

APRESENTAÇÃO DE UMA NOVA METODOLOGIA PARA O CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE TERRA EM FASE DE CONSTRUÇÃO.

Jean Pierre Demartinecourt
Catia Regina Diniz

Centro de Ciências e Tecnologia
Universidade Federal da Paraíba
Departamento de Engenharia Civil
Campina Grande, Brasil

RESUMO

O presente trabalho visa apresentar uma metodologia a ser seguida para o cálculo do coeficiente de segurança contra o deslizamento de uma barragem de terra durante o período da sua construção e na fase final da sua realização.

Um programa de elementos finitos é usado para calcular, durante a construção das camadas, o estado de tensões totais e deformações dentro do maciço de terra. A equação de pressão intersticial de SKEMPTON é então empregada para avaliar a distribuição da pressão intersticial dentro do corpo da barragem. Finalmente, esses valores da pressão intersticial são utilizados como dados de entrada de um programa de estabilidade de taludes, que usa os parâmetros de cisalhamento em tensões efetivas.

ABSTRACT

This work will show a new methodology which can be followed during the determination of the safety factor of stability against sliding of an earth dam during either its period of construction or at its final stage of realization.

One finite element program is used to calculate during the construction of the layers the state of total stresses and strains at any point inside the earth body. The pore pressure distribution inside the earth dam is calculated using the SKEMPTON pore water pressure equation. Finally, these last values are input in a slope stability program which uses the effective shear strength parameters of the layers.

INTRODUÇÃO

A verificação da estabilidade de uma barragem de terra consiste, essencialmente, em determinar um coeficiente de segurança a ruptura por cisalhamento de uma parte do maciço que desliza ao longo de uma linha potencial de escorregamento.

Até a década de 1950, os coeficientes de segurança contra o deslizamento eram calculados baseando-se numa análise das tensões totais desenvolvidas no corpo da barragem (TAYLOR, 1937, 1948). Entretanto, a partir da publicação dos trabalhos de BISHOP e BJERRUM (1960), os cálculos desses coeficientes de segurança contra o deslizamento foram realizados com base no estudo do estado de tensões efetivas existentes dentro do corpo da barragem de terra. Essa análise em tensões efetivas requereu da parte desses autores o conhecimento ou uma estimativa da distribuição da pressão intersticial existente no maciço da barragem.

Durante a fase de construção e no fim da construção de uma barragem de terra, o problema da determinação das pressões intersticiais depende de nenhum regime hidráulico. Nesse caso, as pressões intersticiais induzidas no corpo da barragem, são funções do teor de umidade de colocação das camadas de material, das leis de comportamento tensão-deformação das mesmas, do modo de compactação empregado durante a realização da barragem, das cargas aplicadas num determinado ponto do corpo do maciço de terra pelo efeito das camadas superiores e da geometria da barragem.

O caminho aberto por BISHOP (1960) e MORGENSTERN (1963) para estimar o valor da pressão intersticial, induzida na fase de construção e fase final de realização de uma barragem, consiste em definir um coeficiente de notação r_u , que estabelece o quociente entre o valor da variação da pressão intersticial (Δu) e o valor do peso total das camadas superiores (γh). As soluções gerais estabelecidas por BISHOP (1960) assumem um valor constante do coeficiente r_u através de toda a secção da barragem de terra. É também implicitamente assumido o fato que em qualquer ponto da barragem, a maior tensão total principal (σ_1) é igual ao peso das camadas situadas acima do ponto considerado (BISHOP, 1952). Essa hipótese é evidentemente muito simplificadora e aproximada, e a mesma somente pode ser teoricamente aplicada nos pontos do eixo de simetria de uma barragem simétrica. Tal hipótese torna-se cada vez mais longe da realidade à medida que o ponto considerado aproxima-se dos taludes da barragem.

Uma outra crítica ao uso do coeficiente r_u na análise de estabilidade dos taludes de uma barragem de terra apresentado por BISHOP (1960) e outros autores, é o fato que esse método não inclui a influência da menor tensão total principal (σ_3) na previsão do valor da pressão intersticial. Ao ler os trabalhos desses autores (BISHOP, 1960) observa-se que eles estavam perfeitamente conscientes de algumas imperfeições dos seus modelos de avaliação da pressão intersticial, afirmando que a variação do coeficiente r_u com a maior tensão total principal (σ_1) é pequena somente dentro de uma faixa limitada de valores dessa tensão.

Sem dúvida nenhuma esses autores adotaram esse método simples do coeficiente r_u durante a avaliação da pressão intersticial, por não possuírem, naquela época, ferramentas numéricas mais sofisticadas e exatas para fazer essa avaliação.

Nesse trabalho, uma seqüência de cálculos é apresentada para calcu

lar a estabilidade de uma barragem de terra visando evitar as imperfeições existentes no método tradicional, que usa o coeficiente de pressão intersticial r_u .

DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA EMPREGADA

Generalidades

Existe atualmente a possibilidade de analisar o estado de tensão total-deformação em qualquer ponto de um maciço de terra, desde que se conheça as leis de comportamento dos materiais constituintes desse maciço. Essa análise é geralmente feita através do método da análise numérica, denominado método dos elementos finitos. Um desses modelos de análises de tensão-deformação é o programa de elementos finitos FEADAM (Finite Element Analysis of Dams) desenvolvido por J.M. DUNCAN, K.S. WONG e Y. OZAWA (1980) na Universidade de Berkeley na Califórnia (U.S.A.). Tal programa permite o estudo estático de um maciço de solos bidimensional no estado de deformação plana (barragens, aterros), calculando o estado de tensões totais, das deformações e dos deslocamentos, podendo simular a sequência das etapas de construção e compactação do maciço de terra. No programa FEADAM, a não linearidade e a dependência do nível das tensões da lei tensão-deformação de cada material são aproximados utilizando o modelo hiperbólico desenvolvido por DUNCAN (1980).

Depois de se ter realizado a análise em tensão-deformação do maciço de uma barragem, o estado das tensões totais é perfeitamente conhecido e em particular as tensões totais principais σ_1 e σ_3 são determinadas, as quais permitem o cálculo de valor da pressão neutra através da equação e dos coeficientes A e B de pressão intersticial de SKEMPTON (1954). Desse modo, pode-se então evitar todas as imperfeições envolvidas nos cálculos de BISHOP (1960) que consideram, por exemplo, o coeficiente r_u como sendo constante dentro do corpo de uma barragem homogênea.

A determinação do valor da pressão intersticial, acoplando a equação de SKEMPTON aos resultados da análise em tensão-deformação de um maciço de terra sob o efeito do seu próprio peso é o que faz a originalidade do trabalho aqui apresentado.

Uma vez que o regime das pressões intersticiais é estabelecido dentro do corpo da barragem, os valores dessas pressões são usados como parte integrante dos dados de entrada de um programa de estabilidade de taludes. O programa de estabilidade utilizado neste trabalho, é o programa "SLOPE II" do professor FREDLUND (1974) da Universidade de SASKATCHEWAN - Canadá. Esse programa possui uma opção especial para a entrada de pressões intersticiais, por meio de uma malha de pontos indicadores, arbitrariamente posicionados no maciço de terra, de maneira que em cada ponto o valor da pressão intersticial é arbitrariamente atribuído. Na análise apresentada neste trabalho, a rede constituída pelos pontos centrais de cada elemento da malha dos elementos finitos da análise em tensão-deformação, foi usada como malha de pontos indicadores junto com os valores de pressões intersticiais calculados nesses pontos pela equação de SKEMPTON que foi acoplada aos resultados da análise em tensão-deformação.

O Modelo Hiperbólico

Resultados experimentais de ensaios triaxiais executados com vários solos compactados, têm mostrado que muitas curvas de tensão-deformação apresentam uma forma hiperbólica. O modelo de elasticidade não-linear de

envolvido por DUNCAN tenta, exatamente, seguir incrementalmente a curva de tensão-deformação quando essa for aproximável por esse ramo de hiperbóle equilátera.

A relação tensão-deformação na forma incremental para um material isotrópico em estado de deformação plana, é expressa pela seguinte relação matricial:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{3B}{9B-E} \cdot \begin{bmatrix} 3B+E & 3B-E & 0 \\ 3B-E & 3B-E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (1)$$

onde E é o módulo de YOUNG e B é o módulo de compressibilidade volumétrica. A não linearidade do comportamento dos materiais está levada em consideração pelo modelo hiperbólico através de sucessivas modificações dos parâmetros E e B que são ajustados ao longo da curva $\sigma - \epsilon$. Caso um elemento de solo sofra um carregamento, o valor do módulo de YOUNG na equação anterior é substituído pelo módulo de elasticidade tangente a curva E_t , cuja expressão foi desenvolvida por DUNCAN e CHANG (1980):

$$E_t = K.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{sen}\phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos\phi + 2\sigma_3 \text{sen}\phi} \right] \quad (2)$$

onde σ_1 e σ_3 são respectivamente a maior e a menor tensão total principal, P_a a pressão atmosférica expressa no sistema de unidade usado, C e ϕ os parâmetros não drenados de COULOMB do solo, K o quociente entre o módulo de elasticidade inicial de carregamento de um ensaio de compressão simples e a pressão atmosférica, n o expoente do módulo de elasticidade e R_f a taxa de proximidade à ruptura ($R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ruptura}} / (\sigma_1 - \sigma_3)$ assintótico).

Caso um elemento de solo sofra um descarregamento, usa-se um módulo de elasticidade de descarregamento elástico E_{ur} , em vez de E na relação matricial (1), dado pela seguinte expressão:

$$E_{ur} = K_{ur}.P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

onde K_{ur} é o quociente entre o módulo de elasticidade inicial de descarregamento e a pressão atmosférica de um ensaio de compressão simples ($\sigma_3 = P_a$).

A expressão que define a lei de variação do módulo de compressibilidade volumétrica B, pode ser descrita segundo DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY (1980) pela seguinte equação:

$$B = K_b.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (4)$$

onde K_b é o quociente entre o valor do módulo de compressibilidade volumétrica inicial e a pressão atmosférica num ensaio de compressão simples e m é um expoente. Um solo é então representado por nove parâmetros e esses nove parâmetros podem ser todos determinados a partir de ensaios triaxiais comuns executados com fase de descarregamento e com medição da variação de volume da amostra.

O programa FEADAM - A equação de SKEMPTON

O programa de elementos finitos FEADAM utiliza como elementos de base triângulos e quadriláteros. Dentro dos elementos as coordenadas do

vetor deslocamento variam quadraticamente. Os elementos são isoparamétricos e as funções de interpolação usadas são as do elemento desenvolvido por WILSON (1971). As principais outras características do programa foram amplamente documentadas (DUNCAN, WONG, OSAWA, 1980). O programa possui a particularidade importante de permitir ao usuário, seguir o processo de construção do maciço da barragem. Em particular, no fim da construção, os valores incrementais das tensões totais principais, são calculados pelo programa FEADAM no centro de cada elemento da malha de elementos finitos. Esses valores foram usados para calcular o incremento do valor da pressão intersticial, no centro de cada elemento, usando-se a equação de SKEMPTON (1954).

$$\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (5)$$

onde A e B são os coeficientes de pressão intersticial de SKEMPTON (1954).

O Programa SLOPE II

O programa de estabilidade de taludes "SLOPE II" utiliza a análise bidimensional plana, em equilíbrio limite, pelo método das fatias. Ele é concebido para cada um dos cinco métodos seguintes:

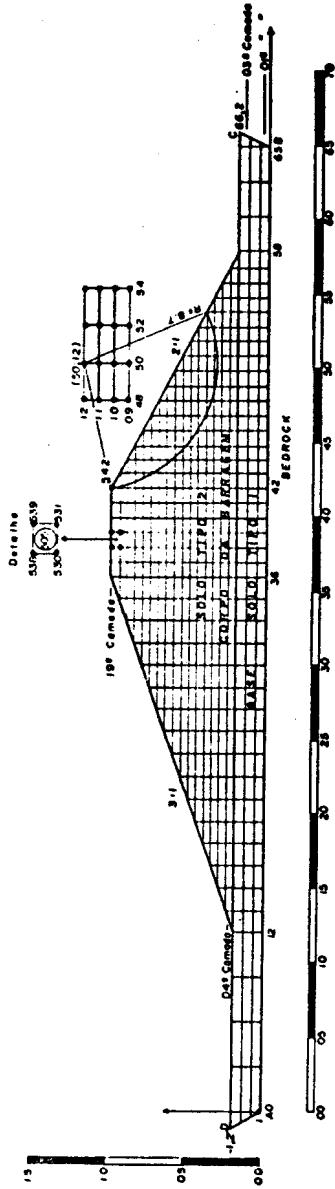
- Método de FELLENIUS
- Método Simplificado de BISHOP
- Método de SPENCER
- Método Simplificado de JANBU
- Método Rigoroso de JANBU
- Método de MORGENSTERN-PRICE.

Além dessa variedade de hipóteses de cálculo feitas sobre as forças entre fatias, existem no programa várias opções para levar em consideração o regime das pressões intersticiais. Um deles é particularmente flexível e cómodo e consiste em declarar valores arbitrários para a pressão intersticial em cada ponto de uma malha. É essa opção que foi usada nessa análise para estabelecer a ligação entre a análise das pressões intersticiais e os cálculos de estabilidade. O valor da pressão intersticial, na base de cada fatia, é obtida por interpolação entre os valores atribuídos a quatro pontos da rede de pontos indicadores, mais próximos do ponto considerado.

Exemplo tratado numericamente

A figura 1 apresenta a secção transversal da barragem estudada. O ponto trapezoidal ABCD, corresponde a escavação que foi realizada com a retirada das camadas superficiais de rocha decomposta que foi substituída por um solo do tipo 1. O corpo da barragem foi construído com um outro material denominado tipo 2. A simulação da construção da barragem, foi feita usando 19 camadas de cerca de 50 cm de espessura o que significa 19 incrementos sucessivos de carga na análise não linear. A malha é constituída de 509 elementos e 542 pontos nodais. Somente alguns elementos e nós da malha são mostrados na figura 1. As características mecânicas de cada material são apresentadas de lado da figura. Está mostrada também a malha dos centros dos círculos da análise de estabilidade junto com o círculo de menor coeficiente de segurança.

RESULTADOS E CONCLUSÕES



CARACTERÍSTICAS DO SOLO TIPO 1 (BASE)

$K = 1200$
 $K_{ur} = 1800$
 $n = 0,8$
 $n' = 0,7$
 $K_0 = 110,0$
 $m = 0,2$
 $C = 1,4$
 $\beta = 30,0$
 Incremento de ângulo de atrito ($\Delta\beta$) = $0,0$
 $n_0 = 0,8$ adimensionais

CARACTERÍSTICAS DO SOLO TIPO 2 (CORPO DA BARRAGEM)

$K = 4000$
 $K_{ur} = 6000$
 $n = 0,4$
 $n' = 0,7$
 $K_0 = 200,0$
 $m = 0,5$
 $C = 0,4$
 $\beta = 25,0$
 Incremento de ângulo de atrito ($\Delta\beta$) = $0,0$
 $n_0 = 0,5$ adimensionais

FIG. 1

Esc. V. H. 1/200
 Num. 10000

Os resultados da análise da estabilidade estão apresentados na tabela 1 a seguir. Ela mostra um resumo dos coeficientes de estabilidade, calculados para os 80 círculos de deslizamento. Para cada centro da malha dos centros da figura 1, aparece na tabela as características geométricas (posição do centro e raio) do círculo apresentando o menor coeficiente de segurança.

Abscissa do centro	Ordenada do centro	Raio do círculo	Coefficiente de segurança
48,0	9	5,7	3,08
50,0	9	5,7	2,84
52,0	9	5,7	2,84
54,0	9	5,7	3,44
48,0	10	6,7	2,80
50,0	10	6,7	2,66
52,0	10	6,7	2,70
54,0	10	6,7	3,21
48,0	11	7,7	2,66
50,0	11	7,7	2,49
52,0	11	7,7	2,56
54,0	11	7,7	3,02
48,0	12	8,7	2,60
50,0	12	8,7	2,37
52,0	12	8,7	2,46
54,0	12	8,7	2,86

Tabela 1

O menor coeficiente encontrado foi 2,37. Esse valor relativamente alto é devido principalmente às boas características do material ($\phi=30^\circ$) e a pequena altura do maciço.

Em conclusão podemos afirmar que a metodologia exposta ao longo do trabalho é perfeitamente operacional, e que a mesma pode se tornar um método para o cálculo da estabilidade de taludes de barragens de terra.

REFERÊNCIAS

- (1) Taylor, D.W., "Stability of Earth Slopes", J. Boston Soc. Eng. (1937)
- (2) Taylor, D.W., "Fundamental of Soil Mechanics", John Wiley. (1948)
- (3) Bishop, A.W., "The Stability of Earth Dams", University of London-Ph.D Thesis (1952)
- (4) Henkel, D.J. and Skempton, A.W., "A Landslide at Jack field, Shop Shine, in a heavily over-consolidated Clay", Geotechnique Journal, vol 5 (1955)
- (5) Bishop, A.W. and Bjerrun, L., "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problem", Norwegian Geotechnical Institute Publication. Nº 34 Oslo (1960)
- (6) Bishop, A.W. and Morgenstern, N., "Stability Coefficients for Earth Slopes", Geotechnique Journal, vol 10 p. 129 - 147 (1960)
- (7) Morgenstern, N., "Stability Chart for Earth Slopes During Rapid

- Drawdown", Geotechnique, Journal, vol.13 p. 121 - 131 (1963)
- (8) Duncan, J.M., Wong, K.S. and Ozawa, Y., "FEADAN: A computer program for Finite Element Analysis of Dams", 80 - 82. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley (1980)
 - (9) Skempton, A.W., "The Pore-Pressure Coefficients A and B", Geotechnique Journal, vol. 4 p. 143 - 147 (1954)
 - (10) Fredlund, D.G., "Slope Stability Analysis User's Manual", Computer Documentation CD-4. Transportation and Geotechnical Group, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada (1974)
 - (11) Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S. and Mabry, P., "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses", Geotechnical Engineering Research Report N° UCB/GT/80-81 Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley (1980).