

Estudo da influência da inclinação dos paramentos na estabilidade e tensões em barragens gravidade sob ação de sedimentos

Rita de Cássia Silva⁽¹⁾, Livia de Souza Viana⁽²⁾, Lineu José Pedroso⁽³⁾

Trabalho recebido em 08/02/2008 e aprovado para publicação em 06/11/2008

Resumo

Na análise de tensões em barragens gravidade de concreto, verifica-se que a configuração geométrica do perfil tem grande influência no posicionamento da resultante dos carregamentos atuantes na estrutura. Devido à baixa resistência à tração do concreto, é desejável que estas resultantes se encontrem dentro do Núcleo Central de Inércia (NCI) da seção. Tal condição é bastante favorável, pois evita o surgimento de tensões de tração, evitando também o surgimento de fissuras no concreto e promovendo um aumento da vida útil do mesmo. Neste trabalho, por meio do estudo de perfis teóricos, propõe-se uma formulação analítica geral pela qual se estima(m) o(s) valor(es) do(s) ângulo(s) de inclinação dos paramentos da barragem a partir do qual não se identificam tensões de tração no perfil. Esses ângulos são determinados exclusivamente em função de parâmetros geométricos do perfil e propriedades dos materiais envolvidos. A estabilidade do perfil é verificada pelo coeficiente de segurança ao deslizamento (CSD), onde as forças resistentes ao deslizamento são comparadas com a resultante das forças horizontais solicitantes. Por fim, os resultados obtidos com a análise do estado de tensões e da estabilidade do perfil são confrontados, o que permite verificar os ângulos mínimos de inclinação do paramento que atendam às condições especificadas.

Palavras-chave: Barragem gravidade. Tensões. Estabilidade. Deslizamento. Paramento. Sedimento.

⁽¹⁾ Professora Adjunta I - Faculdade UnB Gama. Praça 2 lote 14 – Setor Central. CEP 72405-610. Caixa Postal: 8114. Brasília - DF. E-mail: ritasilva@unb.br. *Correspondência.*

⁽²⁾ Aluna de IC – Campus Universitário Darcy Ribeiro - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - Faculdade de Tecnologia. CEP 70904 - 970. Brasília - DF. E-mail: livia.viana@aluno.unb.br

⁽³⁾ Professor Associado – Campus Universitário Darcy Ribeiro – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Faculdade de Tecnologia. CEP 70904 - 970. Brasília - DF. E-mail: lineu@unb.br

1 Introdução

As barragens gravidade são blocos maciços de concreto robustos que apresentam o seu peso como fator estabilizante e o seu comprimento como dimensão predominante, conforme explicam Stewart e Floyd (1970). Geralmente, essas estruturas estão submetidas a solicitações provocadas pela água acumulada a montante e a jusante, resultando em carregamentos como a pressão hidrostática, o peso hidrostático e a subpressão, os quais, juntamente com o peso próprio da barragem e a força provocada pelo acúmulo de sedimentos, constituem um conjunto de carregamentos usuais atuantes.

No Brasil, as barragens constituem a principal fonte energética. Segundo a ANEEL[2], o Brasil detém um dos maiores potenciais hidrelétricos do mundo, sendo, atualmente, sua matriz energética composta, predominantemente, por esta fonte; o restante fica distribuído entre as outras fontes de geração, como a eólica, nuclear, a solar e as térmicas.

Assim, apesar das iniciativas de diversificação da fonte energética, a construção de novas centrais elétricas (produção acima de 30MW), assim como PCHs (potência entre 1 e 30MW), está em andamento, caracterizando o Brasil como um dos países de mais forte expansão do potencial hidroelétrico aproveitável no mundo. Conforme mostra a ANEEL (2007), o estudo de viabilidade de usinas hidrelétricas (acima de 30MW), na fase de registro (em elaboração por agentes), é de 11.759,75MW, em análise 13.823,00MW e aprovados para licitação 8.310,73MW. Na fase de projeto básico, em elaboração por concessionários, encontra-se 1.615,00MW, em análise 2.680,20MW e aprovados a partir de 1995, 17.851,54MW. Já no caso das “Pequenas centrais hidrelétricas” (PHC) aprovadas e outorgadas a partir de 1995, tem-se um potencial de 3492,40MW, ou seja, o potencial total a ser instalado é de 21.343,94MW.

Dessa forma, o estudo dessas estruturas é bastante relevante para que o seu dimensionamento seja feito de forma otimizada, eficiente e que garanta segurança.

Neste trabalho, os perfis de barragem gravidade de concreto são estudados, utilizando-se o método Gravidade (MG) formulado pela United States Bureau of Reclamation USBR (1987), segundo o qual a análise do corpo da barragem é feita por uma ou mais seções transversais representativas. Assim, a complexidade do tratamento estrutural é reduzida de um problema 3D para um problema 2D de estado plano de deformações.

Então, para se estabelecerem as relações entre os esforços atuantes no corpo da barragem e as tensões desenvolvidas no maciço será analisado um perfil de largura unitária considerando-se a teoria de vigas. Segundo o USBR (1987) e USACE (1995), o modelo estrutural que mais se assemelha ao problema em questão é o de uma viga engastada-livre; dessa maneira, pelo MG considera-se a barragem como uma viga perfeitamente engastada na fundação. Essa aproximação é a favor da segurança, porém pode levar a imprecisões na análise de regiões próximas a fundação e/ou em zonas de descontinuidade, como mostrado por Ribeiro et al. (2005).

De fato, vários pesquisadores dispensaram esforços em desenvolver e aperfeiçoar formulações e procedimentos de análise dentro da problemática em estudo, dentre os quais se podem citar Contessini (1953), Bandini (1959), EPRI (1992), Schreiber (1978), Herzog (1999), entre outros. Cabe ressaltar ainda que o desenvolvimento deste trabalho está calcado numa série de resultados e pesquisas anteriores, tais como Oliveira (2002), Sales (2005) e Silva et al. (2006).

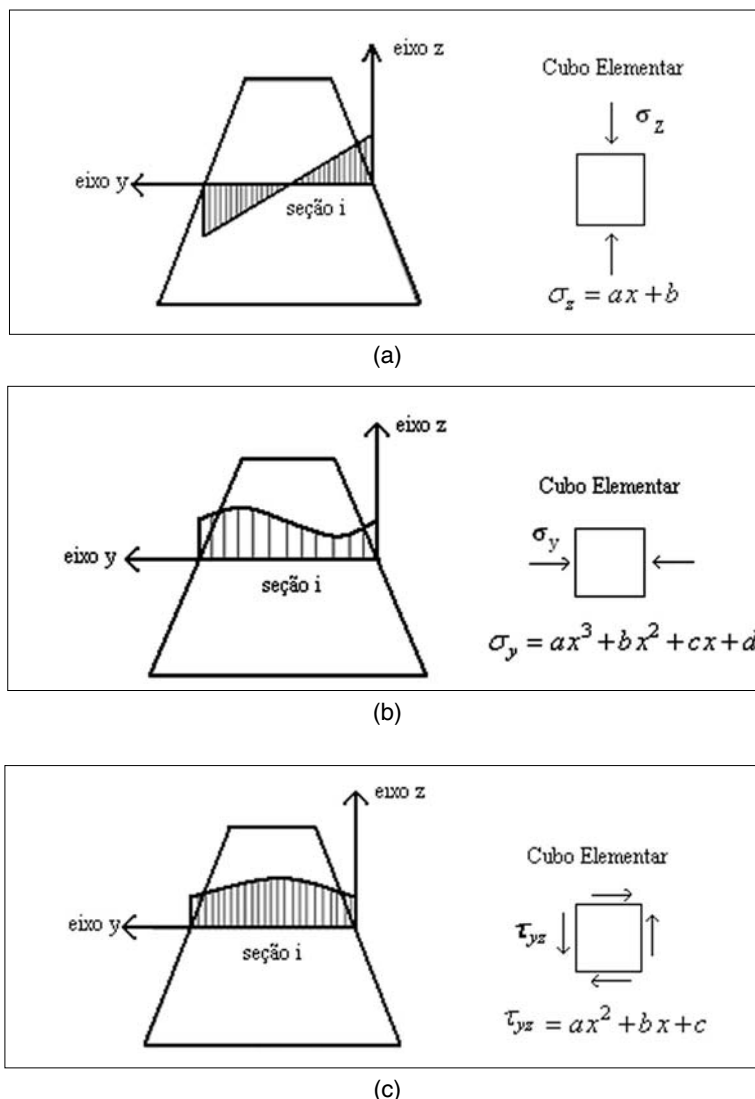


Figura 1: Representação qualitativa da distribuição de tensões normais e cisalhamento numa seção "i" de barragem e referencial conforme USBR (1987). (a) Variação da tensão normal S_z , (b) Variação da tensão normal S_y , (c) Variação da tensão de cisalhamento t_{yz}

As tensões atuantes em uma seção representativa do perfil de uma barragem são, conforme cita o USBR (1987), as tensões normais verticais (S_z), que possuem distribuição linear ao longo da seção horizontal do perfil; as tensões de cisalhamento (t_{yz}), que possuem distribuição parabólica, e as tensões normais horizontais (S_y), cuja distribuição é polinomial de grau 3 ao longo da seção. A Figura 1 ilustra, de maneira geral, a evolução dessas tensões numa dada seção do corpo de uma barragem. O referencial adotado na Figura 1 é aquele proposto pelo USBR (1987).

Do estudo da resistência dos materiais sabe-se que o concreto possui baixa resistência à tração e, desse modo, este trabalho se destina a uma formulação analítica em que, conhecidos os parâmetros geométricos do perfil (por exemplo, altura e base do perfil) e as propriedades físicas dos materiais envolvidos (peso específico da água, do concreto e do sedimento), podem-se determinar as inclinações dos paramentos da barragem, tal que não sejam observadas tensões normais verticais de tração (S_z) no perfil e este apresente estabilidade em relação ao deslizamento ($CSD \geq 1$ - Coeficiente de Segurança ao Deslizamento). Tal determinação permite um pré-dimensionamento ou verificação do comportamento da barragem no tocante às tensões mencionadas e à estabilidade, tendo em vista a importância do indicador de performance CSD.

Vale ressaltar que na proposição desta formulação não se leva em consideração a fissuração da barragem. Sabe-se, no entanto, que tal condição leva aos esforços adicionais no corpo da barragem oriundos da subpressão. Neste estudo não é considerada a presença de galerias de drenagem na seção, que constituem descontinuidades na mesma, assim como obras de grande porte internas ao corpo da barragem, tais como comportas, vertedouros e dutos. Em ambas as situações se modificam a posição do centro de gravidade e a distribuição de tensões. Outras situações também não previstas no presente trabalho, mas que podem ser decisivas no estudo de barragens é a presença de cortinas de injeção e drenos, que alteram o diagrama de subpressão, causando-lhe descontinuidade de distribuição (mudança do valor da resultante e ponto de aplicação da força); ações sísmicas que geram pressões hidrodinâmicas sobre os paramentos da barragem; a inclinação das forças de empuxo dos sedimentos e liquefação dos mesmos em caso de ações sísmicas severas; geometria de crista distinta da tratada no trabalho e, finalmente, a necessidade de considerar situações de implantação da barragem, como, por exemplo, as inclinações das superfícies de apoio e o tipo do material da rocha de fundação (valores de coesão).

Os resultados analíticos deste trabalho são validados quando comparados aos resultados adquiridos pelo *software* Computer Analysis of Dam – CADAM™ (2000), que é também baseado no método Gravidade (MG). Este *software* foi desenvolvido na Universidade Politécnica de Montreal, Canadá.

2 Contextualização do problema

As hipóteses e fundamentos teóricos aqui apresentados se baseiam nos resultados clássicos da mecânica dos materiais. Geralmente, a seção horizontal de uma barragem está sujeita à ação de carregamentos que podem ocasionar momentos fletores em torno de um polo, assim como esforços axiais.

Quando a carga axial atua excentricamente, ou seja, não atua no centro de gravidade da seção, o eixo neutro, linha na qual a tensão normal é nula, desloca-se segundo a Eq.(1), de acordo com Timoshenko e Gere (1994):

$$y = \frac{-I}{Ae} \quad (1)$$

onde

y - posição do eixo neutro ou linha de tensão nula (m);

e - excentricidade da linha de aplicação da força, relativamente ao centro de gravidade (m);

I - momento de inércia da seção (m^4);

A - área da seção transversal (m^2).

Dessa forma, há uma pequena região em torno do centroide, tal que uma carga de compressão P nela aplicada produz apenas tensões normais de compressão sobre toda a seção transversal, inclusive sobre seus limites. Essa região é o núcleo central de inércia (NCI).

No caso de uma seção transversal retangular, que é a forma da seção estudada neste trabalho, o núcleo central de inércia corresponde a um losango de diagonais $\frac{b}{3}$ e $\frac{H}{3}$, como mostra a Figura 2.

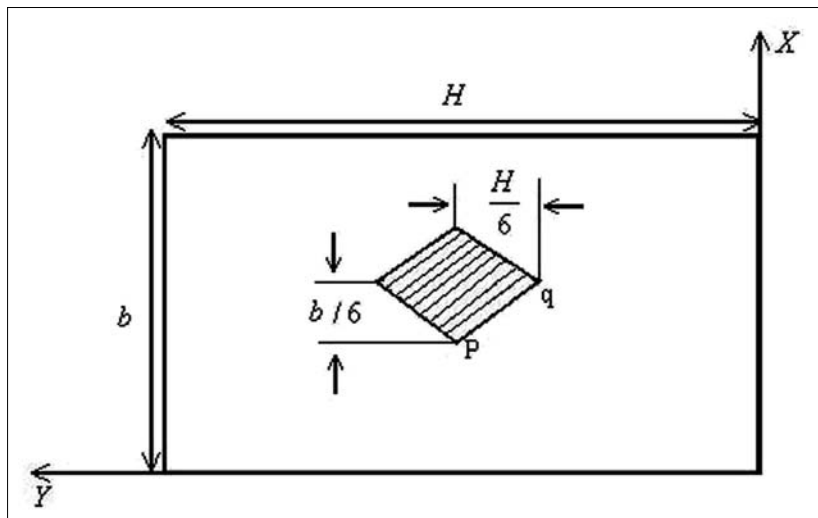


Figura 2: Representação esquemática do NCI de uma seção retangular

Visto no plano “yz”, o NCI está numa faixa situada entre a posição $H/3$ e $2H/3$, sendo, por isso, também chamado de “terço médio da seção”.

O conceito de núcleo central de inércia foi tomado como base teórica para a expressão analítica de equilíbrio de momentos proposta neste trabalho. Nela se considera que a resultante de todas as forças atuantes esteja no extremo de jusante do NCI. (ponto “q” – Fig. 2), sendo esta a situação limite.

Isso permite afirmar que o momento resultante de todas as forças no ponto “q” é igual a zero ($M_R = 0$). Com isso, é possível elaborar uma expressão analítica, por meio da qual são determinados os ângulos mínimos dos paramentos que garantem o surgimento apenas de esforços de compressão na base da barragem, o que atende às condições de resistência do material utilizado.

A segunda expressão analítica proposta neste trabalho (formulação analítica de estabilidade) é baseada no indicador de performance coeficiente de segurança ao deslizamento (CSD), o qual, segundo o USBR (1987); Contessini (1953), Oliveira (2002) e USACE (1995), é dado, de maneira geral, pelo cociente entre as forças resistentes ao deslizamento (atrito estático e coesão) e a resultante das forças tangenciais solicitantes.

Espera-se sempre que este indicador seja superior ou igual a 1 (um); quando é igual a 1 (um) tem-se a situação limite para o equilíbrio da estrutura ao deslizamento. A elaboração da formulação analítica de estabilidade, assim como a formulação analítica de equilíbrio de momentos, é baseada na situação limite, já que se busca um perfil com máxima economia e eficiência.

Contessini (1953), em seu estudo, apresenta formulações analíticas semelhantes às mostradas neste trabalho. No entanto, propõe um sistema de equações envolvendo momentos e estabilidade de maneira a encontrar ângulos mínimos de jusante e montante que atendam às condições especificadas para um perfil típico, sob a ação de carregamentos usuais (peso próprio, pressão hidrostática e subpressão).

Portanto, inspirado neste trabalho, o presente estudo propõe, separadamente, formulações relativas ao equilíbrio de momentos e estabilidade do perfil. Ressalta-se ainda que a pressão de sedimentos é considerada no equilíbrio do perfil, além de uma geometria diversa da de Contessini, pois o perfil em estudo é trapezoidal. A ação dos sedimentos acumulados a montante do reservatório é tratada sob quatro formas, quais sejam, repouso, ativo e passivo, conforme mostra Vargas (1978), e fluido.

Neste procedimento serão fixados alguns parâmetros, como altura e base da barragem (condicionados à geometria do canal de implantação da barragem), além do valor do ângulo de inclinação do paramento a montante baseado em valores práticos, conforme mostrado em ICOLD (2000). Esta estratégia é adotada tendo em vista que normalmente tal ângulo varia entre 6° e 9° , não tendo, assim, uma faixa de variação tão ampla como o ângulo de jusante.

Assim, o presente estudo representa um avanço em relação a outros trabalhos sobre a mesma questão, pois aborda o problema de forma mais completa, além de permi-

tir uma maior compreensão da influência de cada uma das formulações analíticas propostas (equilíbrio de momentos e estabilidade) na determinação do ângulo de jusante.

3 Formulação analítica de equilíbrio de momentos

Para o desenvolvimento da formulação é considerado um perfil teórico trapezoidal escaleno submetido às solicitações usuais sem a consideração dos sedimentos. Tais solicitações são peso hidrostático a montante (PH_u) e a jusante (PH_d), pressão hidrostática a montante (PrH_u) e a jusante (PrH_d), a subpressão (SS) e o peso próprio da barragem (W). O referencial adotado, o esquema de carregamento e a geometria do perfil que é estudado estão representados na Figura 3.

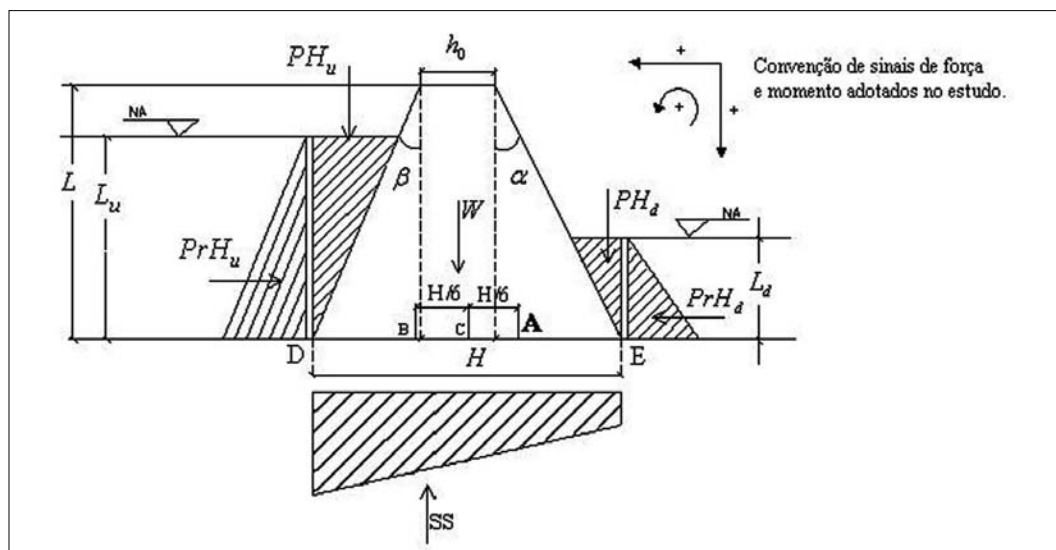


Figura 3: Perfil teórico trapezoidal sujeito aos carregamentos usuais sem a consideração de sedimentos

Na Figura 3, os parâmetros geométricos do perfil são os seguintes:

- a - inclinação do paramento de jusante (radianos);
- b - inclinação do paramento de montante (radianos);
- h_0 - comprimento da crista do perfil (m);
- L - altura total da barragem (m);
- L_d - altura da coluna de água a jusante (m);
- L_u - altura da coluna de água a montante (m);
- C - ponto médio da seção;
- D - ponto extremo da seção a montante;
- E - ponto extremo da seção a jusante;
- BA - terço médio da seção
- H - comprimento da base da barragem (m), o qual é expresso por

$$H = h_0 + L(\tan \alpha + \tan \beta) \quad (2)$$

Sobre a resistência dos materiais sabe-se que, se a resultante dos carregamentos na base da barragem se situar dentro do NCI (núcleo central de inércia), ou mesmo nos seus extremos (pontos “A” e “B”), não são verificadas tensões de tração nesta seção. Assim, escolhe-se o ponto “A”, mostrado na Figura 3, e supõe-se que a resultante dos carregamentos esteja neste ponto. Considerando-se o equilíbrio de momentos em torno deste polo, a soma dos momentos individuais de cada resultante é nula.

A escolha do ponto “A” justifica-se pelo fato de este ponto representar a fronteira máxima do NCI, além da qual, tensões de tração se manifestam.

Prossegue-se, então, ao cálculo do momento em relação ao polo “A” da Figura 3, determinando-se, inicialmente, os braços de alavanca de cada uma das resultantes.

Cada braço de alavanca é nomeado pela letra “y” com dois índices. O sobrescrito representa o ponto de referência que se está usando para o cálculo, enquanto o subscrito é a abreviação da força à qual o braço corresponde.

Assim, os braços de alavanca de cada resultante são:

$$y_{SS}^A = \frac{H}{2} + \frac{H}{6} - y_{SS} \Rightarrow y_{SS}^A = \frac{2}{3}(L(\tan \beta + \tan \alpha) + h_0) - y_{SS} \quad (3)$$

em que y_s é a coordenada do centróide de um trapézio, com a origem dos eixos no mesmo, dada por:

$$y_{SS} = \frac{1}{3} \frac{(L_u + 2L_d)(L \tan \alpha + L \tan \beta + h_0)}{L_u + L_d} \quad (4)$$

$$y_{PHu}^A = \frac{H}{2} - \frac{L \tan \beta}{3} + \frac{H}{6} = \frac{2H - L \tan \beta}{3} \Rightarrow \frac{2(L(\tan \alpha + \tan \beta) + h_0) - L \tan \beta}{3} \quad (5)$$

$$y_{PrHu}^A = \frac{L_u}{3} \quad (6)$$

$$y_{PrHd}^A = \frac{L_d}{3} \quad (7)$$

$$y_{PHd}^A = \frac{H}{3} - \frac{L_d \tan \alpha}{3} \Rightarrow y_{PHd}^A = \frac{1}{3}(L(\tan \beta + \tan \alpha) + h_0) - \frac{L_d \tan \alpha}{3} \quad (8)$$

$$y_W^A = \frac{H}{2} + \frac{H}{6} - \bar{y}_W = \frac{2H}{3} - \bar{y}_W \Rightarrow y_W^A = \frac{2}{3}(L(\tan \alpha + \tan \beta) + h_0) - \bar{y}_W \quad (9)$$

em que y_w é a coordenada do centroide do perfil da barragem com a origem dos eixos a montante. Esta formulação é geral, o que permite encontrar o centroide do maciço em várias situações (Silva et al., 2006). Então, tem-se:

$$y_w = - \frac{L^3 \left(\frac{\tan^2 \beta}{3} + \frac{\tan^2 \alpha}{6} + \frac{\tan \alpha \tan \beta}{2} \right) + L^2 \left(h_0 \tan \beta + \frac{h_0 \tan \alpha}{2} \right) + \frac{L h_0}{2}}{\frac{L^2}{2} (\tan \alpha + \tan \beta) + h_0 L} \quad (10)$$

Como se busca que a resultante das forças atuantes caia no extremo de jusante do NCI (ponto “A”), o momento resultante (M_R) em torno deste ponto é igual a zero. Então:

$$M_R = Pr H_u y_{PrHu}^A - W y_w^A + SS y_{SS}^A - PH_u y_{PHu}^A + PH_d y_{PHd}^A - Pr H_d y_{PrHd}^A = 0 \quad (11)$$

As resultantes de cada um dos carregamentos da Eq. (11) são dadas por:

$$Pr H_u = \gamma_a \frac{L_u^2}{2} \quad (12)$$

$$Pr H_d = \gamma_a \frac{L_d^2}{2} \quad (13)$$

$$SS = \frac{H}{2} (\gamma_a L_u + \gamma_a L_d) \quad (14)$$

$$W = \left[\left(\frac{L^2 \tan \beta}{2} \right) + \left(\frac{L^2 \tan \alpha}{2} \right) + L h_0 \right] \gamma_c \quad (15)$$

$$PH_u = \frac{\gamma_a L_u^2 \tan \beta}{2} \quad (16)$$

$$PH_d = \frac{\gamma_a L_d^2 \tan \alpha}{2} \quad (17)$$

onde

γ - peso específico da água ($k N / m^3$);

γ - peso específico do concreto, material constituinte do maciço ($k N / m^3$).

Substituindo os valores das resultantes com seus braços de alavanca na Equação (11) e adotando $\tan \alpha = x$ e $\tan \beta = y$, a equação do momento resultante fica

$$\begin{aligned} & \frac{1}{6}(L_d^3\gamma_a - L_u h_0^2\gamma_a + L h_0^2\gamma_c - L_u^3\gamma_a) + \frac{1}{3}(L_u^2 h_0\gamma_a - L_u h_0 L\gamma_a)y + \\ & \frac{1}{6}(3L^2 h_0\gamma_c - 2L_u h_0 L\gamma_a - L_d^2 h_0\gamma_a)x + \frac{1}{6}(2L_u^2 L\gamma_a - L_u^3\gamma_a - L_u L^2\gamma_a)y^2 + \\ & \frac{1}{6}(L^3\gamma_c - 2L_u L^2\gamma_a - L_d^2 L\gamma_a + L_d^3\gamma_a + 2L_u^2 L\gamma_a)xy + \frac{1}{6}(L^3\gamma_c - L_u L^2\gamma_a - L_d^2 L\gamma_a)x^2 = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Nota-se que a Equação (18) é função somente das propriedades dos materiais (pesos específicos da água e do concreto – $\mathbf{g}_d$ e $\mathbf{g}_c$, respectivamente) e de parâmetros geométricos definidos na Figura 3.

Verifica-se da equação acima que sob determinadas hipóteses $y = \tan b = 0$; $h_0 = 0$;

$$L_u = L \text{ e } L_d = 0, \text{ tem-se } x = \tan \alpha = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_c - \gamma_a}} \text{ que é a equação clássica encontra-}$$

da no trabalho de Contessini (1953) para um perfil triângulo retângulo. Tomando-se $h_0 = 0$ e $x \neq y \neq 0$ e $\tan a \neq \tan b \neq 0$, chega-se, igualmente, a um perfil triangular escaleno, também estudado por ele. Similarmente, se $y = \tan b = 0$ e $h_0 \neq 0$, tem-se o caso de um perfil trapezoidal retangular que muito se aproxima da geometria clássica de uma barragem gravidade de concreto (SILVA et al., 2006). Este perfil, assim como o aqui estudado, representaria um diferencial com respeito ao trabalho de Contessini (1953) e Bandini (1959), os quais consideram a geometria triangular como base para o desenvolvimento das equações.

Ao se fixar um ângulo, o de montante, por exemplo, obtém-se uma equação de segundo grau, o que possibilita a determinação imediata do outro ângulo desejado. Conforme proposto no decorrer do presente estudo, o ângulo de montante é fixado a fim de se obter o ângulo mínimo do paramento a jusante para as configurações de carregamentos adotadas.

3.1 Aplicação da formulação de equilíbrio de momentos a partir de solicitações usuais (sem sedimentos)

Para a aplicação da formulação sugerida na Eq. (18) foi analisado o perfil da barragem mostrado na Figura 3, adotando-se as seguintes dimensões e propriedades físicas dos materiais: $h_0 = 20,851m$; $L = 86,865m$; $L_d = 20m$; $L_u = 80m$; $\mathbf{g}_a = 9,81kN / m^3$, $\mathbf{g}_c = 24kN / m^3$ e fixa-se a declividade a montante ($\tan b$) em $0,12$ ($6,84^\circ$).

Após a substituição de valores, a Equação (18) transforma-se na equação de segundo grau mostrada abaixo. Os valores dos coeficientes da equação que se seguem são aproximados, assim como os valores das raízes.

$$0,17 \cdot 10^9 x^2 + 0,18 \cdot 10^9 x - 0,79 \cdot 10^8 = 0 \quad (19)$$

cujas raízes são

$$x_1 = \tan \alpha_1 \cong 0,3316 \text{ e } x_2 = \tan \alpha_2 \cong -1,39$$

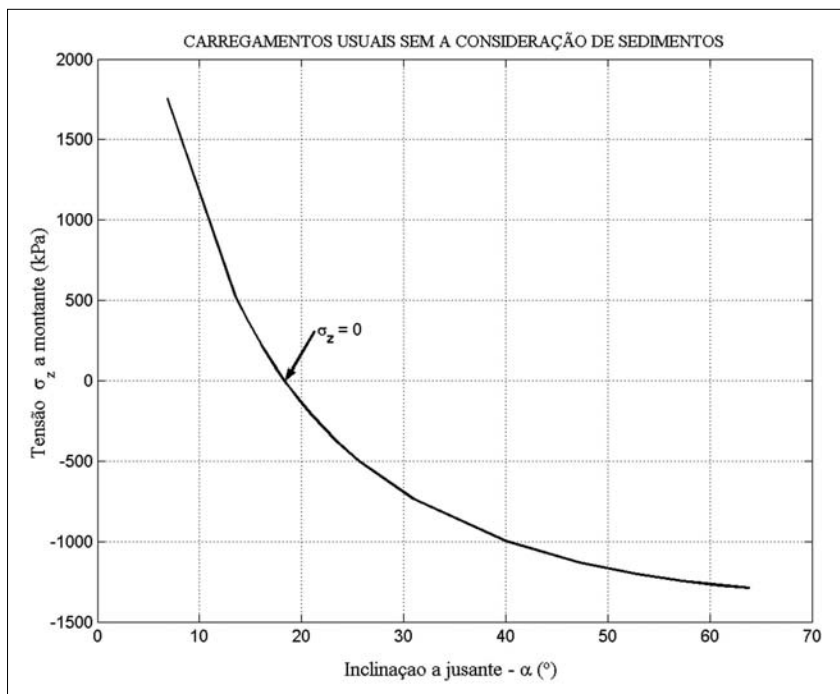
Desprezando-se a segunda raiz (x_2), tem-se α igual a $18,347^\circ$ como ângulo mínimo a jusante, o qual garante a manifestação apenas de tensões de compressão na seção em análise.

Para fins de comparação e validação de tal resultado, dois gráficos são elaborados, a partir de valores de tensão (s_z), obtidos através do *software* CADAMTM (2000).

O primeiro traz a variação da tensão normal vertical a montante (Ponto D), s_z , segundo a variação da inclinação do paramento de jusante. Isso implica a obtenção de um valor de s_z para cada valor de inclinação adotada a jusante. O segundo gráfico explicita a posição da resultante dos carregamentos, F_R , relativamente à variação desta mesma inclinação. Os resultados, em ambos os gráficos, evidenciam o ângulo (α) em que a tensão s_z muda o sinal ($s_z = 0$), ou seja, passa de tração à compressão (Fig. 4a) e a resultante dos carregamentos passa a ocupar o terço médio da base entre os pontos “A” e “B” (Fig. 4b). Tais gráficos são exibidos a seguir.

Pela verificação dos dois pontos mencionados anteriormente, obtém-se um valor de α igual a $18,349^\circ$ em ambos. Tal resultado valida a formulação de equilíbrio de momentos apresentada, a qual obteve um resultado apenas 0,6% menor ($18,42^\circ$) que o resultado obtido pelos gráficos gerados pelo *software* CADAMTM (2000).

Segundo um *site* prático de barragens [1], espera-se que uma barragem gravidade de concreto tenha a relação H/L maior ou igual a 0,7. Com o resultado obtido por meio da



(a)

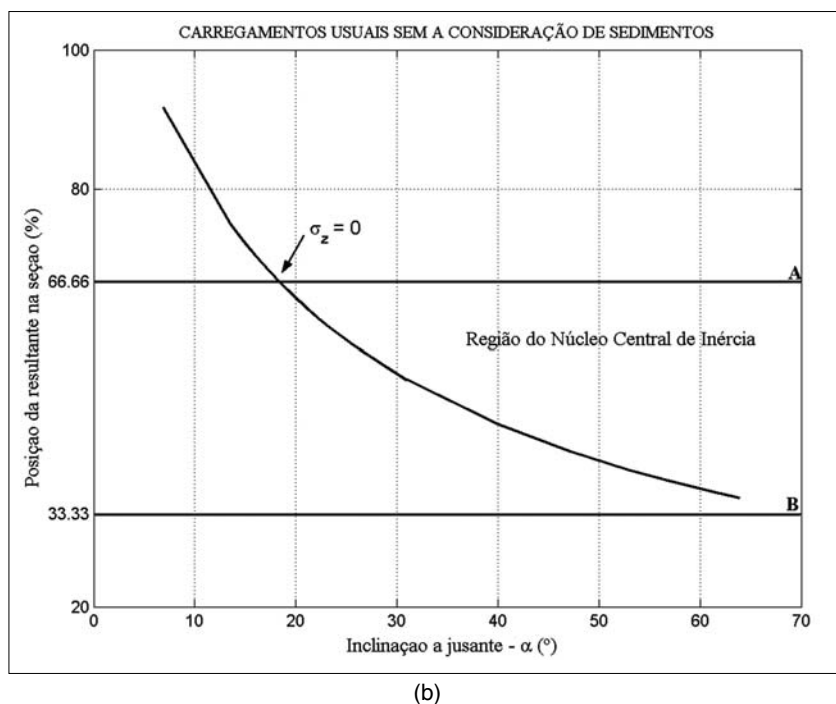


Figura 4: (a) Evolução de s_z a montante com o aumento da inclinação a jusante (α)
 (b) Evolução da posição da resultante com o aumento da inclinação a jusante. Resultados obtidos pelo CADAM

formulação analítica de tensões, calculou-se H/L e verificou-se que esta relação é aproximadamente igual a 0,7, o que faz com que, mais uma vez, o resultado seja considerado satisfatório.

3.2 Aplicação da formulação de equilíbrio de momentos considerando-se o comportamento dos sedimentos

Praticamente todas as correntes de água carregam uma quantidade apreciável de sedimentos. Quando há acúmulo de sedimento na base da barragem, este exercerá sobre o paramento uma pressão maior que a exercida pela água, traçando uma nova configuração de tensões no perfil. Assim, no dimensionamento de barragens gravidade de concreto não é a favor da segurança a desconsideração da ação deste carregamento.

Segundo o USBR (1987), uma hipótese bastante usada para a determinação das pressões causadas pelos sedimentos é considerar sua componente horizontal igual ao de um fluido com peso específico 12 kN/m^3 , porém, caso o projetista pretenda dar maior importância a essas cargas, esta hipótese pode não ser suficiente.

Uma adequação melhor do cálculo pode ser conseguida levando-se em conta a componente de pressão horizontal da água com a componente horizontal do esforço do sedimento. Este último pode ser tratado por meio da teoria do equilíbrio plástico dos maciços de terra, como mostra Vargas (1978) (Teoria de Rankine). Nesse caso, o maciço de terra é representado pelo próprio sedimento acumulado a montante da barragem.

Considera-se que um maciço de terra está em equilíbrio plástico quando em qualquer ponto há um equilíbrio entre tensões atuantes e resistentes, por exemplo, a tensão atuante de cisalhamento se iguala à tensão de cisalhamento resistente do material.

Três possíveis situações de comportamento do sedimento são previstas.

Na forma ativa, o sedimento acumulado age sobre o paramento da barragem, podendo, eventualmente, deslocá-lo ou deformá-lo no mesmo sentido do empuxo do material sedimentado (contra o paramento). Na forma estática, o conjunto está em repouso, ou seja, o sedimento é suportado pelo paramento sem que este se mova. O conceito do empuxo em repouso é empírico e, para solos arenosos, as observações têm mostrado valores entre 0,4 a 0,8 (VARGAS, 1978). Para solos argilosos, o valor de K_a dado a partir da formulação da Tabela 1 pode ser considerado como uma primeira aproximação, já que para este tipo de solo outros fatores podem ser relevantes.

A forma passiva acontece quando o paramento empurra o solo. Normalmente esta forma de tratamento do sedimento não é usual em barragens, uma vez que o interesse reside nas forças atuando sobre a barragem de concreto; contudo, para fins ilustrativos, este caso será também avaliado.

Enfim, além das situações descritas, o caso em que o sedimento é assemelhado a um fluido será também abordado. As fórmulas utilizadas para cada uma das situações encontram-se na Tabela 1.

O cálculo das forças horizontais exercidas pelo sedimento (F_{sed}) em cada situação descrita é feito por meio da fórmula geral:

$$F_{sed} = \frac{\gamma_{sed} h_{sed}^2}{2} K_a \quad (20)$$

em que

γ_{sed} - peso específico do sedimento (kN/m^3);

K_a - constante multiplicativa que assume diferentes valores de acordo com o comportamento assumido para o sedimento. Tais valores estão listados na Tabela 1 para cada uma das situações citadas. Na tabela a variável ϕ é o ângulo de atrito interno do sedimento.

Tabela 1: Valores de K_a para as diferentes hipóteses de comportamento dos sedimentos

Valor de K_a	Aplicação
$\left(\frac{1 + \text{sen } f}{1 - \text{sen } f} \right)$	Sedimento no estado passivo
$\left(\frac{1 - \text{sen } f}{1 + \text{sen } f} \right)$	Sedimento no estado ativo
$(1 - \text{sen } f)$	Sedimento no estado repouso
1 (um)	Sedimento no estado fluido

A seguir é analisada a formulação de equilíbrio de momentos para uma configuração de solicitações usuais, considerando-se os sedimentos em suas quatro formas de comportamento, ou seja, num primeiro momento o sedimento será tratado como um fluido e, em seguida, será tratado de acordo com as três formas descritas. O peso específico (g_{sed}) e o ângulo de atrito (f) do sedimento nesta análise serão, respectivamente, iguais a 11 kN/m^3 e 20° . A altura da coluna de sedimento (L_{sed}) no paramento de montante da barragem é de $\frac{1}{3}$ da altura total da barragem (L), ou seja, 28,955m. A Figura 5 ilustra o perfil teórico com a configuração de cargas adotada.

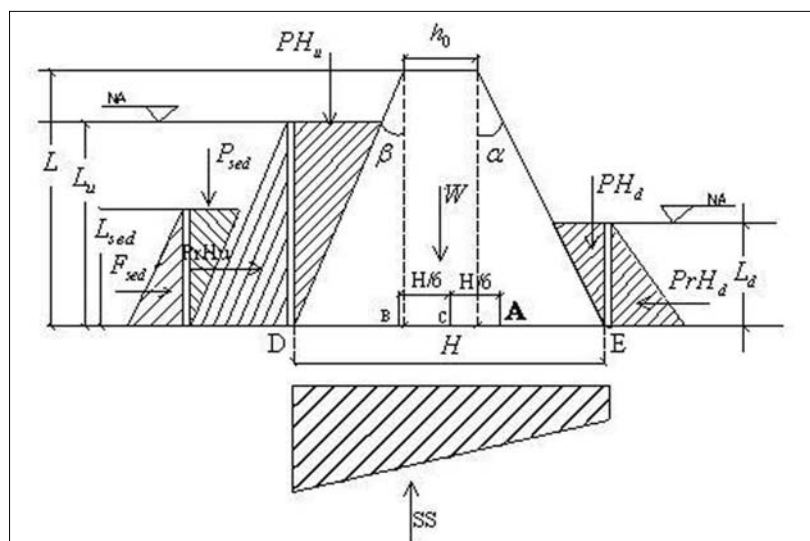


Figura 5: Perfil trapezoidal de uma barragem fictícia sujeita aos carregamentos usuais mais as resultantes devidas à ação dos sedimentos

onde

P_{sed} - peso do sedimento no paramento (kN);

F_{sed} - resultante horizontal devida ao sedimento (kN).

Retomando-se a Equação (18) apresentada no item 3, deve-se, então, acrescentar as parcelas correspondentes aos momentos gerados pelas forças horizontal e vertical causadas pelo sedimento em cada situação considerada.

Como a constante K_a é o único fator diferenciador entre as fórmulas para o cálculo da força F_{sed} , existe, então, uma parcela geral a ser acrescentada à Equação (18). Esta parcela, a qual será denominada PG_{sed} , é dada por:

$$PG_{sed} = -\frac{1}{6}L_{sed}^3 \gamma_{sed} K_a + \left(\frac{1}{3} \gamma_{sed} L_{sed}^2 h_0 \right) y + \frac{1}{6} \left(2 \gamma_{sed} L_{sed}^2 L - L_{sed}^3 \gamma_{sed} \right) y^2 + \left(\frac{1}{3} \gamma_{sed} L_{sed}^2 L \right) xy \quad (21)$$

onde:

K_a - constante cujos valores para cada condição de comportamento dos sedimentos estão listados na Tabela 1;

x - tangente do ângulo de inclinação a jusante ($\tan a$);

y - tangente do ângulo de inclinação a montante ($\tan b$).

Assim, pela mesma metodologia de aplicação da formulação de equilíbrio de momentos adotada no item 3, ao se fixar o ângulo de inclinação a montante ($y = \tan \beta = 0,12(m/m) \cong 6,84^\circ$) mantendo constantes os demais parâmetros geométricos e operacionais já citados, obtêm-se quatro equações do segundo grau correspondentes a cada comportamento do sedimento.

Após a resolução dessas equações, quatro ângulos distintos, relativos a cada estado de comportamento dos sedimentos, são determinados. Em seguida, como no item 3.1, gráficos da tensão normal vertical, s_z e da posição da resultante são traçados em função da variação dos ângulos do paramento de jusante (α). Estes resultados são obtidos pelo programa CADAM™ (2000).

Traçados os gráficos (Fig. 6 a 9) para cada comportamento dos sedimentos, percebe-se que os valores dos ângulos de jusante correspondentes a $s_z = 0$ e ao ponto de entrada da resultante no terço médio são idênticos. Estes valores obtidos graficamente são próximos aos valores obtidos analiticamente para cada situação. Pode-se, então, afirmar que a formulação de equilíbrio de momentos para esta configuração de solicitações está validada.

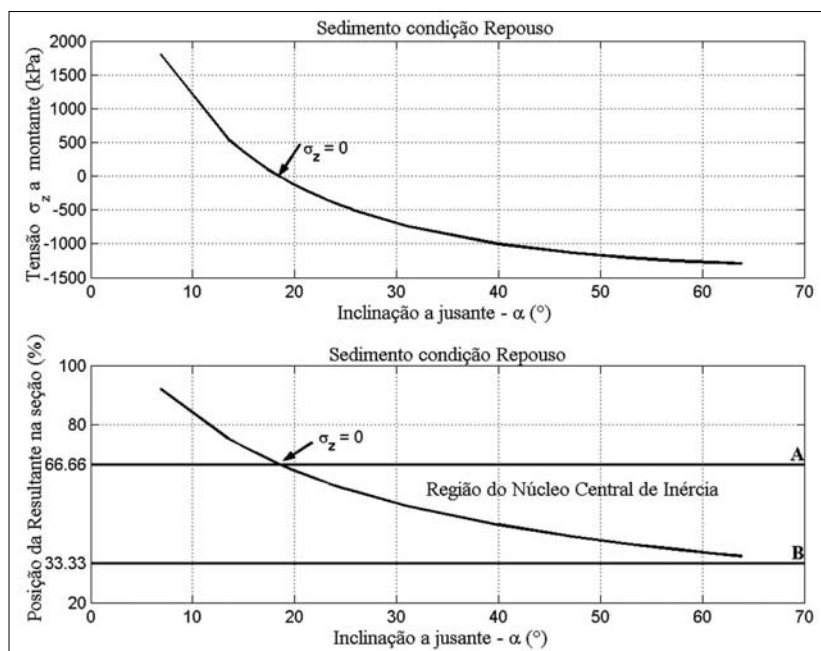


Figura 6: Gráficos obtidos com dados gerados pelo CADAM, para barragem submetida às solicitações dos sedimentos na condição *reposo*

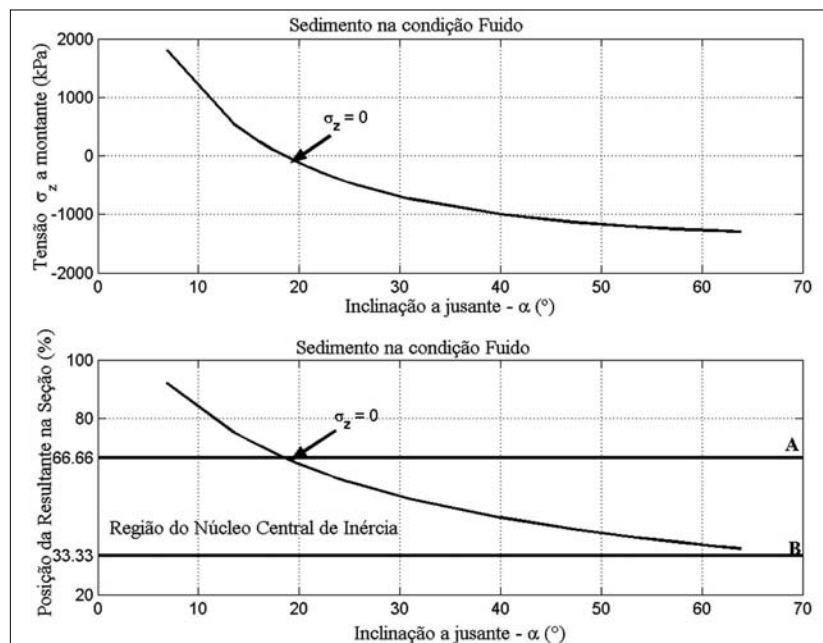


Figura 7: Gráficos obtidos com dados gerados pelo CADAM, para barragem submetida às solicitações dos sedimentos na condição *fluido*

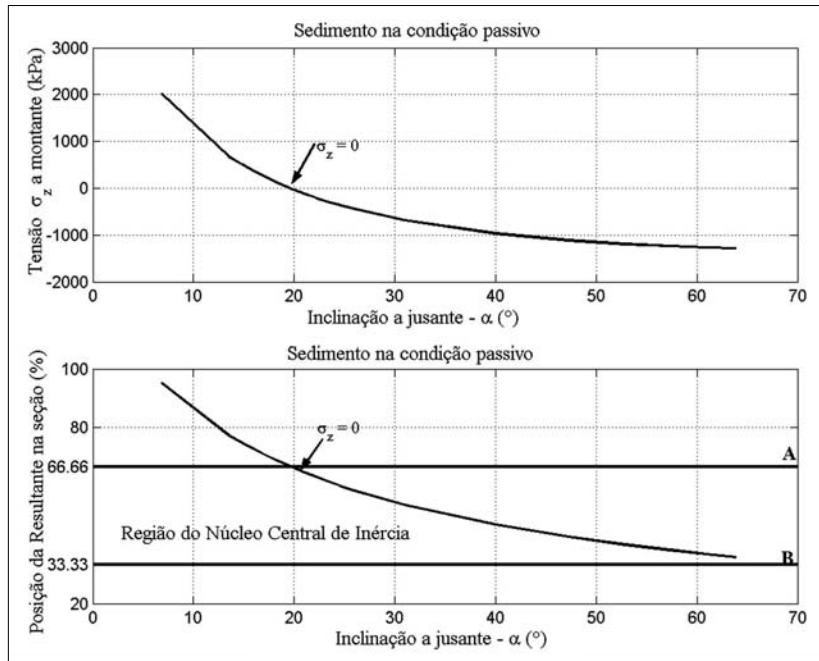


Figura 8: Gráficos obtidos com dados gerados pelo CADAM, para barragem submetida às solicitações dos sedimentos na condição *passivo*

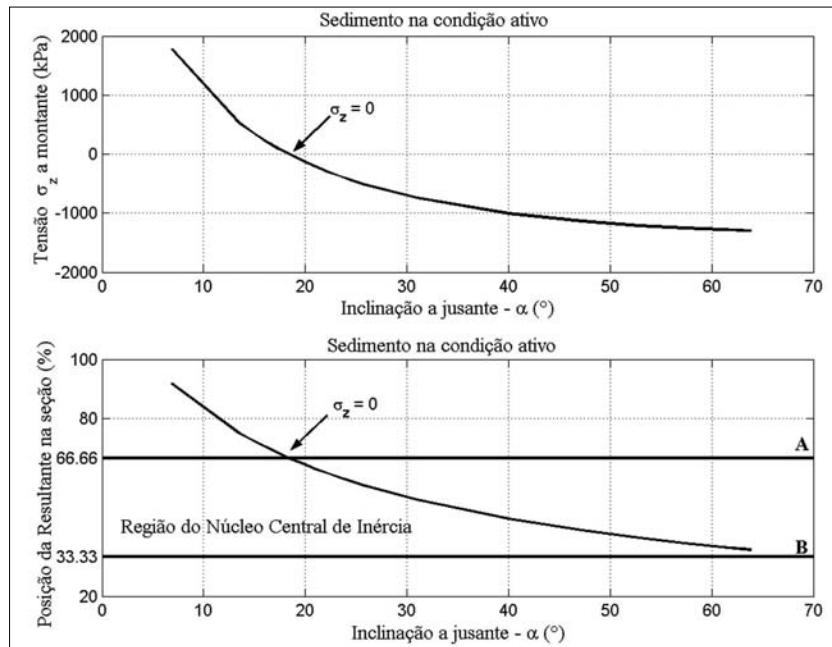


Figura 9: Gráficos obtidos com dados gerados pelo CADAM, para barragem submetida às solicitações dos sedimentos na condição *ativo*

Tabela 2: Ângulos de inclinação do paramento de jusante determinados segundo a formulação analítica proposta e pelos gráficos gerados com os resultados do *software* CADAM™ (2000)

Comportamento do sedimento	Ângulos de jusante encontrados		
	Formulação analítica proposta	CADAM (2000)	Relação base/altura (H/L) encontrados através da formulação analítica
Fluido	18,78°	18,76°	0,68
Ativo	18,37°	18,35°	0,69
Repouso	18,51°	18,48°	0,70
Passivo	19,60°	19,61°	0,71

Pelos resultados mostrados na Tabela 2 percebe-se que os ângulos obtidos por meio da formulação analítica (Eq. 18) e por meio dos gráficos das figuras 7, 8, 9 e 10 são bem próximos, com uma diferença máxima entre eles de apenas 0,2%.

Nota-se, ainda, que, entre os resultados obtidos para cada condição de comportamento do sedimento, os estados que requerem uma maior inclinação do paramento a jusante e, portanto, uma maior relação base/altura (H/L) são, respectivamente, os estados passivo, fluido, repouso e ativo, ou seja, na mesma ordem de crescimento dos valores da constante K_a (Tab. 1). Conclui-se disso que a solicitação do sedimento e a inclinação do paramento de jusante estão diretamente associadas aos valores assumidos pela constante K_a .

Observa-se ainda que tal constante está relacionada diretamente com o aumento dos momentos desestabilizantes do perfil. Na situação em que o sedimento se encontra no estado passivo, a diferença entre a resultante deste último caso e as demais é de aproximadamente 7%. A Figura 10 mostra que, segundo as Equações (18) e (21), em um intervalo de valores aceitáveis de K_a ([1,3]), a relação entre esta constante e a variação do ângulo de inclinação de jusante pode ser admitida linear. Neste gráfico, o ponto em que $K_a = 1$ (estado fluido do sedimento) representa o valor limite de transição entre o comportamento passivo do sedimento ($K_a > 1$) e o comportamento ativo e repouso ($0,2 < K_a < 1$).

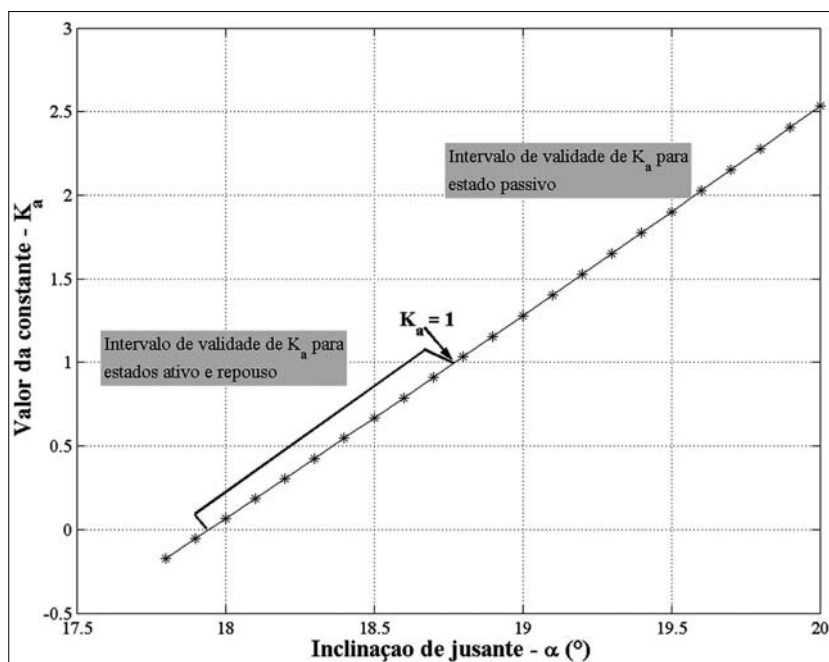


Figura 10: Constante K_a versus ângulo de inclinação de jusante α .

Outro aspecto importante a ser ressaltado é que, independentemente do caso, geralmente a relação “base/altura” está em torno de 0,7, valor este recomendado em projetos de barragens de concreto gravidade [1], ou seja, para H/L maior ou igual a 0,7, tem-se a presença apenas de tensões de compressão no perfil.

3.2.1 Sensibilidade da formulação analítica de tensões quanto às propriedades físicas dos sedimentos

A natureza do sedimento composto por vários tipos de materiais, entre os quais a matéria orgânica vegetal, animal e solo, dificulta sua análise em projetos em razão da impossibilidade de determinação precisa do seu peso específico e ângulo de atrito interno. Assim, uma análise da sensibilidade da Equação (18) a estes parâmetros seria de fundamental importância para uma melhor compreensão da influência dos sedimentos na determinação dos ângulos procurados.

Então, já que a formulação baseada no equilíbrio de momentos foi validada com bons resultados, serão determinados ângulos de inclinação a jusante para outros três tipos de sedimentos com diferentes pesos específicos e diferentes ângulos de atrito.

Cada sedimento será considerado predominantemente composto por um determinado tipo de material para que se possam adotar pesos específicos e ângulos de atrito próximos aos reais. Os valores desses parâmetros, usados neste estudo, foram reti-

rados do documento do Ministério da Integração Nacional (2004). A Tabela 3 mostra cada sedimento com seu respectivo material predominante, peso específico e ângulo de atrito. Vale lembrar que a coesão foi adotada como nula em todos os casos.

Tabela 3: Características físicas dos possíveis componentes essenciais dos sedimentos

Composição essencial do sedimento	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)
Aluviões moles	14	10
Areia	18	28
Argila	15	20

Todos os outros parâmetros permanecem constantes aos definidos no item 3.1. A Tabela 4 mostra os resultados obtidos através da consideração inicial ($g_{sed} = 11 \text{ kN/m}^3$ e $f = 20^\circ$) e das considerações posteriores (Tab. 3).

Tabela 4: Sensibilidade dos valores de α para propriedades físicas distintas dos sedimentos

Composição essencial do sedimento	Ângulo de jusante encontrado para cada estado do sedimento			
	Fluido	Ativo	Passivo	Repouso
Aluviões moles	18,89°	18,59°	19,30°	18,71°
Areia	19,03°	18,21°	21,18°	18,42°
Argila	18,92°	18,38	20,00	18,56°
Consideração inicial	18,78°	18,37°	19,51°	18,51°

A Tabela 4 mostra que há uma pequena sensibilidade da Equação (18) em relação aos parâmetros físicos do sedimento, quando este se encontra nos estados ativo, repouso ou fluido. Porém, quando no estado passivo, a diferença entre os valores encontrados é da ordem de 1,9. Cabe ainda observar que essa diferença foi constatada entre as composições aluviões moles e areia, dois tipos de solo comumente presentes na composição dos sedimentos, já que são materiais facilmente encontrados em regiões fluviais.

4 Análise do equilíbrio da barragem – formulação analítica de estabilidade

Barragens gravidade são avaliadas segundo indicadores de performance, entre os quais está o coeficiente de segurança ao deslizamento. Este parâmetro é considerado um dos mais importantes e é definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível e a resultante das forças horizontais na direção do plano de falha analisado. A equação que define tal coeficiente é

$$CSD = \frac{W \tan \phi + cA}{V} \quad (22)$$

W - resultante normal das forças referente ao plano tangencial em análise (kN);
 c - coeficiente de coesão para a base da barragem (kN/m^2);
 f - ângulo de atrito interno entre duas juntas adjacentes no maciço ou entre o maciço e a fundação ($^\circ$);
 V - somatório de forças horizontais atuantes no perfil (kN);
 A - área de contato entre as duas superfícies tangenciais (m^2).

Para o coeficiente de segurança ao deslizamento, o valor limite para a estabilidade da estrutura corresponde a 1 (um), já que com este valor tem-se igualdade entre as forças resistentes ao cisalhamento (V_{Rc}) e as forças tangenciais solicitantes no plano em análise (V). Logo, o estudo visa à determinação do ângulo mínimo que satisfaça à condição de equilíbrio ($V_{Rc} = V$).

Outra consideração a ser feita diz respeito à coesão, que, segundo Tinawi et al. (1998), tende a diminuir com o passar do tempo, em razão do desgaste das rugosidades entre as camadas adjacentes. Assim, desconsiderá-la é uma hipótese a favor da segurança. Portanto, a equação que será utilizada nesta análise é:

$$\frac{W \tan \phi}{V} = 1 = CSD \quad (23)$$

A Equação (23) foi desenvolvida de modo a encontrar ângulos de jusante para as quatro possíveis situações de comportamento do sedimento (item 4.3), utilizando-se sempre o mesmo perfil da Figura 4. Cabe notar ainda que o ângulo de atrito (f) e a coesão (C) são propriedades do material e que a análise se dá na junta de interação maciço/fundação. Deve-se informar também que o ângulo de atrito para esta junta será considerado igual a 37° .

Substituindo as expressões correspondentes às resultantes verticais e horizontais dos carregamentos (item 3) na Equação (23) e substituindo $y = \tan b$ e $x = \tan a$, chega-se à seguinte equação para o CSD:

$$\frac{(A + Bx + Cy) \tan \phi}{D} = 1 \quad (24)$$

em que:

$$A = (2\gamma_c L h_0 - \gamma_a h_0 L_d - \gamma_a h_0 L_u)$$

$$B = (\gamma_c L^2 + \gamma_a L_d^2 - \gamma_a L_u L - \gamma_a L_d L)$$

$$C = (\gamma_c L^2 + \gamma_{sed} L_{sed}^2 + \gamma_a L_u^2 - \gamma_a L_u L - \gamma_a L_d L)$$

$$D = \gamma_{sed} L_{sed}^2 K_a + \gamma_a (L_u^2 - L_d^2)$$

Substituindo, na Equação (24), os valores da constante K_a correspondentes a cada tipo de comportamento do sedimento e fixando-se o ângulo de inclinação a montante

($\gamma = \tan \beta = 0,12(m/m) \cong 6,84^\circ$), obtêm-se equações de grau 1 (um). Os ângulos fornecidos por essas equações e os fornecidos pela formulação analítica (Eq. 18) estão mostrados na Tabela 5.

Tabela 5: Resultados obtidos para análise de estabilidade do perfil para cada comportamento do sedimento

Consideração	CSD (equação estabilidade)	Formulação Analítica (equilíbrio de momentos)
Sedimento fluido	2,13°	18,78°
Sedimento passivo	9,35°	19,60°
Sedimento ativo	< 0°	18,37°
Sedimento repouso	< 0°	18,51°

Com base nos resultados mostrados na Tabela 5, percebe-se que os valores dos ângulos de inclinação do paramento de jusante, encontrados pela formulação analítica de estabilidade (CSD), são consideravelmente menores que esses mesmos ângulos encontrados pela formulação analítica de equilíbrio de momentos, Equação (18) adaptada à ação dos sedimentos.

Pode-se concluir, então, que, se o desejável é apenas tensão normal vertical de compressão, S_z , na seção, o estabelecimento da geometria do perfil é limitado por esta condição (Eq. 18). Em consequência, a estabilidade em relação ao deslizamento ($CSD > 1$) é naturalmente atendida.

Considerando-se os ângulos obtidos pela formulação analítica de equilíbrio de momentos na Equação (24), os valores de CSD encontrados são 1,42; 1,33; 1,33 e 1,18 para os casos de sedimento no estado ativo, repouso, fluido e passivo, respectivamente. Nota-se que há uma relação inversa entre a força resultante horizontal causada pelo sedimento para cada estado e o CSD encontrado a partir dos ângulos obtidos pela formulação da Equação (18). Tal relação é coerente na medida em que, possuindo a resultante vertical do sedimento o mesmo valor para todos os estados considerados, o aumento da resultante horizontal provoca um aumento das forças solicitantes ao deslizamento e, conseqüentemente, uma diminuição do valor do CSD, conforme se verifica na Equação (22).

Na Tabela 5 percebe-se que os ângulos fornecidos para o estado ativo e repouso segundo a Equação (24) são inferiores a zero. Sabe-se, contudo, que, construtivamente, tal não é possível. Operacionalmente, um ângulo mínimo praticável seria exatamente igual a zero (paramento de jusante vertical), resultando em valores de CSD maiores que 1 (um) para qualquer ângulo de jusante adotado.

Do estudo da Equação (24), verifica-se que a condição a seguir deve ser verificada para que se obtenham ângulos maiores ou iguais a 0 (zero):

$$D \geq (Cy + A) \tan \phi \quad (25)$$

onde as parcelas “D”, “C” e “A” estão definidas na Equação (24). Nesse sentido, nota-se que a altura da água a montante (L_u) apresenta-se como um parâmetro limitante da variação da equação dentro de condições construtivas viáveis. Isso significa que para um determinado intervalo de variação de L_u a equação assume ângulos com valores superiores a zero. Estes intervalos para cada estado do sedimento estão exibidos na Tabela 6.

Tabela 6: Intervalos de L_u para a obtenção de ângulos de jusante positivos

Estado do sedimento	Intervalo de L_u
Fluido	$L_u \geq 78,3m$
Ativo	$L_u \geq 81,2m$
Passivo	$L_u \geq 72,3m$
Repouso	$L_u \geq 80,3m$

A Tabela 6 mostra que o valor mínimo de cada intervalo é tanto maior quanto menor for o valor da resultante horizontal do sedimento. Isso se justifica pela ação da constante K_a na parcela “D” da Equação (25), ou seja, quanto menor o valor desta constante, menor será o valor de D e, permanecendo a parcela $(Cy + A)\tan\phi$ constante com a variação de K_a , tem-se, conseqüentemente, um maior valor de L_u requisitado para que a relação $D \geq (Cy + A)\tan\phi$ seja verificada.

5 Conclusões

O presente artigo propôs-se apresentar formulações analíticas que permitissem encontrar ângulos de jusante mínimos com os quais se obtêm perfis estáveis em relação ao deslizamento e com tensões normais verticais (S_z) sempre de compressão na seção em análise, tendo-se em vista a baixa resistência do concreto à tração. Tais formulações puderam ser desenvolvidas baseando-se em conceitos da resistência dos materiais (núcleo central de inércia).

Este estudo, inspirado em Contessini (1953), avançou um pouco mais em relação ao mesmo, uma vez que se levou em conta outro carregamento (sedimentos) não abordado anteriormente. A ação dos sedimentos foi verificada em seus quatro estados: o ativo, o passivo, o fluido e o repouso. Vale ressaltar que na formulação analítica de equilíbrio de momentos a geometria do perfil leva em consideração a largura da crista, h_0 , que em trabalhos semelhantes não havia sido levada em consideração. O tratamento em geral era sempre de perfis gerais triangulares e não trapezoidais.

Duas formulações analíticas foram propostas: a primeira é uma formulação analítica de equilíbrio de momentos em torno de um ponto extremo do NCI. Esta permite

encontrar ângulos mínimos de jusante que garantam o desenvolvimento apenas de tensões de compressão na seção em análise. A segunda é uma formulação analítica de estabilidade baseada no coeficiente de segurança ao deslizamento e permite encontrar ângulos mínimos que garantam a estabilidade do perfil obtido em relação ao deslizamento ($CSD = 1$).

A aplicação da formulação analítica de equilíbrio de momentos aplicada nos casos com e sem sedimentos mostra pelos resultados que não há grandes diferenças entre os ângulos de jusante obtidos quando se considera e quando não se considera a pressão dos sedimentos. Ressalta-se, contudo, que a maior diferença encontrada é no caso do sedimento no estado passivo, sendo esta, conforme dito, uma condição que não é usualmente considerada na análise de barragens. Entretanto, pode-se inferir que numa situação de esvaziamento do reservatório esta condição possa passar a ser relevante.

A formulação analítica proposta para cada caso foi validada com sucesso pela comparação com resultados obtidos pelo CADAMTM (2000). Mostram-se também a potencialidade da formulação, quando esta é degenerada ao caso clássico de Contessini (1953), e a adaptação a outras geometrias a partir de hipóteses geométricas básicas.

Observou-se também que para todas as formas de tratamento do sedimento as relações H/L encontradas com estes ângulos foram bem próximas ou iguais a 0,7. Este resultado é relevante na medida em que se valida uma recomendação prática de projeto, a qual sugere uma relação H/L sempre maior ou igual a 0,7 [1].

A verificação da sensibilidade da formulação analítica de equilíbrio de momentos em relação às propriedades físicas dos sedimentos, ângulo de atrito (f) e peso específico (γ_{sed}), demonstra pouca sensibilidade dos resultados relativamente à variação dos parâmetros citados.

A segunda formulação analítica proposta refere-se à estabilidade. Para isso, o coeficiente de segurança ao deslizamento é fixado em um valor igual a 1 (um), já que é o valor mínimo para se garantir a estabilidade. Desconsiderada a coesão na interface solo/fundação, os resultados desta análise mostram que os ângulos obtidos por esta formulação são significativamente menores que os ângulos encontrados pela formulação analítica de equilíbrio de momentos (Eq. 18). Tais ângulos, contudo, não satisfazem à condição de tensões normais de compressão na seção considerada.

Pode-se concluir então que o ângulo obtido através da condição de existência de tensões de compressão na seção é um ângulo tal que satisfaz à condição de tensões e, automaticamente, à condição de estabilidade ao deslizamento.

Este estudo evidencia a importância de análises preliminares com carregamentos especiais em projetos de barragens, possibilitando a verificação do comportamento da estrutura no tocante às tensões normais verticais e à sua estabilidade em relação ao deslizamento.

6 Referências

- ANEEL. (2007). *Superintendência de gestão e estudos hidroenergéticos*. Relatório de acompanhamento de estudos e projetos de usinas hidrelétricas, p. 1-72.
- Bandini, A. (1959). *Aproveitamentos Hidroelétricos*. v. II, n. 26. Escola de Engenharia de São Carlos.
- CADAM. (200). User's Manual. Version 1.0.1. Leclerc, M., Léger, P. and Tinawi, R. (2000).
- Contessini, F. (1953). *Dighe e traverse: progetto e costruzione*. Libreria Editrice.
- EPRI (Electric Power Research Institute). 1992. *Uplift pressures, shear strength and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams*. EPRI TR – 100345, v. 1, Palo Alto. California, USA.
- Herzog, M. (1999). *Practical dam analysis*. Ed. Thomas Telford Limited. London, U.K.
- ICOLD. (2000). *Main Brazilian Dams. Design, Construction and Performance*. Icold Publications Committee. v. 2.
- Melo, C. A. E.; Pedroso, L. J. (2006). *Estudo de tensões induzidas por sismos em barragens de concreto gravidade*. Monografia de Projeto final 1 em Estruturas. Brasília: Universidade de Brasília.
- Ministério da Integração Nacional. (2004). *Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco para o Nordeste Setentrional*. Projeto básico. EN.B/IV. RF. GR. 0002. Rev. O/A.
- Oliveira, F. F. (2002). *Análise de tensões e estabilidade global de barragens de gravidade de concreto*. Dissertação (Mestrado) - Publicação E.DM A/02. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, DF, 166p.
- Ribeiro, P. M. V et al (2005). Estudo analítico-numérico de esforços e tensões em barragens gravidade de concreto. Cilamce, XXVI. Guarapari, Espírito Santo. *Anais...*
- Sales, A. P. R. (2005). Análise de esforços e estabilidade de barragens gravidade de concreto sob ações estáticas. Monografia de Projeto Final. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, DF, 72p.
- Schreiber, P. S. (1978). *Usinas hidrelétricas*. Ed. Blucher, Engevix S. A.
- Silva, R. C. et al. (2006). *Verificação da influência da inclinação dos paramentos na avaliação de tensões e estabilidade de barragens gravidade de concreto*. Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, XXXII. *Anais...* Trabalho JR0584 – p. 3487-3496.
- Stewart, L. U.; Floyd, E. D. (1970). *Proyecto de Presas Pequeñas*. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Madrid.
- Timoshenko, S. P.; Gere, J. E. (1994). *Mecânica dos sólidos*. Rio de Janeiro: Editora LTC.
- Tinawi, R. et al. (1998). *Structural Safety of Existing Concrete Dams: Influence of Construction Joints*. Canadian Electricity Association. Review of literature and background material.
- USBR, United States Bureau of Reclamation. (1987). *Proyecto de Pequeñas Presas*. Presas de Gravidad, p. 235-238.
- USACE, United States Army Corps of Engineers. (1995). *Gravity Dam Design*. Engineer Manual.
- Vargas, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Ed. McGraw-Hill do Brasil, Ltda.
- Westergaard, H. M. (1933). *Water pressure on dams during earthquakes*. Transactions ASCE, v. 98, n. 1835, p. 418-433

6.1 Sites consultados

- [1] <http://simscience.org/cracks/index.html>. Consultado em julho de 2007.
- [2] <http://www.aneel.gov.br/area.cfm?idArea=428&idPerfil=2>. Consultado em setembro de 2006.

Study of the influence of face slope on the stability and stress in gravity dams under silt action

Abstract

During concrete gravity dam analysis, it is verified that profile geometry and the set of applied forces have great influence on the load resultant position in dam. Due to low concrete tensile strength, it is suitable that this resultant lies on the Central Nucleus of Inertia (CNI) of the section. Such condition is sufficiently favorable once it would prevent the appearance of tensile stresses in the section. In fact, it prevents fissures (due to excessive tensile stresses) in the concrete and assures an increase of structure life cycle. Thus, in this paper, simple and useful analytical expressions are presented based on the moment balance and dam stability. Moment equilibrium is carried out with regard to an extreme point of the CNI ($2/3$ base " H "), as a result only compression stresses would be observed. In this way, the profile shape can be determined because downstream angle is calculated using the proposed formula. Stability is also investigated by calculating the sliding safety factor (SSF).

Key words: Concrete gravity dams. Stresses analyses. Stability analysis. Silt.

Introduction

Concrete gravity dams are robust massive blocks of concrete that present its weight as a stability factor and the length as predominant dimension. Generally, dam is submitted to loads as: hydrostatic pressure and weight, uplift pressure, dead load and silt pressure and weight. These forces together constitute the usual loads acting in a typical dam profile.

Stresses, in a classical dam profile, are distributed throughout a joint in a given section and, they are denominated by vertical normal stresses, σ_z , which have linear distribution; shear stresses, τ_{yz} , with parabolic distribution and horizontal normal stresses, σ_y , whose distribution is described by a third degree polynomial expression. Furthermore, from basic concepts of material mechanics, it is known that concrete presents low tension strength.

This paper is inspired on the work of Contessini (1953), Bandini (1959) and others authors dedicated to the study of profile geometry relations. In Contessini's (1953) work, up and downstream angles are unknown and two equations linear system is provided to find out these angles. These equations involve moment equilibrium and profile stability; their solutions provide minimal angle values. Actually, these angles fulfill specific conditions of a typical dam profile under usual loads (dead loads, hydrostatic pressure and uplift).

In this way, this work presents analytical expressions where, only geometric parameters and physical properties of involved materials (for instance, unit weight of water,

concrete and silt) are taken into account. These equations are separately presented and they also refer to moment balance and profile stability. However, differently to Contessini (1953), silt loads are considered, profile shape is trapezoidal and crest width is not neglected.

Some dimensions are fixed to carry out the calculus for instance, the base width, dam height (variables conditioned to valley geometry) and upstream angle ICOLD (2000). Usually, this angle does not vary in a wide manner like downstream angle; so it is reasonable to set a value.

From this, it is possible to determine the minimum slope of downstream dam face, in which vertical normal traction stresses are not noticed in a given joint. Such calculation allows for verification of gravity dam behavior related to the mentioned loads.

It is important to know that in these formulas dam cracking is not carried out. However, it is known that such condition would take additional loads in the dam body. Also, drains system; seismic forces (hydrodynamic pressures); different crest geometry; different cohesion coefficient for dam/soil interaction; silt liquefaction due to severe seismic forces; high dimension construction as spillway, pipes... and special conditions of foundation construction are not taken into account. The analytical results of this work are comparable with the results obtained from the software CADAM™ (2000), which is based on the gravity method (rigid body equilibrium and beam theory).

2 Proposed formulations to the stresses analysis and stability in gravity dams

If forces resultant lies inside of the section's central nucleus of inertia or in its limits, only compressive stresses will be verified. Then, it is assumed that this resultant is on the right limit of the CNI (Fig. 3 - point "A"), that results in the sum of moments to be null around this point ($M_R^A = 0$).

This procedure leads to Eq. 18 which is function of profile dimensions and concrete/water physical properties. Equation 18 allows finding one of the profile slope angles, when one of them is already known.

In this paper, upstream slope (β) is fixed based on practical values and downstream angle (α) will be determined by Eq. 18. As cited, only usual loads are considered (Fig. 3 and Fig. 5) and results are shown in Section 3.1 and Tables 3 and 4. Graphs using CADAM™ (2000) are plotted considering vertical normal stress and resultant position changes as a function of downstream slope variation, in order to validate downstream analytical angles. From this comparison, it is noticed that analytical angles are similar to those determined by CADAM™ (2000) in all cases (Fig. 4; 6; 7; 8 and 9). In Figs. 6 to 9 silt load is taken into account assuming its plastic behavior at rest, active and passive accordingly to Rankine theory and at last, as a fluid. A sensitivity study is carried out varying effective unit weight (g_{sed}) and internal friction angle (f), as a result downstream angle variations are established.

However, in dam analysis, it is also necessary that structural stability is assured. For this reason, dam stability is verified by means of the sliding safety factor (SSF).

To keep dam stable or in other words, with no risk of sliding, the SSF (Sliding Safety Factor) must be at least equal to one. Equation 24 is determined by equaling SSF to unit and setting dam/foundation cohesion equals to zero. This last equation furnishes analytical downstream angles to maintain dam stability against sliding. This set of values is compared with those obtained by stresses analysis.

3 Conclusions

The present paper proposes two analytical formulae that allow finding minimum downstream face angles assuring vertical normal compressive stresses (S_z) in a joint and sliding safety profiles (Eqs. 18 and 24). First formula is based on basic concepts of mechanical materials, CNI (central nucleus of inertia), and in the equilibrium of load moments around the downstream NCI extreme point (point "A" – Fig.1). The second formula considers dam sliding stability and so, sliding safety factor (SSF) is setted to one (limit state).

Comparing results of analytical formula (Eq.18) and those obtained by CADAMTM (2000), it can be noticed no great differences. It is important to state, however, that the major difference is found when silts are in the passive state. In addition, the analytical formula (Eq. 18) is successfully validated for each silt behavior, using the same methods (analytical values $\times$ CADAMTM (2000) values).

For all assumptions of silt behavior (rest, active, passive and fluid), H/L relations are about to 0.7. This result is important once it validates a practical project recommendation, which suggests that this relation (H/L) to be about to 0.7.

Sensitivity study of the Equação 18 related to the physical properties of silts, for instance internal friction angle (ϕ) and effective unit weight (γ_{sed}), shows low sensitivity for angle results. However, high variation is found when silts are treated in passive behavior.

Downstream angle results obtained from Equação 24 show that they are significantly smaller than those found using Equação 18. The interface ground/foundation cohesion is not considered. Consequently, such angles do not satisfy the moment equilibrium condition (no tension) or differently, with these angles tension normal stresses in the section can occur. In this way, angles determined from Equação 18 assure at the same time, compressive stresses in the joint and profile stability.

Finally, this study is important because it allows the accomplishment of preliminary analysis in gravity dams design associated to the structure behavior (vertical normal stresses) and stability profile (safety sliding factor). In addition, it contributes to a better understanding of dimensions, forces and material properties influence in downstream angle.