nível do contacto entre sólidos (mesmo em argilas) e a sua velocidade depende, em cada contacto, da relação entre as componentes tangencial e normal das forças de contacto (Kuhn e Mitchell, 1993). À medida que o aterro se deforma por fluência, as partículas (blocos no caso de enrocamentos) sofrem pequenos rearranjos que reduzem as componentes tangenciais (ou aumentam as componentes normais das forças de contacto). Como consequência, a velocidade de deslizamento nos contactos diminui e o mesmo ocorre com taxas de deformação por fluência.

Outros mecanismos que incluem processos intrinsecamente dependentes do tempo, como é o caso das ligações cimentícias, aumento da resistência nas rugosidades de contacto devido à pressão e tixotropia, podem ter alguma influência na fluência dos solos. Mas no que respeita ao tipo de aterros de que se está a tratar, especialmente nos de rochas brandas, o mecanismo dominante depende da deformação referida inicialmente. Neste caso é também interessante notar que as variações da relação das forças de contacto tangenciais e normais podem resultar de deformações globais muito reduzidas. A diminuição das forças tangenciais ocorre sob uma tensão deviatórica constante globalmente aplicada (ver Fig. 5), um comportamento que só pode ser explicado pelo facto de se tratar de um meio particulado, onde a tensão deviatórica aplicada é suportada por ambas as componentes, tangencial e normal, das forças de contacto (Kuhn e Mitchell, 1993).

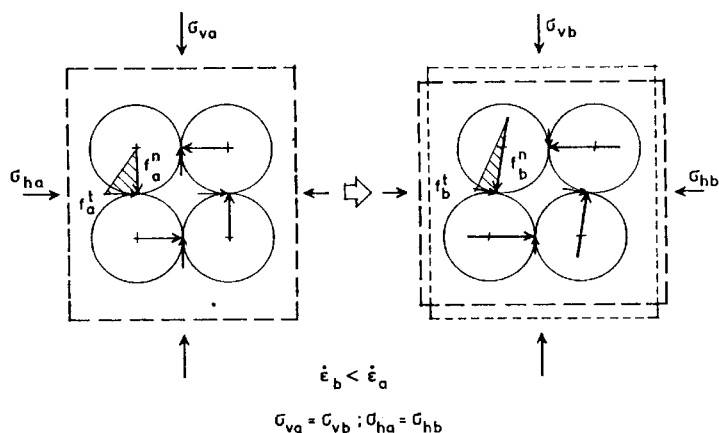


Figura 5 - Representação esquemática do papel desempenhado pelas forças normais e tangenciais entre partículas, no mecanismo que traduz uma das principais causas da taxa de fluência

O mecanismo indica que o tipo de material e, acima de tudo, a compactação têm uma importância decisiva no valor dos assentamentos depois da construção, devido à fluência. A experiência nesta matéria é devida, principalmente, à observação de barragens de terra e enrocamento. De acordo com Soydemir e Kjaernsli (1979) e Justo (1991), a compactação reduz consideravelmente os assentamentos máximos após a construção. Este facto é claramente evidenciado quando os assentamentos devidos à fluência em barragens de enrocamentos bem compactados são comparados com os de barragens de enrocamento não compactados.

Por vezes, são utilizadas correlações empíricas na previsão de deslocamentos devidos a fluência, permitindo, no caso de barragens, a quantificação das suas sobre-elevações. De

acordo com Rodriguez-Miranda (1986), as deformações verticais devido à fluência relacionam-se, no caso de enrocamentos, com a deformabilidade do aterro compactado, como se mostra na Fig. 6. A informação em que esta proposta se baseou resultou da observação de barragens e de aterros rodoviários de enrocamento.

Uma outra relação frequentemente mencionada para previsão da taxa de assentamento por fluência, α , é a seguinte:

$$S = \alpha H \log(t_2 / t_1)$$

em que S é o assentamento no coroamento da barragem de enrocamento de altura H verificado entre os instantes de tempo t_2 e t_1 , contados após o final da construção.

Quando o assentamento é representado graficamente em função do logaritmo do tempo (contado a partir de metade do período construtivo), obtém-se uma relação praticamente linear com α variando normalmente entre 0,2% para enrocamentos bem compactados e 1% para enrocamentos não compactados ou enrocamentos de rochas brandas na transição para rochas duras.

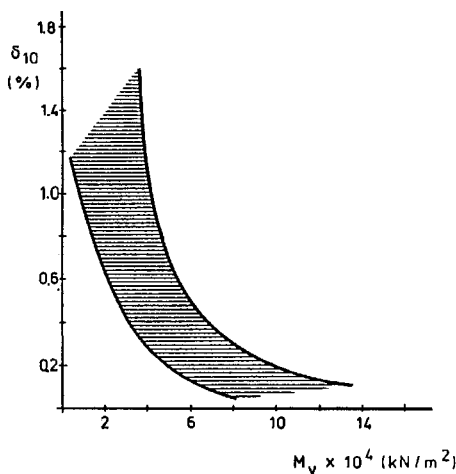


Figura 6 - Deformação vertical devido a fluência após 10 anos (δ_{10}) versus deformabilidade vertical do enrocamento compactado (M_v) (Rodriguez-Miranda, 1986)

O parâmetro α depende da tensão vertical, como se pode ver pela Fig. 7 (Charles, 1991). Os valores de α medidos em ensaios edométricos em laboratório são, geralmente, significativamente inferiores aos observados em protótipos.

A taxa de assentamento no tempo, numa representação semi-logarítmica do resultado de um ensaio edométrico, consiste numa compressão inicial muito rápida e importante (70 a 80% da compressão é verificada em 24 horas) seguida por uma zona linear designada de fluência, cuja inclinação pode ser descrita pelo coeficiente de compressão secundária, C_α , dado pela equação (Wahls, 1962),

$$C_\alpha = de / d(\log_{10} t)$$

em que e representa o índice de vazios e t o tempo. A Figura 8 mostra resultados obtidos por Parkin (1983) com um material de transição entre siltito e argilito.

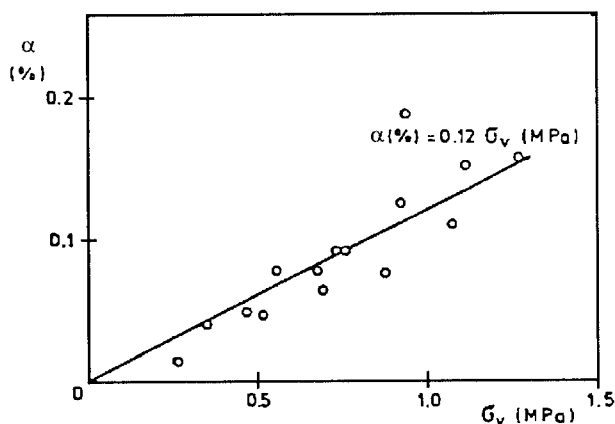


Figura 7 - Relação entre o logaritmo do parâmetro de fluência (α) e o nível de tensão efectiva (σ_v) para um enrocamento de argilitos bem compactado na barragem Llyn Briane, 90m de altura (Charles, 1991).

Soriano (1989) trata também a questão da previsão de assentamentos por fluência em aterros, tendo em consideração que a relação entre C_α e o índice de compressibilidade C_c é praticamente constante, o que está de acordo com a acima mencionada relação entre os assentamentos por fluência e os assentamentos medidos durante a construção de aterros. Numa análise tensão-deformação de um aterro de xisto altamente alterado, o intervalo de um ciclo de tempo foi, deste modo, simulado aumentando as cargas depois da construção. Esse aumento é uma função da relação constante C_α / C_c admitida (no caso do xisto referido foi considerada igual a 0,1) e é introduzido, na prática, por intermédio de um aumento adequado das forças devidas à gravidade.

Parkin (1991) realçou as vantagens de se utilizar outra representação na qual se usa o logaritmo da velocidade do assentamento versus logaritmo do tempo. Obtem-se uma relação linear, com uma inclinação C_β , com $C_\beta \approx 1$ se a origem do tempo é conhecida. Uma outra vantagem é que na determinação de C_α é importante saber a origem do tempo ao passo que na análise dos resultados sob a forma logaritmo da velocidade dos assentamentos versus logaritmo do tempo o desconhecimento da origem do tempo não é relevante.

Embora em ensaios edométricos a aplicação carga seja de tal modo rápida que a origem do tempo é bem conhecida, o mesmo não pode ser dito em relação à análise dos dados de campo, em que a origem do tempo não é bem conhecida (tanto o final como a metade do período construtivo do aterro são considerados, muitas vezes de forma arbitrária). Assim, para qualquer fase de carga, pode obter-se um diagrama de velocidade diferenciando a curva assentamento versus tempo. A Figura 9 mostra os resultados de um ensaio num siltito brando (Parkin, op. cit.), notando-se uma inclinação ≈ -1 (como era de esperar) e uma descontinuidade súbita. Trata-se, neste último caso, de um fenómeno de difícil previsão (mais difícil de detectar numa representação tradicional da fluência), mas que parece traduzir a natureza estrutural, já atrás referida, da fluência.

Utilizando um modelo em que os efeitos do colapso e da fluência podem ser tomados em consideração, Mateus da Silva (1996) efectuou uma retro-análise dos deslocamentos da barragem do Beliche. Desenvolveu uma formulação visco-elasto-plástica, onde o colapso e a fluência são incorporados considerando uma alteração progressiva das propriedades mecânicas do enrocamento. Estas propriedades foram quantificadas através de ensaios adequados. A

comparação entre os deslocamentos observados e calculados é muito promissora e o procedimento desenvolvido pode ser considerado como um importante passo em relação à modelação da fluência em aterros de enrocamentos de rochas alteradas (brandas). Apresenta uma previsão dos deslocamentos da barragem para o ano 2035 (50 anos de vida da barragem).

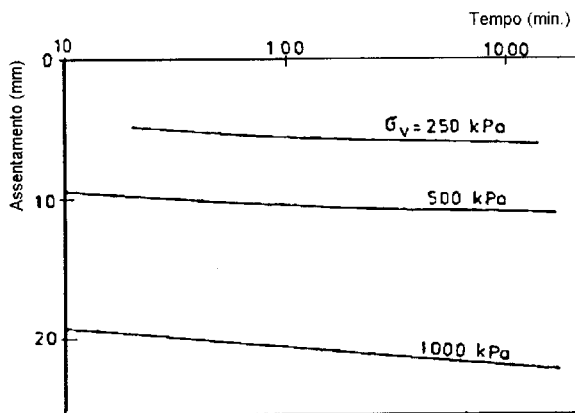


Figura 8 - Ensaio edométrico de um enrocamento de um material de transição entre siltito e argilito (Parkin, 1983)

Como consequência do que foi dito, pode concluir-se o quanto é importante a colocação e leitura de marcas superficiais mal o aterro esteja completo, isto é, após a conclusão da compactação da última camada. Este procedimento é habitualmente negligenciado pelos responsáveis pelo empreendimento.

5 - NOTA FINAL

Ao tratar do tema de aterros com solos rijos e rochas brandas, e com vista à sistematização da apresentação dos principais problemas que neles ocorrem e da melhor maneira de os resolver, é preconizada uma classificação tomando como base a granulometria (Figura 1). Contudo, deve dar-se especial atenção ao facto de que a realidade nem sempre aparece com a simplicidade aparente que a classificação pode transmitir. É suficiente ter em atenção a subjectividade implícita nas designações de solo rijo e rocha branda. Mas considera-se que a utilização desta classificação pode ser muito útil dada a sistematização que introduz na resolução dum problema concreto.

Do anteriormente exposto, pode concluir-se que este é um assunto no qual é ainda necessário muito trabalho e investigação (recorda-se que parte da experiência mencionada neste artigo se refere a aterros em solos e rochas duras). É urgente ter informação disponível, mas devem tomar-se cuidados especiais de modo a possibilitar a realização de estudos comparativos bem fundamentados. Infelizmente, quando se relatam experiências, acontece muitas vezes que os autores apenas mencionam aqueles aspectos que mais directamente dizem respeito ao problema específico que os preocupa no caso em estudo. Esta é uma prática que necessita de ser modificada para benefício do progresso dos conhecimentos e para permitir uma atitude mais racional no que respeita ao projecto e construção de aterros com solos rijos e rochas brandas.

Um outro ponto a considerar, na sequência das considerações efectuadas neste trabalho, é a necessidade de efectuar um estudo específico de cada aterro com altura significativa,

utilizando para o efeito de dimensionamento, os ensaios e as técnicas construtivas mais adequadas aos materiais a utilizar.

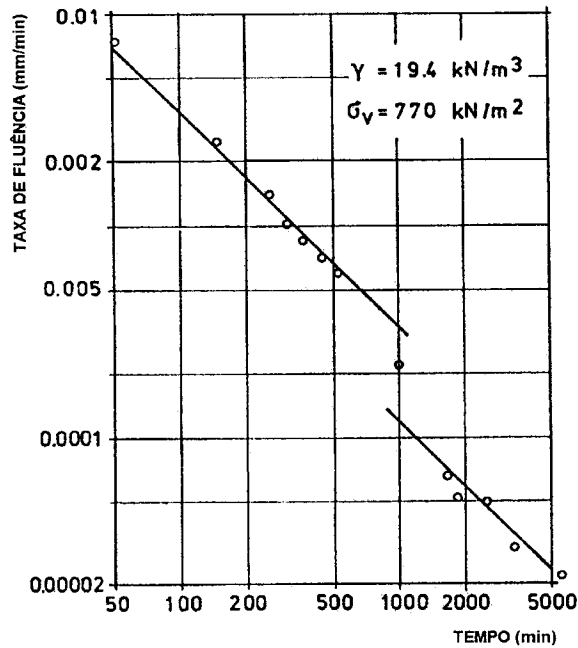


Figura 9 - Taxa de fluência em ensaios edométricos (enrocamento de siltito brando) (Parkin, 1985)

Finalmente, deve realçar-se que tem havido um progresso enorme com a observação a longo prazo destas estruturas, aplicando aos aterros das vias de comunicação uma prática que tem provado ser frutuosa em barragens de aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BREITENBACH, A.J. - *Rockfill placement and compaction guidelines*. Journal of the American Society for Testing Material, pp. 76-84, 1993.
- BROWN, A.J. - *Use of soft rockfill at Evretou Dam, Cyprus*. Géotechnique, vol. 38, nº 3, September, pp. 333-354, 1988.
- CHARLES, J.A. - *Laboratory compression tests and deformation of rockfill structures*. Advances in Rockfill Structures, ed. E. Maranhã das Neves. Nato ASI Series, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 73-95, 1991.
- EEC contract nº SCI-CT91-07555 (TSTS) - *Collapse settlement and creep in low grade rockfill structures*. Report on the activity during 1992.
- HOUSTON, S.L. e WALSH, K.D. - *Comparison of rock correction methods for compaction of clayey soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 119, nº 4, April, pp. 763-778, 1993.

- ISRM - *Basic geotechnical description of rock masses*. ISRM Commission on Classification of Rocks and Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 18, pp. 85-110, 1981.
- JIMÉNEZ SALAS, J.A. - *Suelos compactados: propiedades dinâmicas y su relación con la microestructura*. Volumen Raul Marsal, Ed. Sociedad Mexicana de Mecânica de Suelos, pp. 233- 245, 1992.
- JUSTO, J.L. - *Collapse: its importance, fundamentals end modelling*. Advances in Rockfill Structures, ed. E. Maranha das Neves, NATO ASI Series, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 97-152, 1991.
- KUHN, M.R. e MITCHELL, J.K. - *New perspectives on soil creep*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 119, nº 3, Março, pp. 507-524, 1993.
- LUTTON, R.J. - *Design and construction of compacted shale embankments. Volume 3. Slaking indexes for design*. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1977.
- MARANHA DAS NEVES, E. e VEIGA PINTO, A. - *Compaction control of random materials*. Proc. of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinquia, vol. 1, 55-58, 1983.
- MARANHA DAS NEVES, E. - *Static behaviour of earth-rockfill dams*. Advances in Rockfill Structures, NATO ASI Series, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 375-447, 1991.
- MARSAL, R.J. - *Mechanical properties of rockfill in embankment-dam engineering*. Casagrande Volume, John Wiley & Sons Pub. , pp. 109-200, 1973.
- MATEUS DA SILVA, J.M.M. - *Modelação do colapso e da fluência em aterros*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996.
- NAYLOR, D.J.; TONG, S.L. e SHAKARAMI, A.A. - *Numerical modelling of saturation shrinkage*. Numerical Models in Geomechanics - NUMOG III, Niagara Falls, Elsevier, pp. 634-648, 1989.
- NAYLOR, D.J., MARANHA DAS NEVES, E., MATTAR Jr., D. e VEIGA PINTO, A.A. - *Prediction of construction performance of Beliche dam*. Géotechnique vol. 36, pp. 359-376, 1986.
- NAYLOR, D.J.; MARANHA, J.R., MARANHA DAS NEVES, E. e VEIGA PINTO, A.A. - *A back-analysis of Beliche dam*, Géotechnique, vol. 47, nº 2, pp. 221-223, 1997.
- NOBARI, E.S. e DUNCAN, J.M. - *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. College of Engin., University of California, Relatório nº TE-72-1 (preparado para U.S. Army, Vicksburg, Mississippi, Jan.), 1972.
- PARKIN, A.K. - *Strength and compressibility of rockfill. Blue Rock Dam Project, Tanjil River*. Relatório para State Rivers and Water Supply Commission of Victoria, nº 83/1, Dep. of Civ. Eng., Monash University, 1983.
- PARKIN, A.K. - *Settlement rate behaviour of some fill dams in Australia*. Proc. 11ª Conf. sobre Soil Mech. and Found. Eng., S. Francisco, vol. 4, pp. 2007-2010, 1985.
- PARKIN, A.K. - *Creep of rockfill*. Advances in Rockfill Structures, ed. E. Maranha das Neves. Nato ASI Series, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 221-237, 1991.
- RODRIGUEZ-MIRANDA. M. - *Pedraplenes*. Simpósio sobre Terraplenes, Pedraplenes y outros Rellenos, Madrid, 1986.
- SORIANO, A. - *Puesta en obra y compactión de rellenos en obras de infraestructura viária*. Simpósio sobre el Água y el Terreno en las Infraestructuras Viárias, Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cimentacionnes, Torremolinos, Nov., pp. 129-149, 1989.
- SOYDEMIR, C. e KJAERNSLY, B. - *Deformation of membrane-faced rockfill dams*. 7ª Conf. Europeia sobre Soil Mech. and Foundation Engineering, vol. 3, Brighton, pp. 281-284, 1979.

- VEIGA PINTO, A., PAPADIMITROPOULOS, E., PRATES, M. e BARROS, R. - *Via longitudinal do Algarve. Análise dos assentamentos verificados à superfície dos terrenos junto à ponte do Rio Sêco*. Relatório 1/93-GEA, LNEC, Lisboa, 1992.
- WAHLS, H.E. - *Analysis of primary and secondary consolidation*. Proc. ASCE, vol. 88, nº SM6, artigo 3373, pp. 207-231, 1962.