

Universidade Federal do Rio de Janeiro

MÉTODOS ANALÍTICOS PARA AVALIAR A
CONTRIBUIÇÃO DE ESTACAS PARA O FATOR DE
SEGURANÇA DE TALUDES

Vanessa Coutinho Silva

2013



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

MÉTODOS ANALÍTICOS PARA AVALIAR A CONTRIBUIÇÃO DE ESTACAS PARA O FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES

Vanessa Coutinho Silva

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador:

Prof. Leonardo De Bona Becker, D. Sc.

Rio de Janeiro

Abril de 2013

MÉTODOS ANALÍTICOS PARA AVALIAR A CONTRIBUIÇÃO DE ESTACAS
PARA O FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES

Vanessa Coutinho Silva

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, M.Sc.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, PhD.

Rio de Janeiro

Abril de 2013

Silva, Vanessa Coutinho

Métodos Analíticos para Avaliar a Contribuição de Estacas para o Fator de Segurança de Taludes/ Vanessa Coutinho Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

x, 73 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Leonardo De Bona Becker

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 71-72.

1. Estabilidade de Taludes. 2. Estacas em estabilidade de Taludes. 3. Fator de Segurança

I. Becker, Leonardo de Bona. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais,

Ana Maria e Valmir.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela sua presença constante em minha vida me sustentando durante toda esta caminhada. Sem Ele não conseguiria chegar aqui. Obrigada por me dar forças e coragem quando senti que não suportaria mais.

Aos meus pais, por todo carinho, preocupação e amor incondicional. Obrigada pelo incentivo, apoio e orações. Por sempre acreditarem em mim e não medirem esforços para que pudesse chegar aqui. Amo vocês!

A minha irmã, avós e tios, pelas orações e ajuda durante esses anos e por compreenderem meus momentos de ausência devido aos estudos.

Ao querido Thiago, por todo carinho, preocupação, incentivo, força e paciência principalmente durante a elaboração deste trabalho. Obrigada pelas conversas, inúmeros conselhos e por acreditar em mim, mesmo em tão pouco tempo.

Aos amigos que fiz na UFRJ. Obrigada pelas conversas e risadas, pelos conselhos nos momentos mais difíceis, pelas noites de estudo, pelas dúvidas tiradas, obrigada simplesmente por estarem presentes durante esta caminhada, desde os primeiros períodos. Agradeço a Deus por ter conhecido vocês!

Aos amigos da IBBT, pelas orações, torcida e mensagens de incentivo, principalmente durante o período de elaboração deste trabalho.

Aos amigos que acompanharam meu ingresso na universidade, obrigada por estarem presentes sempre que possível, pela paciência e compreensão pelos diversos momentos em que estive distante.

Aos amigos e colegas da SNC Lavalin Marte, por sempre estarem dispostos a ajudar. Por toda compreensão e palavras de incentivo.

Aos professores Carlos Magluta, Ney Roitman e Paula Viero, por quem tenho um imenso carinho. Obrigada por todo conhecimento compartilhado e incentivo, por acreditarem em mim e pelas oportunidades dadas durante todo o período em que pude me dedicar à pesquisa, orientada por vocês.

Ao meu professor e orientador Leonardo Becker, uma ótima pessoa e profissional, por todo ensinamento e experiência compartilhados ao longo do curso e principalmente

durante a elaboração deste trabalho. Obrigada por despertar em mim o interesse e curiosidade pelo tema, por sua disponibilidade, dedicação, serenidade e paciência.

Ao professor Gustavo Guimarães, pelo conhecimento e experiência compartilhados, pelo interesse e disponibilidade em ajudar e pelos conselhos dados.

Ao professor Fernando Danziger, pelos conhecimentos e experiência transmitidos ao longo do curso e toda ajuda disponibilizada para a realização deste trabalho.

Enfim, a todos que contribuíram de alguma forma para a minha graduação e elaboração deste trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

MÉTODOS ANALÍTICOS PARA AVALIAR A CONTRIBUIÇÃO DE ESTACAS PARA O FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES

Vanessa Coutinho Silva

Abril/2013

Orientador: Leonardo de Bona Becker

Curso: Engenharia Civil

Uma das grandes questões da engenharia geotécnica é a estabilidade de taludes e as diferentes técnicas existentes para assegurá-la. A importância de seu estudo deve-se ao fato de que a ruptura de um talude pode vir a ocasionar a destruição não apenas de construções, mas também perda de vidas humanas. Muitos métodos têm sido estudados e utilizados visando solucionar ou corrigir problemas de instabilidade.

O que vem sendo utilizada já há algum tempo é a instalação de estacas atravessando a superfície de ruptura contribuindo assim para a estabilidade do talude. Entretanto, muitas vezes esta contribuição é desprezada, devido à dificuldade em quantificá-la.

No presente trabalho é apresentada uma revisão da literatura sobre métodos analíticos para avaliar a contribuição da resistência ao cisalhamento de estacas atravessadas por superfícies potenciais de ruptura no fator de segurança de taludes. Em seguida os métodos apresentados são aplicados a dois casos de estabilização de encostas às margens de rodovias federais no estado do Rio de Janeiro.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes, Estacas, Fator de segurança, Métodos Analíticos.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

ANALYTICAL METHODS TO EVALUATE THE CONTRIBUTION OS PILES TO
THE FACTOR OF SAFETY OF SLOPES

Vanessa Coutinho Silva

April/2013

Advisor: Leonardo de Bona Becker

Course: Civil Engineering

One of the major issues in Geotechnical Engineering is slope stability and the different techniques to ensure it. The importance of its study is because the rupture of a slope may lead to destruction not only of constructions but also of human lives. Many methods have been studied and used in order to solve or correct problems of instability.

The installation of piles across critical slip surfaces can contribute to slope stability. However, this contribution is often ignored due to difficulty in quantifying it.

In the present work a literature review of analytical methods to evaluate the contribution of shear resistance of piles in slope stability is presented. Then, the methods presented herein are applied to two problems of slope stability close to Federal Highways in Rio de Janeiro State.

Keywords: Slope Stability, Piles, Factor of Safety, Analytical Methods.

Índice

1.	Introdução	1
1.1	Objetivo	1
1.2	Metodologia	1
1.3	Estrutura do Trabalho	2
2.	Estabilidade de Taludes	3
2.1	Causas de Instabilidade de Taludes.....	3
2.2	Análises de Estabilidade de Taludes	6
2.3	Tipos de Análises de Estabilidade de Taludes.....	6
2.4	Métodos de Estabilidade de Taludes	7
2.5	Método das Fatias	11
2.5.1	Método de Bishop (1955).....	14
2.5.2	Método de Spencer (1967)	18
3.	Métodos de Análise da Resistência ao Cisalhamento de Estacas	22
3.1	Brinch Hansen & Lundgren (1960).....	23
3.2	NAVFAC (1986).....	27
3.3	Reese <i>et al.</i> (1992).....	36
4.	Estudos de Casos.....	42
4.1	Caso 1	42
4.2	Caso 2.....	45
4.3	Aplicação da metodologia	47
4.3.1	Estudo de Caso 1	47
4.3.2	Estudo de Caso 2	57
5.	Análise dos Resultados.....	65
5.1	Estudo de Caso 1.....	65
5.2	Estudo de Caso 2.....	67
6.	Conclusões.....	69
7.	Bibliografia	71
8.	Anexo	74

1. Introdução

Uma das grandes questões da engenharia geotécnica é a estabilidade de um talude e as diferentes técnicas existentes para assegurá-la. A importância de seu estudo deve-se ao fato de que a ruptura de um talude pode vir a ocasionar a destruição não apenas de construções, mas também perda de vidas humanas. Muitos métodos têm sido estudados e utilizados visando solucionar ou corrigir problemas de instabilidade. Porém, cada situação exige uma avaliação específica de suas características e possíveis causas de instabilidade para que seja possível a busca e definição da melhor ação corretiva.

Após realização de um estudo da estabilidade de um talude e das possíveis causas de instabilidade, torna-se necessária a adoção de medidas preventivas ou corretivas que sejam mais adequadas, respeitando fatores técnicos e econômicos. Algumas dessas medidas podem ser: alteração na geometria; mudança do ângulo de inclinação ou implantação de bermas; criação de um sistema de drenagem adequado; construção de estruturas de contenção que introduzem forças resistentes (muros de arrimo, tirantes, sapatas, estacas, etc.). O que vem sendo utilizada já há algum tempo é a instalação de estacas escavadas atravessando a superfície de ruptura contribuindo assim para a estabilidade do talude. Esta alternativa tem se mostrado bastante eficiente, já que estas podem ser instaladas com facilidade sem que haja perturbação no equilíbrio do talude.

Entretanto, muitas vezes esta contribuição é desprezada, tendo em vista a dificuldade para quantificá-la.

1.1 Objetivo

O objetivo deste trabalho é analisar a estabilidade de taludes avaliando o efeito que a resistência ao cisalhamento da estaca possui sobre seus fatores de segurança.

1.2 Metodologia

Inicialmente foi feito um levantamento dos métodos de cálculo disponíveis através de revisão bibliográfica.

A seguir, foram realizadas análises de estabilidade utilizando o programa SLOPE/W para obtenção do fator de segurança de dois casos práticos de encostas

instrumentadas às margens de duas rodovias federais no estado do Rio de Janeiro, em locais onde há sinais de instabilidade de encosta à jusante das pistas de rolamento, devido à presença de trincas nos pavimentos.

Em seguida foram realizadas análises paramétricas através de alguns dos métodos estudados, considerando-se a instalação de estacas escavadas com diferentes diâmetros e espaçamentos.

1.3 Estrutura do Trabalho

No capítulo 2 consiste de revisão bibliográfica relacionada à estabilidade de taludes, discorrendo sobre as causas de instabilidade, tipos de análises e métodos de análises de estabilidade de taludes.

No capítulo 3 será apresentada a revisão bibliográfica acerca dos métodos de análise que consideram a resistência ao cisalhamento de estacas em estabilidade de taludes.

No capítulo 4 serão descritos os estudos de caso e apresentada a aplicação da metodologia aos taludes estudados.

No capítulo 5 será feita uma análise dos resultados obtidos no capítulo 4.

No capítulo 6 serão apresentadas as conclusões.

2. Estabilidade de Taludes

Um talude, como pode ser visto na Figura 1, representa uma superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou ambos. Ele pode ser de três tipos diferentes: natural, de escavação e de aterro.

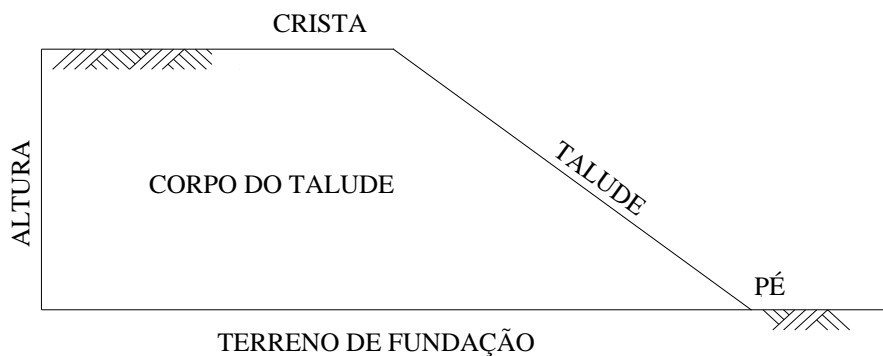


Figura 1 - Talude.

A seguir serão apresentadas algumas das possíveis causas de instabilidade, tipos de análise e medidas corretivas para uma melhor compreensão do assunto.

2.1 Causas de Instabilidade de Taludes

A ruptura de um talude ocorre quando os termos solicitantes excedem a resistência.

Neste item serão apresentadas as principais causas de uma ruptura. São elas:

i. Oscilações térmicas

As oscilações térmicas ocasionam mudanças de volume no material as quais podem gerar tensões cisalhantes no talude.

Porém, as variações ocorridas no interior do solo, devido a grandes variações de temperatura na atmosfera, são mais tênues. Sendo assim, apesar de ser um fator contribuinte para um escorregamento, as variações térmicas não chegam a ser consideradas numa análise de estabilidade de taludes.

ii. Redução da resistência por intemperismo

A ação do intemperismo provoca uma redução gradual dos parâmetros de resistência do talude, contribuindo para sua instabilidade.

iii. Alterações na geometria do talude

A alteração na geometria do talude é uma das causas mais comuns em instabilidade. Essa alteração pode ser a retirada de uma massa no topo do talude ou uma redução da massa no pé, como pode ser visto na Figura 2. No qual a retirada da massa no topo do talude contribui para o momento estabilizante e a redução da massa no pé, contribui para o momento instabilizante.

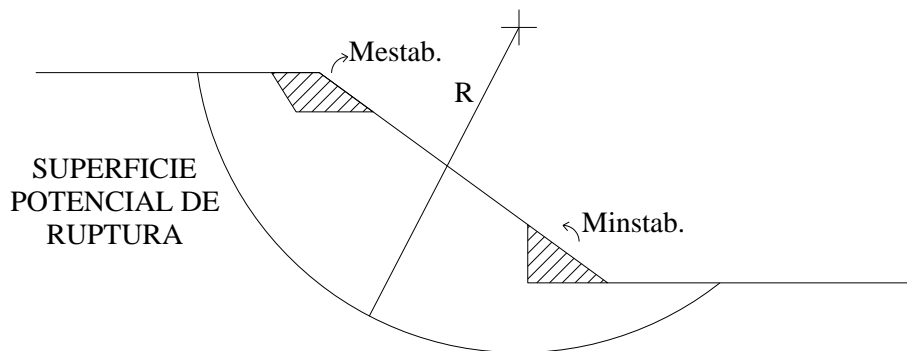


Figura 2 - Alteração na geometria do talude.

iv. Vibração

Em terrenos submetidos a algum tipo de vibração, seja ela provocada por terremotos, explosões, cravação de estacas ou por movimento de veículos, são induzidas ações dinâmicas internas. Essas ações podem causar um aumento do nível de tensões.

v. Aumento da poro-pressão

O aumento da poro-pressão, baseado no princípio das tensões efetivas de Terzaghi, pode vir a ocasionar a ruptura pois provoca uma redução da tensão efetiva, ou seja, reduz a resistência ao cisalhamento do terreno.

vi. Elevação do nível d'água em discontinuidades/trincas

O aumento do nível d'água gera um momento instabilizante contribuindo para a ruptura do talude.

vii. Sobrecarga

A sobrecarga pode ser devido ao peso da água da chuva ou vegetação, depósito de material natural, construção de aterros ou estruturas, etc. Essa sobrecarga contribui para ruptura por ocasionar um aumento das tensões solicitantes do talude.

viii. Rebaixamento rápido do nível d'água

Fenômeno que ocorre em taludes de solos finos inicialmente submersos que são submetidos a um rápido rebaixamento do nível d'água. O que acontece é que o nível d'água no interior do solo não acompanha o rebaixamento rápido da água no exterior do talude com a mesma velocidade. Além disto, há uma mudança na direção do fluxo d'água. Esta mudança implica em uma força de percolação atuante contra a resistência ao cisalhamento do solo, sendo desfavorável à segurança do talude. A perda do efeito estabilizante que a pressão d'água provocava sobre o talude inicialmente submerso, também contribui para redução do fator de segurança.

ix. "Piping"

O processo Piping é também conhecido como erosão subterrânea retrogressiva, corresponde a um processo no qual a água percola pelo interior do maciço com elevada carga hidráulica carreando, inicialmente, os grãos mais finos e ocasionando a abertura de um "tubo" (pipe) no interior do solo.

Com o prosseguimento do fenômeno, os tubos aumentam de diâmetro até provocar a ruptura do solo.

x. Redução da sucção

Em solo parcialmente saturados, a pressão da água é inferior à pressão atmosférica, com isso tem-se um valor de poro-pressão negativo o qual ocasiona aumento na tensão efetiva e, então, um ganho de resistência.

Alguns taludes possuem estabilidade devido a esse efeito. A redução da sucção gera, portanto, uma redução na resistência, podendo contribuir para o processo de ruptura.

xi. Desmatamento

A vegetação possui um efeito positivo na estabilidade de taludes, porém na prática este é desprezado, pois a forma de quantificá-lo nos cálculos de estabilidade não é conhecida.

Sabe-se que apesar da possibilidade do peso da vegetação contribuir para deslizamentos, há alguns outros fatores contribuintes para evitá-lo. A copa das árvores retém parte da água proveniente das chuvas, reduzindo o volume de água que infiltra e também os efeitos erosivos sobre o talude. As raízes além de penetrarem nas fissuras de rochas atuando a favor da segurança, também coletam parte da água infiltrada.

Portanto, o desmatamento pode vir a acarretar em um aumento da infiltração e da erosão do talude, elimina o efeito estabilizante das raízes, contribuindo assim para sua ruptura.

2.2 Análises de Estabilidade de Taludes

Apesar da complexidade para se realizar uma análise de estabilidade de taludes, não se pode descartar a importância de uma avaliação quantitativa através da obtenção do fator de segurança. O fator de segurança para o talude é calculado a partir de teorias e metodologias de dimensionamento e seu valor deverá estar de acordo com o determinado em projeto.

Este valor servirá de base para que se adquira uma melhor compreensão do comportamento do talude e sua sensibilidade em relação a mudanças de determinados parâmetros críticos.

O objetivo da análise de estabilidade de um talude é avaliar o nível de segurança do talude em relação à ruptura, avaliando a necessidade de se adotar medidas de estabilização ou para reavaliar alguns parâmetros de projeto, permitindo assim a execução de obras mais seguras e econômicas.

2.3 Tipos de Análises de Estabilidade de Taludes

Existem dois tipos de estudo para análise de estabilidade de taludes, análise de tensão x deformação e método do equilíbrio limite.

O método de análise de tensão x deformação é realizado com a utilização de programas computacionais e baseado em análises de tensão x deformação. Neste método as tensões resistentes são comparadas com aquelas calculadas em todos os pontos do meio. O método de análise de tensões está além do escopo deste trabalho e não será abordado.

No método do equilíbrio limite é realizado um estudo das condições de equilíbrio isolando-se massas arbitrárias do solo que pode ser delimitada por uma superfície potencial de ruptura circular, plana, em cunha ou uma geometria qualquer. Assume-se que a ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos ao longo da superfície potencial de ruptura.

2.4 Métodos de Estabilidade de Taludes

Entre os diferentes tipos de métodos existentes para análise de estabilidade de taludes, os mais utilizados atualmente são os baseados no método do equilíbrio limite devido à experiência acumulada ao longo dos anos e sua facilidade de aplicação. Tal método considera as hipóteses de que a massa de solo se comporta como um material rígido-plástico e que a mobilização de sua resistência se dará de maneira uniforme ao longo da superfície potencial de ruptura, ou seja, sua ruptura ocorrerá apenas quando todos os elementos, ao longo da superfície potencial de ruptura, alcançarem a resistência última.

Com a consideração de que o solo se desloca como um corpo rígido ao longo de uma superfície de ruptura assume-se, geralmente, que se trata de um problema de estado plano de deformações. São executadas análises bidimensionais que supõem a existência de uma superfície idealizada de comprimento infinito. Assume-se que todas as seções transversais possuem geometria, poro-pressão e carregamentos idênticos e como consequência não existirão tensões cisalhantes nos planos entre elas. Nestas condições, a análise bidimensional é acurada. Na prática, devido às dimensões finitas das superfícies potenciais de ruptura e os efeitos de borda (contribuição da resistência do solo nas fronteiras laterais da superfície potencial de ruptura), as análises bidimensionais são geralmente a favor da segurança.

Os métodos baseados no equilíbrio limite também admitem que as forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Assim

o fator de segurança é definido como a resultante da relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (S) e a tensão cisalhante (τ).

$$FS = \frac{S}{\tau} \quad (1)$$

Onde S, dado em termos de tensão efetiva:

$$S = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2)$$

c' : Coesão efetiva, baseada na teoria de Mohr-Coulomb

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo, baseado na teoria de Mohr-Coulomb

σ' : Tensão normal efetiva no plano de ruptura

Caso seja efetuada análise em termos de tensões totais, S pode ser expresso por:

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

c : Coesão baseada em termos de tensão total

ϕ : Ângulo de atrito em termos de tensão total

σ : Tensão total normal no plano de ruptura

Substituindo (2) em (1):

$$FS = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\tau} \quad (4)$$

ou

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} \quad (5)$$

Teoricamente, a consideração de tensões totais ou efetivas no cálculo de estabilidade de taludes é equivalente. Porém, na prática, quando possível, é mais adequada a consideração das tensões efetivas, pois nesta solução, assume-se que os valores de poro-pressões, ao longo da superfície potencial de ruptura, são conhecidos. Já para a utilização de tensões totais, admite-se que os valores de poro-pressões existentes no terreno, são iguais aos obtidos em ensaios triaxiais que tentam simular as condições de carregamento e drenagem existentes no campo (MASSAD, 2003). Neste trabalho

serão consideradas as expressões do fator de segurança dadas em termos de tensão efetiva.

Em todos os métodos de equilíbrio limite, adota-se uma superfície potencial de ruptura para o cálculo do fator de segurança, o qual é obtido utilizando uma ou mais, das seguintes equações de equilíbrio estático.

$$\sum \text{Forças Horizontais}=0 \quad (6)$$

$$\sum \text{Forças Verticais}=0 \quad (7)$$

$$\sum \text{Momentos}=0 \quad (8)$$

Essas equações são aplicadas à massa de solo potencialmente instável, ou seja, a massa de solo delimitada pela superfície do talude e a superfície potencial de ruptura. Este cálculo é repetido até que seja encontrada a superfície potencial que possuir o fator de segurança de menor valor, chamada de superfície crítica.

Em alguns métodos, as tensões normais e as tensões de cisalhamento podem ser encontradas diretamente pelas equações de equilíbrio estático e utilizadas nas equações (4) ou (5) para se obter o fator de segurança, mas a maioria deles requer procedimentos mais complexos.

Para um determinado método, a forma da superfície potencial de ruptura é dependente da geometria do problema e da estratigrafia, das características do material envolvido (especialmente anisotropia) (USACE, 2003). As superfícies podem ser circulares, em forma de cunha ou não circulares, conforme a Figura 3.

As superfícies circulares são convenientes por simplificar os cálculos e também por serem representativas em taludes homogêneos ou assentes em fundação com camadas de solo espessas. As superfícies em forma de cunha são formadas por três linhas retas que definem três blocos: cunha ativa, bloco central e cunha passiva. Este tipo de superfície é usado quando o talude apresenta segmentos lineares longos de material mais fraco. As superfícies não circulares são indicadas para materiais anisotrópicos e são definidas por várias linhas, que possuem comprimentos e ângulos de inclinação diferentes (USACE, 2003).

Baseado em escorregamentos ocorridos, a experiência indica que os escorregamentos em taludes que não apresentam descontinuidades marcantes e tem características homogêneas, aparentam possuir a forma de uma concha. Sendo assim, diversos métodos desenvolvidos pressupõem que a superfície potencial de ruptura possui uma forma circular. Essa suposição permite a avaliação da estabilidade do talude através do equilíbrio de momentos em relação ao centro da superfície de ruptura, onde o braço de alavanca das forças de cisalhamento se manterá constante e o braço das forças normais à superfície de ruptura será nulo.

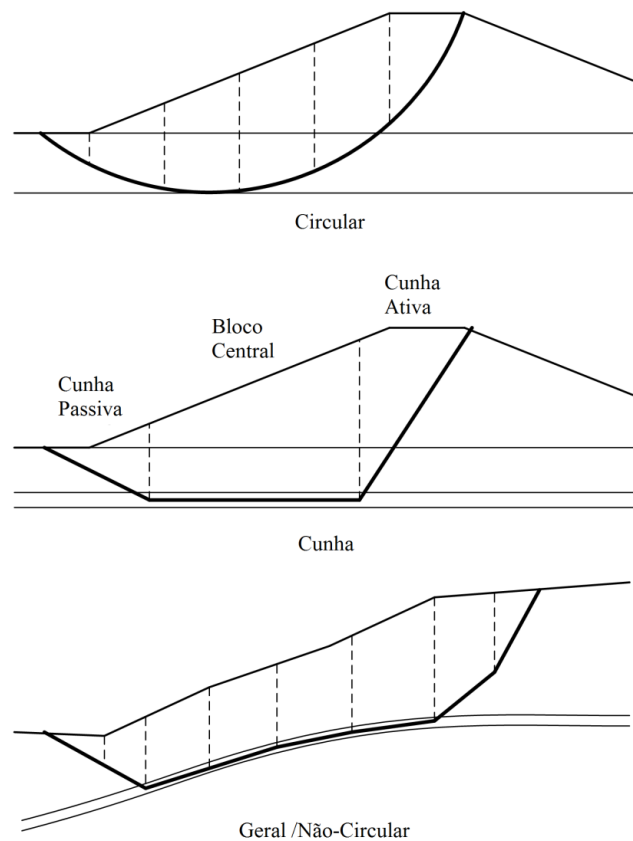


Figura 3 - Formato das superfícies de ruptura. (Fonte: USACE, 2003)

As análises de estabilidade podem ser feitas considerando-se a região de solo delimitada pela superfície de ruptura na sua totalidade, dividindo-a em cunhas ou dividindo-a em fatias. A maioria dos métodos de equilíbrio limite divide a massa de solo potencialmente instável em diversas fatias verticais e aplica as equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente. Esse processo caracteriza o chamado Método das Fatias.

2.5 Método das Fatias

O método das fatias foi introduzido por FELLENIUS (1936), sendo desenvolvido e aperfeiçoado ao longo do tempo.

Neste método, como já mencionado anteriormente, a massa potencialmente instável é dividida em fatias verticais, mostrado na Figura 4, e em seguida é feita uma análise de cada fatia individualmente utilizando as equações de equilíbrio.

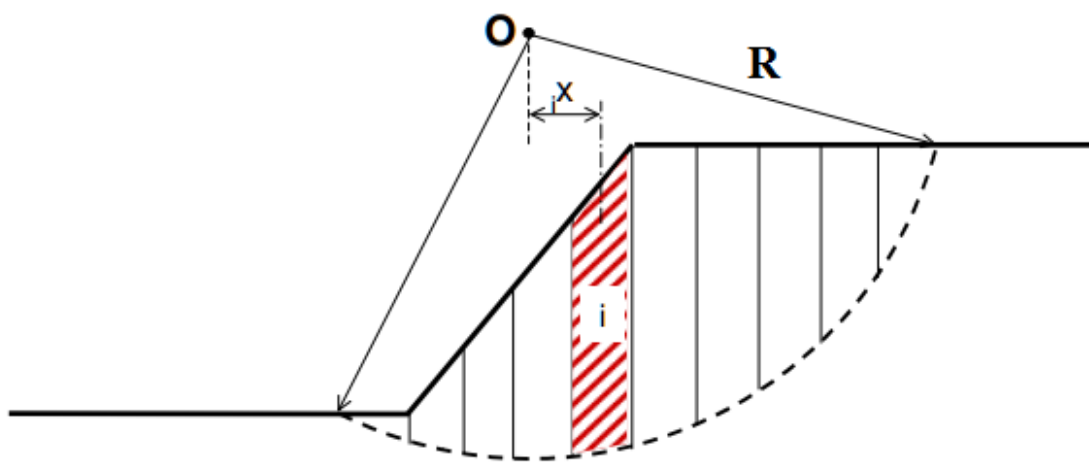


Figura 4 - Divisão da Superfície Potencial de Ruptura em Fatias. (Fonte: www.fag.edu.br/professores/deboraf/Funda%E7%F5es/2%20Bimestre/TALUDES.pdf)

Como as fatias não precisam possuir a mesma espessura, a análise de estabilidade através desse método pode ser realizada em taludes de superfície irregular, taludes homogêneos e heterogêneos, permitindo que as fatias sejam divididas de forma que a base de cada uma permaneça em um determinado tipo de solo, atribuindo-se assim, apenas um só conjunto de parâmetros de resistência do solo para cada fatia, para o caso de solos heterogêneos. Este método também inclui a distribuição de poro-pressões.

A Figura 5 apresenta uma fatia e as forças, conhecidas e desconhecidas, que atuam sobre ela.

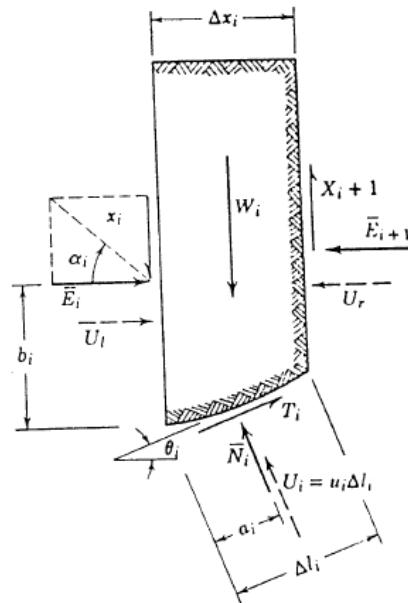


Figura 5 - Forças Atuantes em uma Fatia. (Fonte: LAMBE & WHITMAN, 1969)

Os símbolos apresentados na Figura 5 são:

W_i : Peso da fatia

X_i : Resultante das tensões cisalhantes na face esquerda da fatia

\bar{E}_i : Resultante das tensões normais efetivas na face esquerda da fatia

$X_i + 1$: Resultante das tensões cisalhantes na face direita da fatia

$\bar{E}_i + 1$: Resultante das tensões normais efetivas na face direita da fatia

T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia

\bar{N}_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia

U_l : Resultante das poro-pressões atuantes na face esquerda da fatia

U_r : Resultante das poro-pressões atuantes na face direita da fatia

u_i : poro-pressão atuante na base da fatia

U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia

θ_i : Inclinação da base

Δl_i : Comprimento da base

Δx_i : Largura da fatia

a_i : Distância da face esquerda da fatia até o ponto de aplicação de \bar{N}_1

b_i : Distância da base da fatia até o ponto de aplicação de \bar{E}_1

A base de cada fatia será representada por uma reta em vez de uma curva, esta modificação simplifica o cálculo do peso próprio, quanto menor a largura das fatias, menor o erro introduzido no resultado.

A resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia será igual a:

$$T_i = \tau \times \Delta l_i \quad (9)$$

Substituindo (9) em (4):

$$FS = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\frac{T_i}{\Delta l_i}} \quad (10)$$

$$T_i = \frac{c' \Delta l_i + \sigma' \Delta l_i \times \tan \phi'}{FS} \quad (11)$$

Como a resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia é igual a:

$$\bar{N}_1 = \sigma' \Delta l_i \quad (12)$$

Logo:

$$T_i = \frac{c' \Delta l_i + \bar{N}_1 \times \tan \phi'}{FS} \quad (13)$$

Com o somatório de momentos em relação a O, tem-se:

$$\sum M^o = 0$$
$$\sum W_i \times R \sin \theta_i - \sum T_i \times R = 0 \quad (14)$$

Substituindo (13) em (14):

$$\sum W_i \times R \sin \theta_i = \sum \left(\frac{c' \Delta l_i + \bar{N}_i \times \tan \phi'}{FS} \right) \times R \quad (15)$$

Reorganizando (15) e escrevendo em função de FS:

$$FS = \frac{\sum (c' \Delta l_i + \bar{N}_i \times \tan \phi')}{\sum W_i \times \sin \theta_i} \quad (16)$$

Com a combinação entre as equações (6), (7) e (8) e todas as incógnitas apresentadas na Figura 5 nota-se que as incógnitas: a_i , E_i , X_i , b_i , N_i e T_i , são desconhecidas, resultando assim num sistema estaticamente indeterminado, ou seja, existem mais incógnitas que equações para se encontrar a solução. De forma a solucionar este problema, foram desenvolvidas algumas hipóteses simplificadoras, com o objetivo de eliminar o número de incógnitas. Estas hipóteses simplificadoras, criadas por diversos autores, geraram novos métodos que podem ser classificados em: rigorosos e simplificados.

Os métodos rigorosos atendem a todas as equações de equilíbrio da estática, já os simplificados não. A equação (16) é a expressão base para o cálculo do fator de segurança de cada novo método. Através da combinação desta com as equações de equilíbrio, segundo as hipóteses adotadas por cada método, é possível obter o valor do fator de segurança para o método considerado.

Dentre os métodos mais utilizados estão os de FELLENIUS (1936), JANBU (1954), BISHOP (1955), MORGENSTERN & PRICE (1965) e SPENCER (1967). Neste trabalho serão discutidos os métodos de BISHOP (1955) e SPENCER (1967).

2.5.1 Método de Bishop (1955)

O Método de BISHOP (1955), baseado no método das fatias, foi o primeiro método menos rigoroso capaz de analisar superfícies potenciais de ruptura com forma circular. Neste método, o equilíbrio completo de forças e momentos é verificado.

A partir deste foi desenvolvido um novo método, o qual adotou uma nova simplificação, conhecido como o método de Bishop Simplificado. Essa nova simplificação considera que as forças de interação entre as fatias são horizontais e se

anulam, desconsiderando as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é realizado na vertical, fazendo com que o método satisfaça a mais uma condição de equilíbrio, além do equilíbrio de momentos em relação ao centro do ponto médio da base da fatia. As forças em cada fatia, consideradas neste método, estão representadas na Figura 5.

Portanto:

$$(X_i - X_{i+1}) = 0 \quad (17)$$

Aplicando-se o equilíbrio de forças verticais tem-se:

$$\sum F_v = 0$$

$$W_i - \bar{N}_i \times \cos\theta_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i - T_i \times \text{sen}\theta_i = 0 \quad (18)$$

$$\bar{N}_i \times \cos\theta_i + u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i = W_i - T_i \times \text{sen}\theta_i \quad (19)$$

Sabe-se a expressão (13) de T_i , logo:

$$\bar{N}_i \times \cos\theta_i + u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i = W_i - \left(\frac{c' \Delta l_i + \bar{N}_i \times \tan\phi'}{FS} \right) \times \text{sen}\theta_i \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \bar{N}_i \times \cos\theta_i = \\ W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \text{sen}\theta_i}{FS} - \frac{\bar{N}_i \times \tan\phi' \times \text{sen}\theta_i}{FS} \end{aligned} \quad (21)$$

$$\bar{N}_i \times \left(\cos\theta_i + \frac{\tan\phi' \times \text{sen}\theta_i}{FS} \right) = W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \text{sen}\theta_i}{FS} \quad (22)$$

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \text{sen}\theta_i}{FS}}{\left(\cos\theta_i + \frac{\tan\phi' \times \text{sen}\theta_i}{FS} \right)} \quad (23)$$

Substituindo o valor de \bar{N}_i na equação (16) e rearranjando os termos, encontra-se a equação para cálculo do fator de segurança pelo método de Bishop:

$$FS = \frac{\sum \left[c' \Delta l_i + \left(\frac{W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \text{sen}\theta_i}{FS}}{\left(\cos\theta_i + \frac{\tan\phi' \times \text{sen}\theta_i}{FS} \right)} \right) \times \tan\phi' \right]}{W_i \times \text{sen}\theta_i}$$

$$= \frac{\sum\{c'\Delta l_i + [(W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i)] \times \tan\phi'\} \times \frac{1}{\left(\cos\theta_i + \frac{\tan\phi' \times \sin\theta_i}{FS}\right)}}{\sum W_i \times \sin\theta_i} \quad (24)$$

Considerando-se:

$$m_\theta = \cos\theta_i + \frac{\tan\phi' \times \sin\theta_i}{FS} \quad (25)$$

Tem-se:

$$FS = \frac{\sum\{c'\Delta l_i + [(W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos\theta_i)] \times \tan\phi'\} \times \frac{1}{m_\theta}}{\sum W_i \times \sin\theta_i} \quad (26)$$

Observa-se que a incógnita (FS) está presente nos dois membros da equação (26), logo o processo de cálculo para a sua obtenção deve ser iterativo.

A partir da equação (26), a análise de estabilidade através deste método deve ser feita seguindo as seguintes etapas:

- 1) Arbitra-se uma superfície potencial de ruptura de raio (R) conhecido.
- 2) Divide-se o talude em fatias verticais, numerando-as conforme o exemplo na Figura 6 e respeitando-se as seguintes condições:

- A base das fatias deve estar localizada no mesmo tipo de solo, ou seja, não pode existir mais de dois materiais na base da mesma fatia;
- Deve evitar descontinuidades no topo das fatias;
- Deve passar pelos pontos de mudança de geometria do talude.

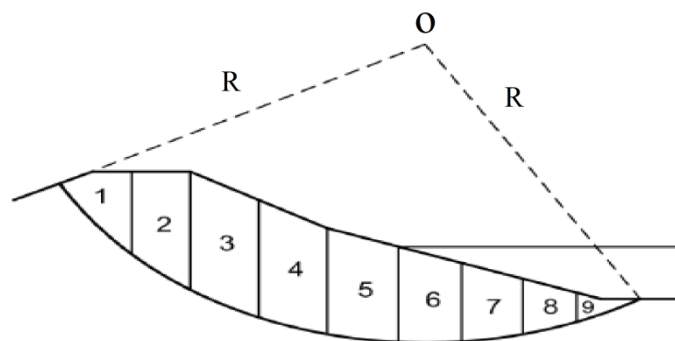


Figura 6 - Divisão do Talude em Fatias. (Fonte: USACE, 2003)

- 3) Mede-se a largura (Δx) e os ângulos (θ) de cada fatia. O ângulo será positivo quando possuir o mesmo sentido do ângulo de inclinação do talude, conforme Figura 7.

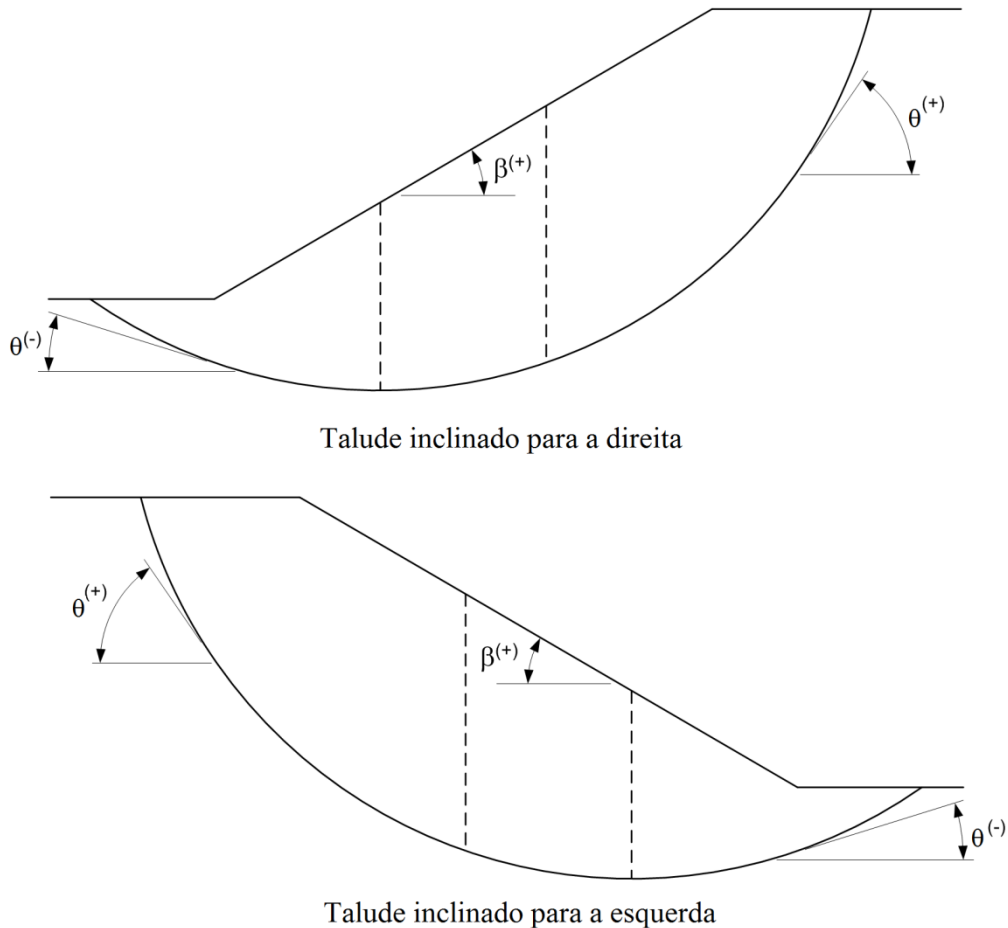


Figura 7 - Convenção de Sinais para θ . (Fonte: USACE, 2003)

- 4) Calcula-se o peso (W), para cada fatia.

$$W = \gamma \times \text{Área da fatia}$$

- 5) Calcula-se a poro-pressão média (u_i), na base de cada fatia.
- 6) Arbitra-se um Fator de Segurança (FS_0) que será utilizado na expressão (25) de m_θ .
- 7) Calcula-se o fator de segurança (FS) a partir da equação (26).
- 8) Repetir os cálculos por tentativas, até que os valores de FS e FS_0 estejam próximos.
- 9) Arbitrar outras superfícies potenciais de ruptura, com diferentes centros (O) e raios (R) e repetir o processo.

10) Adotar como FS, o menor valor encontrado.

Apesar de ser simplificado e não considerar equilíbrio de forças horizontais, este método fornece resultados próximos aos dos métodos rigorosos.

2.5.2 Método de Spencer (1967)

O Método de SPENCER (1967) foi, inicialmente, desenvolvido para análises cujas superfícies potenciais de ruptura possuam formato circular, sendo adaptado posteriormente para superfícies de formato não circular. É considerado, juntamente com o método de MORGENSTERN & PRICE (1965), um método de análise rigoroso, pois satisfaz todas as condições de equilíbrio, tanto as de forças quanto as de momento.

SPENCER (1967) assume que as forças de interação entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas elas possuem o mesmo ângulo de inclinação o qual também será calculado como parte da solução de equilíbrio, ao invés de ser adotado. Este método considera uma força Q_i , que equivale a resultante das forças X_i , X_{i+1} , E_i e E_{i+1} . Também assume que Q_i e \bar{N}_i atuam no ponto médio da base da fatia. Essas representações podem ser vistas na fatia da Figura 8.

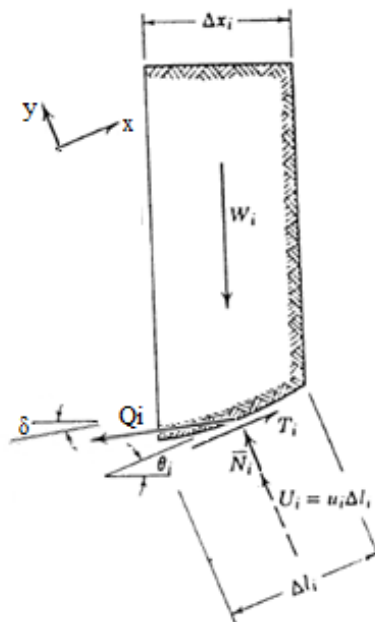


Figura 8 - Forças Atuantes em uma Fatia pelas considerações de SPENCER (1967). (Fonte: Adaptado de LAMBE & WHITMAN, 1962)

Os símbolos apresentados na Figura 8 são:

W_i : Peso da fatia

T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia

\bar{N}_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia

U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia

Q_i : Resultante das forças atuantes nas laterais da fatia

δ : Ângulo de inclinação da resultante Q_i

θ : Inclinação da base

Δl_i : Comprimento da base

Δx_i : Largura da fatia

Adotando-se o eixo x paralelo à base da fatia, conforme mostrado na Figura 8, faz-se o equilíbrio de forças em x e y:

$$\sum F_x = 0 \quad T_i - Q_i \times \cos(\theta - \delta) - W_i \times \text{sen}\theta = 0 \quad (27)$$

$$\sum F_y = 0 \quad \bar{N}_i + u_i \times \Delta l_i + Q_i \times \text{sen}(\theta - \delta) - W_i \times \text{cos}\theta = 0 \quad (28)$$

Combinando (27) com (28), tem-se:

$$Q_i = \frac{T_i - W_i \times \text{sen}\theta}{\cos(\theta - \delta)} \quad (29)$$

$$\bar{N}_i = W_i \times \text{cos}\theta - Q_i \times \text{sen}(\theta - \delta) - u_i \times \Delta l_i \quad (30)$$

Substituindo T_i da expressão (13) em (29):

$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + \bar{N}_i \times \tan\phi'}{FS} - W_i \times \text{sen}\theta}{\cos(\theta - \delta)} \quad (31)$$

Substituindo (30) em (31) e reorganizando:

$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \text{cos}\theta - Q_i \times \text{sen}(\theta - \delta) - u_i \times \Delta l_i] \times \tan\phi'}{FS} - W_i \times \text{sen}\theta}{\cos(\theta - \delta)}$$
$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \text{cos}\theta - u_i \times \Delta l_i] \times \tan\phi'}{FS} - W_i \times \text{sen}\theta}{\cos(\theta - \delta) \times \left[1 + \frac{\text{tg}(\theta - \delta) \times \text{tg}\phi'}{FS} \right]} \quad (32)$$

Supõe-se que o talude esteja em equilíbrio. E se não existirem forças externas atuando, as componentes verticais e horizontais de Q_i serão nulas. Caso houvesse alguma força externa, como por exemplo, pela presença de ancoragens a resultante Q_i apresentaria valor igual ao dessa força.

$$\sum Q_i \times \cos\delta = 0 \quad (33)$$

$$\sum Q_i \times \sin\delta = 0 \quad (34)$$

Considera-se δ constante para todas as fatias, então as equações (33) e (34) se reduzem a:

$$\sum Q_i = 0 \quad (35)$$

Sendo a soma dos momentos provocados pelas forças externas em relação ao centro (O) nula, a soma dos momentos das forças entre as fatias também será igual a zero, assim:

$$\sum Q_i \times R \times \cos(\theta_i - \delta) = 0 \quad (36)$$

Como $R=\text{Constante}$:

$$\sum Q_i \times \cos(\theta_i - \delta) = 0 \quad (37)$$

Observa-se que, para este método, existem duas incógnitas para o cálculo do fator de segurança, Q_i e δ . Portanto, a solução também envolve um processo iterativo, onde se adota valores para o fator de segurança (FS) e para a inclinação (δ), da resultante das forças de interação entre as fatias, até que se alcance o equilíbrio de forças e momento para cada fatia.

A solução final é obtida através dos seguintes passos:

- 1) Arbitrar δ .
- 2) Substituir (32) em (35) e determinar FS1.
- 3) Substituir (32) em (37) e determinar FS2.
- 4) Repetir o procedimento até obter as curvas FS1 x δ e FS2 x δ .

- 5) O fator de segurança será o valor para o qual as curvas se interceptam, conforme gráfico da Figura 9.

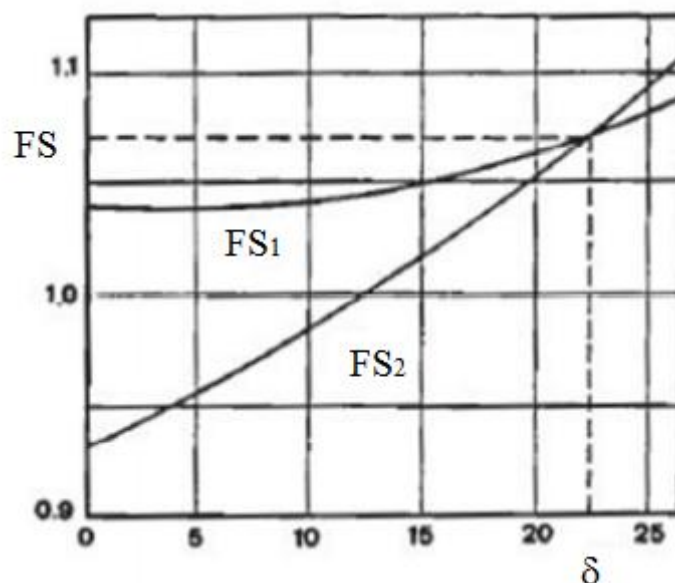


Figura 9 - Determinação do Fator de Segurança. (Fonte: Adaptado de SPENCER, 1967)

Devido a sua complexidade, a verificação analítica do Método de Spencer se torna inviável, o que requer utilização de programas computacionais para execução dos cálculos. Geralmente, utiliza-se o método de Newton-Raphson com o objeto de acelerar o processo de cálculo.

O método de MORGENSTERN & PRICE (1965) é outro método rigoroso, o que o difere do método de Spencer é que o segundo considera o valor da inclinação da resultante (δ) como uma constante, enquanto o primeiro considera δ como uma função, sendo assim, mais trabalhoso. O método de MORGENSTERN & PRICE (1965), foge ao escopo deste trabalho e não será discutido mais detalhadamente.

Atualmente, as análises de estabilidade de taludes são realizadas com o auxílio de programas de estabilidade. Tais programas possuem, além de maior velocidade de cálculos, capacidade de dividir a massa de solos em diversas fatias, gerando uma maior precisão nos resultados obtidos. É fornecido o valor de segurança mínimo para o talude analisado e a superfície potencial de ruptura correspondente, a partir do requerido processo iterativo. Neste trabalho será utilizado o software SLOPE/W e o método de SPENCER (1967) para realização das análises de estabilidade.

3. Métodos de Análise da Resistência ao Cisalhamento de Estacas

A adoção de estacas como medida corretiva ou preventiva requer o conhecimento do efeito que a resistência ao cisalhamento desta possui no fator de segurança das superfícies potenciais de ruptura do talude reforçado.

Estacas carregadas lateralmente podem ser classificadas em ativas e passivas. Uma estaca ativa possui o carregamento aplicado, principalmente, em seu topo ao sustentar uma determinada estrutura e a passiva possui o carregamento aplicado, principalmente, ao longo de seu comprimento devido à tensão da terra. Portanto, as estacas utilizadas em obras de contenção de taludes e estudadas neste trabalho, são as do tipo passivas (REESE & VAN IMPE, 2001).

O projeto de uma estaca submetida a esforços laterais não é trivial e requer soluções de equações diferenciais não lineares. Como serão demonstradas mais adiante, as soluções aceitáveis são aquelas em que as relações não lineares empregadas forneçam a rigidez e resistência do solo como função da deflexão da estaca, ponto a ponto, ao longo do seu comprimento. A solução dessas equações resultantes poderá, então, ser utilizada para satisfazer as condições requeridas de equilíbrio e compatibilidade.

Para que esta solução seja eficiente, é necessário que a estaca possua comprimento suficiente para que a parte localizada abaixo da superfície de ruptura desenvolva a resistência lateral necessária. Recomenda-se utilizá-la apenas para superfícies potenciais de ruptura quando o FS obtido, antes da introdução das estacas, for inferior a 1,4 (NAVFAC, 1986). Na Figura 10 abaixo é apresentado um exemplo de um talude estabilizado com o uso de estacas e sua superfície potencial de ruptura interceptando uma seção da estaca.

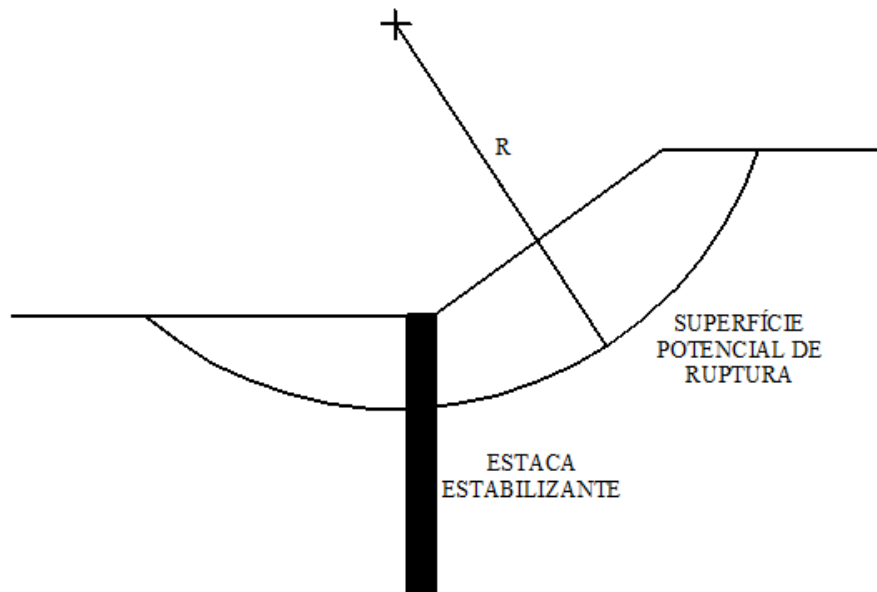


Figura 10 - Talude Estabilizado por Estacas.

Os métodos de estudo para esse tipo de solução continuam evoluindo. Foram propostos por BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), DEBEER & WALLAYS (1972), NAVFAC (1986), REESE *et al.* (1992), ROWE & POULOS (1979), HASSIOTS *et al.* (1997), YAMAGAMI *et al.*(2000) e REESE & VAN IMPE(2001) diversos métodos teóricos que consideram essa resistência ao cisalhamento e o momento na estaca nas análises de estabilidade de taludes.

Neste Capítulo serão apresentados três dos métodos teóricos citados acima: BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), NAVFAC (1986) e REESE *et al.* (1992).

3.1 Brinch Hansen & Lundgren (1960)

MASON (1981) apresenta um critério para avaliar o efeito das estacas na estabilidade de encostas segundo o método proposto por BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960). Com o intuito de simplificar os cálculos é adotada uma superfície potencial de ruptura circular como pode ser observado na Figura 11a.

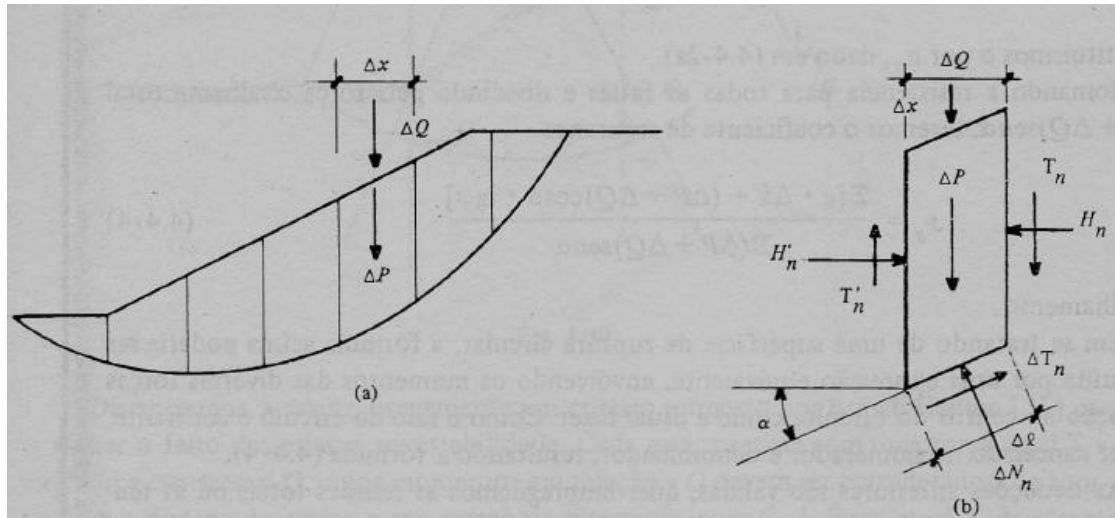


Figura 11 – (a) Superfície potencial adotada. (b) Esforços considerados numa fatia. (Fonte: MASON, 1981)

O fator de segurança também é obtido a partir do equilíbrio de momentos pelo método de fatias e este será calculado a partir da equação (38).

A simplificação adotada para facilitar sua obtenção é que a resultante das forças H_n e T_n de um lado, é igual e contrária a resultante das forças H'_n e T'_n . Como já foi apresentado previamente neste trabalho, seu desenvolvimento não será descrito novamente. As incógnitas envolvidas estão apresentadas na Figura 11b.

$$FS = \frac{\{\sum c_i' \Delta l_i + [(\Delta P_i + \Delta Q_i) \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i] \operatorname{tg} \phi_i'\} R}{\{\sum (\Delta P_i + \Delta Q_i) \operatorname{sen} \alpha_i\} R} \quad (38)$$

Sendo:

ΔQ_i : Sobrecarga.

R: Raio da superfície de ruptura.

O denominador e o numerador da equação (38) representam os momentos intabilizantes (M_i) e estabilizantes (M_e) das diversas forças envolvidas, em relação ao centro da superfície potencial de ruptura:

$$FS = \frac{\sum M_e}{\sum M_i} \quad (39)$$

A contribuição da estaca quando seccionada pela superfície potencial de ruptura é avaliada a partir da consideração de que cada estaca resiste com uma força axial (T) e uma força transversal (Q), ver Figura 12.

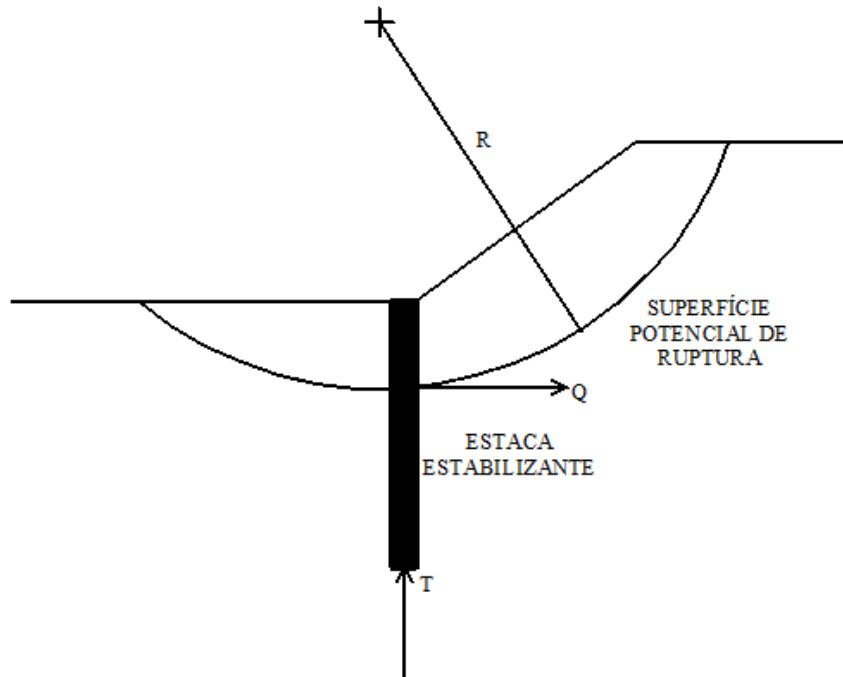


Figura 12 - Esforços resistentes em uma estaca.

Onde a força axial T, deverá ser adotada como o menor valor entre:

- Resistência estrutural da estaca.
- Resistência à penetração ou arrancamento da parte da estaca localizada abaixo na superfície potencial de ruptura.
- Resistência ao atrito da parte da estaca localizada acima da superfície potencial de ruptura.

O valor de Q será o menor valor entre a resistência estrutural ao cisalhamento da estaca e o obtido a partir da equação (40).

$$Q = \sqrt{2pM} \quad (40)$$

Sendo:

M: momento fletor resistido pela estaca.

p: resistência lateral do terreno por unidade de comprimento da estaca. Dado pelas seguintes equações:

$$\text{Argilas: } p = 7,5 c \times B \quad (41)$$

$$\text{Areias: } p = 2,5 N_q \times K_0 \times \sigma'_V \times B \quad (42)$$

B: diâmetro da estaca

c: coesão

K_0 : coeficiente de empuxo em repouso

σ'_V : tensão vertical efetiva no ponto em que a superfície potencial de ruptura cisalha a estaca.

N_q : coeficiente de resistência.

Para o coeficiente de resistência, o autor sugere que sejam utilizados os valores de PRANDTL (1921) e REISSNER (1924), dados através do gráfico da Figura 13.

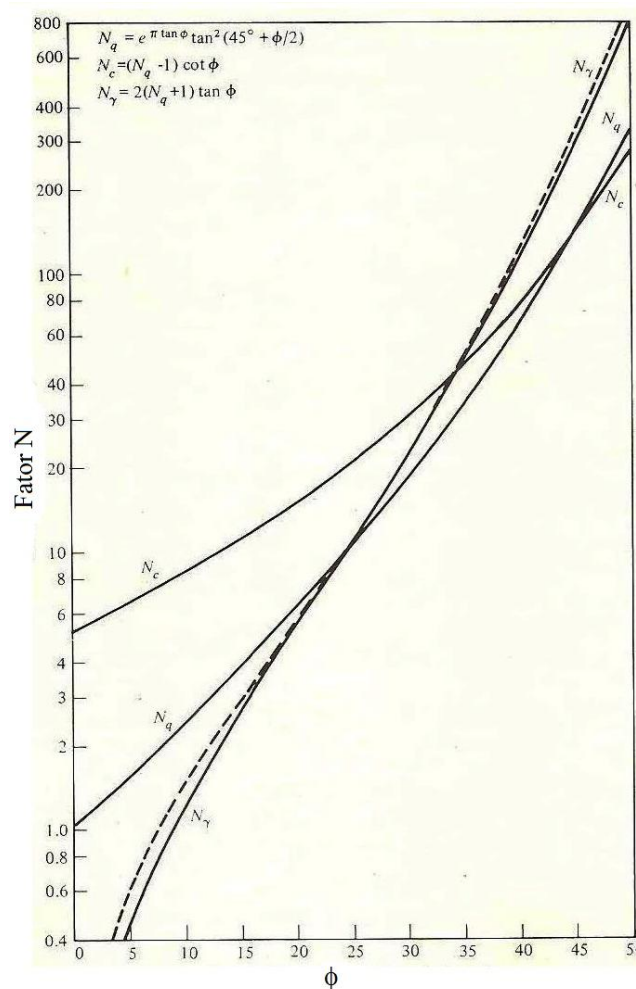


Figura 13 - Gráfico para obtenção de N_q . (Fonte: Adaptado de PRANDTL, 1921 e REISSNER, 1924).

Procedimento de cálculo:

- 1) Determinar a superfície potencial de ruptura a ser analisada
- 2) Cálculo do momento instabilizante (M_i) em relação ao centro da superfície potencial de ruptura por unidade de comprimento
- 3) Cálculo do comprimento do arco da superfície potencial de ruptura (CA).
- 4) Determinação da força transversal Q e axial T
- 5) Cálculo dos momentos gerados por Q e T em relação ao centro da superfície potencial de ruptura. (M_Q e M_T)
- 6) Divisão de M_Q e M_T pelo espaçamento entre estacas (Sh)
- 7) Cálculo do fator de segurança a partir da equação (39) modificada

$$FS = \frac{\sum M_e + \frac{M_Q + M_T}{Sh}}{\sum M_i} \quad (43)$$

Nota-se que esta consideração contradiz a definição do fator de segurança usual em análise de estabilidade de taludes. De fato, rearranjando-se seus termos obtêm-se:

$$\sum M_i = \frac{\sum M_e + \frac{M_Q + M_T}{Sh}}{FS} \quad (44)$$

Têm-se ambas as resistências (solo e estaca) reduzidas do mesmo fator de segurança, ou seja, admite-se o mesmo grau de mobilização das resistências do solo e da estaca, apesar da grande diferença de rigidez entre ambas.

3.2 NAVFAC (1986)

O método utilizado pelo NAVFAC (1986) é fundamentado nos resultados das análises apresentadas por DEBEER E WALLAYS (1972). A equação para o cálculo do fator de segurança para uma superfície potencial de ruptura é obtida a partir do equilíbrio de momentos pelo método de fatias considerando uma superfície potencial de ruptura circular. Tal superfície pode ser observada na Figura 14.

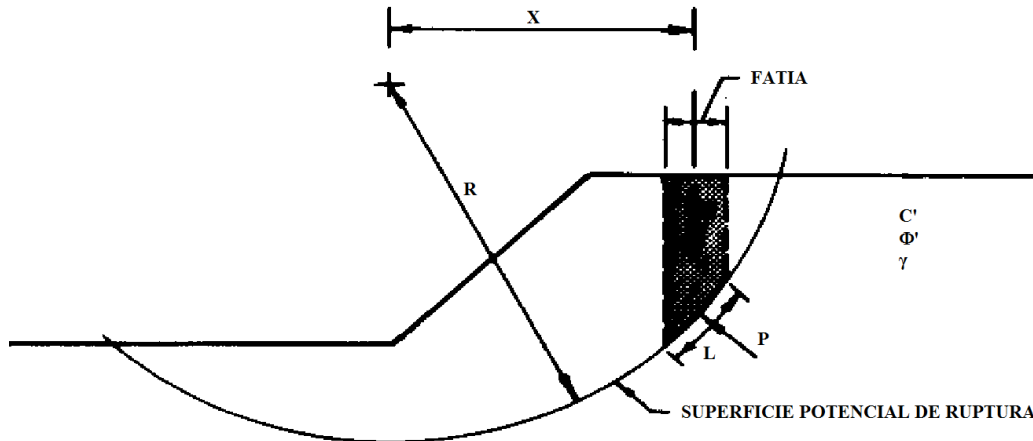


Figura 14 – Superfície potencial de ruptura circular adotada no método. (Fonte: Adaptado de NAVFAC, 1986).

O fator de segurança é dado por:

$$FS = \frac{\sum c_i'LR + \sum (P_i - u_iL_i)R \tan \phi_i'}{\sum W_i x_i} \quad (45)$$

Onde:

c' : Coesão efetiva

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

W : Peso total da fatia

P : Resultante da força normal atuante na base da fatia

L : Comprimento da superfície potencial de ruptura da base da fatia

u : poro pressão média na superfície potencial de ruptura na base da fatia

x : distância horizontal do centroide da fatia até o centro de rotação

A equação (45) pode ser simplificada se x for dado em função do raio (R), essa substituição possibilita a eliminação da incógnita R resultando na equação conhecida e apresentada a seguir.

Sendo:

$x_i = R \sin \theta_i$, tem-se:

$$FS = \frac{\sum c_i' L + \sum (P_i - u_i L_i) \tan \phi_i'}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (46)$$

Este método considera as equações acima acrescidas do efeito estabilizante da estaca no numerador. Na Figura 15, estão apresentados o talude, a estaca estabilizante e a superfície potencial de ruptura que corta uma seção desta.

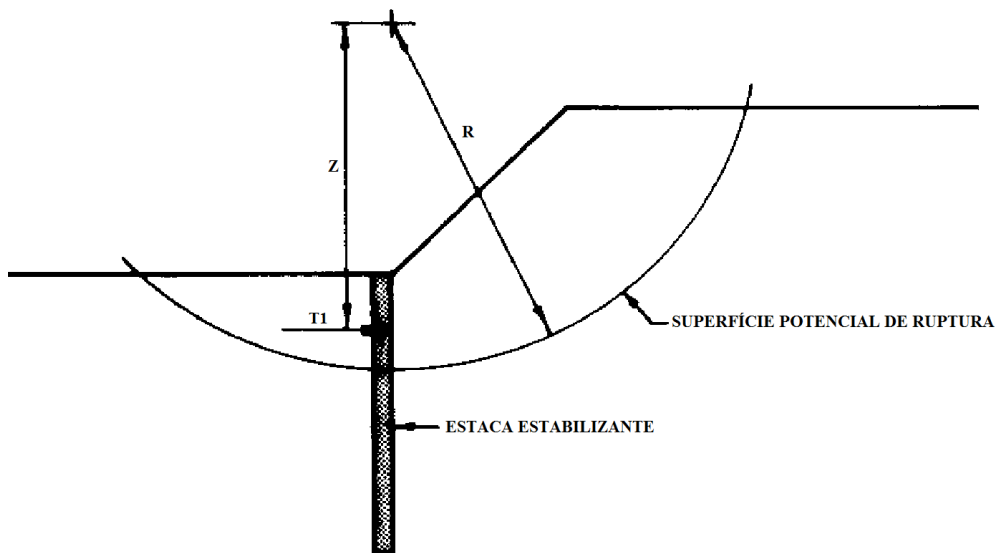


Figura 15 – Superfície potencial de ruptura cortando uma seção da estaca estabilizante. (Fonte: Adaptado de NAVFAC, 1986).

Portanto o fator de segurança será calculado a partir da seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum c_i' LR + \sum (P_i - u_i L_i) R \tan \phi_i' + T_1 Z}{\sum W_i x_i} \quad (47)$$

T_1 : empuxo total médio resistente ao movimento do solo, por metro.

Z : distância do ponto de aplicação de T_1 até o centro de rotação.

Como este método considera a contribuição do efeito estabilizante da estaca no numerador da expressão (47), acarreta o mesmo conflito com a definição de fator de segurança do método de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), expressão (44).

Procedimento de cálculo:

✓ *Parte da Estaca acima da superfície potencial de ruptura*

- 1) Determina-se a superfície potencial de ruptura do talude a ser estabilizado e adotam-se, o diâmetro (B), comprimento (D) das estacas a serem utilizadas e o espaçamento (Sh) entre elas.
- 2) A partir da superfície potencial de ruptura se obtém os valores de D_s e d :

D_s : Comprimento da estaca acima da superfície potencial de ruptura.

d : comprimento da estaca abaixo da superfície potencial de ruptura.

- 3) Para a superfície e estaca adotadas calcula-se a distribuição da tensão lateral (σ_L) ao longo da estaca até a profundidade $Z = D_s$, no qual se pressupõe completa mobilização da força de cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura (ver Figura 16). Esta distribuição é calculada através das seguintes expressões:

$$\sigma_L = \bar{\sigma}_V K_q + cK_c \rightarrow \text{Para solos com coesão e ângulo de atrito diferente de zero.} \quad (48)$$

$$\sigma_L = cK_c \rightarrow \text{Para solos com ângulo de atrito igual a zero.} \quad (49)$$

$\bar{\sigma}_V$: Tensão vertical efetiva em uma determinada profundidade

K_q e K_c : São coeficientes obtidos a partir dos gráficos da Figura 17a e Figura 17b.

Onde: K_q : coeficiente de empuxo para peso de terra e K_c : coeficiente para coesão.

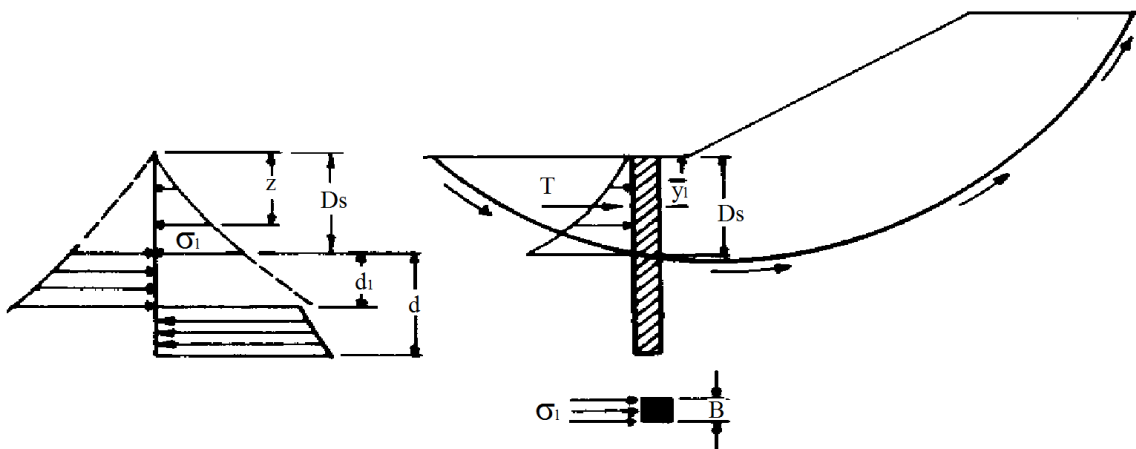


Figura 16 – Distribuição de tensão lateral e profundidade D_s . (Fonte: NAVFAC, 1986).

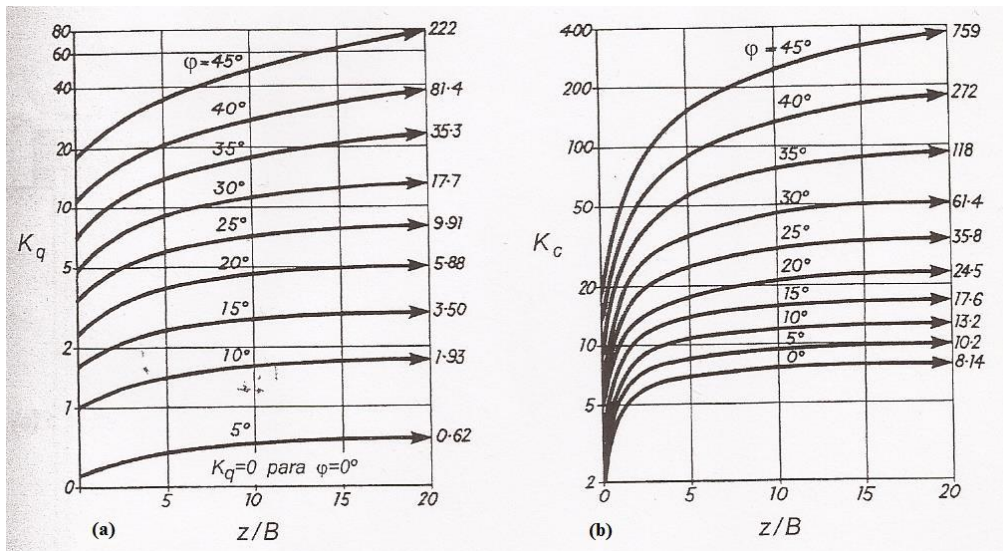


Figura 17 – Coeficientes K_q e K_c . (Fonte: BRINCH HANSEN, 1961)

4) Cálculo do ponto (\bar{Z}) de aplicação da carga T seguindo os seguintes passos (ver Figura 18):

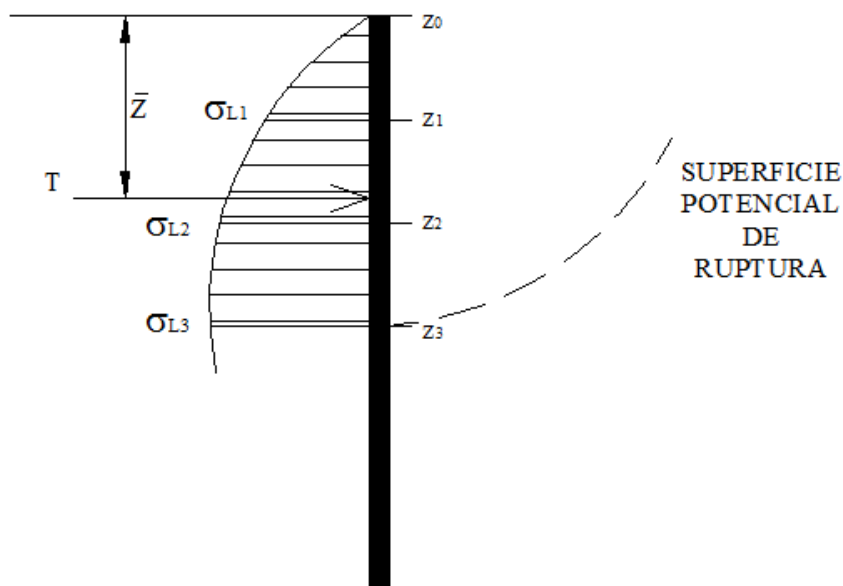


Figura 18 - Divisão da estaca acima da SPR em intervalos iguais.

- Dividir a estaca acima da superfície potencial de ruptura em intervalos iguais.
- Cálculo da resultante da força lateral distribuída (f) em cada intervalo das profundidades em que σ_L foi calculada.
- Determinação da localização da resultante da força distribuída (f) no intervalo considerado.
- Cálculo de fz

- Para facilitar e organizar sugere-se preencher a seguinte tabela:

z	z/B	K_q	K_c	$\bar{\sigma}_v$	$\bar{\sigma}_z$	f	$(z_i + z_{i-1})$	$f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)$
0 ↓ Ds		$f(z/B, f)$ ↓ grafico 18a	$f(z/B, f)$ ↓ grafico 18b		equação (48) ou (49)	} → } → } →		

Calcular a resultante T através do somatório de f.

$$T = \sum f_i \quad (50)$$

\bar{Z} será determinado a partir da seguinte expressão:

$$\bar{Z} = \frac{\sum f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)}{\sum f_i} \quad (51)$$

Cálculo do esforço lateral por unidade de comprimento (T_1)

$$T_1 = \frac{T}{Sh} \quad (52)$$

Sh: Espaçamento adotado entre as estacas.

Com o valor e a posição de T_1 , calcular o FS utilizando a expressão (47).

- ✓ *Parte da estaca abaixo da superfície potencial de ruptura:*

Observando-se a Figura 19, pode-se compreender melhor as incógnitas que serão calculadas a seguir.

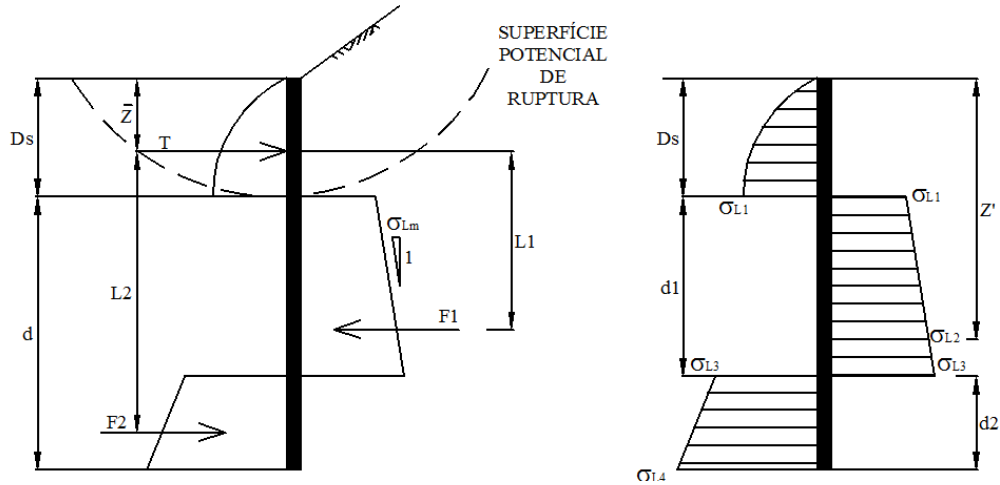


Figura 19 – Incógnitas envolvidas no problema.

- 1) Encontrar o valor de Z' que atende a relação $\frac{Z'}{B} = 20$.
- 2) Calcular a resistência lateral (σ_{L2}) correspondente à profundidade Z' .
- 3) Calcular o aumento médio da tensão lateral abaixo da superfície potencial de ruptura:

$$\Delta\sigma_{Lm} = \frac{(\sigma_{L2} - \sigma_{L1})}{(Z' - D_s)} \quad (53)$$

Definição de σ_{L3} e σ_{L4}

$$\sigma_{L3} = \sigma_{L1} + \Delta\sigma_{Lm}d_1 \quad (54)$$

$$\sigma_{L4} = \sigma_{L3} + \Delta\sigma_{Lm}d_2 \quad (55)$$

- 4) Admitindo-se que a tensão lateral muda de direção a partir da profundidade (D_s+d_1) , tem-se as seguintes expressões de equilíbrio de forças e momentos por metro de largura da estaca:

$$[\sum F = 0] \quad \frac{T}{B} + F_2 - F_1 = 0 \quad (56)$$

$$[\sum M^T = 0] \quad F_1 L_1 = F_2 L_2 \quad (57)$$

O valor de T foi calculado no item 4 para a parte de cálculo acima da superfície potencial de ruptura.

F1 é a resultante da tensão lateral aplicada na estaca pelo lado direito abaixo da superfície potencial de ruptura, obtida dividindo-se o trapézio em triângulo e retângulo:

$$F_1 = \sigma_{L1}d_1 + (\sigma_{L3} - \sigma_{L1})\frac{d_1}{2} \quad (58)$$

Substituindo (54) em (58):

$$F_1 = \sigma_{L1}d_1 + (\sigma_{L1} + \Delta\sigma_{Lm}d_1 - \sigma_{L1})\frac{d_1}{2} \quad \therefore \quad F_1 = \sigma_{L1}d_1 + \Delta\sigma_{Lm}\frac{d_1^2}{2} \quad (59)$$

F2 é a resultante da tensão lateral aplicada na estaca pelo lado esquerdo abaixo da superfície potencial de ruptura, obtida da mesma forma que F1, dividindo-se o trapézio em triângulo e retângulo:

$$F_2 = \sigma_{L3}d_2 + (\sigma_{L4} - \sigma_{L3})\frac{d_2}{2} \quad (60)$$

Substituindo (55) em (60):

$$F_2 = \sigma_{L3}d_2 + (\sigma_{L3} + \Delta\sigma_{Lm}d_2 - \sigma_{L3})\frac{d_2}{2} \quad \therefore \quad F_2 = \sigma_{L3}d_2 + \Delta\sigma_{Lm}\frac{d_2^2}{2} \quad (61)$$

Substituindo (54) em (61) e expressando F2 em função de d_1 , tem-se:

$$\begin{aligned} F_2 &= (\sigma_{L1} + \Delta\sigma_{Lm}d_1)(d - d_1) + \Delta\sigma_{Lm}\frac{(d - d_1)^2}{2} \\ F_2 &= \sigma_{L1}d - \sigma_{L1}d_1 + \Delta\sigma_{Lm}d_1d - \Delta\sigma_{Lm}d_1^2 + \frac{\Delta\sigma_{Lm}}{2}(d^2 \\ &\quad - 2dd_1 + d_1^2) \\ F_2 &= \sigma_{L1}d - \sigma_{L1}d_1 - \frac{\Delta\sigma_{Lm}}{2}d_1^2 + \frac{\Delta\sigma_{Lm}}{2}d^2 \end{aligned} \quad (62)$$

- 5) Encontra-se o valor de d_1 a partir da resolução da equação de segundo grau obtida com a substituição de T, d e as equações (59) e (62), de F1 e F2 respectivamente, em (56):

$$\frac{T}{B} + \sigma_{L1}d - \sigma_{L1}d_1 - \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d_1^2 + \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d^2 - \sigma_{L1}d_1 - \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d_1^2 = 0$$

$$-\Delta\sigma_{Lm}d_1^2 - 2\sigma_{L1}d_1 + \left(\frac{T}{B} + \sigma_{L1}d + \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d^2\right) = 0 \quad (63)$$

6) Verificação se o d adotado é aceitável, através da equação (57):

Onde:

$$L_1 = (Ds - \bar{Z}) + \frac{\sigma_{L1}d_1 + 2\Delta\sigma_{Lm}\frac{d_1^2}{3}}{2\sigma_{L1} + \Delta\sigma_{Lm}d_1} \quad (64)$$

$$L_2 = (Ds - \bar{Z} + d_1) + \frac{\sigma_{L3}d_2 + 2\Delta\sigma_{Lm}\frac{d_2^2}{3}}{2\sigma_{L3} + \Delta\sigma_{Lm}d_2} \quad (65)$$

7) Adotar como comprimento total da estaca $D = Ds + 1,3d$, por segurança.

8) Cálculo da profundidade para a qual a tensão de cisalhamento é nula:

$$\frac{T}{B} = F_1 \rightarrow \frac{T}{B} = \sigma_{L1}x + \Delta\sigma_{Lm}\frac{x^2}{2} \quad (66)$$

9) Cálculo do momento máximo, que ocorre na profundidade x e verificar se a estaca escolhida resiste ao momento máximo calculado.

$$M_{\max} = \left[\frac{T}{B} (Ds - \bar{Z} + x) - \left(\frac{\sigma_{L1}x^2}{2} + \frac{\Delta\sigma_{Lm}x^3}{6} \right) \right] B \quad (67)$$

Este método considera que o empuxo lateral contra cada estaca é causado por uma faixa de solo com o mesmo diâmetro da estaca. O efeito arco que se desenvolve no solo entre estacas adjacentes é desprezado. Por isto, o empuxo lateral é função do diâmetro e não do espaçamento. Por consequência, o momento atuante em cada estaca também é função somente do diâmetro. O método somente considera o espaçamento ao determinar a força resistente por metro de talude, para calcular a contribuição das estacas para o fator de segurança do talude.

Esta simplificação é a favor da segurança para o dimensionamento do talude, pois subestima a contribuição das estacas. Por outro lado, a simplificação é contra a segurança para o dimensionamento estrutural de cada estaca, por desprezar a parcela de empuxo lateral devida ao efeito arco.

3.3 Reese *et al.* (1992)

O método apresentado por REESE *et al.* (1992) introduz procedimentos para:

- 1) Estimar a carga devido à tensão do solo de uma superfície potencial de ruptura.
- 2) Avaliar a resistência do solo abaixo da superfície potencial de ruptura.
- 3) Estimar a resposta da estaca acima e abaixo da superfície potencial de ruptura.
- 4) Calcular o fator de segurança para o talude reforçado por estacas.

A Figura 20a abaixo apresenta uma vista da estaca incorporada no talude, onde a profundidade da superfície crítica é dado pelo símbolo h_p . As cargas distribuídas devido à massa de solo deslocada são paralelas ao talude e podem ser vistas na Figura 20b. F_s representa a resultante das componentes horizontais dessas tensões. As condições de contorno para a parte da estaca no solo estável são dadas na Figura 20c, na qual P_t e M_t representam a força de cisalhamento e o momento induzidos por F_s , respectivamente. Devido a ação de P_t e M_t , a porção da estaca abaixo da superfície crítica de deslizamento é obrigada a inclinar-se lateralmente. As forças de resistência do solo na parte inferior da estaca são apresentadas na Figura 20b. Nota-se que o método não considera a resultante das componentes verticais das tensões no trecho acima da superfície potencial de ruptura.

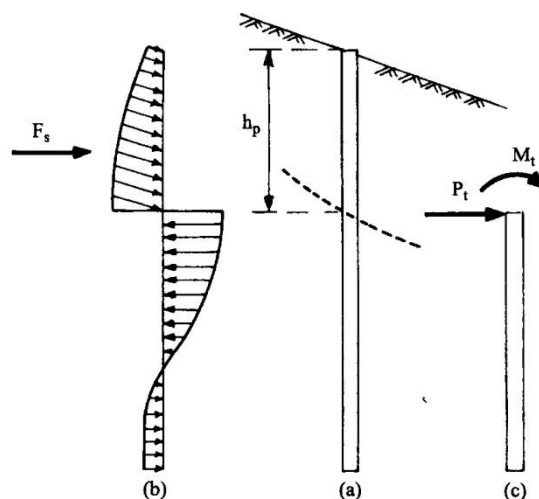


Figura 20 - Forças Atuantes em uma estaca devido à massa de solo deslocada.
(Fonte: REESE *et al.*, 1992).

Existem duas possíveis situações relacionadas a tensões provenientes da ação do solo sobre as estacas:

- I. As estacas tem baixa resistência à flexão;
- II. As estacas tem resistência tal que as tensões do solo podem atuar sem causar ruptura à flexão.

Para o primeiro caso há dois processos no que diz respeito à distribuição de tensão do solo. A deformação na superfície do terreno é igual a zero e aumenta linearmente com a profundidade até o valor máximo localizado na superfície potencial de ruptura, assumindo-se então, uma distribuição triangular da tensão do solo sobre a estaca. Esse valor de tensão máxima irá desenvolver o momento último na estaca. Esta condição é mostrada na Figura 21a. O momento e a tensão de cisalhamento no topo da parte da estaca localizada abaixo da superfície potencial de ruptura são suficientes para desenvolver o momento de flexão último na estaca para a maior carga.

O segundo processo para uma estaca com baixa resistência à flexão é assumir que a deformação é constante em toda a massa deslocada.

No segundo caso, os valores finais da resistência do solo são reduzidos de uma porcentagem até o valor que vai desenvolver o momento de flexão último na estaca para a maior carga. Assume-se que o solo irá deslocar uma quantidade suficiente para que a sua resistência máxima atue sobre a estaca e também que a capacidade da estaca à flexão é definida como sendo maior do que o momento fletor máximo induzido pela aplicação do momento M_t e a força de cisalhamento P_t localizadas no topo da parte da estaca abaixo da superfície potencial de ruptura. A distribuição de forças do solo para esta condição é mostrada na Figura 21b.

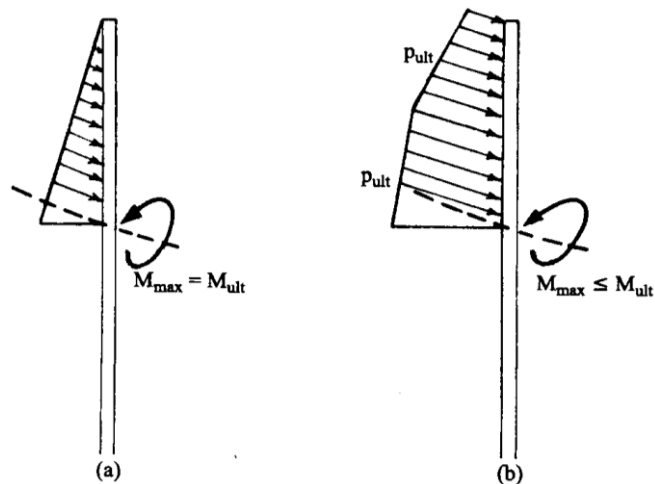


Figura 21 - Distribuição de forças no solo, (a) Estacas fracas à flexão e (b) Estacas fortes. (Fonte: REESE E VAN IMPE, 2001).

Neste método apresentado por REESE *et al.* (1992) será considerado o segundo procedimento, em que assume-se que os deslocamentos do solo serão suficientes para que a sua resistência máxima atue sobre a estaca e seja possível, portanto, determinar o comportamento das estacas carregadas lateralmente. Admite-se também que se for considerado que a força do solo paralela ao terreno, atuante em uma estaca, para uma superfície inclinada será maior do que para uma superfície horizontal.

Para estimativa das forças de cisalhamento, momento fletor e forças estabilizantes das estacas sobre a superfície potencial de ruptura, é utilizado o conceito de curvas p-y. Neste conceito, a reação do solo (p) é dada em uma curva como função do deslocamento lateral (y) e da profundidade (x). Na Figura 22 pode-se observar um modelo considerado para uma estaca carregada no topo e as curvas p-y.

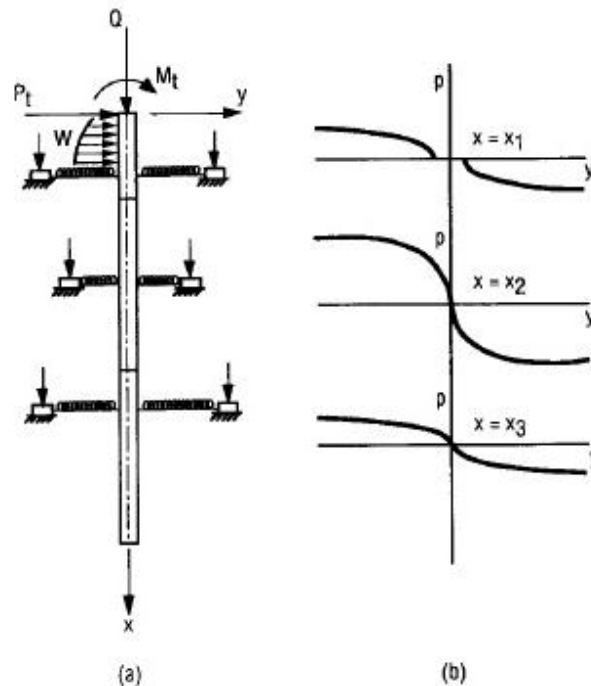


Figura 22 - (a) Modelo de Estaca carregada no topo e (b) Curvas p-y. (Fonte: REESE E VAN IMPE, 2001).

Procedimentos de cálculo:

- 1) Encontrar o fator de segurança da superfície potencial de ruptura a qual se deseja estabilizar através de um programa de computador.
- 2) Estimar o movimento relativo entre a parte da estaca acima da superfície potencial de ruptura e solo adjacentes com base em:
 - Movimentos considerados aceitáveis para o talude após instalação da estaca.
 - Deformações da estaca devido ao carregamento.
- 3) Adotar um diâmetro e o espaçamento entre as estacas, medido de centro a centro para a primeira tentativa de dimensionamento.
- 4) Utilizando curvas p-y e o movimento relativo estimado entre o solo e a parte da estaca localizada acima da superfície potencial de ruptura, determinar os valores de p em cada ponto ao longo da projeção da estaca.

p: reação do solo ao longo da profundidade da estaca por metro.

- 5) Calcular a área abaixo do diagrama de p, esse valor representa a resultante P. (Figura 23b).
- 6) Calcular a força estabilizante por comprimento:

$$P_{\text{talude}} = \frac{P}{Sh} \quad (68)$$

Onde:

P_{talude} : força estabilizante por comprimento ao longo do talude

P: resultante da reação do solo acima da superfície potencial de ruptura conta uma estaca

Sh: espaçamento entre estacas, medido de centro a centro

Para valores de P_{talude} menores que o requerido para alcançar o fator de segurança desejado, deve-se aumentar o diâmetro da estaca ou reduzir o espaçamento e repetir os passos (4) a (6).

- 7) Para a parte da estaca localizada abaixo da superfície potencial de ruptura, considerar a ação de uma força cisalhante P_t e um momento M_t (Figura 20c).
- 8) Calcular as distribuições de cortante e momento na parte da estaca localizada abaixo da superfície potencial de ruptura, considerando que atuam na superfície potencial de ruptura, cortante (P_t) igual a P e momento (M_t) igual a $M = P \times Y$ (Figura 23a).

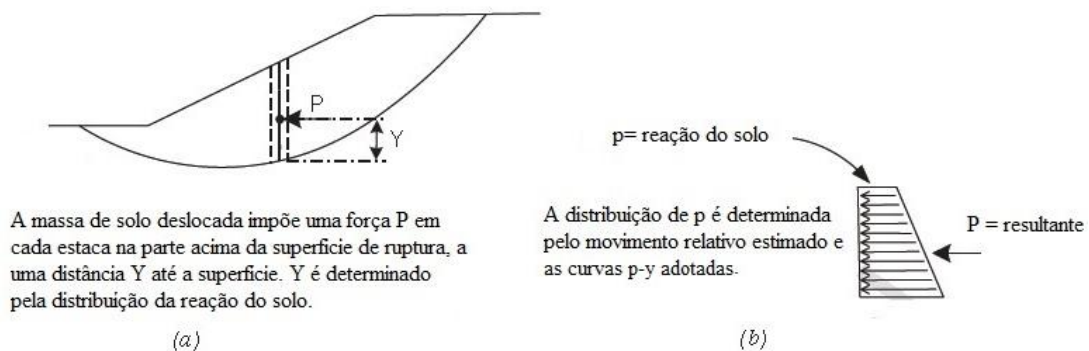


Figura 23 – (a) Princípios de cálculo para um talude reforçado por estaca. (b) reação do solo p e força resultante P . (Fonte: Adaptado de DUNCAN & WRIGHT, 2005)

- 9) Verificar se a estaca selecionada resiste à força de cisalhamento e momento encontrados no item (8). Caso contrário, repetir todos os passos desde o item (3).

DUNCAN & WRIGHT (2005) afirmam que o passo chave neste método é estimar os deslocamentos no trecho da estaca acima da superfície potencial de ruptura. Os autores ainda salientam que uma hipótese conservadora para o cálculo de p seria assumir que os deslocamentos sejam suficientemente elevados a ponto de mobilizar a

máxima reação do solo p_{ult} . Por outro lado, os autores reconhecem que esta hipótese é improvável quando o trecho de estaca acima da superfície potencial de ruptura é longo, devido a deformações de flexão que permitem que parte da estaca deforme-se junto com o solo.

Neste trabalho optou-se por descrever o método de Reese *et al.* (1992) sem aplicá-lo devido às incertezas envolvidas na estimativa dos deslocamentos e das características das curvas p-y dos solos envolvidos.

Também cabe ressaltar que este método calcula a reação da estaca a partir de uma estimativa de deslocamentos admissíveis, e depois sugere o uso desta reação em formulações de equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança. Este procedimento guarda uma incoerência ocasionada pelo uso simultâneo de deformações de trabalho e análise por equilíbrio limite.

4. Estudos de Casos

Neste capítulo será apresentado o estudo de uma nova alternativa para elevar o fator de segurança de um talude, através da introdução de estacas. Será aplicada a metodologia estudada no capítulo anterior para dois estudos de caso que serão descritos a seguir.

4.1 Caso 1

Trata-se de uma análise de estabilidade para um talude em solo com uma massa de aterro executada em sua crista para a implantação de uma rodovia federal em um município do litoral sul do Rio de Janeiro.

Nesta encosta foi definida uma superfície de ruptura localizada aproximadamente a 15m de profundidade, através da instalação de três inclinômetros. Sabe-se que o fator de segurança do talude aproximou-se da unidade, pois foram notados deslocamentos do tipo rastejo ocasionando a ocorrência de trincas e depressões na rodovia.

Foi elaborado um projeto de estabilização do talude, onde se optou inicialmente pela construção de uma berma de enrocamento com instalação de instrumentação geotécnica utilizando-se inclinômetros, piezômetros e medidores de recalque para que, após a análise dessa instrumentação, fosse possível uma definição da solução a ser adotada. A berma possui 20m de largura e sua altura foi limitada a 10m devido à existência de uma camada de argila mole com espessura inferior a 1m.

O perfil do subsolo foi obtido a partir de sondagens realizadas no local e é composto por solo residual, sobreposto por camada coluvionar e uma pequena camada de argila mole na base do talude. Os parâmetros de cada tipo de solo são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros das camadas de solo – Caso Prático 1.

Tipo de Solo	Parâmetros		
	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Aterro	34°	0	19
Solo Residual	35°	20	18
Colúvio	29°	20	18
Argila Mole	0	50	15

Esses parâmetros foram determinados a partir de uma retroanálise do talude para a condição antes da execução da berma realizada através do software SLOPE/W. O nível d'água utilizado foi o máximo medido pelos piezômetros. Adotou-se uma superfície de ruptura de acordo com as indicações dos inclinômetros e que passa pelo pé do talude, conforme a Figura 24.

Tendo conhecimento de que a argila mole localizada na região abaixo do colúvio está sob uma espessura média de 10m, se a mesma estivesse normalmente adensada, possuiria uma resistência de $S_u = 40\text{kPa}$, pois:

$$S_u \cong 0.22 \times \gamma_{\text{colúvio}} \times h_{\text{colúvio}} \cong 0.22 \times 18 \times 10 = 40\text{kPa}$$

Para um fator de segurança igual a 1, determinou-se $S_u=50\text{kPa}$ para a camada de argila mole. Foi adotado um valor de 27° para o ângulo de atrito do colúvio em contato com o solo residual, pois devido às movimentações ocorridas é improvável que este seja superior a 27° . Com isso, a resistência não drenada da argila necessariamente deve ser superior a 50kPa .

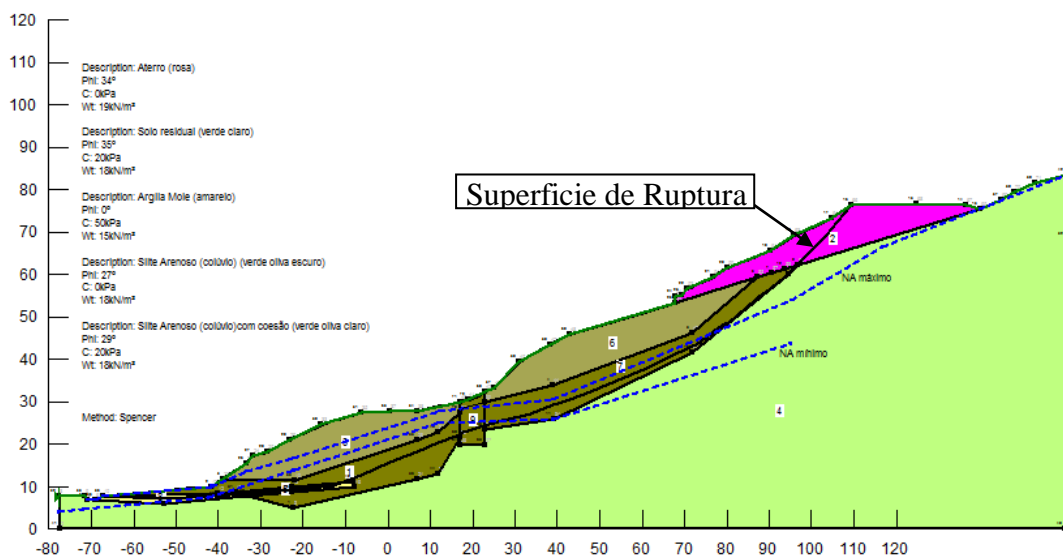


Figura 24 - Perfil do Talude do Caso 1 e Superfície de Ruptura.

Verificou-se que não havia colúvio na região onde foi executada a berma. Após a execução da mesma, a camada de argila mole foi adensada devido à sobrecarga do enrocamento de 10m. Porém, após o adensamento, como a carga desta equivale à carga do colúvio, a resistência deste material deve ser semelhante à resistência da argila mole sob o colúvio.

Em seguida foi feita uma análise de estabilidade pelo método de Spencer para o talude já com a berma. Foram utilizados os parâmetros determinados pela retroanálise. Considerou-se o NA máximo e a superfície de ruptura semelhante a da retroanálise. O Fator de segurança obtido foi igual a 1,105 e pode ser visto na Figura 25.

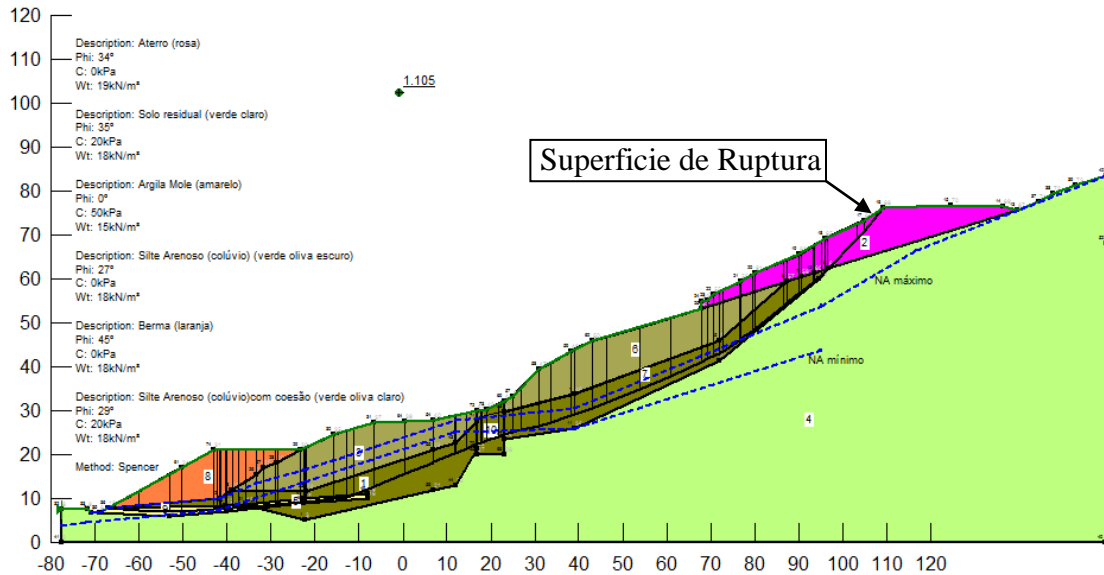


Figura 25 - Análise de Estabilidade pelo método de Spencer com berma e NAmáx medido, FS=1,105.

A solução real adotada para elevar o fator de segurança deste talude foi a execução de oito linhas de placas de concreto ancoradas em profundidade (tirantes), com a seguinte configuração:

- Espaçamento horizontal de 2m
- Inclinação 20% com a horizontal
- Comprimento da ordem de 25m a 30m
- As quatro primeiras linhas imediatamente acima da berma e as quatro restantes acima da cota 30m.

A carga de trabalho para cada tirante é de 600kN, sendo assim em cada grupo de quatro linhas atuará uma carga equivalente de 1200kN/m. Para esta solução de reforço e considerando-se o rebaixamento do NA para o NA mínimo, obteve-se um FS = 1,546 (Figura 26).

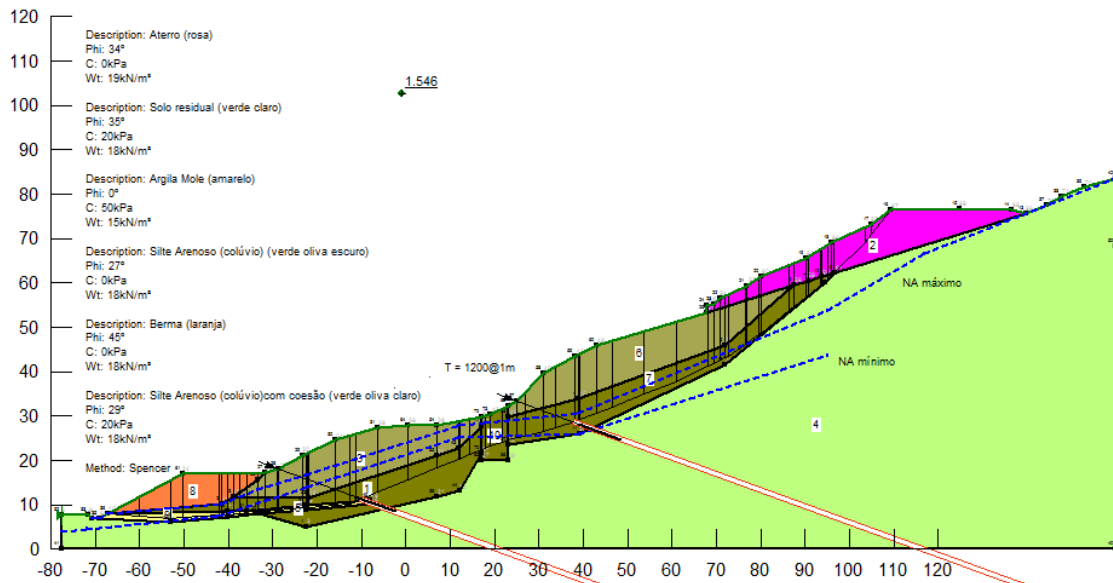


Figura 26 - Análise de estabilidade pelo Método de Spencer com placas ancoradas, FS=1,546.

4.2 Caso 2

Trata-se de um talude às margens de uma Rodovia Federal na serra Fluminense, em local onde há sinais de instabilidade de encosta à jusante da pista de rolamento pela presença de trincas ao longo do pavimento, no qual foi considerada a instalação de uma cortina atirantada.

O perfil do subsolo é homogêneo como pode ser visto na Figura 27. Os parâmetros adotados estão apresentados na Tabela 2.

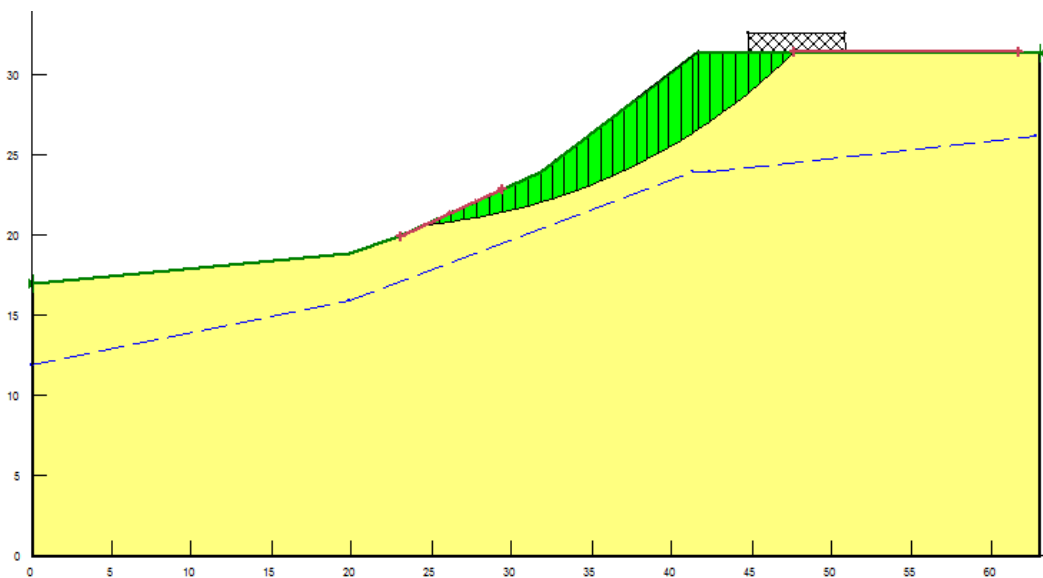


Figura 27- Perfil do Talude as margens de uma Rodovia Federal e Superfície de Ruptura – Caso 2.

Tabela 2 - Parâmetros da camada de solo - Caso Prático 2.

Tipo de Solo	Parâmetros		
	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Homogêneo	25°	5	18

Esses parâmetros foram verificados através de uma retroanálise para a qual foi obtido o fator de segurança de 1,095 pelo método de Spencer (ver Figura 28).

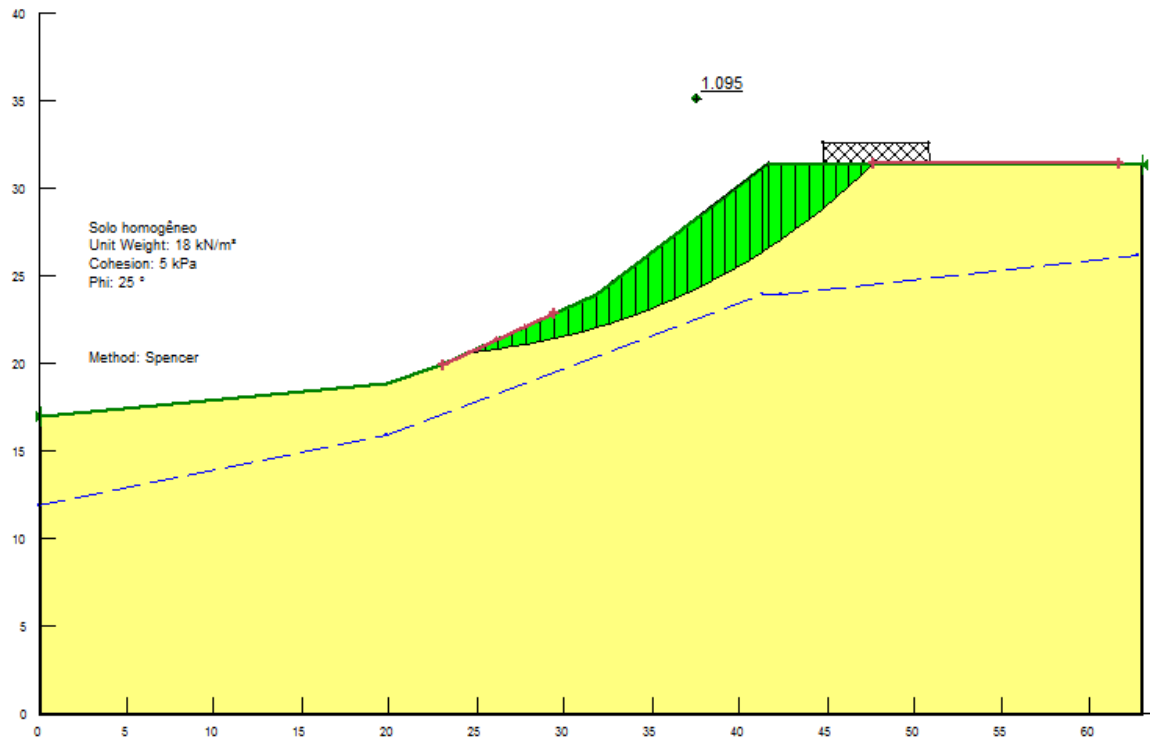


Figura 28 - Retroanálise pelo método de Spencer, com fator de segurança igual a 1,095.

A solução proposta para o problema de instabilidade de talude consiste na implantação de uma cortina de estacas escavadas junto ao acostamento da pista, com diâmetro de 41cm e espaçamento de 80cm entre as estacas.

Após conclusão deste estaqueamento, serão instaladas duas linhas de ancoragens com a seguinte configuração:

- Carga = 200kN em cada tirante.
- Espaçamento horizontal de 3,2m.
- Inclinação com a horizontal: Linha superior: 20°

Linha inferior: 25°

- Ligados à cortina de estacas por meio de vigas metálicas.

Realizou-se uma análise para verificar o efeito das ancoragens no fator de segurança ao deslizamento da encosta, inicialmente sem considerar o efeito cisalhante das estacas. Esta análise forneceu um fator de segurança igual a 1,186 e este resultado é apresentado na Figura 29.

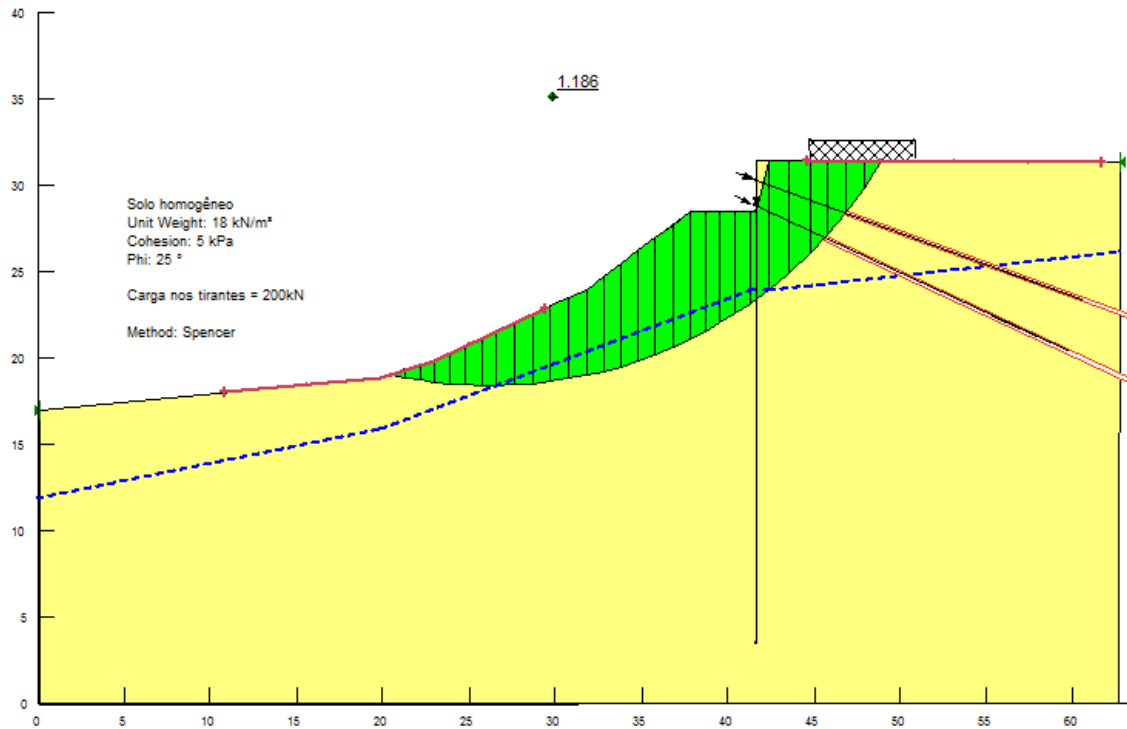


Figura 29 - Análise do problema com duas linhas de ancoragens, desconsiderando o efeito da resistência ao cisalhamento da cortina no fator de segurança, FS=1,186.

4.3 Aplicação da metodologia

4.3.1 Estudo de Caso1

Para elevar o fator de segurança do talude para o estudo de caso 1, considerou-se a introdução de uma linha de estacas escavadas localizadas aproximadamente no centro do talude, variou-se o diâmetro, espaçamento e tamanho, de forma a obter o melhor resultado.

Os dois métodos estudados consideram a superfície potencial de ruptura com formato circular. Como neste caso a superfície de ruptura é conhecida e sabe-se que não apresenta formato circular, esta superfície será adaptada e aproximada para tal com o auxílio do programa AutoCAD. Foram aproximadas três superfícies circulares a partir

da superfície crítica conhecida e estimou-se o raio através da média dos valores de raio correspondentes de cada superfície.

Na metodologia do NAVFAC (1986) o comprimento final de projeto da estaca também é determinado ao longo do seu desenvolvimento. O método de BRINHANSEN & LUNDGREN (1960) permite que os valores de comprimento estejam pré-definidos. Devido a isso, a aplicação da metodologia será iniciada pelo método do NAVFAC (1986). A partir dos comprimentos obtidos neste método para cada diâmetro, será estudada a contribuição desta estaca para a estabilidade do talude pelo método seguinte.

O ponto de instalação da estaca e as superfícies potenciais de ruptura aproximadas podem ser vistos na Figura 30.

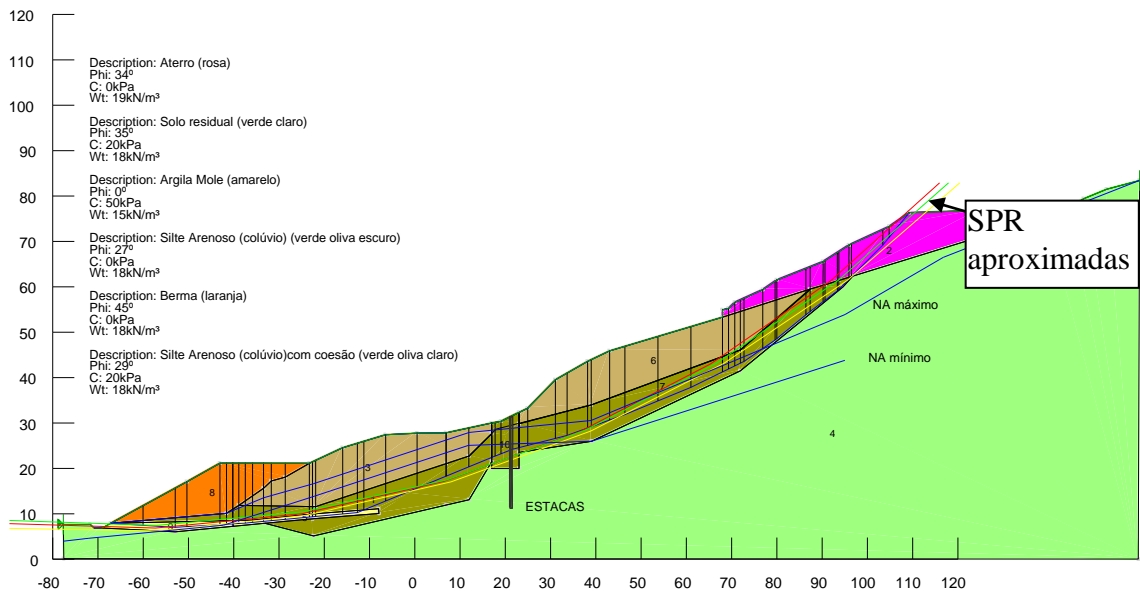


Figura 30 - Posição de Instalação da estaca e Superfícies potenciais de ruptura aproximadas.

- NAVFAC (1986)

Este método considera o momento provocado pelo empuxo total médio por metro somado à parcela do momento estabilizante existente no talude antes da instalação das estacas. Portanto, a partir da análise de estabilidade do talude realizada através do SLOPE/W, sabe-se que para o fator de segurança igual à 1,105, os valores de momento estabilizante (M_{estab}) e instabilizante (M_{inst}) são:

$$M_{estab} = 957770 \text{ kNm/m}$$

$$M_{inst} = 866930 \text{ kNm/m}$$

Inicialmente foi adotada uma estaca com 2 metros de diâmetro e 20 metros de profundidade. Os cálculos para essa condição estão apresentados a seguir. Visto que o espaçamento possui influência apenas no cálculo do fator de segurança, pois não é considerado o efeito arco desenvolvido entre estacas adjacentes, para cada combinação diâmetro x espaçamento, optou-se pelo maior espaçamento que possibilitasse a obtenção do fator de segurança igual a 1.5.

✓ *Parte da Estaca acima da Superfície de Ruptura:*

- 1) Os dados da estaca adotada e os parâmetros do solo, ao seu redor, são apresentados na Tabela 3 e na Tabela 4, respectivamente.

Tabela 3 - Dados da Estaca Adotada.

B (m)	Sh (m)	Dinicial(m)	fck (MPa)	fyk (MPa)
2	3,5	20	18	500

Tabela 4 - Parâmetros do solo ao redor da estaca acima da superfície de ruptura.

Tipo de Solo	Espessura da camada (m)	Parâmetros		
		ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Silte Arenoso c/ Coesão	2	29°	20	18
Silte Arenoso	5,5	27°	0	18

- 2) Com a superfície crítica conhecida, foi medido o comprimento da estaca acima da superfície crítica com o auxílio do AutoCAD, obtendo-se $D_s \approx 7,5\text{m}$. Portanto:

$$d_{inicial} = D_{inicial} - D_s = 12,5 \text{ m}$$

- 3) Como o solo apresenta coesão e ângulo de atrito, o cálculo da tensão lateral ao longo da estaca foi realizado através da expressão (48), esses valores podem ser vistos na Tabela 5. Como o número de intervalos é grande, não será utilizada a tabela sugerida na revisão bibliográfica.

Tabela 5 - Cálculo da tensão lateral.

z (m)	z/B	c (kN/m ²)	Kq	Kc	$\overline{\sigma}_v(z)$ (kN/m ²)	σ_L (kN/m ²)
0	0,00	20	4,5	7,1	0	142,0
0,5	0,25	20	4,89	7,58	9	195,6
1	0,50	20	5	11,2	18	314,0
1,5	0,75	20	5,2	13,8	27	416,4
2	1,00	20	5,2	14	36	467,2
2,5	1,25	0	4,57	- (*)	45	205,7
3	1,50	0	5,05	- (*)	49	247,5
3,5	1,75	0	5,13	- (*)	53	271,9
4	2,00	0	5,24	- (*)	57	298,7
4,5	2,25	0	5,49	- (*)	61	334,9
5	2,50	0	5,6	- (*)	65	364,0
5,5	2,75	0	5,62	- (*)	69	387,8
6	3	0	5,7	- (*)	73	416,1
6,5	3,25	0	5,75	- (*)	77	442,8
7	3,5	0	6,3	- (*)	81	510,3
7,5	3,75	0	6,32	- (*)	85	537,2

(*) Neste caso a camada de solo abaixo de 2 m de profundidade possui $c=0$, logo, o valor de K_c não influenciará na equação podendo ser desprezado.

4) O ponto de aplicação da carga T é:

Intervalo das profundidades		f	$(z_i + z_{i-1})$	$f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)$
Ponto Inicial	Ponto Final			
0	0,5	84,40B	0,25	21,10B
0,5	1	127,40B	0,75	95,55B
1	1,5	182,60B	1,25	228,25B
1,5	2	220,90B	1,75	386,58B
2	2,5	168,21B	2,25	378,48B
2,5	3	113,28B	2,75	311,51B
3	3,5	129,84B	3,25	421,96B
3,5	4	142,64B	3,75	534,91B
4	4,5	158,39B	4,25	673,17B
4,5	5	174,72B	4,75	829,93B
5	5,5	187,95B	5,25	986,71B
5,5	6	200,97B	5,75	1155,58B
6	6,5	214,71B	6,25	1341,95B
6,5	7	238,26B	6,75	1608,27B
7	7,5	261,88B	7,25	1898,59B

$$T = \sum f_i = 2606,2B$$

$$\bar{Z} = \frac{\sum f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)}{\sum f_i} = \frac{10565,90B}{2606,2B} = 4,17m$$

Braço de alavanca do topo da estaca até o centro de curvatura é de 263,53m (obtido pelo AutoCAD).

$$Z = 4,17 + 236,53 = 240,70m$$

5) Esforço lateral por unidade de comprimento:

$$T_1 = \frac{2606,2 \times 2}{3,5} = 1489,23kN/m$$

6) Cálculo do Fator de segurança:

$$FS = \frac{957770 + 1489,23 \times 240,70}{866930} = 1,52$$

✓ *Parte da Estaca abaixo da Superfície de Ruptura:*

1) Parâmetros do solo ao redor da estaca abaixo da superfície de ruptura. (ver Tabela 6)

Tabela 6 - Parâmetros do solo ao redor da estaca abaixo da superfície de ruptura.

Tipo de Solo	Parâmetros		
	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Solo Residual	35°	20	18

2) Para $\frac{z'}{B} = 20 \rightarrow Z' = 40$.

3) Sabe-se do cálculo realizado para a parte da estaca acima da superfície de ruptura que $\sigma_{L1} = 537,20kN/m^2$

O valor de σ_L correspondente à profundidade Z' será:

z (m)	z/B	c (kN/m ³)	Kq	Kc	$\bar{\sigma}_v(z)(kN/m^2)$	σ_L (kN/m ²)
40	20	20	25	95	345	10525,0

$$\sigma_{L2} = 10525kN/m^2$$

4) A variação da tensão lateral com a profundidade é

$$\Delta\sigma_{Lm} = \frac{(10525 - 537,20)}{(40 - 7,5)} = 307,32 \text{ (kN/m}^2\text{)/m}$$

5) Com o $d_{\text{inicial}}=12,5\text{m}$ e $T=2606,2\text{B}$, tem-se:

$$-\Delta\sigma_{Lm}d_1^2 - 2\sigma_{L1}d_1 + \left(\frac{T}{B} + \sigma_{L1}d + \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d^2\right) =$$

$$-307,32d_1^2 - 2 \times 537,20d_1 + \left(\frac{2606,2B}{B} + 537,20d + \frac{1}{2}307,32 \times 12,5^2\right) = 0$$

$$d_1 = 8,81\text{m}$$

6) Verificação:

$$F_1 L_1 = 146412,05$$

$$F_2 L_2 = 197886,45$$

$$F_1 L_1 - F_2 L_2 = -51474,39$$

Logo, o valor de d_{inicial} não atende a expressão (56).

Por tentativas, para $d=7,69\text{m}$ foi obtido um valor de $d_1=5,64\text{m}$, onde:

$$F_1 L_1 = 53183,54$$

$$F_2 L_2 = 53179,91$$

$$F_1 L_1 - F_2 L_2 = 3,64 \rightarrow \text{OK!}$$

7) Comprimento de projeto total da estaca será:

$$D = 7,5 + 1,3 \times 7,69 = 17,50\text{m}$$

8) Profundidade em que $T = 0$:

$$\frac{T}{B} = \sigma_{L1}x + \Delta\sigma_{Lm} \frac{x^2}{2}$$

$$0 = 537,20x + 307,32 \frac{x^2}{2} - 2606,2$$

$$x = 2,73\text{m}$$

9) O momento máximo será:

$$M_{\max} = \left[2606,2(7,5 - 4,17 + 2,73) - \left(\frac{537,2 \times 2,73^2}{2} + \frac{307,32 \times 2,73^3}{6} \right) \right] 2$$

$$M_{\max} = 25488,78 \text{ kNm}$$

Pelo Ábaco de Flexo-Compressão do Montoya *et al.* (em Anexo), tem-se:

$N_d = N \approx 300 \text{ kN/m}$, valor estimado através de análises numéricas preliminares (PACHECO, 2013).

$$M_d = M_{\max} = 25488,78 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{25488,78}{\pi \times 1^2 \times 2 \times \frac{18000}{1,4}} = 0,32$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{300 \times 3,5}{\pi \times 1^2 \times \frac{18000}{1,4}} = 0,03$$

Extrapolando, no ábaco de Flexo-Compressão obtém-se $\omega = 1,25$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1,25 \times \pi \times 100^2 \times \frac{18000}{1,4}}{\frac{50000}{1,15}} = 1161,27 \text{ cm}^2$$

Para $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow \approx 580$ barras.

Para $\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow \approx 540$ barras

$$A_c = \pi \times (100)^2 = 31400 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 4\% A_c = 1256,64 \cong 1200 \text{ cm}^2$$

Também foram realizados cálculos para os diâmetros 0,5m, 1,0m e 1,5m. Entretanto, os valores de μ excederam largamente os limites do ábaco, impossibilitando o cálculo de A_s . Cabe ressaltar que, para $B=2\text{m}$, $A_s \approx A_{s\max}$. Para estacas mais esbeltas, portanto, seria excedida a armadura máxima prevista em norma brasileira NBR6118.

Os valores de espaçamentos adotados e os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Estacas, espaçamentos e resultados apresentados pelo método do NAVFAC (1986).

B (m)	Sh (m)	FS	Dproj (m)	Mmax (kNm)	As (cm ²)	Asmax (cm ²)
0,5	1,4	1,50	14,5	9087,83	-	78,54
1,0	2,3	1,50	17,0	15877,18	-	314,16
1,5	3,2	1,48	17,4	20705,87	-	706,86
2	3,5	1,52	17,5	25488,78	1161,27	1256,64

- Brinch Hansen & Lundgren (1960)

O método de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960) considera a contribuição da estaca para a estabilidade do talude através de uma força axial (T) e uma força transversal (Q). Adicionando os momentos provocados por essas componentes à parcela do Momento Estabilizante.

Os valores de momento estabilizante (M_{estab}) e instabilizante (M_{inst}) determinados pelo SLOPE/W a partir da análise de estabilidade do talude realizada são:

$$M_{estab} = 957770 \text{ kNm/m}$$

$$M_{inst} = 866930 \text{ kNm/m}$$

As combinações de diâmetros e espaçamento serão as mesmas respeitando-se os comprimentos obtidos pelo NAVFAC (1986).

Assim, como no método anterior, adotou-se inicialmente uma linha de estacas com 2 metros de diâmetro, 17,5 metros de profundidade e espaçadas de 3,5m. O procedimento de cálculo para esta estaca será apresentado a seguir.

- 1) A superfície potencial de ruptura cisalha a estaca na profundidade igual a 7,5m, medida obtida com o auxílio do AutoCad.

O raio da superfície potencial de ruptura, obtido a partir da média das 3 superfícies arbitradas é igual a:

$$R = \frac{270,66 + 258,19 + 254,74}{3} = 262,20 \text{ m}$$

2) O valor de T, para a estaca com B = 2m, foi determinado a partir do menor valor entre os seguintes:

a) Resistência estrutural da estaca = 12500kN.

b) Resistência à penetração da parte da estaca localizada abaixo na superfície potencial de ruptura = 12252,21kN.

Resistência ao arrancamento da parte da estaca localizada abaixo na superfície potencial de ruptura = 2827,43kN.

c) Resistência ao atrito da parte da estaca localizada acima da superfície potencial de ruptura = 962,79kN.

Logo,

$$T = 962,79\text{kN}.$$

Os valores dos itens b e c foram obtidos a partir do método de Aoki & Velloso, considerando-se o Nspt médio para a primeira e segunda camada de solo acima da superfície crítica igual a 13 e 8, respectivamente e para a camada de solo abaixo da superfície crítica igual a 15. As equações utilizadas foram as seguintes:

Atrito lateral unitário:

$$Al = \frac{\alpha \times K \times Nspt}{F2}$$

Resistência de ponta unitária:

$$Ap = \frac{K \times Nspt}{F1}$$

Os valores de K e α adotados de acordo com o solo, estão apresentados na Tabela 8. Por se tratar de estaca escavada tem-se que F1=3 e F2=6.

Tabela 8 - Valores de α e K, empregados no método de Aoki e Velloso.

Camada de Solo	K (kN/m ²)	α
Silte Arenoso c/ Coesão	550	0,028
Silte Arenoso	450	0,022
Solo Residual	600	0,030

3) O valor de Q foi determinado a partir da seguinte equação:

$$Q = \sqrt{2pM}$$

Para $B = 2\text{m}$, tem-se $M=25488,78\text{kNm}$. Por se tratar de um solo sem coesão, p será calculado pela expressão (42) para areias. Os parâmetros necessários para essa equação estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Dados da estaca adotada e do solo na profundidade de cisalhamento.

Estaca		Solo					
B (m)	Sh(m)	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)	Nq	Ko	σ' (kN/m ²)
2	3,5	27°	0	18	13,2	0,546	85,4

$$p = 2,5 \times 13,2 \times 0,546 \times 85,4 \times 2 = 3077,53\text{kN/m}$$

$$Q = \sqrt{2pM} = \sqrt{2 \times 3077,53 \times 25488,78} = 12525,27\text{kN}$$

4) Os momentos provocados por T e Q serão:

O valor de D_h foi obtido pela média dos valores da distancia de T até o centro de curvatura, medidos pelo auxilio do programa AutoCad.

$$D_h = \frac{89,62 + 85,57 + 86,68}{3} = 87,29\text{m}$$

$$M_T = T \times D_h = 962,79 \times 87,29 = 84042,78\text{kNm}$$

$$M_Q = Q \times R = 12525,27 \times 262,20 = 3284110\text{kNm}$$

5) Parcela do momento estabilizante devido a T e Q:

$$M_e = M_T + M_Q = 84042,78 + 3284110 = 3368152\text{kNm}$$

6) M_e por unidade de comprimento de talude:

$$\frac{M_e}{Sh} = \frac{3368152}{3,5} = 962329,2\text{kNm/m}$$

7) Fator de segurança:

$$FS = \frac{957770 + 962329,2}{866930} = 2,21$$

Em seguida foram realizados cálculos para os diâmetros 0,5m, 1,0m e 1,5m. Como os valores de μ para estas estacas excederam largamente os limites do ábaco resultando em armaduras superiores a armadura máxima, foi adotado o valor de

armadura máxima para o cálculo do momento estrutural destas estacas. Os valores de espaçamentos adotados e os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 10.

Tabela 10 – Estacas, espaçamentos e resultados obtidos pelo método de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960).

B (m)	Sh (m)	FS	Dproj (m)
0,5	1,4	1,30	14,5
1,0	2,3	1,56	17,0
1,5	3,2	1,83	17,4
2,0	3,5	2,21	17,5

4.3.2 Estudo de Caso 2

Para a solução proposta para o estudo de caso 2, será avaliado o efeito ao cisalhamento que a cortina de estacas justapostas possui no fator de segurança do talude.

Neste caso, a superfície potencial de ruptura do talude apresenta formato circular e o valor do raio foi obtido através do programa SLOPE/W.

Assim como no caso anterior, a aplicação da metodologia será iniciada pelo método do NAVFAC (1986). A partir dos comprimentos obtidos neste método para cada diâmetro, será estudada a contribuição desta estaca para a estabilidade do talude pelo método seguinte.

O ponto de instalação da cortina de estacas e a superfície potencial de ruptura podem ser vistos na Figura 29.

- NAVFAC (1986)

Os valores do momento estabilizante (M_{estab}) e instabilizante (M_{inst}), obtidos através da análise de estabilidade no SLOPE/W considerando-se a instalação dos tirantes para o fator de segurança igual a 1,186 são:

$$M_{\text{estab}} = 32073 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{inst}} = 27040 \text{ kNm/m}$$

A partir desses valores, o procedimento de cálculo para obtenção do fator de segurança para a estaca adotada é apresentado a seguir.

✓ *Parte da Estaca acima da Superfície de Ruptura:*

- 1) Os dados da estaca adotada e os parâmetros do solo, ao seu redor, são apresentados na Tabela 11 e na Tabela 12, respectivamente.

Tabela 11 - Dados da Estaca Adotada – Caso Prático 2.

B (m)	Sh (m)	Dinicial(m)	fck (MPa)	fyk (MPa)
0,41	0,80	25	18	500

Tabela 12 - Parâmetros do solo ao redor da estaca acima da superfície de ruptura.

Tipo de Solo	Parâmetros		
	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Silte Arenoso	25°	5	18

- 2) Com a superfície crítica conhecida, foi medido o comprimento da estaca acima da superfície crítica com o auxílio do AutoCAD, obtendo-se $D_s \approx 5$ m. Portanto:

$$d_{\text{inicial}} = D_{\text{inicial}} - D_s = 20 \text{ m}$$

- 3) Como o solo apresenta coesão e ângulo de atrito, o cálculo da tensão lateral ao longo da estaca foi realizado através da expressão (48). Esses valores podem ser vistos na Tabela 13 abaixo.

Tabela 13 - Cálculo da Tensão Lateral - Caso Prático 2

z (m)	z/B	c (kN/m ²)	Kq	Kc	$\bar{\sigma}_v(z)$ (kN/m ²)	σ_L (kN/m ²)
0	0,00	5	3,2	5	0	25
0,5	0,16	5	4,1	14,1	9	107,4
1	0,31	5	5	20	18	190
1,5	0,47	5	5,2	22,4	27	252,4
2	0,63	5	6,3	22,9	36	341,3
2,5	0,78	5	6,7	23,4	45	418,5
3	0,94	5	7,1	25	54	508,4
3,5	1,09	5	7,2	26,3	63	585,1
4	1,25	5	7,3	28,1	72	666,1
4,5	1,41	5	7,4	28,8	81	743,4
5	1,56	5	7,9	29,5	85	819

4) O ponto de aplicação da carga T é:

Intervalo das profundidades.		f	$(z_i + z_{i-1})$	$f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)$
Ponto Inicial	Ponto Final			
0	0,5	33,10B	0,25	8,28B
0,5	1	74,35B	0,75	55,76B
1	1,5	110,60B	1,25	138,25B
1,5	2	148,43B	1,75	259,74B
2	2,5	189,95B	2,25	427,39B
2,5	3	231,73B	2,75	637,24B
3	3,5	273,38B	3,25	888,47B
3,5	4	312,80B	3,75	1173B
4	4,5	352,38B	4,25	1497,59B
4,5	5	390,60B	4,75	1855,35B

$$T = \sum f_i = 2117,3B$$

$$\bar{Z} = \frac{\sum f_i \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right)}{\sum f_i} = \frac{6941,08B}{2117,3B} = 3,28 \text{ m}$$

Braço de alavanca do topo da estaca até o centro de curvatura é de 6,625m (obtido pelo AutoCAD).

$$Z = 3,28 + 6,625 = 9,905\text{m}$$

5) Esforço lateral por unidade de comprimento:

$$T_1 = \frac{2117,3 \times 0,41}{0,80} = 1085,12\text{kN/m}$$

6) Cálculo do Fator de segurança:

$$FS = \frac{32073 + 1085,12 \times 9,905}{27040} = 1,58 \approx 1,6$$

✓ *Parte da Estaca abaixo da Superfície de Ruptura:*

1) Como o solo é homogêneo, os parâmetros do solo ao redor da estaca abaixo da superfície de ruptura serão os apresentados na Tabela 12.

2) Para $\frac{Z'}{B} = 20 \rightarrow Z' = 8,2$.

- 3) Sabe-se do cálculo realizada para a parte da estaca acima da superfície de ruptura que $\sigma_{L1} = 819\text{kN/m}^2$

O valor de σ_L correspondente à profundidade Z será:

z (m)	z/B	c (kN/m ³)	Kq	Kc	$\overline{\sigma}_v(z)$ (kN/m ²)	σ_L (kN/m ²)
8,2	20	5	8,3	32,3	111	1079,5

$$\sigma_{L2} = 1079,5\text{kN/m}^2$$

- 4) A variação da tensão lateral com a profundidade é

$$\Delta\sigma_{Lm} = \frac{(1079,5 - 819)}{(8,2 - 5)} = 81,4(\text{kN/m}^2)/\text{m}$$

- 5) Com o $d_{\text{inicial}}=20\text{m}$ e $T=2117,3B$, tem-se:

$$-\Delta\sigma_{Lm}d_1^2 - 2\sigma_{L1}d_1 + \left(\frac{T}{B} + \sigma_{L1}d + \frac{1}{2}\Delta\sigma_{Lm}d^2\right) =$$

$$-81,4d_1^2 - 2 \times 819d_1 + \left(\frac{2117,3B}{B} + 819d + \frac{1}{2}81,4 \times 20^2\right) = 0$$

$$d_1 = 13,94 \text{ m}$$

- 6) Verificação:

$$F_1 L_1 = 156984,57$$

$$F_2 L_2 = 280113,89$$

$$F_1 L_1 - F_2 L_2 = -123129,32$$

Logo, o valor de d_{inicial} não atende a expressão (56).

Por tentativas, para $d= 6,88\text{m}$ foi obtido um valor de $d_1= 4,78\text{m}$, onde:

$$F_1 L_1 = 20625,51$$

$$F_2 L_2 = 20612,60$$

$$F_1 L_1 - F_2 L_2 = 12,91 \rightarrow \text{OK!}$$

7) Comprimento de projeto total da estaca será:

$$D = 5 + 1,3 \times 6,88 = 13,9 \approx 14\text{m}$$

8) Profundidade em que $T = 0$:

$$\frac{T}{B} = \sigma_{L1}x + \Delta\sigma_{Lm} \frac{x^2}{2}$$

$$0 = 819x + 81,4 \frac{x^2}{2} - 2117,3$$

$$x = 2,32\text{m}$$

9) O momento máximo será:

$$M_{\max} = \left[2117,3(5 - 3,28 + 2,32) - \left(\frac{819 \times 2,32^2}{2} + \frac{81,4 \times 2,32^3}{6} \right) \right] 0,41$$

$$M_{\max} = 2535,46\text{kNm}$$

Pelo Ábaco de Flexo-Compressão do Montoya *et. al* (em Anexo), tem-se:

$N_d = N = 250\text{kN/m}$, valor obtido de análises numéricas preliminares, com solo de rigidez igual a 10MPa (BECKER, 2013).

$$M_d = M_{\max} = 2535,46\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{2535,46}{\pi \times \left(\frac{0,41}{2}\right)^2 \times 0,41 \times \frac{18000}{1,4}} = 3,64$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{250 \times 0,80}{\pi \times \left(\frac{0,41}{2}\right)^2 \times \frac{18000}{1,4}} = 0,12$$

Não foi possível calcular o valor de A_s para esta estaca, pois o valor de μ ultrapassa os limites do ábaco, não sendo possível encontrar ω . Por este método conclui-se que a estaca proposta não teria capacidade estrutural para suportar o esforço de flexo-compressão. Entretanto, isto não significa que o talude seria instável, mas que a estaca sofreria danos estruturais após instalada.

- Brinch Hansen & Lundgren (1960)

Os valores de momento estabilizante (M_{estab}) e instabilizante (M_{inst}) determinados pelo SLOPE/W já apresentados no item anterior são:

$$M_{estab} = 32073 \text{ kNm/m}$$

$$M_{inst} = 27040 \text{ kNm/m}$$

Assim, como no método anterior, adotou-se inicialmente uma linha de estacas com 0,41 metros de diâmetro e 14 metros de profundidade, espaçadas de 0,80m (ver Tabela 14).

Tabela 14 - Estaca estudada pelo método de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960) – Caso Prático 2.

B (m)	Sh (m)	Dproj (m)
0,41	0,80	14

- 1) A superfície potencial de ruptura cisalha a estaca na profundidade igual a 5m, medida obtida com o auxílio do AutoCad.

O raio da superfície potencial de ruptura obtido pelo SLOPE/W é $R=26,2\text{m}$.

- 2) O valor de T foi determinado a partir do menor valor entre os seguintes:
 - a) Resistência estrutural da estaca = 500kN.
 - b) Resistência à penetração da parte da estaca localizada abaixo na superfície potencial de ruptura = 611,83kN.
Resistência ao arrancamento da parte da estaca localizada abaixo na superfície potencial de ruptura = 347,77kN.
 - c) Resistência ao atrito da parte da estaca localizada acima da superfície potencial de ruptura = 193,21kN.

Logo,

$$T = 193,21 \text{ kN.}$$

Onde os valores dos itens b e c foram obtidos a partir do método de Aoki & Velloso, considerando-se o N_{spt} igual a 10. As equações utilizadas foram as seguintes:

Atrito lateral unitário:

$$A_l = \frac{\alpha \times K \times N_{spt}}{F_2}$$

Resistência de ponta unitária:

$$A_p = \frac{K \times N_{spt}}{F_1}$$

Os valores de K e α adotados, estão apresentados na Tabela 15. Por se tratar de estaca escavada novamente, $F_1=3$ e $F_2=6$.

Tabela 15 - Valores de α e K, empregados no método de Aoki e Velloso – Caso Prático 2.

Camada de Solo	K (kN/m ²)	α
Solo Homogêneo	600	0,030

3) O valor de Q foi determinado a partir da seguinte equação:

$$Q = \sqrt{2pM}$$

Como não foi possível calcular o valor de A_s para esta estaca, pois o valor de μ ultrapassa os limites do ábaco, foi adotada a armadura máxima sugerida pela norma obtendo-se $M=243,59\text{kNm}$. Por se tratar de um solo com coesão, p será calculado pela expressão (41) para argilas. Os parâmetros necessários para essa equação estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Dados da estaca adotada e do solo na profundidade de cisalhamento – Caso Prático 2.

Estaca		Solo		
B (m)	Sh(m)	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)
0,41	0,80	25°	5	18

$$p = 7,5 \times 5 \times 0,41 = 15,375 \text{ kN/m}$$

$$Q = \sqrt{2pM} = \sqrt{2 \times 15,375 \times 243,59} = 86,55\text{kN}$$

4) Os momentos provocados por T e Q serão:

$$M_T = T \times D_h = 193,21 \times 11,78 = 2275,99\text{kNm}$$

O valor de D_h foi obtido com auxílio do programa AutoCad.

$$M_Q = Q \times R = 86,55 \times 26,2 = 2267,53 \text{ kNm}$$

5) Parcela do momento estabilizante devido a T e Q:

$$M_e = M_T + M_Q = 2275,99 + 2267,53 = 4543,52 \text{ kNm}$$

6) M_e por unidade de comprimento de talude:

$$\frac{M_e}{Sh} = \frac{4543,52}{0,80} = 5679,40 \text{ kNm/m}$$

7) Fator de segurança:

$$FS = \frac{32073 + 5679,40}{27040} = 1,40$$

5. Análise dos Resultados

Neste capítulo serão discutidos os resultados das metodologias empregadas no Capítulo 4 para cada caso estudado e comparando-as entre si.

5.1 Estudo de Caso 1

- NAVFAC (1986)

A análise de estabilidade para o talude existente admitindo-se o uso de uma linha de estaca escavada com 2m de diâmetro, comprimento igual a 17,5m e espaçamento horizontal de 3,5m pela metodologia apresentada pelo NAVFAC (1986) atendeu a condição de segurança desejada. Com um fator de segurança igual a 1,52, semelhante à solução real com o uso de ancoragens. O talude também pode apresentar um fator de segurança inferior para outras superfícies potenciais de ruptura.

Porém, esta solução resultou num momento solicitante elevado igual a 25488kNm. Para resistir a essa condição, a estaca deverá ser rígida com uma área de armadura igual a 1161cm². Avaliou-se essa armadura segundo a Norma NBR6118, que sugere que a taxa de armadura máxima seja igual a 4% da área de concreto. Então para B = 2m, a taxa de armadura máxima corresponde a 1256cm².

Portanto, a estaca adotada inicialmente e calculada por este método atende a condição exigida pela norma, apesar de possuir uma armadura próxima à máxima.

Já para os demais diâmetros estudados, todos atenderam a condição para o fator de segurança, porém os valores do momento máximo resultante excedem aos limites do ábaco de dimensionamento à flexo-compressão, exigindo assim que a estaca seja muito rígida necessitando de uma armadura elevada, cujo valor excederia a taxa máxima sugerida pela norma.

No método do NAVFAC (1986) há dois fatores que ocasionam crescimento rápido do momento nas estacas:

- 1) Solos com resistência elevada (c e ϕ), que acarreta aumento em σ_L .
- 2) Comprimento da estaca acima da superfície potencial de ruptura, que acarreta o crescimento na resultante de empuxo em cada estaca ($T = \sum fZ$).

Se comparada com a solução real adotada, conclui-se que esta somente poderia ser substituída pelo uso de estacas escavadas de diâmetros elevados, mas o custo e as dificuldades de execução provavelmente inviabilizariam a escolha desta solução.

- Brinch Hansen & Lundgren (1960)

A análise de estabilidade para o talude existente admitindo-se o uso de uma linha de estaca escavada com 2 metros de diâmetro, comprimento igual a 17,5 metros e espaçamento horizontal de 3,5 metros pela metodologia apresentada pelo BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960) apresentou um fator de segurança igual a 2,21 superando a condição de segurança desejada.

Para as estacas com 1,0m e 1,5m, os valores para o fator de segurança do talude também superaram o valor desejado.

Já para a estaca com 0,5m de diâmetro, o valor para o fator de segurança do talude aumentou, porém não alcançou o valor desejado.

- Correlação entre os Métodos

A Tabela 17 e a Figura 31 apresentam a correlação entre os fatores de segurança obtidos para cada método.

Tabela 17 - Correlação entre os resultados obtidos pelos métodos estudados – Caso Prático 1.

Estaca			Fator de Segurança	
B (m)	L (m)	Sh (m)	NAVFAC	B.H e Lundgren
0,5	14,5	1,4	1,50	1,30
1,0	17,0	2,3	1,50	1,56
1,5	17,4	3,2	1,48	1,83
2,0	17,5	3,5	1,52	2,21

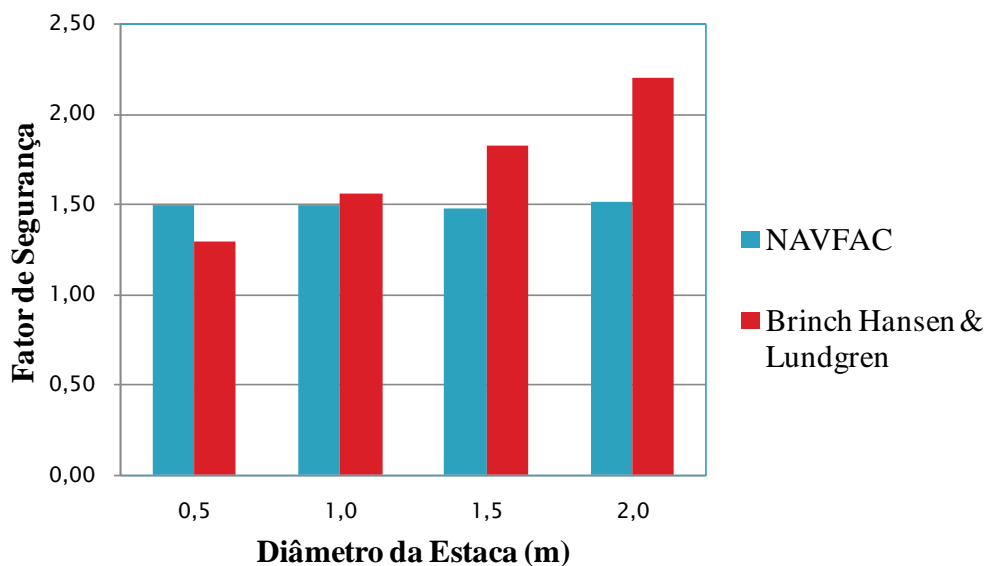


Figura 31 – Correlação entre os métodos – Caso Prático 1.

5.2 Estudo de Caso 2

- NAVFAC (1986)

A análise de estabilidade para o talude existente admitindo-se o uso de estacas justapostas com 0,41m de diâmetro, comprimento igual a 14m e espaçamento horizontal de 0,80m pela metodologia apresentada pelo NAVFAC (1986) forneceu um fator de segurança igual a 1,58.

Porém, resultou num momento solicitante elevado igual a 2535,46kNm. Esse valor de momento máximo resultante excede os limites do ábaco de dimensionamento a flexo-compressão, indicando que a armadura excederia a taxa máxima sugerida pela norma brasileira.

- Brinch Hansen & Lundgren (1960)

Considerando-se a mesma estaca pelo método de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), também foi possível elevar o fator de segurança do talude de 1,186 obtido da análise com os tirantes para 1,40 considerando-se o esforço cisalhante da estaca.

- Correlação entre os métodos

A Tabela 18 e a Figura 32 apresentam a correlação entre os fatores de segurança obtidos para cada método.

Tabela 18 - Correlação entre os resultados obtidos pelos métodos estudados – Caso Prático 2.

Estaca			Fator de Segurança	
B (m)	L (m)	Sh (m)	NAVFAC	B.H & Lundgren
0,41	14	0,80	1,58	1,40

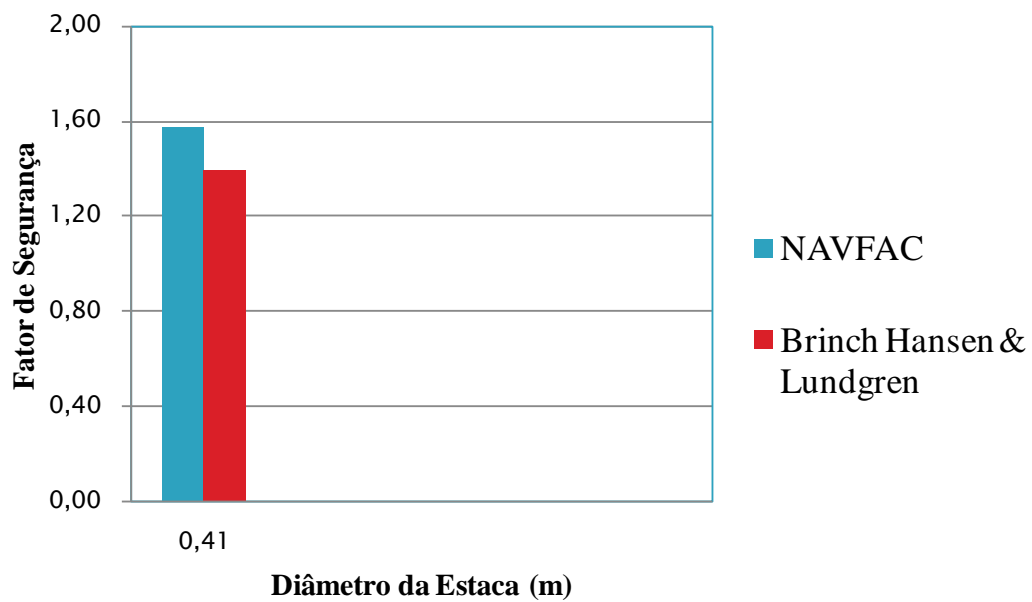


Figura 32 - Correlação entre os métodos – Caso Prático 2.

6. Conclusões

Neste trabalho foi realizado um levantamento dos métodos de cálculo disponíveis para analisar a estabilidade de um talude avaliando o efeito que a resistência ao cisalhamento da estaca possui sobre o seu fator de segurança através de revisão bibliográfica.

O uso de estaca escavada foi considerado em relação a sua influência no fator de segurança do talude, não sendo discutida a dificuldade de sua execução em solos onde há presença de matacões e nível d'água elevado.

Viu-se que todos os métodos estudados consideram uma superfície potencial de ruptura com formato circular.

Os métodos de BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960) e NAVFAC (1986) consideram as contribuições (solo e estaca) reduzidas do mesmo fator de segurança admitindo-se o mesmo fator de mobilização das resistências do solo e da estaca, apesar da grande diferença de rigidez entre ambas.

Quanto ao acréscimo de fator de segurança na aplicação da metodologia ao Estudo de Caso 1, pelo método do NAVFAC (1986) obteve-se um aumento de 1,11 para o valor de 1,50, para todas as estacas estudadas. Por BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), este valor foi superado apenas para as estacas de diâmetros iguais a 1,0m, 1,5m e 2m.

Na aplicação da metodologia ao Estudo de Caso 2, pelo método do NAVFAC (1986), obteve-se um acréscimo do fator de segurança de 1,19 para 1,58. Por BRINCH HANSEN & LUNDGREN (1960), para a mesma estaca, foi obtido um fator de segurança igual a 1,40.

No método do NAVFAC (1986) há dois fatores que ocasionam crescimento rápido do momento nas estacas:

- 1) Solos com resistência elevada (c e ϕ), que acarreta aumento em σ_L .
- 2) Comprimento da estaca acima da superfície potencial de ruptura, que acarreta o crescimento na resultante de empuxo em cada estaca ($T = \sum fZ$).

Desta forma, pode-se afirmar que, segundo este método, as soluções de estabilização de taludes por estacas tendem a ser onerosas ou impraticáveis em casos com solos resistentes e superfícies potenciais de ruptura profundas. Isto se deve ao fato da elevada taxa de aço necessária para que a estaca resista ao valor de momento máximo encontrado.

Após aplicação destes dois métodos aos taludes dos Estudos de Caso 1 e 2 pode-se observar que, apesar de a solução de estabilização por instalação de estacas alcançar o objetivo inicial de elevar o fator de segurança para a superfície potencial de ruptura escolhida, cada método apresentou um valor de fator de segurança diferente, para a mesma estaca estudada, não havendo convergência entre eles, em função das diferentes hipóteses adotadas. Apenas a estaca de 1,0m de diâmetro cujo fator de segurança obtido pelos dois métodos resultou em valores bem próximos.

O método de Reese *et al.*(1992), o terceiro método estudado, não foi aplicado e comparado aos demais métodos devido as incertezas acerca dos deslocamentos e das características das curvas p-y dos solos envolvidos. Verificou-se que este método calcula a reação da estaca a partir de uma estimativa de deslocamentos admissíveis e em seguida sugere o uso desta reação em formulações de equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança. Este procedimento guarda uma incoerência ocasionada pelo uso simultâneo de deformações de trabalho (admissíveis) e análise por equilíbrio limite.

7. Bibliografia

ALVES, A.. Disponível em:

<http://www.fag.edu.br/professores/deboraf/Funda%E7%F5es/2%20Bimestre/TALUDE S.pdf>. Acesso em 18 Fevereiro 2013,19:08.

BECKER, L.D.B., 2012, “Estabilidade de Taludes”, Notas de Aula.

BECKER, L.D.B., 2013, “Análises de Estabilidade de um Aterro Rodoviário”, Comunicação Pessoal.

BISHOP, A. W., 1955, **The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes**, Geotéchnique, vol. 5, n.1, pp. 7-17.

BRINCH HANSEN, J. & LUNDGREN, H., 1960, “Hauptprobleme der Bodenmechanik”, Spring Verlag. APUD: MASON, J., 1981, **Obras Portuárias**, Rio de Janeiro, Brasil, Editora Campus Ltda.

BRINCH HANSEN, J. 1961, “The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces”, The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin N°12. APUD: VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2002, **Fundações – Volume 2 - Fundações Profundas**, 1ª ed., Rio de Janeiro,RJ, Brasil, COPPE - UFRJ.

DEBEER, E. E. & WALLAYS, M., 1972, “Forces Induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil Around the Pile”, Fifth European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Volume 1, pp. 325-332.

DUNCAN, J. M. & WRIGHT, G.S., 2005, **Soil Strength and Slope Stability**, Hoboken, New Jersey, USA, John Wiley & Sons, Inc.

FELLENIUS, W., 1936, **Calculation of the Stability of Earth Dams**, Trans. 2nd Congress on Large Dams (Washington), 4, pp.445.

HASSIOTS, S., CHAMEU J. L. & GUNARATNE, M., 1997, "Design method for stabilization of slopes with piles", J. Geotech. and Geoenviron Engrg., ASCE, Vo1.123, No.4, pp.314-323.

JANBU, N., 1954. **Stability Analysis of Slopes with dimensionless parameters**. Ph. D.Thesis in Civil Engineering, Faculty of Arts and Sciences of Harvard University.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V., 1969. **Soil Mechanics** (SI Version ed.). New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.

MASSAD, F., 2003. **Obras de Terra**. São Paulo, Brasil: Editora Oficina de Textos. APUD: TONUS, B. P. de A., **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite Aplicados a uma Encosta Coluvionar e Residual da Serra do Mar Paranaense**, Tese de M. Sc., UFP, Curitiba, Brasil, 2009.

MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. 1965. **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. *Géotechnique*, 15, pp.79–93.

NAVFAC, 1986, **NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND, Soil Mechanics Design Manual 7.01 United States Navy**. Alexandria, Virginia, USA.

PACHECO, C. S., 2013, **Estudo Numérico do Efeito de Estacas Justapostas na Estabilização de um Talude**, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

PRANDTL, L., 1921, "Uber die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden, *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1, No 1, pp. 15-20.

REESE, L. C. & VAN IMPE, W. F., 2001, **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**, Leiden, The Netherlands, Taylor & Francis Group plc.

REESE, L. C., WANG, S., FOUSE, J. F., 1992, "Use of Drilled Shafts in Stabilizing a Slope", *Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments*, ASCE 2, pp. 1318-1332.

ROWE, R. K. & POULOS, H. G., 1979, "A Method for predicting the effect of piles on slope behavior", *Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen, pp. 1073-1085.

REISSNER, H., 1924, "Zum Erddruckproblem, *First International Conference on Applied Mechanics*, Delft, pp. 295-311. APUD: FANG, H., WINTERKORN, H. F., 1975, **Foundation Engineering Handbook**.

SPENCER, E., 1967. **A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces.** Géotechnique, 17, pp. 11-26. APUD: FREITAS, M. A. C., **Análise de Estabilidade de Taludes Pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia**, Tese de M.Sc., FEUP, Porto, Portugal, 2011.

USACE, 2003. **Slope Stability - Engineer Manual.** Washington, USA.

YAMAGAMI, T., JIANG, J., UENO, K., 2000, ASCE.

8. Anexo

