

Avaliação da Estabilidade e Dimensionamento de Chumbadores em um Talude Rochoso da Cidade do Rio de Janeiro

Marco Antonio Grigoletto Conte

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, marco.conte@hotmail.com

Rogério Aguirre Dias

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, rogerio.aguirre@tbsa.com.br

André Cezar Zingano

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, andrezin@ufrgs.br

Fernando Henriques de Carvalho

GEOEXP, Rio de Janeiro, Brasil, henriques64@gmail.com

RESUMO: Uma encosta de gnaiss facoidal (GnF), localizada no município do Rio de Janeiro, vem apresentando uma série de movimentos de massa de pequena magnitude. Como medida de estabilização, aventou-se a execução de chumbadores associados a um faceamento em tela metálica. Este trabalho busca uma melhor compreensão dos mecanismos de ruptura do talude, bem como expor a metodologia de projeto utilizada na concepção dos chumbadores. Ensaio de *tilt* indicam que o ângulo de atrito básico das descontinuidades do maciço é igual a 32°. O mapeamento geoestrutural aponta a existência de quatro famílias de fraturas, responsáveis pela potencial ocorrência de deslizamento planar, deslizamento em cunha e tombamento, de acordo com as análises cinemáticas conduzidas com o *software* Dips. Retroanálises foram efetuadas através de um método analítico e dos programas computacionais RocPlane e Swedge, sugerindo que a coesão nos planos de descontinuidades é igual a 41 kPa. Os chumbadores, dimensionados segundo o critério de ruptura de Tresca, possuem diâmetro de 32mm, f_{yk} de 55 kN/cm², espaçamento horizontal e vertical igual a 2,25 m e comprimento total de ancoragem igual a 9,0 metros. Conclui-se que a ruptura mais crítica é a do tipo planar e que a estabilidade do talude é fortemente influenciada pelo surgimento de subpressões em trincas de tração.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento de Chumbadores, Critério de Ruptura de Tresca, Análise Cinemática, *Tilt Test*, Gnaiss Facoidal, Taludes Rochosos.

1 INTRODUÇÃO

A cidade do Rio de Janeiro, em especial, é palco comum de movimentos gravitacionais de massa, abrigando diversas encostas em situação problemática. Inserido neste contexto está um talude (Figura 1) situado no desemboque do novo túnel do Joá, às margens da Avenida Ivan Lins, que apresenta histórico de quedas e tombamentos de blocos rochosos de pequeno porte. A face instável atinge 26 m de extensão,

possuindo 13 m de altura e 30° de *upper face*.

A existência de lascas e blocos de material solto junto ao pé da encosta demonstra que é premente a necessidade de intervenção. Contígua ao talude, há uma extensa cortina atirantada, já indicando uma preocupação pretérita quanto a movimentos de massa. Além de investigar os possíveis mecanismos de ruptura através de análises cinemáticas, este trabalho apresenta o dimensionamento estrutural de chumbadores, que associados a

um faceamento com tela metálica constituem uma alternativa adequada do ponto de vista técnico e econômico para a estabilização da massa rochosa.



Figura 1. Vista Frontal do Talude.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

Os condicionantes naturais, bem como aspectos ligados à micro e macro-estrutura dos materiais, estão intimamente relacionados à estabilidade de encostas. O contexto geológico, do mesmo modo, exerce grande influência na geração de deslizamentos. Face à importância deste fatores, discorre-se a seguir sobre alguns deles.

A litologia do maciço é característica dos gnaisses facoidais (GnF), uma rocha especialmente emblemática no cenário carioca. Segundo a classificação de Helmbold et al. (1965), o GnF pertence à série superior de gnaisses do Rio de Janeiro, com idade típica de 620 Ma. Trata-se de uma rocha leucocrática, de cor cinza-claro, com massa granoblástica envolvendo feldspatos porfiroblásticos amendoados, por sua vez contornados por filmes de mica-biotita (Figura 2).



Figura 2. Zona Fraturada e Intemperizada da Face do Talude.

De maneira geral, a rocha encontra-se moderadamente alterada. Os grãos de feldspatos já perderam parte de seu brilho, assim como as biotitas. O maciço apresenta diversas fraturas localizadas principalmente na zona de contato entre os facóides e a matriz mais fina, paralelamente à foliação.

3 METODOLOGIA

3.1 Determinação do Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito interno em discontinuidades é parâmetro de resistência fundamental para a avaliação da estabilidade em taludes rochosos. Neste trabalho, o método empregado para determiná-lo foi o *tilt test*. O ensaio é bastante simples, com o ângulo de inclinação dos corpos de prova no qual ocorre deslizamento definindo o próprio ângulo de atrito da discontinuidade, visto que não há coesão; entretanto, o processo pelo qual uma superfície desliza sobre a outra pode ser bastante complexo (HUDSON e HARRISON, 2000).

3.2 Mapeamento Geoestrutural

Em rochas, especialmente, as discontinuidades estruturais exercem importante papel sobre a estabilidade do maciço. Condicionam o seu comportamento hidrogeológico e mecânico, favorecendo não apenas a aceleração do processo de intemperização, mas também proporcionando o surgimento de subpressões quando do seu próprio preenchimento com água. Em suma, constituem planos de fraqueza.

O mapeamento geoestrutural foi realizado com vistas a identificar as principais famílias de discontinuidades presentes na encosta. Neste trabalho lançou-se mão do tradicional método da *scanline*, que consiste no registro do espaçamento entre as feições quando estas cruzam a linha de varredura. Uma bússola do tipo “Clar” foi utilizada. Além da atitude e espaçamento, dados relativos ao preenchimento, persistência e rugosidade das discontinuidades também foram coletados.

3.3 Análises Cinemáticas

Análises cinemáticas permitem avaliar o potencial de ruptura de taludes em rocha. Para tal requer-se um conhecimento detalhado da estrutura do maciço e suas descontinuidades (*geologic breaks*), tais como disjunções, falhas, zonas de cisalhamento, foliações, dentre outras. Estas descontinuidades estruturais são, em sua essência, complexas e tridimensionais, sendo comum que um mapeamento revele a existência de milhares delas em uma encosta. Assim, a representação simplificada destas feições em um plano bidimensional (estereograma) torna-se bastante conveniente e prática na análise cinemática de taludes em massas rochosas. É verdade, entretanto, que constituem uma abordagem de ordem qualitativa, já que omitem coesão, altura do talude e influência da água, parâmetros fundamentais no controle da estabilidade de uma vertente (GOODMAN, 1989; WYLLIE e MAH, 2004).

Neste trabalho utilizou-se o *software* Dips (versão 7.0) como ferramenta de análise. Seguindo as sugestões de Wyllie e Mah (2004), optou-se pelo emprego da rede de Schmidt-Lambert (igual área). Segundo estes autores, projeções do tipo polar somente são recomendadas na representação de polos, ao passo que a equatorial pode ser utilizada tanto na graficação de polos, quanto na de planos. Além disso, apenas o estereograma de Schmidt-Lambert permite o desenvolvimento da rede estereográfica de contorno das isoconcentrações de polos. O hemisfério inferior, rotineiramente, é utilizado para visualização bi ou tridimensional de dados estruturais com o uso dos *stereonets*.

As análises cinemáticas abarcam três tipos de movimento: escorregamento planar, escorregamento em cunha e tombamento. Os *overlays*, ou janelas cinemáticas, foram estabelecidos em consonância com as recomendações de Wyllie e Mah (2004) e Goodman (1989). Segundo estes autores, um escorregamento planar ocorre somente quando o mergulho da descontinuidade é aflorante na face do talude e superior ao ângulo de atrito do plano de movimento. A formação de uma cunha, por sua vez, só é possível quando, na projeção

estereográfica, o polo da linha formada pela interseção de dois planos possuir um mergulho menor que o da face do talude e maior que o ângulo de atrito da descontinuidade. Finalmente, o mecanismo de tombamento pode ser verificado através da seguinte equação:

$$(90^\circ - \Psi_f) + \phi_j < \Psi_p \quad (1)$$

Onde Ψ_f representa o mergulho da face do talude ($^\circ$), Ψ_p o mergulho da descontinuidade ($^\circ$) e ϕ_j o ângulo de atrito da mesma ($^\circ$). Para a definição dos limites laterais, isto é, a divergência aceitável entre as direções de mergulho da face e das descontinuidades do talude, nas análises do tipo planar e tombamento foram utilizados os valores sugeridos por Wyllie e Mah (2004), equivalentes a 20° e 10° , respectivamente. Julgou-se que os valores indicados por Goodman (1989) são conservadores em demasia.

3.4 Retroanálises

Após a verificação dos mecanismos de ruptura com potencial de ocorrência, retroanálises foram conduzidas com o propósito de definir a coesão em um possível plano de movimentação. Para a simulação de uma ruptura planar com a movimentação de um bloco rochoso, foi utilizado um método analítico, descrito em detalhes por Norrish e Wyllie (1996) e facilmente implementável em uma planilha eletrônica. Paralelamente empregou-se o *software* RocPlane (versão 2.0), tendo em vista que a metodologia de cálculo deste programa é bastante similar. A determinação do fator de segurança do talude pode ser realizada através da seguinte equação:

$$FS = \frac{\{cA + [W \cos(\Psi_p) - U - V \sin(\Psi_p) \tan(\phi_j)]\}}{W \sin(\Psi_p) + V \cos(\Psi_p)} \quad (2)$$

Onde c corresponde à coesão no plano da fratura (kPa), A é a área do plano de deslizamento (m^2), W o peso do bloco (kN/m), Ψ_p o ângulo de mergulho da fratura ($^\circ$), U o

empuxo hidrostático na base do bloco (kN/m), V o empuxo hidrostático na trinca de tração (kN/m) e ϕ_j o ângulo de atrito da junta (°).

Adotou-se como peso específico do GnF o valor de 26 kN/m³, típico para rochas desta litologia. Os empuxos hidrostáticos foram supostos com distribuição triangular de tensões. A posição horizontal crítica da trinca de tração foi estabelecida a partir da delimitação de uma faixa de valores possíveis de serem assumidos, compreendida entre a crista do talude ($b = 0$) e o valor calculado pela equação proposta por Hoek e Bray (1981):

$$\frac{b}{H} = \sqrt{\cot(\Psi_f) \cot(\Psi_p)} - \Psi_f \quad (3)$$

Onde b corresponde à posição da trinca (m), H à altura do talude (m) e Ψ_f ao ângulo de mergulho de sua face (°). Esta equação, apesar de ter sido inicialmente desenvolvida para taludes secos e com vertente horizontal, pode ser usada como uma boa estimativa, segundo Norrish e Wyllie (1996).

Análises de sensibilidade foram efetuadas de modo a determinar a coesão no momento da ruptura ($FS = 1$) para diferentes níveis de saturação da trinca (0%, 20%, 40%, 60%, 80% e 100%). Já retroanálises simulando a formação de cunhas tridimensionais foram efetuadas através do *software* Swedge (versão 4.0). Devido à complexidade física deste mecanismo de ruptura, é preferível que programas computacionais sejam utilizados em detrimento a métodos analíticos, os quais normalmente envolvem ábacos e possuem aplicação limitada. Análises de sensibilidade com a coesão também foram efetuadas considerando este tipo de movimento.

3.5 Dimensionamento dos Chumbadores

3.5.1 Análise dos Chumbadores e da Estabilidade do Maciço

Os chumbadores foram dimensionados para um estado complexo de tensões, prevendo a ocorrência de solicitações de flexo-tração e cisalhamento quando houver deslocamento de

um bloco rochoso semelhante àquele das retroanálises. Para tanto, utilizou-se o critério de ruptura de Tresca, apresentado a seguir:

$$\left(\frac{T_a}{T_{a,máx}} \right)^2 + \left(\frac{T_c}{T_{c,máx}} \right)^2 \leq 1 \quad (4)$$

Onde T_a representa a resultante das tensões normais à seção transversal da barra de aço (kN), T_c a resultante das tensões tangenciais à seção transversal da barra (kN) e $T_{a,máx}$ e $T_{c,máx}$ representam, respectivamente, as resistências da seção de aço do chumbador à tração simples e ao cisalhamento simples (kN). Estes valores são definidos a seguir:

$$T_{a,máx} = \frac{f_{yk} A_s}{1,10} \quad (5)$$

$$T_{c,máx} = \frac{0,58 f_{yk} A_s}{1,10} \quad (6)$$

Onde f_{yk} é a tensão característica de escoamento do aço (kN/cm²) e A_s a área da seção transversal da barra de aço (cm²). A força resultante T (kN) equivale graficamente a uma elipse, e pode ser expressa pela equação (7), com suas componentes reescritas em função do seu ângulo com o eixo do chumbador, ω (°), através das equações (8) e (9):

$$T^2 = T_a^2 + T_c^2 \quad (7)$$

$$T_a = T_{a,máx} \cos \left[a \tan \left(\frac{T_{a,máx}}{T_{c,máx}} \right) \tan \omega \right] \quad (8)$$

$$T_c = T_{c,máx} \sin \left[a \tan \left(\frac{T_{a,máx}}{T_{c,máx}} \right) \tan \omega \right] \quad (9)$$

Considerando que a condição crítica dos chumbadores se dá quando a sua força resistente

T for mobilizada paralelamente ao plano de escorregamento, é válida a seguinte equação:

$$\omega_{crit} = 90^\circ - \delta_n \quad (10)$$

Onde ω_{crit} corresponde ao ângulo crítico da força resistente T em relação ao eixo do chumbador ($^\circ$), e δ_n ao ângulo de inclinação do chumbador com relação à normal ao plano de deslizamento ($^\circ$). Após a introdução dos chumbadores o fator de segurança do maciço deve ser maior ou igual a 1,5. É conveniente, então, calcular a carga requerida (T_{req} , kN/m) para estes elementos de modo a satisfazer essa condição, através da equação (11):

$$T_{req} = W \sin(\Psi_p) + V \cos(\Psi_p) - \left[\frac{cA + [W \cos(\Psi_p) - U - V \sin(\Psi_p)] \tan(\phi_j)}{FS} \right] \quad (11)$$

Definindo-se o número de chumbadores (n_v) e o seu espaçamento em uma linha vertical S_v (m), o espaçamento horizontal S_h (m), e estabelecendo-se o fator de segurança desejado, é possível calcular a carga requerida para cada chumbador isoladamente, T_i (kN), através da seguinte expressão:

$$T_i = \frac{T_{req} S_h FS}{n_v} \quad (12)$$

Em seguida deve ser feita a comparação dos valores fornecidos pelas equações (12) e (7), salientando que esta última deve ser calculada com os seus parâmetros na condição crítica (ω_{crit}), quando então a carga resultante passa a ser definida como T_{crit} . Caso a carga crítica do chumbador adotado seja menor que a requerida individualmente, deve ser selecionado outro mais robusto.

3.5.2 Comprimento de Ancoragem

Existem diversas abordagens para o cálculo do

comprimento de ancoragem. Neste trabalho optou-se pelo procedimento de cálculo baseado na resistência ao arrancamento dos chumbadores, que pode ser expresso através da equação (13).

$$L_a = \frac{T_{a,crit} FS}{q_s \pi D_f} \quad (13)$$

Sendo L_a o comprimento de ancoragem (m), D_f o diâmetro de perfuração (m), q_s o atrito unitário no contato bulbo-macício (kPa), $T_{a,crit}$ a componente axial crítica do chumbador (kN), de acordo com a equação (8), e FS o coeficiente de segurança desejado. O fator q_s foi definido com base no trabalho de Bustamante e Doix (1985), que apresentam uma série de resultados para rochas alteradas e fragmentadas. O patamar inferior de q_s obtido por estes autores é da ordem de 230 kPa. Em seguida, este valor deve ser comparado com a resistência à compressão característica da nata de cimento (f_{ck}) minorada 30 vezes. O menor dos dois valores é então utilizado na equação (13). Nota-se que foi utilizada a carga axial crítica do chumbador, e não sua carga de resistência à tração máxima, já que este valor poderia gerar um superdimensionamento. Estes procedimentos estão detalhados em GeoRio (2014).

4 RESULTADOS

4.1 Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito (ϕ_j) determinado para as descontinuidades do maciço rochoso é igual a 32° . Este resultado enquadra-se dentro da faixa de valores esperados, que situa-se em geral entre 25° e 35° .

4.2 Mapeamento Geoestrutural e Análise Cinemática das Fraturas

O talude apresenta face com atitude igual a $65^\circ/144^\circ$, sendo identificados quatro agrupamentos de fraturas, descritos a seguir:

(i) família $18^\circ/296^\circ$: fratura sub-horizontal e fechada, com 12 metros de persistência; superfície rugosa, sem material de preenchimento, com grau de alteração moderado; direção paralela à foliação do maciço, com espaçamento entre descontinuidades variando de 1,5 m a 2 m;

(ii) família $89^\circ/280^\circ$: fratura vertical e fechada, com cerca de 4 metros de persistência; superfície rugosa, sem material de preenchimento e sem alteração; espaçamento entre descontinuidades igual a 3,5 m;

(iii) família $70^\circ/322^\circ$: fratura fechada, com 13 metros de persistência; superfície quase lisa, sem material de preenchimento e ligeiramente alterada; espaçamento entre descontinuidades variando de 0,7 m a 1,5 m;

(iv) família $45^\circ/160^\circ$: fratura fechada, pouco persistente e com espaçamento entre descontinuidades variando de 2 m a 3 m.

As análises através do Dips revelam que há potencial de ocorrência dos três tipos de movimentos: escorregamento planar (Figura 3), escorregamento em cunha (Figura 4) e tombamento (Figura 5), sendo que possivelmente os blocos rochosos verificados junto ao pé da encosta são fruto deste último mecanismo, gerado pela família (ii). Quanto à ruptura planar, esta seria ocasionada pela família (iv), ao passo que uma cunha seria gerada pelas famílias (ii) e (iv).

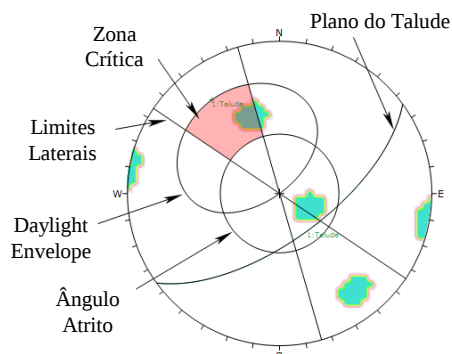


Figura 3. Análise Cinemática de Ruptura Planar.

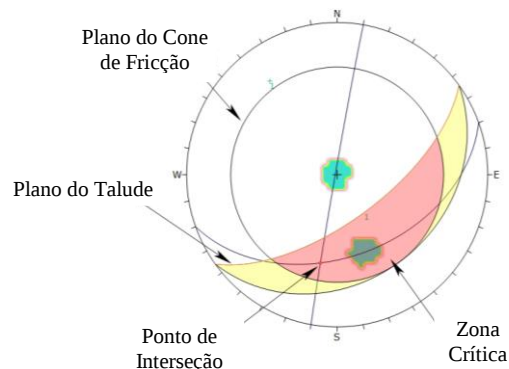


Figura 4. Análise Cinemática de Ruptura em Cunha.

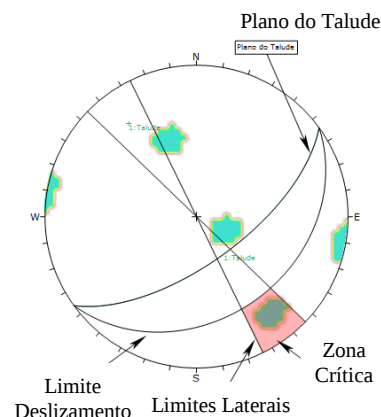


Figura 5. Análise Cinemática de Tombamento.

4.3 Retroanálises

4.3.1 Ruptura Planar

Os resultados (Figura 6) demonstram que a baixos valores de coesão, mesmo na condição seca, o talude apresenta um fator de segurança muito pobre, abaixo de 1,2. É mais razoável considerar que, nesta condição, o talude apresente um fator de segurança acima de 1,3, vindo a sofrer instabilização somente com precipitações mais intensas. Definindo-se, então, um valor intermediário de 60% de saturação da trinca de tração como suficiente para levar o maciço ao fracasso, a coesão no plano de movimentação é igual a 41 kPa. Se fossem fixados valores mais elevados de saturação, por outro lado, a coesão correria o risco de ser superestimada. As retroanálises realizadas através do programa RocPlane apresentam resultados muito semelhantes aos do método analítico. O bloco rochoso formado na condição de 60% de saturação da trinca é exibido na Figura 7, apresentando um fator de segurança muito próximo a 1.

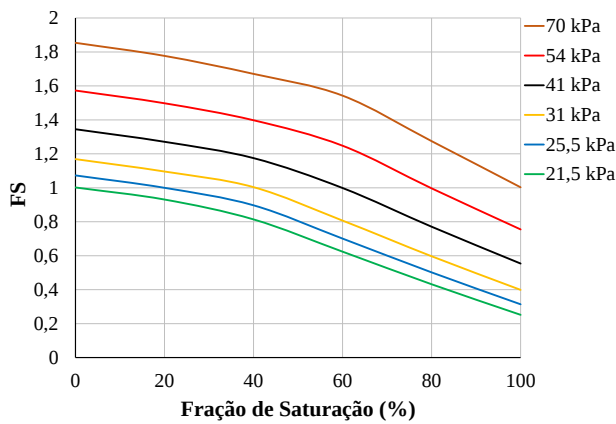


Figura 6. Curvas do Fator de Segurança do Talude Versus Saturação das Juntas para Diversos Valores de Coesão, Considerando Ruptura Planar.

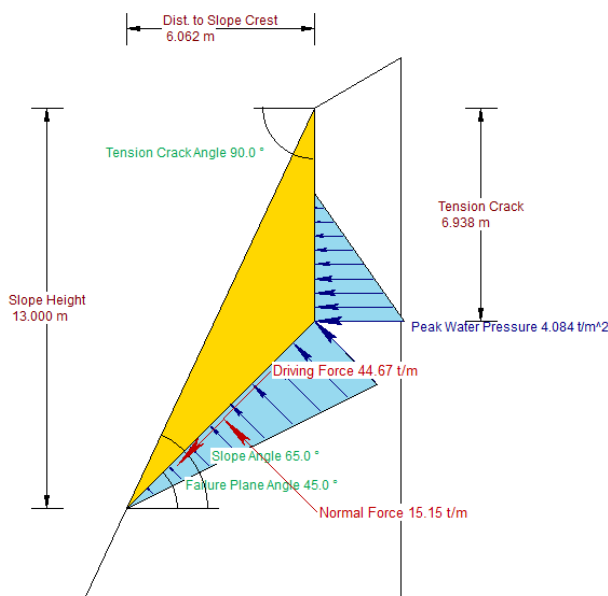


Figura 7. Forças Atuantes em um Bloco Rochoso em uma Análise Conduzida com o Software Rocplane, para Coesão Igual a 41 kPa.

4.3.2 Ruptura em Cunha

As retroanálises (Figura 8) sugerem que uma ruptura com este tipo de mecanismo, mesmo na condição de 80% de saturação da trinca, ocorreria somente após intensa degradação mecânica do material, levando a coesão a patamares inferiores a 20 kPa. Ora, se uma redução dos parâmetros de resistência tão acentuada viesse a se confirmar, então uma ruptura planar de grandes proporções já deveria ter ocorrido anteriormente, como foi demonstrado no item 4.3.1. Se considerarmos válida a coesão de 41 kPa, então para este tipo

de mecanismo o maciço apresenta fator de segurança maior que 1,5 mesmo na situação mais adversa, isto é, com suas juntas completamente preenchidas por água.

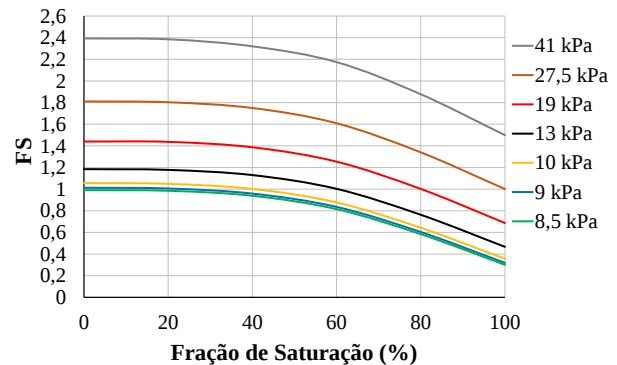


Figura 8. Curvas do Fator de Segurança do Talude Versus Saturação das Juntas para Diversos Valores de Coesão, Considerando Ruptura em Cunha.

4.4 Dimensionamento dos Chumbadores

Tendo em vista que o talude apresenta fator de segurança adequado quanto à ruptura em cunha, e que o mecanismo de tombamento possui atuação restrita a blocos de pequenas dimensões, o dimensionamento dos chumbadores foi efetuado prevendo a ocorrência de ruptura planar.

As análises foram conduzidas considerando a situação mais desfavorável para a estabilidade do maciço, isto é, formação de um bloco cuja trinca de tração estivesse completamente preenchida por água e posicionada no local mais crítico. Foram selecionados chumbadores com diâmetro 32 mm e f_{yk} igual a 550 MPa, resultando, a partir das equações (8) e (9), cargas máximas de resistência à tração e ao cisalhamento iguais a 402 kN e 233 kN, respectivamente. A partir das equações (7), (8) e (9) foram calculadas as forças atuantes no chumbador de acordo com o ângulo ω (Figura 9).

O ângulo de instalação dos chumbadores em relação à horizontal foi definido, para fins práticos, como sendo 10° e, portanto, seu ângulo em relação à normal ao plano de deslizamento (δ_n) igual a 35° . Da equação (10), ω_{crit} é igual a 55° . Na sequência, foi calculada a carga requerida para estabilização do bloco,

resultando em um valor igual a 349 kN/m. Adotando 6 chumbadores em uma linha vertical de 13 m (altura do talude) com espaçamento igual a 2,25 m, espaçamento horizontal igual a 2,25 m e um fator de segurança igual a 1,75, a equação (12) indica que a carga requerida para cada chumbador (T_i) deve ser maior ou igual a 229 kN. A carga crítica total do chumbador pode ser determinada através da Figura 10 ou então através das equações (7), (8) e (9), resultando em 263 kN, valor maior que o requerido.

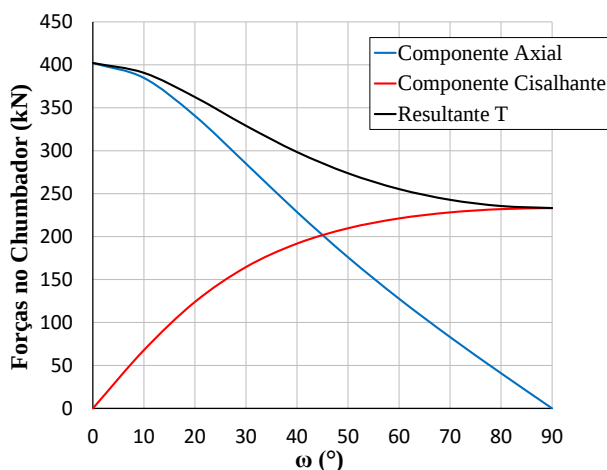


Figura 9. Forças Atuantes no Chumbador Versus ω .

Finalmente, calculou-se o comprimento de ancoragem. Foi adotado fator de segurança igual a 2 para o mecanismo de arrancamento. Quanto ao diâmetro de perfuração definiu-se um valor de 75 mm, bastante usual. Se for adotado um f_{ck} de 25 MPa para a nata de cimento, seu q_s vale cerca de 833 kPa; o valor a ser utilizado, portanto, é aquele extraído de Bustamante e Doix (1985), que seria o fator condicionante do arrancamento. A componente axial crítica, por sua vez, vale 151,3 kN. Assim, o comprimento de ancoragem resulta em 5,6 m. Entretanto, este valor deve ser tomado a partir do plano de fratura do bloco rochoso, fazendo com que o comprimento total dos chumbadores seja equivalente a 8,7 metros. Considerando a disposição usual das barras metálicas, pode ser adotado um comprimento de 9 metros.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os procedimentos empregados neste trabalho são, de modo geral, já consagrados à luz da Mecânica das Rochas. Embora simples, são fundamentais para uma melhor compreensão do comportamento do talude e para a adoção de uma medida adequada de proteção e estabilização. O critério de ruptura de Tresca, embora não seja empregado com frequência no dimensionamento de chumbadores, mostra-se pragmático e racional, já que permite a consideração de um estado complexo de tensões, isto é, uma abordagem mais realista. Diversamente, outros métodos mais simplórios consideram apenas a atuação de forças de tração, de modo que a estrutura acaba sendo superdimensionada para contornar este problema. Por fim, conclui-se que a ruptura do tipo planar é a que apresenta maior criticidade, sendo a estabilidade do talude fortemente influenciada pelo nível de saturação das trincas de tração.

REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985) *Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés*. Section des Fondations, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. p. 75-92.
- GeoRio. (2014) *Manual Técnico de Encostas*. Rio de Janeiro, V. I, 522 p.
- Goodman, R.E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 566 p.
- Helmbold, R.; Valença, J.G. e Leonardos, O.H. (1965) *Mapa Geológico do Estado da Guanabara*, Escala 1:50.000. DNPM, Rio de Janeiro.
- Hoek, E. e Bray, J. (1981) *Rock Slope Engineering*, 3rd ed., Inst. Mining and Metallurgy, London.
- Hudson, J.A. e Harrison, J.P. (2000) *Engineering Rock Mechanics: an Introduction to the Principles*, 1st ed., Pergamon, London, 458 p.
- Norrish, N.I. e Wyllie, D.C. (1996) *Rock Slope Stability Analysis*. In: Turner, A. K.; Schuster, R. L. (Ed.). *Landslides: investigation and mitigation*. National Academy Press, Washington, D.C. p. 391-425. Special Report 247, Transportation Research Board.
- Wyllie, D.C. e Mah, C.W. (2004) *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*, 4th ed., Spon Press, New York, NY, USA, 432 p.