TALUDES ANALISADOS

6.1 Célula 2 do sistema de contenção de rejeitos de urânio da INB

79

A unidade de concentração de urânio da INB - Indústrias Nucleares do Brasil S.A., situada no município de Caetité – BA, é atualmente composta por duas 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 um tanque de água clarificada. A capacidade útil da célula 2 foi projetada para 100.000 m³, suficientes para atender as demandas daquela instalação industrial por um período aproximado de 4 anos. A figura 6.1 mostra a célula 1 já em fase operacional, ao lado da qual foi construída uma estrutura similar aqui referida como célula ou *pond* 2.



Figura 6.1 – Vista da célula 1 da Unidade de Concentração de Urânio em Caetité – BA.

A geometria básica da célula 2 (figura 6.2) é caracterizada por diques com inclinação 1V:2H, altura de 7m, fundo impermeabilizado de barreira dupla para receber efluentes líquido com peso específico estimado de 11,9 kN/m³, após 4 anos de adensamento. Neste trabalho serão 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 6.2. Em ambas as seções foram necessárias escavações do terreno natural e execução de aterros com solo coluvial compactado. A seção B-B corresponde ao dique que separa as células vizinhas 1 e 2 (figura 6.2).

6.2 Propriedades dos materiais

Vários ensaios de campo e de laboratório foram feitos no local para obtenção dos parâmetros geotécnicos do subsolo e do aterro dos diques da célula 2 (GEA, 2003). Dentre estes ensaios, citam-se: a) três sondagens mistas, à percussão em solo e rotativas em rocha, até 33m de profundidade, executadas entre fevereiro e abril de 1997; b) abertura, na mesma época, de 3 poços de inspeção com coleta de blocos indeformados para realização de ensaios de laboratório para determinação da permeabilidade, resistência e caracterização dos materiais; c) escavação de 5 trincheiras com cerca de 4m de profundidade, em março de 2003, na faixa de implementação dos diques da célula 2; d) execução de 2003, para verificação da possível existência, afinal não comprovada, de um espigão de rocha na fundação.

De maneira geral, destes ensaios constatou-se que 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 6.1 são apresentadas as propriedades geotécnicas dos materiais utilizadas na investigação do comportamento das seções dos diques NE e SE. Os valores de G_{max} foram estimados com base na proposta de Seed e Idriss (1970) de acordo com a equação, assumindo valores conservadores do coeficiente $k_{2,max}$ (30 – 40).

$$G_{máx}(kPa) = 218.8k_{2,máx}(\sigma_c^{-})^{0.5}$$
(6.1)

| sistined) | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|-----------------|----------------------|------------------------|------|--|
| Solo | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ••••••••••••• | G _{máx} (kPa) | ν | |
| Colúvio | 18,0 | 60 | 27 | 33.900 | 0,35 | |
| Compactado | | | | | | |
| Colúvio | 13,6 | 3 | 27 | 79.258 | 0,35 | |
| Natural | | | | | | |
| Solo Residual | 14,7 | 10 | 33 | 125.317 | 0,35 | |
| Maduro | | | | | | |
| Solo Residual | 17,0 | 20 | 35 | 177.228 | 0,35 | |
| Jovem | | | | | | |

Tabela 6.1 - Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade (estática e sígmica)

6.3 Sismo de projeto

A sismicidade brasileira é pequena quando comparada à existente na costa Andina (figura 6.3) onde terremotos de grande magnitude (>6) ocorrem freqüentemente devido ao mergulho da placa tectônica de Nazca sob a placa Sul Americana. Os focos destes sismos de subducção se aprofundam do oceano Pacífico em direção ao continente, explicando a ocorrência, como ilustrado na figura 6.4 dos sismos profundos na região do Estado do Acre. De acordo com o Observatório Sismológico da Universidade de Brasília, nos últimos 100 anos cinco terremotos com magnitude superior a 7 na escala Richter ocorreram nesta zona sismogênica, porém sem causar danos aparentes na superfície da região amazônica.

A grande maioria dos sismos intra-placa¹ no Brasil é de pequena magnitude (< 5) e de baixa profundidade (< 30km), embora mais de uma dezena de terremotos com magnitude superior a 5 tenham sido registrados no país desde 1922 (tabela 6.2). De maneira preliminar, no território brasileiro podem ser identificadas 5 províncias sismotectônicas, ilustradas conforme figura 6.5: as províncias do Sudeste, do Nordeste, da faixa Goiás-Tocantins, da borda Brasil-Paraguai e da Bacia Amazônica.

¹ O Brasil está situado no interior da placa Sul Americana, delimitada entre as bordas do Pacífico e da cadeia Meso-Atântica.



Figura 6.2 – Geometria da célula 2 e das seções 2-2 e 7-7 dos diques da Unidade de Concentração de Urânio em Caetité – BA.

| Data | Hora | Local | Magnitude (escala Richter) |
|------------|----------|-----------------------|-------------------------------|
| 27/01/1922 | 3:50:40 | Mogi Guaçu - SP | 5,1 |
| 28/06/1939 | 8:32:22 | Tubarão - SC | 5,5 |
| 21/01/1955 | 02:03:07 | Serra Tombador - MT | 6,6 ¹ |
| 28/02/1955 | 22:46:18 | Litoral Vitória - ES | 6,3 ¹ |
| 13/12/1963 | 21:05:42 | Manaus - AM | 5,1 |
| 13/02/1964 | 08:21:46 | NW Mato Grosso do Sul | 5,4 |
| 20/11/1980 | 00:29:42 | Paracajus - CE | 5,2 |
| 05/08/1983 | 03:21:42 | Codajás - AM | 5,5 |

Tabela 6.2 – Terremotos no Brasil com magnitude superior a 5 entre 1922 e 2005



Figura 6.3 – Sismos na Placa Sul Americana entre 1975 – 1995, com magnitude superior a 4,5 (USP - Departamento de Geofísica).

¹ Os dois maiores terremotos acontecidos no Brasil, com intervalo de 5 semanas.



Figura 6.4 – Sismos ocorridos no Brasil da época colonial ao ano 2000 (J. Berrocal, 1984).



Figura 6.5 – Províncias sismotectônicas brasileiras (Diniz de Almeida, 2002)

De acordo com o documento *CNEN.NE.1.10 – Segurança de Sistemas de Barragem de Rejeito contendo Radionuclídeos* (item 6.3.1.1), a estabilidade dos taludes de barragens destinadas a receber rejeitos deve ser investigada com relação a movimentos sísmicos, considerando para efeitos destas análises um terremoto com magnitude 5,5 na escala Richter, que corresponde a uma aceleração horizontal máxima (PHA) na base rochosa de aproximadamente 0.1g, conforme indicam, por exemplo, as funções de atenuação desenvolvidas por Toro et al (1995) para terremotos de magnitude M = 5.5, 6.5 e 7.5 na crosta continental do centro e da costa leste dos Estados Unidos (figura 6.6).



Figura 6.6 – Funções de atenuação propostas por Toro et al. (1995) para o centro e costa leste dos Estados Unidos – apud Kramer (1996).

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 (PHA) de 0.1g foram artificialmente gerados, com base nos registros fornecidos pelo Instituto Astronômico e Geofísico da USP (Berrocal, 2006) para 2 diferentes estações sismológicas:

a) Sismo de Areado – MG (AR) com epicentro ($21,32^{\circ}$ S, $46,20^{\circ}$ O) registrado pela estação ESAR ($23,02^{\circ}$ S, $44,44^{\circ}$ O)

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

Como a recomendação de projeto é utilizar sismos com aceleração horizontal máxima de 0.1g, foi feita primeiramente a normalização das acelerações registradas nas direções vertical, N-S e L-O. Em seguida, foram geradas as funções densidade de espectro de potência (FDEP) dos sismos normalizados e então determinada uma função FDEP média para cada direção, conforme ilustram as figuras 6.7 a 6.9.





Figura 6.8 - FDEP dos sismos AR, TB e valores médios na direção N-S



Figura 6.9 - FDEP dos sismos AR, TB e valores médios na direção L-O

Em seguida, com a média das funções de densidade espectro de potência para cada direção, foram gerados pelo método da superposição de oscilações harmônicas 4 sismos artificiais para cada direção, atendendo-se as condições iniciais e finais pré-determinadas. As figuras 6.10 a 6.21 mostram os registros de aceleração assim calculados.



Figura 6.10 – Acelograma artificial (sismo 1) na direção vertical para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.11 – Acelograma artificial (sismo 2) na direção vertical para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.12 – Acelograma artificial (sismo 3) na direção vertical para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.13 – Acelograma artificial (sismo 4) na direção vertical para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.14 – Acelograma artificial (sismo 1) na direção N-S para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.15 – Acelograma artificial (sismo 2) na direção N-S para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.16 – Acelograma artificial (sismo 3) na direção N-S para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.17 – Acelograma artificial (sismo 4) na direção N-S para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.18 – Acelograma artificial (sismo 1) na direção L-O para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.19 – Acelograma artificial (sismo 2) na direção L-O para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.20 – Acelograma artificial (sismo 3) na direção L-O para a localidade de Caetité – BA.



Figura 6.21 – Acelograma artificial (sismo 4) na direção L-O para a localidade de Caetité – BA.

6.4. Comportamento da seção 2-2

6.4.1 Análise pseudo-estática

Para as análises pseudo-estáticas um valor inicial do coeficiente sísmico k = 0.05 foi selecionado 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 peudo-estático calculado for igual ou superior a 1 para um coeficiente sísmico correspondente à metade da aceleração horizontal máxima considerada (no caso, PHA = 0.1g). Na análise o fator de segurança resultou superior a 2.

Em seguida, o valor do coeficiente sísmico foi majorado até atingir o valor máximo k = 0.1, quando o valor do fator de segurança pseudo-estático resultou em FS = 1.876 (figura 6.22). A possibilidade de ocorrência de deslocamentos permanentes no talude pode, em princípio, ser então descartada.

O coeficiente sísmico continuou sendo aumentado para determinação da aceleração de escoamento, obtendo-se na condição FS = 1 o valor $a_y = 0,57g$. Observe na figura 6.23 que na condição estática FS_{estático} = 2.4. Para cálculo da aceleração de escoamento foram empregados os métodos de Morgenstern-Price (1965) e Sarma (1973), obtendo-se por ambos praticamente os mesmos resultados.

6.4.2 Malha de elementos finitos e tensões iniciais

Na figura 6.24 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada para a determinação das respostas estática e dinâmica da seção 2-2, formada por 7 elementos triangulares T3 e 282 elementos finitos quadrangulares Q4. A malha de elementos finitos atende aos requisitos de tamanho máximo de elemento (Kuhlemeyer e Lysmer, 1973) para uma adequada representação da propagação das ondas sísmicas através do maciço de solo.

É necessário conhecer-se antecipadamente o estado inicial de tensões na seção 2-2 (Seed, 1979; Marcuson et al., 1990, Duncan 2005) para em seguida determinar-se a resposta dinâmica do talude. O estado de tensões iniciais foi calculado pelo método dos elementos finitos considerando-se uma resposta linear elástica dos diferentes materiais geológicos. Três pontos da figura 6.25 serão considerados como pontos de controle para comparação da resposta do talude devido à excitação sísmica.

Quatro registros de aceleração horizontal gerados artificialmente na direção N-S foram considerados neste estudo (figuras 6.14 a 6.17)..



Figura 6.24 – Seção 2-2 do dique da célula 2 e correspondente malha de elementos finitos.



Figura 6.25- Estado de tensões iniciais na seção 2-2 e indicação dos 3 pontos de controle.

6.4.3 Resposta sísmica

Para a avaliação da resposta sísmica da seção 2-2 foi utilizado o módulo Quake/W do programa computacional GeoSlope/W, considerando-se os modelos constitutivos elástico linear e linear equivalente. Na simulação elástica, o deslocamento horizontal máximo na crista do talude atingiu o valor de 3.7cm (figura 6.26).



Figura 6.26 – Malha de elementos finitos deformada com deslocamento máximo de 3.7cm na crista do talude considerando modelo linear elástico.

O fator de segurança mínimo obtido com o modelo linear equivalente foi obtido com o registro sísmico 2 e igual a FS = 2.55, conforme figura 6.26.

As respostas da seção 2-2 em termos de acelerações, história de tensões, velocidades, deslocamentos, períodos predominantes e história de tensões são apresentadas nas figuras seguintes.



Figura 6.26– Fator de segurança considerando análise linear equivalente para o sismo 2 na direção N-S com aceleração horizontal máxima de 0.1g.

a) Acelerações

Nas figuras 6.27 e 6.28 apresentam-se as respostas de aceleração na crista do talude considerando o modelo elástico linear e linear equivalente para o sismo 1 na direção N-S. O pico máximo de aceleração para o modelo linear elástico é igual a 0.31g, enquanto que para o modelo linear equivalente situa-se em 0.175g, representado amplificações na crista do talude iguais a 3.1 e 1.75, respectivamente. A influência da degradação do módulo de cisalhamento e do aumento do amortecimento com o nível das deformações explica os menores valores obtidos considerando o modelo linear equivalente.



Figura 6.27- Resposta das acelerações na crista do talude com o sismo 1 na direção N-S considerando o modelo elástico linear



Figura 6.28 – Resposta das acelerações na crista do talude com o sismo 1 na direção N-S considerando o modelo linear equivalente.

b) História de tensões cisalhantes

Para ambos os modelos constitutivos (elástico linear e linear equivalente) são apresentadas nas figuras 6.29 e 6.30 as histórias das tensões cisalhantes observadas no ponto central do talude, considerando o sismo 1 da direção N-S. O valores de pico calculados são de 22.5kPa, correspondente à resposta elástica mostrada na figura 6.29, e 18.5kPa, relativo à resposta linear equivalente ilustrada na figura 6.30, refletindo novamente a influência da variação das propriedades do solo (módulo de cisalhamento, razão de amortecimento) incorporada no modelo linear equivalente.



Figura 6.29– Variação das tensões cisalhantes no centro do talude considerando modelo elástico linear e sismo 1 da direção N-S.



Figura 6.30 – Variação das tensões cisalhantes no centro do talude considerando modelo linear equivalente e sismo 1 da direção N-S.

c) Espectros de aceleração

Na figura 6.31 são mostrados os resultados das análises dinâmicas em termos de espectros de aceleração e períodos predominantes. A razão de amortecimento inicial do solo foi considerada igual a 5% . Observa-se que nas análises com o modelo linear equivalente as amplificações, mais próximas da realidade, correspondem a quase metade dos valores correspondentes ao modelo elástico linear, com a diferença mais significativa observada para o sismo 2 (TNS-2), com valor da aceleração espectral de pico igual a 2.16 no modelo elástico

linear representando mais do que o dobro do valor determinado com o modelo linear equivalente.

Também nesta figura nota-se uma variação no período predominante, de 0.24s (análise elástica linear) para 0.35s (análise linear equivalente). A importância destes valores será também observada no cálculo dos fatores de segurança dinâmicos apresentados a seguir.



Figura 6.31 – Comparação dos espectros de aceleração na seção 2-2. A sigla TNS se refere a 'terremoto N-S', RDE à 'análise elástica linear' e RD significa 'análise linear equivalente'.

O resumo da resposta dinâmica da seção 2-2 está apresentado na tabela 6.3. Os valores máximos de aceleração horizontal a_{max} , período predominante T e aceleração espectral $a_{espectral}$ se referem à crista do talude enquanto que as tensões de cisalhamento máximas τ_{max} são relativas a um ponto no centro do mesmo.

| SISMO | a _{max} (g) | T (s) | aespectral | τ_{max} kPa |
|---------|----------------------|--------------------|------------|------------------|
| 2121/10 | (crista) | (crista) | (crista) | (centro) |
| | Model | lo elástico linear | (RDE) | |
| TNS-1 | 0.31 | 0.24 | 1.73 | 22.5 |
| TNS-2 | 0.45 | 0.24 | 2.16 | 24.5 |
| TNS-3 | 0.38 | 0.24 | 1.75 | 23.5 |
| TNS-4 | -0.37 | 0.24 | 1.61 | 25.0 |
| | Modelo | linear equivalen | te (RD) | |
| TNS-1 | -0.18 | 0.36 | 0.99 | 17.8 |
| TNS-2 | 0.21 | 0.36 | 0.94 | 17.0 |
| TNS-3 | 0.20 | 0.36 | 0.97 | 16.0 |
| TNS-4 | 0.24 | 0.36 | 0.98 | 16.0 |

Tabela 6.3 Resumo dos resultados da resposta dinâmica na seção 2-2

d) Fatores de segurança

Nesta seção apresenta-se nas figuras 6.32 e 6.33 a variação no tempo dos fatores de segurança calculados nas análises dinâmicas considerando o modelo elástico linear e linear equivalente, respectivamente, através do método de equilíbrio limite aperfeiçoado.

Na análise elástica linear o valor do fator de segurança inicia em 2.4 (igual ao valor obtido em análise estática pelo método de Morgenstern-Price) e permanece oscilando em torno deste valor, acompanhando a reversão do sinal das forças horizontais de inércia. O valor mínimo atingido é FS = 1.5.

Comportamento similar observa-se nos resultados da análise linear equivalente, porém o valor do fator de segurança mínimo é limitado em FS = 1.8.



Figura 6.32– Variação no tempo dos fatores de segurança com o modelo elástico linear e sismo TNS-1.



Figura 6.33– Variação no tempo dos fatores de segurança com o modelo linear equivalente e sismo TNS-1.

Na figura 6.34 a variação no tempo dos valores dos coeficientes de segurança são comparados com os determinados em análises pseudo-estáticas pelo método das fatias de Morgentern-Price (1965). As linhas retas representam resultados considerando coeficiente sísmico k = 0 (solução estática com FS = 2.4), k = 0,05 (Hynes-Griffin e Franklin, 1984 com FS = 2.10), k = 0 e redução de 20% na resistência ao cisalhamento dos solos (condição pós-sismo com FS = 1.82) e k

= 0.05 com redução na resistência ao cisalhamento dos solos de 20% (solos com desenvolvimento de altas poropressões com FS = 1.62).

Observa-se que a recomendação de Hynes-Griffin e Franklin (1984) se comporta aproximadamente como uma envoltória inferior dos valores determinados nas análises dinâmicas, enquanto que a introdução da hipótese adicional de redução dos parâmetros de resistência implica em um valor do fator de segurança mais conservador.

A análise pós-sismo mostra-se adequada, comportando-se também como uma envoltória inferior dos valores dos fatores de segurança durante a excitação sísmica.



Figura 6.34– Comparação de fatores de segurança na seção 2-2 através de análises pseudoestáticas e dinâmicas.

6.5. Comportamento da seção 7-7

6.5.1 Análise pseudo-estática

Resultados similares aos apresentados para a seção 2-2 agora são obtidos para a seção 7-7, com a importante diferença de que os sismos artificiais considerados são aqueles na direção L-O (figuras 6.18 a 6.21).



Figura 6.35– Análise pseudo-estática considerando k = 0.05 pelo método de Morgenstern-Price (1965). FS = 2.079.

6.5.2 Malha de elementos finitos e tensões iniciais



Figura 6.36 – Malha de elementos finitos para a seção 7-7.



Figura 6.37- Distribuição de tensões iniciais no talude da seção 7-7.



Figura 6.38 – Fator de segurança considerando análise elástica para o sismo 1 na direção L-O com aceleração horizontal máxima de 0.1g. FS = 1.922



Figura 6.39 – Fator de segurança considerando análise linear equivalente para o sismo 1 na direção L-O com aceleração horizontal máxima de 0.1g. FS = 2.167.

a) Espectros de aceleração



Figura 6.40 – Comparação dos espectros de aceleração na seção 7-7. A sigla TLO se refere a 'terremoto L-O', RDE à 'análise elástica linear' e RD significa 'análise linear equivalente'.

| SISMO | a _{max} (g) | T (s) | a _{espectral} | τ_{max} kPa |
|--------|----------------------|--------------------|------------------------|------------------|
| 515100 | (crista) | (crista) | (crista) | (centro) |
| | Mode | lo elástico linear | (RDE) | |
| TLO-1 | -0.33 | 0.20 | 1.80 | 22.0 |
| TLO-2 | -0.44 | 0.22 | 1.58 | 23.6 |
| TLO-3 | 0.34 | 0.22 | 1.71 | 22.5 |
| TLO-4 | -0.47 | 0.22 | 2.26 | 27.0 |
| | Modelo | linear equivalen | te (RD) | |
| TLO-1 | 0.23 | 0.28 | 1.15 | 18.0 |
| TLO-2 | -0.26 | 0.30 | 1.06 | 18.0 |
| TLO-3 | -0.20 | 0.28 | 0.85 | 16.8 |
| TLO-4 | -0.34 | 0.30 | 1.18 | 18.5 |

Tabela 6.4 Resumo dos resultados de resposta dinâmica da seção 7-7

b) Fatores de segurança

Na figura 6.41 pode-se notar que os fatores de segurança na análise dinâmica apresentam-se menores com o modelo constitutivo linear equivalente do que na hipótese de comportamento linear elástico dos materiais geotécnicos que formam a seção 7-7.

Observa-se que o fator de segurança na condição pseudo-estática considerando coeficiente sísmico k = 0,05 (Hynes-Griffin e Franklin 1984) se comporta como um valor médio (FS = 2.03) dos fatores de segurança calculados nas análises dinâmicas.

. Os fatores de segurança pseudo-estáticos determinados com a condição k = 0 e redução da resistência ao cisalhamento de 20% (análise pós-sismo com FS = 1.80) e k = 0,1 com redução de resistência ao cisalhamento de 20% (FS = 1.85) se comportam como envoltória dos valores mínimos calculados nas análises dinâmicas.

Os efeitos combinados de se considerar k = 0.05 e redução de 20% da resistência ao cisalhamento dos solos resulta em valor do fator de segurança (FS = 1.62) mais conservador.



Figura 6.41- Fatores de segurança na condição pseudo-estática e dinâmica para a seção 7-7.

c) Deslocamentos permanentes

Com base nos resultados das análises dinâmicas pelo método dos elementos finitos e o cálculo da aceleração de escoamento, conclui-se que ambas a seções (2-2 e 7-7) não apresentam deslocamentos permanentes sob excitação sísmica com aceleração horizontal máxima de 0.1g.

Pela aplicação do critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) poderia-se antecipar este resultado visto que o fator de segurança resulta superior a 1 para uma aceleração pseudo-estática de 0,05g. A figura 6.42 mostra que FS permanece superior a 1 mesmo considerando-se redução da resistência ao cisalhamento do



Figura 6.42– Fatores de segurança pseudo-estáticos incluindo redução dos parâmetros de resistência para a seção 7-7.

6.6. Talude do Bota-Fora da Mina Toquepala - Peru

6.6.1. Introdução

Na literatura são poucas as análises disponíveis relativas ao desempenho da estabilidade de taludes de aterro elevados. Neste sentido apresenta-se a avaliação estática e dinâmica da estrutura do bota-fora de material de lixiviação da mina a céu aberto de Toquepala, situada no Peru.

Um dos bota-foras está localizado ao Sul da mina de Toquepala, como ilustrado nas figuras 6.43 a 6.45. Estes aterros de pilhas de minério consistem de rocha granular britada ou blocos de rocha *run-of-mine* colocados em camadas sucessivas e em seguidas lixiviados por solução ácida para extração do cobre.



Figura 6.43- Localização do bota-fora Sul da mina de Toquepala - Peru.



Figura 6.44- Planta de situação do bota-fora Sul da mina de Toquepala - Peru.



Figura 6.45– Vista parcial dos taludes do bota-fora Sul.

Os taludes do bota-fora atingem alturas de até 300m e têm a inclinação de suas faces livres controladas pelo ângulo de repouso do material. Fenômenos de recalques e rachaduras no topo do bota-fora Sul em janeiro de 1996 revelaram possíveis problemas de estabilidade da estrutura.

6.6.2. Seção representativa do bota-fora Sul

A seção representativa do talude do bota-fora Sul, e de sua fundação, está mostrada na figura 6.46. O talude tem altura de 300m, inclinação 1.42 (H): 1 (V) e o material de fundação é assumido rígido. O material que compõem o bota-fora tem suas propriedades mecânicas dependentes do estado de tensão atuante, tendo sido neste estudo subdividido em 7 camadas denominadas de A a G.



Figura 646 - Modelo da seção do talude do bota-fora Sul da mina de Toquepala - Peeru. .

Os parâmetros de resistência foram determinados a partir das investigações de Leps (1970) e Marachi et al. (1972) considerando um grande número de ensaios sobre aterros granulares e materiais rochosos. Conforme figura 6.47 pode-se notar que estes variam com a tensão vertical de confinamento e tendem a diminuir sob tensões muito elevadas,

Dadas as incertezas que existem nestes parâmetros em relação ao processo de lixiviação, 4 possíveis casos foram admitidos para determinação dos valores do ângulo de atrito, estabelecendo-se uma faixa de valores apresentada na figura. Neste estudo serão assumidos os valores correspondentes à linha de Leps mínima, justificado pelo fato de que as resistências de aterros de pilhas de minério de cobre são geralmente menores do que as resistências de minério de pilhas de prata ou ouro, devido à lixiviação do cobre com ácidos e à erosão química acelerada que afeta a qualidade de rocha das partículas do aterro (Breitenbach, 2004). Os parâmetros de resistência adotados são listados na tabela 6.5. O caso 1 corresponde à linha de resistência média, os casos 2 e 3 representam situações intermediárias enquanto que o caso 4 se refere aos menores valores de resistência ao cisalhamento



Figura 6.47– Parâmetros de resistência de Leps (1970) utilizados nos materiais do talude. (Review of Shearing Strength of Rockfill - T. M. Leps, F – ASCE, 1970).

| raceia de ringales de ante considerados para as ananses de anade de requepara (20ps, 1970) | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--|--|--|
| Zona | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 | | | |
| Α | 45° | 44° | 43° | 42° | | | |
| В | 42° | 41° | 40° | 39° | | | |
| С | 40° | 39° | 38° | 37° | | | |
| D | 37° | 36° | 35° | 34° | | | |
| Ε | 36° | 35° | 34° | 33° | | | |
| F | 35° | 34° | 33° | 32° | | | |
| G | 34° | 33° | 32° | 31° | | | |

Tabela 6.5 Ângulos de atrito considerados para as análises do talude de Toquepala (Leps, 1970)

Curvas de variação de módulo cisalhante G/G_{máx} e do amortecimento ξ , são difíceis de avaliar para o material do talude em estudo. Pesquisas de laboratório feitas por Yasuda e Matsumoto (1993) e Konno et al. (1993) indicam que as curvas de degradação dos módulos cisalhantes para muitos pedregulhos e materiais de enrocamento estão mais próximos das curvas das areias médias apresentadas por Seed e Idriss (1970) do que das curvas para pedregulhos obtidas por Seed et al. (1984). Conseqüentemente, as curvas dos módulos cisalhante e de amortecimento dependentes da deformação para areias médias foram consideradas as curvas de variação do módulo cisalhante e amortecimento usados para as análises de resposta dinâmicas de sitio da mina Toquepala.



Figura 6.48 - Curvas de variação dos parâmetros dinâmicos do material do talude (Seed e Idriss (1970).

Para levar em conta a variação do módulo cisalhante com as tensões confinantes, o talude, subdividido em 7 camadas, apresentou os seguintes resultados de propriedades mecânicas (tabela 6.6) em função do estado de tensão inicial

| ZONA | σ _m | G _{máx} | E | v | γ | Vs |
|---|------------------------|------------------|------------------|-------------|----------------------|----------|
| | (kPa) | (kPa) | (kPa) | (Poisson) | (kN/m ³) | (m/s) |
| Α | 240,97 | 305962 | 795502 | 0,30 | 19 | 397 |
| В | 485,48 | 434282 | 1129134 | 0,30 | 19 | 473 |
| С | 712,78 | 526216 | 1368163 | 0,30 | 19 | 521 |
| D | 976,06 | 615779 | 1601025 | 0,30 | 19 | 564 |
| Е | 1262,7 | 700385 | 1821000 | 0,30 | 19 | 601 |
| F | 1644,8 | 799361 | 2078340 | 0,30 | 19 | 642 |
| G | 1769,4 | 829086 | 2155624 | 0,30 | 19 | 654 |
| Fundação | | 5051020 | 12627551 | 0,25 | 22 | 1500 |
| | | | | | | |
| Nota: $G_{máx}(kPa) = 218.8k_{2,máx}(\sigma_c)^{0.5}$, onde σ_c (em kPa) é a tensão | | | | | | |
| | de confinar estudo. | nento efetiva | ne $k_{2,máx} =$ | 90 para o m | naterial do ta | llude em |

Tabela 6.6 Propriedades do material do talude usadas nas análises.

Os cálculos das tensões de confinamento iniciais foram feitos de forma análoga ao exemplo anterior, calculando-as numericamente pelo método dos elementos finitos no contexto de um problema de deformação plana (figuras 6.49 e 6.50).



Figura 6.49- Distribuição das tensões confinantes octaédrics iniciais.



Figura 6.50- Distribuição das tensões cisalhantes iniciais.

6.6.3. Sismo de projeto

A costa do oceano Pacífico, junto ao Peru, está permanentemente afetada por movimentos sísmicos de subducção gerados pelo mergulho da placa de Nazca sob a placa Continental Sul-Americana. Castillo e Alva (1993) publicaram o estudo do perigo sísmico do Peru, utilizando uma metodologia que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Os resultados foram expressos sob forma de curvas de perigo sísmico, relacionando a aceleração com a sua probabilidade anual de excedência. A figura 6.51 mostra os epicentros de movimentos sísmicos que ocorreram na mina Toquepala em um raio de 200 km, evidenciando que se encontra em uma zona altamente sísmica.



Figura 6.51- Epicentros de movimentos sísmicos nas proximidades da mina fr Toquepala (centro).

A seleção do sismo de projeto depende basicamente do tipo de obra sendo considerada. Para as análises de estabilidade dos taludes do bota-fora da mina Toquepala a aceleração máxima do sismo de projeto foi estimada em 0.40g e o registro das acelerações do terremoto de Lima (1974), mostrado na figura 6.52, foram normalizados em relação a este valor máximo.





Figura 6.52 - Registro de acelerações do terremoto de Lima de 03/outubro/1974, com epicentro de 33km, aceleração máxima de 0.196g e duração de 88s.

6.6.4. Tamanho máximo do elemento finito

Como em todas as análises dinâmicas pelo método dos elementos finitos, o maior tamanho do elemento está limitado pelo menor comprimento de onda do movimento sísmico (Kuhlemeyer e Lysmer, 1973; Celep e Bazant, 1983) que pode ser transmitido através da discretização. Tendo em vista que as ondas sísmicas consideradas são cisalhantes com propagação na direção vertical, tem-se:

$$\Delta y = \frac{1}{8} \frac{v_s}{f_{máx}} \tag{6.2}$$

onde v_s é a velocidade de onda cisalhante e $f_{máx}$ é a máxima freqüência de interesse (*cutoff frequency*), estimada das freqüências naturais do talude e utilizando o máximo valor do módulo de cisalhamento para cada região em que o talude foi subdividido. As velocidades de ondas cisalhantes foram calculadas como se mostra na tabela 6.7, estimando-se as 3 primeiras freqüências naturais como :

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} (2.404) \frac{v_s}{H}, \qquad f_2 = \frac{1}{2\pi} (5.52) \frac{v_s}{H}, \qquad f_3 = \frac{1}{2\pi} (8.654) \frac{v_s}{H}$$
(6.3)

onde H é a altura do aterro ou talude.

Tabela 6.7 Cálculo do Tamanho Máximo do Elemento.

| Região | G _{máx} | Vs | f ₁ | f ₂ | f ₃ | Δy _m | _{áx} (Elem) |
|----------|------------------|-------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------------|
| | (kPa) | (m/s) | (Hz) | (Hz) | (Hz) | | |
| Α | 305962 | 397 | 0,51 | 1,16 | 1,82 | 16,55 | f _{max} =3,0 |
| В | 434282 | 473 | 0,60 | 1,39 | 2,17 | 16,90 | $f_{max} = 3,5$ |
| С | 526216 | 521 | 0,66 | 1,53 | 2,39 | 16,28 | $f_{max} = 4,0$ |
| D | 615779 | 564 | 0,72 | 1,65 | 2,59 | 14,09 | $f_{max} = 5,0$ |
| E | 700385 | 601 | 0,77 | 1,76 | 2,76 | 15,03 | $f_{max} = 5,0$ |
| F | 799361 | 642 | 0,82 | 1,88 | 2,95 | 16,05 | $f_{max} = 5,0$ |
| G | 829086 | 654 | 0,83 | 1,92 | 3,00 | 27,25 | $f_{max} = 5,0$ |
| | | | | | | | |
| Fundação | 5051020 | 1500 | 1,91 | 4,39 | 6,89 | 18,75 | $f_{max} = 10$ |

Usando uma freqüência de interesse de 10 Hz e as velocidades de onda estimadas na tabela 6.7 então a maior dimensão vertical do elemento foi calculada em 18 m. A malha de elementos finitos do modelo do talude foi formada por 561 nós e 543 elementos Q4.

6.6.4. Resultados das análises dinâmicas

A avaliação da análise dinâmica do talude do bota-fora Sul da mina de Toquepala foi feita numericamente através do módulo Quake/W do programa computacional GeoSlope/W. Os modelos constitutivos elástico linear e linear equivalente foram ambos utilizados.

A figura 6.53 mostra a respostas de acelerações obtidas em três pontos característicos do talude considerando o modelo elástico linear. Pode-se notar que os valores máximos de aceleração calculados são de 1,06g na crista, 0,59g no centro do talude e 0,57g no pé do talude. Estes valores de aceleração, por sua vez, correspondem a amplificações de 2,65 na crista, 1,475 no centro e 1,425 no pé do talude, respectivamente.

Quando se considerou a análise com o modelo constitutivo linear equivalente, que leva em conta a variação dos parâmetros dinâmicos com as deformações cisalhantes, os valores encontrados não foram muito diferentes, conforme mostra a tabela 6.8.

A semelhança dos valores de aceleração e amplificação na crista pode estar refletindo o fato de que em ambas as análises prepondera o comportamento da rocha sobre a qual o talude descansa e admitida possuir um comportamento elástico linear e baixos valores de amortecimento.

As diferenças mais notáveis entre ambos os tipos de análise se apresentam no centro do talude, sendo que as maiores respostas de aceleração correspondem à análise linear equivalente.



Figura 6.53 – Resposta de acelerações em três pontos característicos do talude da análise dinâmica com o programa Quake/W.

| | Cresta | Centro | Pé |
|--------------------|--------|--------|-------|
| A máy (AF) | 1,06 | 0,59 | 0,57 |
| Amax (AE) | -0,97 | -0,57 | -0,53 |
| Amplificação (AE) | 2,65 | 1,475 | 1,425 |
| Amáy (AIF) | 0,95 | 0,65 | 0,41 |
| Amax (ALE) | -1,00 | -0,73 | -0,51 |
| Amplificação (ALE) | 2,50 | 1,825 | 1,275 |

Tabela 6.8 Resposta de acelerações calculadas no talude.

Na figura 6.54 é mostrado o espectro de acelerações na crista para diferentes valores de amortecimento, admitindo-se na análise dinâmica o modelo linear equivalente. Observa-se nesta figura um período fundamental de 0,42s e um período predominante de 0,74s. Quando se considerou a análise dinâmica linear



Figura 6.54 – Espectro de acelerações da análise de resposta dinâmica linear equivalente na crista do talude.

6.6.4.1. Resultados de cálculo de deslocamentos permanentes

Os cálculos de deslocamentos permanentes foram feitos com base no método de Newmark (1965). Com este objetivo, utilizou-se o programa Geo-Slope importando-se os valores das acelerações e tensões cisalhantes computados na análise dinâmica (módulo Quake\W). Pelo método do equilíbrio limite aperfeiçoado, a variação dos fatores de segurança e o valor acumulado dos deslocamentos permanentes, por dupla integração no tempo, puderam ser computados.

A figura 6.55 mostra o talude com a superfície potencial de deslizamento, considerando uma resposta baseada no modelo linear equivalente (ALE).



Figura 6.55 – Superfície potencial de deslizamento e fator de segurança mínimo, considerando o modelo linear equivalente (ALE)..



Figura 6.56 – Variação no tempo dos fatores de segurança considerando superfície de ruptura circular e modelo linear equivalente.



Figura 6.57 – Variação da velocidade com o tempo , considerando superfície de ruptura circular e modelo linear equivalente.



Figura 6.58 – Deslocamentos permanentes no tempo considerando superfície de ruptura circular e modelo linear equivalente (ALE).

As figuras 6.56, 6.57 e 6.58 mostram o processo de calculo de deslocamentos permanentes. Na figura 6.56 pode-se observar como em vários pontos (correspondendo às fases mais intensas do sismo) os fatores de segurança situam-se abaixo de 1. Assim as acelerações da massa potencialmente instável,

que excedem à aceleração de escoamento, são duplamente integradas fornecendo os resultados de velocidade (figura 6.57) e de deslocamentos permanentes (figura 6.58). Os resultados destas figuras, mencione-se mais uma vez, foram obtidos considerando parâmetros de resistência mínimo (caso 4) dos gráficos da figura 6.47.



Figura 6.59 – Deslocamentos permanentes vs tempo (ALE) para superfície de ruptura circular com o modelo linear equivalente.

Na figura 6.59 apresenta-se a variação do deslocamento permanente no tempo para uma superfície de ruptura circular com o mínimo valor do fator de segurança. A posição desta potencial superfície de ruptura foi ligeiramente diferente daquela obtida na análise da estabilidade estática. Pode-se notar que o deslocamento permanente aumenta em até 30% com respeito a uma superfície de ruptura circular determinada pela análise estática. A diferença entre as superfícies consideradas é devido ao fato de que as superfícies críticas variam conforme aumenta o valor do coeficiente sísmico nas análises pseudo-estáticas.

As figuras 6.60, 6.61 e 6.62 apresentam resultados de deslocamentos permanentes similares ao apresentados nas figuras anteriores, mas agora considerando uma superfície de ruptura planar. O valor de deslocamento permanente calculado foi de 0,56m, quase a metade do valor calculado para uma superfície de ruptura circular.



Figura 6.60 – Superfície de ruptura planar para o mínimo fator de segurança calculado na análise dinâmica.



Figura 6.61 – Variação dos fatores de segurança no tempo considerando modelo linear equivalente e superfície de ruptura planar.



Figura 6.62 – Deslocamento permanente vs Tempo (ALE) para superfície de ruptura planar considerando modelo linear equivalente.

As tabelas 6.9 e 6.10 resumem e listam os valores determinados para todas as faixas de valores de resistência ao cisalhamento estabelecidas por Leps (1970). São mencionados os fatores de segurança ao final do sismo (FS), as acelerações de escoamento (a_y) calculadas segundo uma análise de equilíbrio limite aperfeiçoado e os deslocamentos permanentes segundo método baseado em Newmark (1965).

Os valores da tabela 6.9 correspondem a uma superfície de ruptura circular que é consistente (escolhida deliberadamente) com uma superfície de ruptura calculada por análise estática, já que as superfícies de ruptura variam com o incremento do coeficiente sísmico. Assim, garante-se que os valores da aceleração de escoamento sejam referentes a uma superfície de ruptura em particular. Pode-se notar nesta tabela que os maiores deslocamentos correspondem a uma análise linear equivalente, com valor máximo de 1,017m para os parâmetros de resistência do limite inferior da faixa de Leps (1970). Na tabela 6.10 foram listados os valores para uma superfície de ruptura correspondente a um fator de segurança mínimo. Esta superfície de ruptura se localiza em uma posição ligeiramente mais próxima à face livre do talude. O valor de deslocamento permanente para esta superfície de ruptura foi de 1,343m que, como já mencionado, chega a ser ate 30% maior do que o valor calculado anteriormente.

| | circular | | | | | | |
|-----------------|----------|----------------|-------|--------------------------------|--|--|--|
| Tipo de Análise | Caso | a _y | FS | Deslocamento Permanente (m) | | | |
| | C1 | 0,19784 | 1,374 | 0,095 | | | |
| Linear elástica | C2 | 0,17232 | 1,326 | 0,186 | | | |
| (AE) | C3 | 0,14747 | 1,278 | 0,349 | | | |
| | C4 | 0,12327 | 1,232 | 0,611 | | | |
| Lincor | C1 | 0,19784 | 1,352 | 0,220 | | | |
| | C2 | 0,17232 | 1,304 | 0,374 | | | |
| equivalente | C3 | 0,14747 | 1,257 | 0,619 | | | |
| (ALE) | C4 | 0,12327 | 1,231 | 1,017 | | | |

Tabela 6.9 Deslocamentos permanentes para uma superfície de ruptura

Tabela 6.10 Deslocamentos permanentes para uma superfície de ruptura circular com fator de segurança mínimo

| Tino do Análico | Casa | 9 | FS | Deslocamento |
|-----------------|------|---------|------------|----------------|
| Tipo de Analise | Caso | ay | F 5 | Permanente (m) |
| | C1 | 0,19767 | 1,359 | 0,151 |
| Linear elástica | C2 | 0,17155 | 1,311 | 0,276 |
| AE | C3 | 0,14616 | 1,265 | 0,486 |
| | C4 | 0,12143 | 1,219 | 0,811 |
| Lincor | C1 | 0,19766 | 1,335 | 0,317 |
| | C2 | 0,17155 | 1,288 | 0,519 |
| equivalente | C3 | 0,14615 | 1,242 | 0,827 |
| (ALE) | C4 | 0,12142 | 1,218 | 1,343 |

Na tabela 6.11 foram listados de forma similar os valores calculados de deslocamentos permanentes para uma superfície de ruptura planar.

Pode-se notar, comparando as tabelas 6.10 e 6.11 para o caso 4, que o maior deslocamento permanente para uma superfície de ruptura plana é até 50% menor do que os valores obtidos para uma superfície de ruptura circular. As acelerações de escoamento, em ambas as análises, diferem bastante entre si.

| | G | | FC | Deslocamento |
|-----------------|------|----------------|-------|----------------|
| Tipo de Analise | Caso | a _y | FS | Permanente (m) |
| | C1 | 0,2258 | 1,451 | 0,034 |
| Linear elástica | C2 | 0,2010 | 1,401 | 0,054 |
| AE | C3 | 0,1768 | 1,352 | 0,110 |
| | C4 | 0,1532 | 1,304 | 0,213 |
| Lincor | C1 | 0,2258 | 1,426 | 0,112 |
| | C2 | 0,2010 | 1,377 | 0,210 |
| equivalente | C3 | 0,1768 | 1,329 | 0,347 |
| ALE | C4 | 0,1532 | 1,283 | 0,563 |

Tabela 6.11 Deslocamentos permanentes para uma superfície de ruptura planar

Na figura 6.63 foram plotados todos os valores de deslocamentos permanentes avaliados, considerando a faixa de parâmetros de resistência de Leps (1970) compreendida entre a linha de valores médios e a linha de valores mínimos. Os fatores de segurança mostrados correspondem ao instante final do sismo, os quais poderiam ser tomados como fatores de segurança estáticos na condição pós-sismo. Pode-se observar, nesta figura, que existe uma certa regularidade ou tendência entre os deslocamentos permanentes calculados e os fatores de segurança ao final do sismo.



Figura 6.63 – Deslocamentos permanentes calculados em todas as análises investigadas.