

ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA NA UNIDADE DE EXTRAÇÃO DE URÂNIO DE CAETITÉ - BAHIA

*Carlos Soto (engenheiro civil, Anddes Associados SAC, Lima – Peru),

*Celso Romanel (engenheiro civil, PUC-Rio)
romanel@puc-rio.br

Resumo: Este trabalho investiga o comportamento sísmico dos diques de um sistema de contenção de rejeitos de urânio, localizado em Caetité - Bahia, utilizando métodos estático, pseudo-estático e dinâmico. A análise dinâmica foi executada com base em quatro sismos artificiais, para cada seção analisada, gerados a partir de funções de densidade de espectro de potência normalizadas para aceleração horizontal máxima de 0,1g. Os valores dos fatores de segurança computados em análises de estabilidade de taludes foram relativamente altos, descartando a possibilidade de ocorrência de deslocamentos permanentes significativos devido a carregamentos sísmicos.

Palavras-chave: estabilidade de taludes, análise sísmica, fatores de segurança.

SEISMIC SAFETY ANALYSIS IN THE URANIUM EXTRACTION PLANT OF CAETITÉ - BAHIA

Abstract: This work investigates the seismic behavior of the dikes in a uranium tailings containment system, situated in Caetité - Bahia, using static, pseudo-static and dynamic methods. The dynamic analysis was performed based on four artificial earthquakes, for each cross section analyzed, generated from normalized power spectrum density functions for maximum horizontal acceleration of 0.1g. The computed safety factors in slope stability analyses were relatively high, ruling out the possibility of occurrence of significant permanent displacements due to seismic loads.

Keywords: slope stability, seismic analysis, safety factors. .

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objetivo principal a análise do comportamento sísmico dos taludes de solo da célula nº 2 do sistema de disposição de efluentes líquidos da Unidade de

Concentração de Urânio das Indústrias Nucleares do Brasil S.A., situado no município de Caetité no Estado da Bahia. Uma análise dinâmica se justifica, mesmo considerando a baixa atividade sísmica da região, em virtude da importância das instalações na produção de urânio, única no Brasil.

2. MÉTODOS PARA ANÁLISE SÍSMICA DE TALUDES DE SOLO

Há quatro classes de métodos geralmente citados na literatura para análise do comportamento de taludes de solo, englobando aspectos de estabilidade e de deslocamentos provocados pela ação de carregamentos sísmicos.

A primeira delas se refere a análises pseudo-estáticas nas quais os efeitos do terremoto são representados por aceleração horizontal constante que produz força inercial aplicada no centro de gravidade da região de solo potencialmente instável. A primeira aplicação deste procedimento foi atribuída a Terzaghi (1950). É um método simples, atualmente incorporado em muitos programas computacionais para análise da estabilidade sísmica de taludes, considerando superfícies potenciais de ruptura planas, circulares e curvas, mas com acurácia dos resultados dependente dos valores dos coeficientes sísmicos empregados na representação das forças de inércia.

É evidente que a utilização de um método onde as forças de inércia são admitidas constantes constitui uma abordagem simplificada para a complexa tarefa de analisar os efeitos dinâmicos transientes causados por excitações sísmicas em taludes de solo. Além disso, por tratar-se de um método de equilíbrio limite, onde o solo é idealizado como material rígido-perfeitamente plástico, nenhuma informação a respeito dos campos de deformação e de deslocamento pode ser obtida.

Se o solo fosse realmente rígido, as forças inerciais induzidas pelo terremoto seriam iguais ao produto das acelerações pela massa de material instável. No entanto, reconhecendo o fato de que solos não são materiais rígidos, e que a aceleração máxima esperada é momentânea e atua apenas em um único sentido, os coeficientes sísmicos utilizados devem corresponder a valores inferiores ao da aceleração máxima. Vários pesquisadores sugeriram valores de projeto (Seed, 1979; Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Marcuson, 1981), mas não há uma regra fixa, única e simples para uma seleção adequada desses coeficientes, a não ser o conhecimento que devem estar baseados em um nível antecipado de acelerações e correspondam a uma fração da aceleração horizontal máxima esperada no sismo de projeto.

As limitações do método pseudo-estático são conhecidas (“este conceito para análise dos efeitos de terremotos em taludes é muito impreciso, para dizer o mínimo”, TERZAGHI, 1950) e uma detalhada análise de deslizamentos históricos (Seed et al., 1973) mostrou casos de ruptura de taludes mesmo quando o fator de segurança pseudo-estático calculado foi superior a 1. Exemplo é o colapso da barragem Lower San Fernando, sul da Califórnia, responsável em 1971 por 80% do abastecimento d’água da cidade de Los Angeles, onde a crista da barragem foi rebaixada em 30 pés com deslizamento do talude de montante. Para essa obra, o fator de segurança pseudo-estático calculado foi igual a 1,3 considerando um coeficiente sísmico de 0,15.

Devido a tais dificuldades, têm sido empregados procedimentos alternativos para análise da estabilidade de taludes que levem em conta a ocorrência de deslocamentos permanentes do talude, como o clássico método de Newmark (1965), representativo da segunda classe de métodos referenciados na literatura.

Desde que a servicibilidade de um talude é controlada pelos deslocamentos permanentes causados pelo carregamento sísmico, procedimentos que permitam calculá-los fornecem em geral informações mais úteis do que apenas um fator de segurança. O método de Newmark (1965) requer a determinação de uma aceleração de escoamento, definida com base na força inercial necessária para que o fator de segurança pseudo-estático atinja o valor $FS = 1$. Em seguida, o procedimento utiliza a história de acelerações do sismo de projeto, integrando-o numericamente no tempo por duas vezes sempre que a amplitude da aceleração ultrapassar o valor da aceleração de escoamento previamente estabelecida. Como resultado dessa dupla integração, obtém-se os deslocamentos permanentes acumulados, pois para fatores de segurança pseudo-estáticos inferiores a 1 a massa de solo não está mais em equilíbrio, sofrendo deslocamentos devido às forças não balanceadas. Percebe-se assim que os deslocamentos permanentes são afetados pela duração do sismo bem como pela amplitude das acelerações.

A terceira classe geral de métodos é baseada no trabalho pioneiro de Makdisi e Seed (1978) que apresentaram um procedimento simplificado, baseado em dois gráficos de projeto, para previsão dos deslocamentos permanentes em taludes de aterros e barragens de terra: o primeiro gráfico é utilizado para estimar a demanda sísmica experimentada pela massa de solo, e o segundo para determinar os deslocamentos permanentes.

Para caracterizar a demanda sísmica, Makdisi e Seed (op.cit.) apresentaram uma relação para a variação com a profundidade das acelerações experimentadas pela massa

deslizante ao longo de 87 potenciais superfícies de ruptura, considerando barragens triangulares de várias geometrias (alturas, inclinações de taludes) e diferentes propriedades do material, sob ação de terremotos com magnitudes 6.5, 7.5 e 8.25. O método foi desenvolvido com base em análises 2D pelo método dos elementos finitos e resultados 1D obtidos da literatura (Martin 1965; Ambraseys e Sarma, 1967) com o modelo de vigas de cisalhamento. Para determinar os deslocamentos permanentes, o método de Newmark (1965) foi aplicado com integração dupla no tempo das acelerações calculadas ao longo das potenciais superfícies de deslizamento na primeira parte do processo. O método simplificado de Makdisi e Seed é particularmente problemático para aplicação em taludes de seções transversais que não sejam aproximadamente triangulares (Blake et al. 2002).

Atualmente o método do estado-da-prática para previsão de deslocamentos permanentes em taludes é o modelo acoplado semi-empírico desenvolvido por Bray e Travarrou (2007), que pode ser considerado uma atualização do método de Makdisi e Seed (1978) para análise do comportamento sísmico de taludes de barragens de terra, encostas naturais, aterros compactados e aterros de resíduos sólidos urbanos. Bray e Travarrou (op. cit.) observaram que a maior fonte de incerteza para a avaliação de uma geoestrutura é o terremoto de projeto; para superar esse problema, utilizaram 688 acelerogramas de 41 sismos com magnitude variando entre 4.4 e 7.6 para estimativa dos deslocamentos permanentes produzidos, feita com base na aceleração de escoamento, no período fundamental da geoestrutura e da aceleração espectral no período natural degradado $T=1,5T_s$, onde T_s é o período natural da potencial massa de solo deslizante.

Bray e Travarrou (2007) modelaram matematicamente os deslocamentos permanentes como uma variável aleatória, separando a probabilidade de deslocamentos nulos (inferiores a 1cm), tal que valores de deslocamentos muito baixos não distorcem os resultados. O método consiste, portanto, de duas estimativas: a) probabilidade de deslocamento nulo; b) determinação do valor do deslocamento no caso de probabilidade de deslocamento não nulo.

A quarta classe de métodos para investigação do comportamento sísmico de taludes envolve a análise tensão x deformação do problema dinâmico, normalmente executada com auxílio de métodos numéricos. Os resultados podem descrever a história de tensões, efeitos de amortecimento, frequências naturais e a variação temporal do campo de deslocamentos, entre outros aspectos, mas a acurácia das respostas dependerá fundamentalmente de uma representação satisfatória do comportamento cíclico tensão x

deformação dos solos que formam o talude. Modelos constitutivos para comportamento sísmico podem ser agrupados em três categorias: modelo linear equivalente, modelos não-lineares cíclicos e modelos elasto-plásticos avançados.

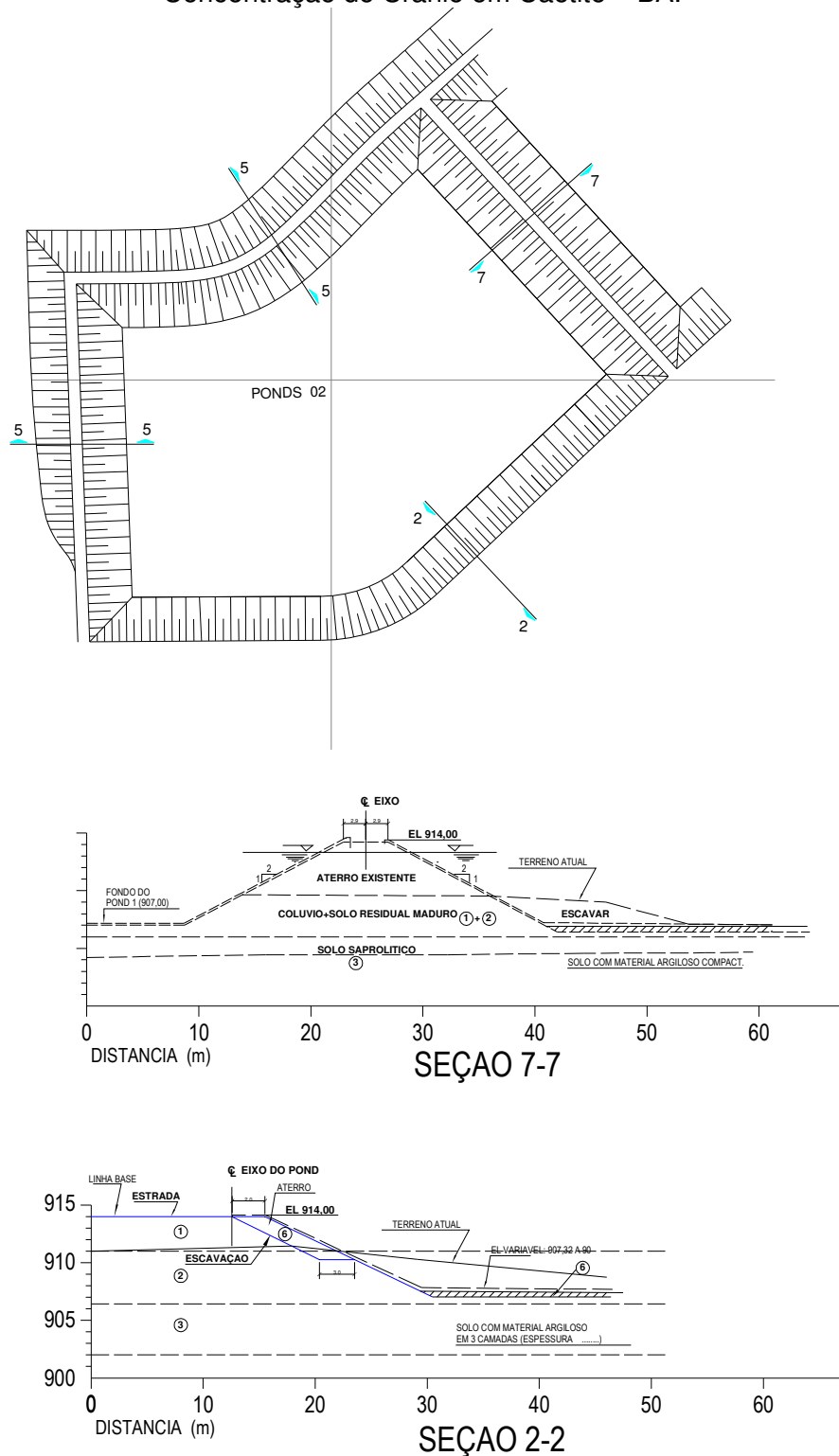
O modelo linear equivalente é o mais simples e mais frequentemente utilizado mas, devido à natureza elástica, sua habilidade é limitada para representação do comportamento real do material. Nos modelos não lineares cíclicos (Finn et al., 1977; Pyke, 1979; Vucetic, 1990) a rigidez do solo depende não apenas da amplitude das deformações cisalhantes, como no caso do modelo linear equivalente, mas também da história de tensões, o que então permite prever a geração, redistribuição e eventual dissipação de poropressões durante e após o carregamento sísmico. Modelos constitutivos elasto-plásticos são os mais robustos e gerais para representação do comportamento dinâmico de solos, permitindo análises com uma grande variedade de história de tensões, mas uma avaliação experimental cuidadosa dos parâmetros geotécnicos necessários à completa descrição do modelo pode ser difícil de ser obtida em ensaios de laboratório.

3. CÉLULA 2 DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE REJEITOS DE URÂNIO

A unidade de concentração de urânio da INB - Indústrias Nucleares do Brasil S.A., situada no município de Caetité – BA, é composta por células (*ponds*) destinadas a receber os efluentes líquidos resultantes do processo de extração de urânio por lixiviação, conter a fração sólida e filtrar a parte líquida que será drenada para tanques de água clarificada. A Figura 1 mostra a geometria da célula 2, caracterizada por diques com inclinação 1V:2H, altura de 7m, fundo impermeabilizado de barreira dupla para receber efluentes líquido com peso específico de 11,9 kN/m³. Neste trabalho foram estudadas a estabilidade e resposta dinâmica de seções situadas no dique sudeste SE (seção 2-2) e no dique nordeste NE (seção 7-7), indicadas na figura; em ambas as seções foram feitas escavações do terreno natural e execução de aterro com solo coluvial compactado.

Vários ensaios de campo e de laboratório foram realizados para obtenção dos parâmetros geotécnicos do subsolo e do aterro dos diques da célula 2: três sondagens mistas, à percussão em solo e rotativas em rocha, até 33m de profundidade; abertura de três poços de inspeção com coleta de blocos indeformados para realização de ensaios de laboratório para determinação da permeabilidade, resistência e caracterização dos materiais; escavação de cinco trincheiras com cerca de 4m de profundidade, na faixa de implementação dos diques da célula.

Figura 1- Geometria da célula 2 e das seções 2-2 e 7-7 dos diques da Unidade de Concentração de Urânio em Caetité – BA.



De maneira geral, o subsolo local é composto por uma camada superficial de solo coluvial (argila silte-arenosa avermelhada), seguida de solo residual maduro (areia silte-argilosa amarelada), solo residual jovem (areia siltosa com fragmentos de rocha) e um substrato profundo de rocha gnáissica pouco fraturada. Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades geotécnicas dos materiais utilizadas na investigação do comportamento das seções dos diques. Os valores do módulo de cisalhamento dinâmico G_{max} foram estimados com base na proposta de Seed e Idriss (1970) de acordo com a Equação 1, assumindo valores conservadores do coeficiente adimensional $K_{2,max}$ (30 – 40), onde G_{max} e p' (tensão efetiva média) são expressos em kPa.

$$G_{max} = 218,8 K_{2,max} p' \quad (1)$$

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos para análise sísmica dos taludes

Solo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (^o)	$G_{máx}$ (kPa)
Colúvio Compactado	18,0	60	27	33.900
Colúvio Natural	13,6	3	27	79.258
Solo Residual Maduro	14,7	10	33	125.317
Solo Residual Jovem	17,0	20	35	177.228

4. SISMOS DE PROJETO

A sismicidade brasileira é baixa quando comparada à existente na costa ocidental da América do Sul onde terremotos de grande magnitude (>6) ocorrem frequentemente devido ao mergulho da placa tectônica de Nazca sob a placa Sul Americana. A grande maioria dos sismos corticoides (intraplaca) no Brasil é de pequena magnitude e de baixa profundidade, embora mais de uma dezena de terremotos com magnitude superior a 5 tenham sido registrados na história do país.

Os sismos de projeto devem ser selecionados de acordo com a demanda e desempenho sísmico esperado da geoestrutura, geralmente em procedimentos de acordo com os critérios de sismos de projeto da CDA - *Canadian Dam Association*, também

recomendados pela ABNT (2017), ou diretrizes da ICOLD – *International Commission on Large Dams*.

Os critérios da CDA (2014) estabelecem o sismo de projeto baseado em um esquema de classificação em termos do perfil de risco da barragem, isto é, das consequências advindas da ruptura (perda de vidas humanas, danos ambientais, culturais e de infraestrutura, prejuízos econômicos), enquanto que nas diretrizes da ICOLD (1989, 2010, 2016) o sismo de avaliação de segurança (SEE - *Safety Evaluation Earthquake*) corresponde ao nível máximo de movimento para o qual a barragem deve ser projetada e analisada. O sismo SEE também é definido, determinística ou probabilisticamente, de acordo com a classificação das consequências da ruptura da barragem.

Na presente investigação, com base no documento *Segurança de Sistemas de Barragem de Rejeito Contendo Radionuclídeos* (Brasil, 1980), a estabilidade dos taludes de barragens destinadas a receber rejeitos deve ser investigada com relação a movimentos sísmicos, considerando um terremoto com magnitude 5,5 na escala Richter, o que corresponde a uma aceleração horizontal máxima (PGA) na base rochosa de aproximadamente 0,1g, conforme indicam as funções de atenuação desenvolvidas por Toro et al. (1997) para terremotos na crosta continental do centro e da costa leste dos Estados Unidos.

Como na região de Caetité – BA (14,04°S, 42,29°O) não há informações sobre ocorrência de sismos, então terremotos com aceleração horizontal máxima de 0,1g foram artificialmente gerados, com base em registros de duas estações sismográficas:

a) Sismo de Areado (AR) – MG com epicentro (21,32°S, 46,20°O) registrado pela estação ESAR (23,02° S, 44,44°O);

b) Sismo de Telêmaco Borba (TB) – PR com epicentro (24,43°S, 50,69°O) registrado pela estação Rio Claro (22,42°S, 47,53°O)

O processo consistiu inicialmente na normalização das acelerações registradas nas direções N-S e L-O e, em seguida, foram geradas as funções densidade de espectro de potência (FDEP) dos sismos normalizados e determinada uma função FDEP média para cada direção, conforme Figuras 2 e 3.

Com a média das funções de densidade espectro de potência para cada direção, foram então gerados quatro sismos artificiais para cada direção (N-S e L-O) pelo método da superposição de oscilações harmônicas. A Figura 4 ilustra um dos acelerogramas gerados artificialmente para a direção N-S.

Figura 2 - FDEP dos sismos AR, TB e valores médios na direção N-S

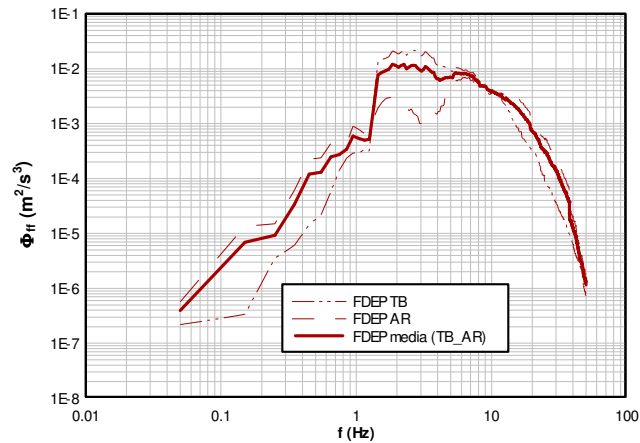


Figura 3 - FDEP dos sismos AR, TB e valores médios na direção L-O

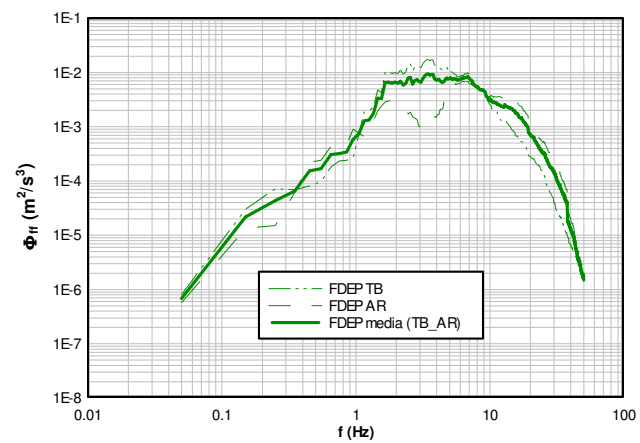
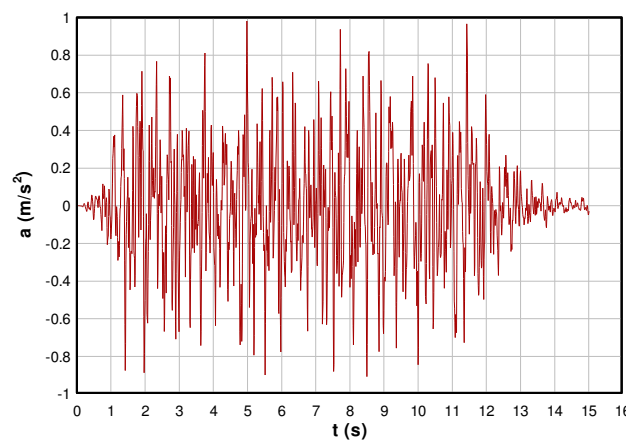


Figura 4 - Acelograma artificial na direção N-S para a localidade de Caetité – BA



5. COMPORTAMENTO NA SEÇÃO 2-2

5.1 Análise pseudo-estática

Para a análise pseudo-estática, o valor do coeficiente sísmico foi considerado $k = 0,05$, com base no critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984), segundo o qual deslocamentos permanentes no talude não devem ocorrer quando o fator de segurança pseudo-estático for igual ou superior a 1 para um coeficiente sísmico correspondente à metade da aceleração horizontal máxima no embasamento rochoso. Em análises pseudo-estáticas a resistência ao cisalhamento cíclica é também geralmente admitida equivalente a 80% da resistência ao cisalhamento estática (Makdisi e Seed, 1977; Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Matasovic et al., 1997) embora alguns autores (Duncan et al., 2014) não recomendem a redução tendo em vista o acréscimo esperado da resistência do solo em função da grande velocidade do carregamento sísmico.

O fator de segurança, computado pelo método das fatias de Morgenstern-Price (1965), foi determinado na condição estática $FS_{\text{estático}} = 2,4$ e na condição pseudo-estática $FS_{\text{pseudo}} = 1,6$. Tais resultados preliminares sugerem descartar a realização adicional de uma análise dinâmica, tendo em vista que o fator de segurança pseudo-estático resultou bastante superior a 1,1, geralmente empregado como valor limite para definir a necessidade ou não de realizar análises dinâmicas subsequentes. Ainda assim, tendo em vista a natureza dos resíduos armazenados na célula e a recomendação da Comissão Nacional de Energia Nuclear (Brasil, 1980) decidiu-se prosseguir na investigação com a execução de análises dinâmicas empregando o modelo constitutivo linear equivalente.

5.2 Análise dinâmica

O modelo linear equivalente é empregado na maioria das análises do comportamento dinâmico de solos e encontra-se implementado em grande parte dos programas computacionais para investigação da resposta dinâmica de materiais geológicos.

A relação tensão x deformação de solos sob carregamento cíclico exhibe normalmente um laço de histerese entre as trajetórias de carregamento e de descarregamento, que pode ser modelado descrevendo as trajetórias ou considerando parâmetros do material que possam representar de maneira aproximada a forma geral do laço. Nessa segunda alternativa, adotada no modelo linear equivalente, a inclinação do laço de histerese, proporcional à rigidez do solo, é descrita pelo módulo de cisalhamento secante

e a abertura do laço, com área proporcional à energia dissipada no ciclo, pela razão de amortecimento. Ambos os parâmetros, referidos como parâmetros lineares equivalentes, são atualizados iterativamente em análises no domínio do tempo em função dos níveis de deformação cisalhante induzidos na massa de solo pela excitação sísmica.

A Figura 5 apresenta a malha de elementos finitos formada por 289 elementos. A malha atende aos requisitos de tamanho máximo de elemento (Kuhlemeyer e Lysmer, 1973; Celep e Bazant, 1983; Mullen e Belytschko, 1982) para uma adequada representação da propagação das ondas sísmicas através do maciço de solo, limitando suas dimensões entre 1/10 a 1/8 do menor comprimento de onda S transmitido.

A Figura 6 mostra os resultados das análises dinâmicas em termos de espectros de aceleração horizontal e períodos predominantes para os quatro terremotos artificiais na direção N-S, considerando uma razão de amortecimento típica $\xi = 5\%$. As acelerações horizontais máximas na crista do talude variaram entre $0,18g \leq a_{\max} \leq 0,21g$ com um período predominante $T = 0,35s$ (Figura 7a).

A variação no tempo dos fatores de segurança calculados com o modelo linear equivalente está apresentada na Figura 7b, indicando um fator de segurança mínimo $FS_{\text{dinamico}} = 1,8$ em relação à potencial superfície de ruptura indicada na Figura 5.

Figura 5 – Geometria da seção 2-2 do dique da célula 2, malha de elementos finitos e potencial superfície de ruptura determinada na análise pseudo-estática.

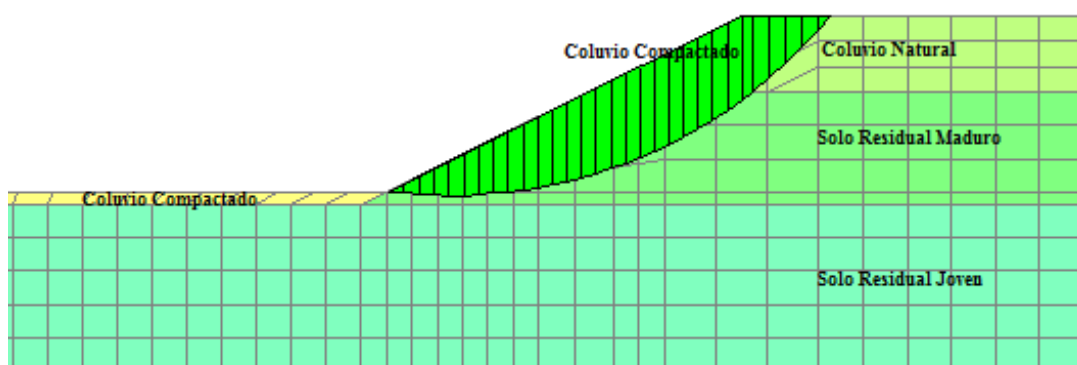


Figura 6 – Comparação dos espectros de aceleração na seção 2-2 para os quatro terremotos artificiais (TNS-1, TNS-2, TNS-3, TNS-4).

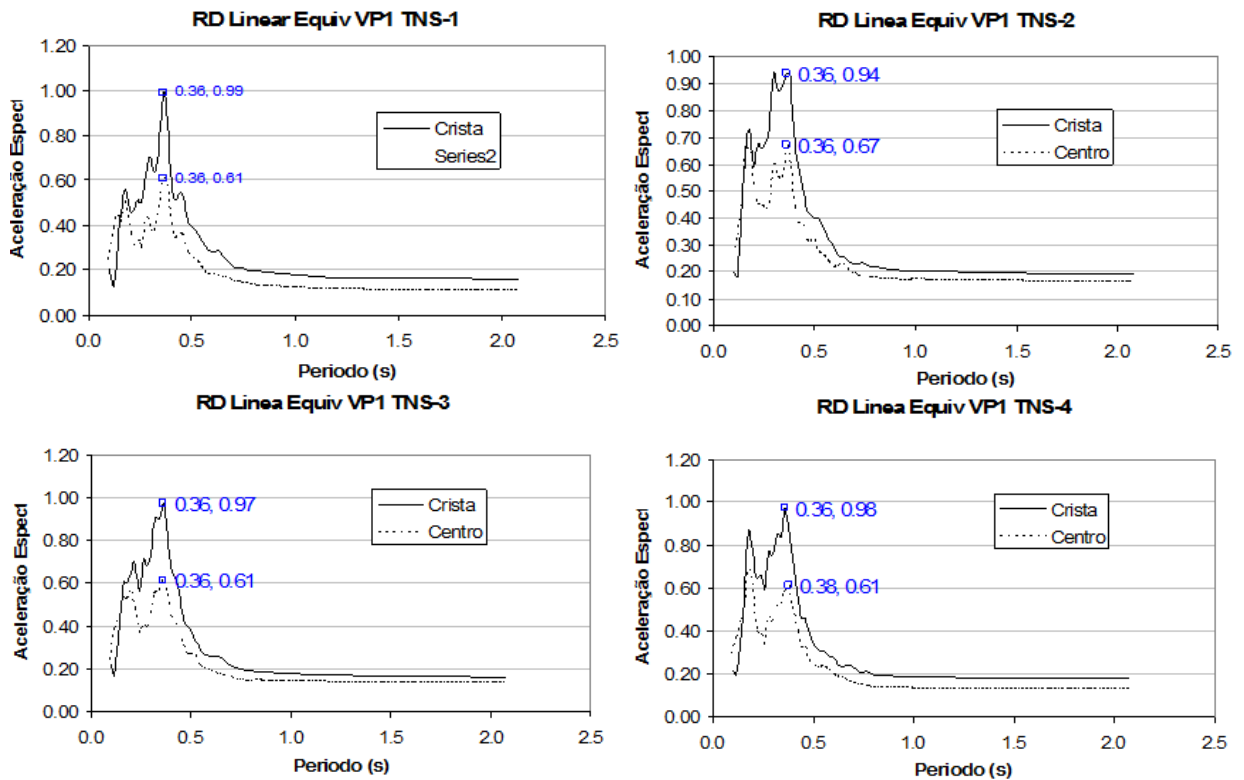
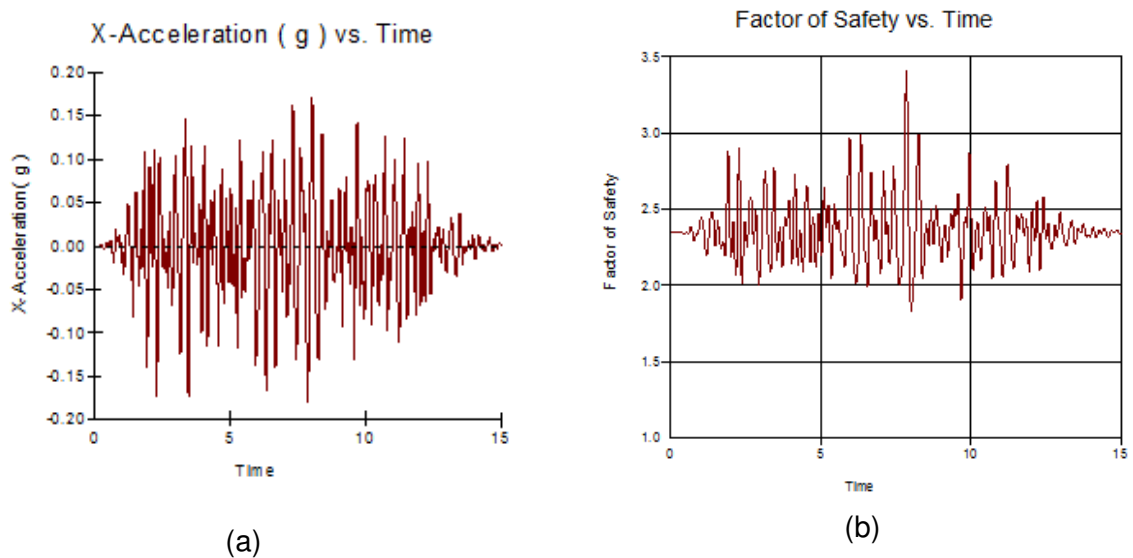


Figura 7 – Acelerações horizontais na crista do talude (esquerda) e variação no tempo do fator de segurança do talude (direita) considerando o sismo TNS-1 na direção N-S



A Tabela 2 lista os valores de fator de segurança computados para estabilidade dos taludes da célula 2. O fator de segurança dinâmico corresponde ao valor mínimo que ocorre em determinado instante de tempo; o fator de segurança pseudo-estático foi determinado com aceleração constante de 0,05g e redução de 20% da resistência ao cisalhamento estática e o fator de segurança pós-sismo, na condição estática, foi estimado considerando também 20% de redução nos valores dos parâmetros de resistência (c e tan ϕ). Da análise desses resultados se observa que a recomendação de Hynes-Griffin e Franklin (1984) para cálculo do fator de segurança pseudo-estático se comporta como uma envoltória inferior dos valores apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores de segurança para taludes da célula 2 na seção 2-2

FS _{estático}	FS _{pseudo}	FS _{dinâmico}	FS _{pos sismo}
2,4	1,6	1,8	1,8

6. COMPORTAMENTO NA SEÇÃO 7-7

Procedimentos de análise semelhantes foram adotados para investigação do comportamento da seção 7-7 (Figura 8), porém considerando quatro sismos artificiais gerados na direção L – O. Os resultados, em termos de fatores de segurança, estão apresentados na Tabela 3.

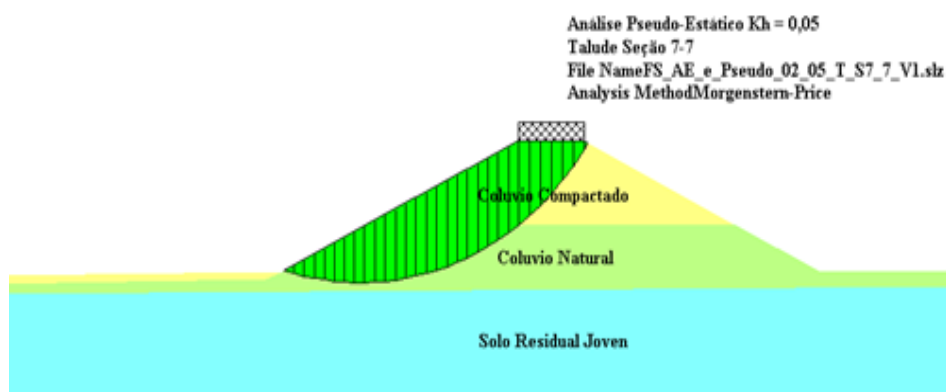


Figura 8 - Geometria da seção 7-7 e potencial superfície de ruptura em análise pseudo-estática determinada com o método das fatias de Morgenstern-Price (1965).

Tabela 3 – Fatores de segurança para taludes da célula 2 na seção 7-7

FS _{estático}	FS _{pseudo}	FS _{dinâmico}	FS _{pos sismo}
2,2	1,6	1,7	1,7

7. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi investigado o comportamento sísmico dos diques da célula 2 de um sistema de contenção de rejeitos de urânio situado no município de Caetité - BA. Ainda que os taludes sejam de pequena altura (7m), foi empregada modelagem para geração de sismos artificiais com base nos registros de aceleração medidos no sismo de Areado – MG e no sismo de Telêmaco Borba – PR. Em ambos os casos, as funções densidade de espectro de potência normalizadas para aceleração horizontal máxima de 0,1g resultaram bastante próximas entre si, nas direções horizontais N-S e L-O.

Fatores de segurança dos taludes foram determinados em duas seções (Figura 1) nas condições estática, pseudo-estática e pós-sismo, utilizando o método das fatias de Morgenstern-Price (1965), e na condição dinâmica, por meio de método numérico com o modelo constitutivo linear equivalente.

Para ambas as seções, o valor computado na análise pseudo-estática com a recomendação de Hynes-Griffin e Franklin (1984), considerando aceleração máxima constante igual à metade da máxima aceleração no embamento rochoso e redução de 20% da resistência ao cisalhamento estática dos solos, foi o resultado mais conservador. Esta recomendação é usualmente feita na prática da engenharia (Kramer, 1996). Em geral, análises pseudo-estáticas podem ser dispensadas quando o fator de segurança estático $FS_{estático} > 1,7$ (Hynes-Griffin e Franklin, 1984) e análises tensão x deformação são igualmente dispensadas quando o fator de segurança pseudo-estático $FS_{pseudo} > 1,1$ (California Geological Survey, 2008), determinado usando um coeficiente sísmico apropriado¹.

Em função desses resultados, conclui-se que os deslocamentos permanentes previstos nos taludes dos diques da célula 2 do sistema de contenção de rejeitos de urânio, por carregamento sísmico, são praticamente nulos, sem necessidade adicional da execução de uma análise numérica mais complexa com base em modelos constitutivos cíclicos elasto-plásticos.

REFERÊNCIAS

¹ Para aterros de resíduos sólidos (*landfills*) ao menos um valor 1,2 (Bray et al., 1995).

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028 – **Mineração: elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água**, 2017.

AMBRASEYS, N. N.; SARMA, S. K. The response of earth dams to strong earthquakes, **Geotechnique**, v.17, n.3, 181-213, 1967.

BLAKE, T. F.; HOLLINGSWORTH, R. A.; STEWART, J. P. Recommended procedures for implementation of DMP Special Publication 117 guidelines for analyzing and mitigating landslide hazards in California, **Southern California Earthquake Center (SCEC)**, University of Southern California, Los Angeles, California, 2002.

BRASIL. **Segurança de sistemas de barragem de rejeitos contendo radionuclídeos**, CNEN – Comissão Nacional de Energia Nuclear, Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação, publicado no DOU de 27 de novembro de 1980, 11p.

Bray, J. D.; Travasarou, T. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v.133, n.4, 381-392, 2007.

CALIFORNIA GEOLOGICAL SURVEY. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California, **Special Publication 117A**, 2008

CDA - CANADIAN DAM ASSOCIATION. **Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams**, 2014.

CELEP, Z; BAZANT, Z.P. Spurious reflection of elastic waves due to gradually changing finite element size, **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v.19, n.5, pp.631-646, 1983.

DUNCAN, J.M; WRIGHT, S.G.; BRANDON, T.L. **Soil strength and slope stability**, second edition, John Wiley, 317p., 2014.

FINN, W.D.L.; LEE, K.W.; MARTIN, G. R. An effective stress model for liquefaction, **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.103, GT6, pp. 517-533, 1977.

HYNES-GRIFFIN, M.E.; FRANKLIN, A.G. Rationalizing the seismic coefficient method, Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Department of the Army, **Waterways Experiment Station**, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 1984.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Selecting seismic parameters for large dams, **Bulletin 72**, 1989.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Selecting seismic parameters for large dams, **Revision of Bulletin 72**, 2010.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Selecting seismic parameters for large dams, **Bulletin 148**, 2016.

KRAMER, S.L. **Geotechnical Earthquake Engineering**, Prentice-Hall, New Jersey, 653p., 1996.

KUHLEMEYER, R.L.; LYSMER, J. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v.99, n.5, pp. 421-427, 1973.

MAKDISI, F. I. AND SEED, H. B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.104, n.7, 849-867, 1978.

MARCUSON, W.F. Earth Dams and Stability of Slopes Under Dynamic Loads, Moderators Report, Proc. **International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**, University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, v. 3, pp. 1175, 1981.

MARTIN, G. R. The response of earth dams to earthquakes, PhD Thesis, **University of California**, Berkeley, California, 1965.

MATASOVIC, N.; KAVAZANJIAN, E.J.; LIPING YAN, Y. Newmark analysis with degrading yield acceleration, Proceedings **Geosynthetics '97**, v.2, pp. 998-1000, 1997.

MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces, **Géotechnique**, v.15, pp. 70-93, 1965.

MULLEN, R.; BELYTSCHKO T. Dispersion Analysis of Finite Element Semidiscretizations of the Two Dimensional Wave Equation, **International Journal of Numerical Methods in Engineering**, v.18, pp.11-30, 1982.

NEWMARK, N. Effects of earthquakes on dams and embankments, **Géotechnique**, v.115, n. 2, pp. 139-160, 1965.

PYKE, R. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.105, pp.715–726, 1979.

SEED, H.B.; IDRIS, I.M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report EERC-70/10, **Earthquake Engineering Research Center**, University of California, Berkeley, 1970.

SEED, H.B.; LEE, K.L.; IDRIS, I.M.; MAKDISI, F.I. Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971, Report EERC 73-2, **Earthquake Engineering Research Center**, University of California, Berkeley, 1973.

SEED, H.B. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, **Géotechnique**, v.29, n.3, pp. 215-263, 1979.

TERZAGHI, K. Mechanisms of Landslides, **Geotechnical Society of America**, Berkeley, pp. 83-125, 1950.

TORO, G.R.; ABRAHAMSON, N.A.; SCHNEIDER, J.F. Model of strong ground motions from earthquakes in Central and Eastern North America: best estimates and uncertainties, **Seismological Research Letters**, v.68, pp. 41-57, 1997

VUCETIC, M. Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading, **Canadian Geotechnical Journal**, v.27, pp.29–46, 1990.