



CONTRIBUIÇÃO AO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS
ATIRANTADAS

Juliana Gonzalez Figueiredo

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro
Março de 2018


CONTRIBUIÇÃO AO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS
ATIRANTADAS

Juliana Gonzalez Figueiredo


DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:


Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.


Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.


Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.


Prof. Robson Palhas Saramago, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2018

Figueiredo, Juliana Gonzalez

Contribuição ao processo de dimensionamento de cortinas atirantadas / Juliana Gonzalez Figueiredo. – Rio de Janeiro: UFRJ/ COPPE, 2018

IX, 131 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 128-131.

1. Cortinas atirantadas 2. Método equilíbrio limite 3. Método dos elementos finitos 4. Programas computacionais I. Danziger, Fernando Artur Brasil. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

À minha família.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por sempre estar ao meu lado, me ajudando a superar todos os momentos difíceis e permitindo que eu chegasse ao final desta longa caminhada de aprendizagem.

À minha família, por todo apoio e compreensão. Me foram fornecidas todas as oportunidades e ferramentas possíveis para que eu tivesse sucesso e sem ela ao meu lado com certeza eu não chegaria aonde cheguei.

Ao meu orientador, Fernando A. B. Danziger, por propor um tema tão interessante e, principalmente, por todo o estímulo e paciência. Nunca terei palavras suficientes para agradecer toda a confiança depositada em mim e na minha capacidade de desenvolver esta dissertação.

Ao professor Marcus P. Pacheco, pelo enorme auxílio com o software de Elementos Finitos utilizado nas análises e por toda a paciência durante o processo de elaboração desta dissertação.

Aos membros da banca, por terem aceito o convite para avaliação do trabalho.

À COPPE, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia, pela oportunidade de realizar este trabalho.

À todas as pessoas que tenho muito carinho que contribuíram de alguma forma nesta etapa da minha vida.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc).

CONTRIBUIÇÃO AO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS

Juliana Gonzalez Figueiredo

Março/2018

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Programa: Engenharia Civil

A análise de cortinas atirantadas apresenta, como uma das questões fundamentais, a maneira pela qual as ancoragens participam da estabilidade. Nas primeiras edições da norma brasileira, a NB-565, duas situações necessitavam ser verificadas: as denominadas ruptura externa e a ruptura interna. No primeiro caso, a ruptura externa, a ancoragem não participava do mecanismo de ruptura. O método usualmente empregado era o Método Brasileiro (desenvolvido por Nunes e Velloso), uma adaptação do método de Culmann. A força de ancoragem era calculada a partir da superfície crítica e as ancoragens eram posicionadas além da superfície de fator de segurança mínimo, por exemplo 1,5. Esse mesmo conceito é sugerido pela NBR-5629. Por outro lado, a ruptura interna, cujo método correspondente era o de Ranke e Ostermeyer, considerava as ancoragens fazendo parte do mecanismo de ruptura, e assim se podia calcular o comprimento livre dos tirantes. As forças nas ancoragens advinham do empuxo de terras correspondente. Hoje predominam os programas de computador com o emprego de Métodos de Fatias, em que, na maioria dos casos, a força das ancoragens atua de duas maneiras: ajudando no equilíbrio de momentos e aumentando as tensões na base das fatias. Essa última é uma questão que demanda ainda muito estudo. No presente trabalho são feitas análises de situações de projeto de cortinas, com dimensões usuais e características de solos residuais de gnaiss, comparando-se os métodos Brasileiro, de Ranke-Ostermeyer e de Fatias (Bishop simplificado) com emprego de um programa comercial. O método de elementos finitos é usado como referência para as análises efetuadas.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

CONTRIBUTION IN THE DIMENSIONING PROCESS OF ANCHORED RETAINING WALLS

Juliana Gonzalez Figueiredo

March/2018

Advisor: Fernando Artur Brasil Danziger

Department: Civil Engineering

One of the main issues of the analysis of anchored retaining walls is the role of the anchors on the stability. Two situations should be verified according to the first edition of the Brazilian Standard NB-565: the so-called external and internal failures. In the first case the anchors did not participate in the failure mechanism, and the Brazilian method (developed by Nunes and Velloso), based on the Culmann method, was used in the analysis. The anchor load was calculated from the critical slip surface, and the fixed length was positioned from the slip surface corresponding to an acceptable safety factor, e.g. 1.5. The same approach is suggested by the NBR-5629 standard. The internal failure, analysed by the Ranke and Ostermayer method, considered the anchors in the failure mechanism in order to calculate the free length of the anchor. The anchor load was obtained from earth pressure theories. Computer programs using Slice Methods predominate nowadays. In those cases the anchor loads are considered in two ways: contributing to the moment equilibrium and increasing the stresses at the base of the slices, still an issue in the latter case. The present research analyses the design of anchored retaining walls, based on usual dimensions and typical soil properties of gneissic residual soil. A comparison between the Brazilian, the Ranke Ostermayer, the simplified Bishop's methods – in this case using a commercial software – is undertaken. The finite element method is used as a reference for the analyses carried out.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivo	2
1.3. Estrutura da dissertação	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Cortinas atirantadas – generalidades	4
2.2. Influência da metodologia construtiva empregada	4
2.3. Modos de ruptura	5
2.4. Parâmetros geométricos para pré-dimensionamento	8
2.5. Dimensionamento da capacidade de carga dos tirantes	12
2.5.1. Método da NBR 5629/06	12
2.5.2. Método de Ostermayer (1974)	13
2.5.3. Método de Bustamante e Doix (1985)	16
2.6. Processos de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas	17
2.6.1. Análise da cunha crítica	17
2.6.1.1. Método de Culmann	17
2.6.1.2. Método Brasileiro - Costa Nunes e Velloso, 1963	20
2.6.1.3. Método de Kranz (1953)	25
2.6.1.4. Método de Ranke-Ostermayer (1968) – Método alemão	30
2.6.2. Métodos de Fatias	36
2.6.2.1. Método de Bishop simplificado (1960)	41
2.6.3. Métodos de elementos finitos	44
3. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS	45
3.1. SLOPE/W 2012 (Geo Studio)	47
3.1.1. Mobilização das forças de reforço	49
3.1.2. Distribuição de tensões nas fatias	50
3.1.2.1. Cargas concentradas e distribuídas	50
3.1.2.2. Cargas constantes e variáveis	56
3.2. Programa RS ²	60
4. CASOS ANALISADOS	62
4.1. Emprego do Método Brasileiro	66
4.2. Emprego do Método de Ranke-Ostermayer	69

4.3. Análises no SLOPE/W 2012.....	75
4.3.1. Generalidades.....	75
4.3.1.1. Empregando-se o critério do Método Brasileiro	75
4.3.2. Caso 1 – Cortina com 6m.....	79
4.3.2.1. Tirantes com comprimento total de 12 e 10 metros.....	79
4.3.2.2. Tirantes com comprimento total de 18 e 20 metros.....	84
4.3.3. Caso 2 – Cortina com 9m	87
4.3.4. Caso 3 – Cortina com 12m	90
4.3.5. Comparações com resultados Ranke-Ostermayer.....	93
4.4. Análises no RS².....	95
4.4.1. Cortina com 6 metros	107
4.4.1.1. Tirantes com comprimento total de 12 e 10 metros.....	107
4.4.1.2. Tirantes com comprimento total de 20 e 18 metros.....	108
4.4.2. Cortina com 9 metros	109
4.4.3. Cortina com 12 metros.....	110
5. ANÁLISES DOS RESULTADOS	111
5.1. Fator de segurança.....	111
5.2. Distribuição de tensões na superfície de ruptura	115
5.3. Distribuição de carga nos tirantes na condição de trabalho.....	116
5.4. Comprimento dos tirantes.....	118
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	123
6.1. Conclusões	123
6.2. Sugestões para futuras pesquisas	127
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Com o crescimento da população, o aproveitamento do solo para a ocupação urbana se torna cada vez mais importante com o passar do tempo. Neste contexto, o engenheiro se depara com muitos casos envolvendo taludes, para os quais é importante que se tenha o máximo de informação no que diz respeito à sua estabilidade. Torna-se necessária e inevitável a execução de estruturas de contenção a fim de viabilizar diversas obras.

Mesmo munido de todas as informações técnicas necessárias à análise de um problema concreto, é importante o projetista distinguir e ter ciência da parte relativa à incerteza no que se refere às variações das características dos materiais e dos métodos de projeto.

As cortinas atirantadas representam uma das soluções técnicas mais adequadas quando se procura conter os elevados esforços provenientes de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do solo envolvido e das estruturas vizinhas. Por normalmente envolverem grandes massas de solo, são contenções de grande responsabilidade.

Desde muito tempo, o Método de Equilíbrio Limite, MEL, é utilizado para o dimensionamento de cortinas atirantadas. Ao longo do tempo, surgiram programas computacionais que utilizam este método e que facilitaram extremamente a execução das análises de contenções. O surgimento de programas computacionais também permitiu o surgimento de métodos de cálculos mais elaborados, como por exemplo, o método dos elementos finitos, MEF. Quando utilizado em projetos de contenção, permite análises mais elaboradas e que contemplem a interação solo-estrutura e o processo tensão-deformação.

1.2. Objetivo

A análise de estabilidade de cortinas atirantadas tem, como uma das questões fundamentais que precisa ser considerada em projeto, a maneira pela qual as ancoragens participam da estabilidade. Nas primeiras edições da norma brasileira correspondente, a NB-565, duas situações necessitavam ser verificadas: as denominadas ruptura externa e a ruptura interna.

No primeiro caso, a ruptura externa, a ancoragem não participava do mecanismo de ruptura. O método usualmente empregado para a análise correspondente era o chamado Método Brasileiro (desenvolvido por Nunes e Velloso), que considerava a ruptura plana, constituindo-se numa adaptação do Método de Culmann. A força de ancoragem era calculada a partir da superfície crítica e as ancoragens eram posicionadas além da superfície que possuía um fator de segurança mínimo aceitável, por exemplo 1,5. Por outro lado, a ruptura dita interna, cujo método correspondente era denominado Método de Ranke-Ostermayer, considerava as ancoragens fazendo parte do mecanismo de ruptura, e assim se podia calcular o comprimento livre dos tirantes. As forças nas ancoragens advinham do empuxo de terras correspondente, geralmente calculado a partir da teoria de Rankine e de diagramas aparentes, obtidos de valores medidos em solos e situações semelhantes.

Havia, entretanto, uma questão fundamental nas considerações da norma: o Método Brasileiro considerava que o atrito era totalmente mobilizado, e o fator de segurança era aplicado somente ao termo de coesão. Por outro lado, o Método de Ranke-Ostermayer referia-se apenas ao caso de areias. Assim, a verificação com aplicação dos dois métodos era impossível. Posteriormente, Pacheco e Danziger (1991) generalizaram o Método de Ranke-Ostermayer para o caso de solos com coesão, permitindo assim a verificação dos dois métodos.

Em complementação às análises mencionadas, o emprego do Método dos Elementos Finitos, através do programa RS², da RocScience, permitiu dispor-se de uma referência mais detalhada do problema em questão.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação é constituída por 7 capítulos, sendo o capítulo 1 reservado à uma introdução ao texto, razão pela qual apresenta as considerações iniciais, objetivo e estrutura do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica que consta de uma resumida descrição de contenções de cortina atirantadas, modos de ruptura possíveis, premissas de projeto no dimensionamento de cortinas atirantadas, obtenção das cargas atuantes sobre a estrutura e empuxo do solo, além da influência da metodologia construtiva empregada. É apresentado também, de forma mais detalhada, os métodos de cálculo existentes utilizados para o dimensionamento. Os métodos foram divididos em teorias usuais de empuxo, análise da cunha crítica, Métodos de Equilíbrio Limite e Métodos de Elementos Finitos.

O capítulo 3 destina-se à descrição dos programas computacionais utilizados nesta dissertação (SLOPE/W e RS²), disponíveis atualmente no mercado, com descrição dos métodos utilizados e breve resumo das premissas adotadas.

No capítulo 4 são apresentados estudos de caso de cortinas atirantadas em que foi variada a altura da contenção e a quantidade de linhas de tirantes, de forma a observar a variação dos resultados para diferentes situações. Os parâmetros geotécnicos do solo também foram variados, possibilitando representar solos com diferentes resistências. As análises foram realizadas simultaneamente nos dois programas computacionais e também através de análises da cunha crítica, Método Brasileiro e Método de Ranke-Ostermayer .

No capítulo 5, as análises determinísticas e numéricas realizadas no capítulo 5 são comparadas e seus resultados analisados criticamente.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões, referentes aos diferentes resultados obtidos com este trabalho, apresentando também sugestões para trabalhos futuros, na mesma linha de pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Cortinas atirantadas – generalidades

Na década de 1970, havia duas principais empresas projetando cortinas atirantadas em encostas no Brasil: a Tecnosolo, cujo presidente era o professor Antonio José da Costa Nunes, e a Rodio, subsidiária da empresa de mesmo nome, de origem italiana, cuja figura de maior expoente era o geólogo Enzo Totis (Danziger, 2017). Considera-se que o primeiro trabalho publicado relacionado ao projeto de cortinas atirantadas em encostas no Brasil é o de Nunes e Velloso (1963).

O projeto de estruturas ancoradas poderia ser otimizado com a utilização de instrumentação durante a fase executiva da obra. Infelizmente, na prática observada nas obras brasileiras atualmente, se dá pouca (ou nenhuma) importância para a instrumentação, sendo raramente realizada. Desta forma, aumenta-se ainda mais a responsabilidade dos projetos realizados em escritório.

A correta utilização de ancoragens pré-tensionadas envolve a ponderação de vários fatores, que podem ser separados em três domínios: referentes à geometria (comprimento livre, comprimento de trecho ancorado, inclinação e diâmetro do furo), referentes aos esforços (cargas de ruptura, cargas admissíveis e cargas de trabalho) e referentes à execução (escolha do processo de abertura do furo, escolha do tipo de armadura, modo de realização da selagem, tipo de ligante a empregar e modo de efetuar a proteção contra corrosão da armadura). Essas variáveis não são independentes e alguns destes aspectos relacionados à execução condicionam as características mecânicas das ancoragens e, portanto, sua resistência. Porém a influência desses fatores foge aos escopo do presente trabalho.

2.2. Influência da metodologia construtiva empregada

O comportamento da estrutura, bem como as solicitações impostas sobre esta, está diretamente relacionado com o processo de execução adotado, assim como a rigidez da estrutura, a interface solo-estrutura, etc. As tensões e as deformações induzidas no maciço e estrutura variam de acordo com as etapas da obra.

Para escavações de execução de cima para baixo, que representam a condição de maior aplicação para esse tipo de estrutura, o comportamento esperado para o maciço até a aplicação do primeiro nível de tirante é a ocorrência de deslocamento para o interior da escavação e recalque junto à superfície. Quando se aplica a protensão no tirante ocorre a restrição da evolução dos deslocamentos horizontais. Para o segundo nível a ser escavado, a estrutura, já ancorada, sofre rotação em torno da ancoragem e o maciço sofre novos deslocamentos horizontais que serão restringidos pelo próximo nível de ancoragens. Durante o processo de execução da obra o maciço e a estrutura sofrem uma combinação de movimentos rotacionais e translacionais, o que faz com que as deformações e o diagrama de tensões sejam variáveis.

Para escavações escoradas, os escoramentos devem ser instalados logo no início da escavação para impedir a evolução dos deslocamentos do solo e conseqüentemente o estado de tensão. Terzaghi e Peck (1967) recomendam a construção por comprimentos limitados da vala em relação ao comprimento total da vala.

Segundo Bilgin e Erten (2009) o valor mínimo das deformações máximas da cortina, para um nível de ancoragem, é estabelecido quando a ancoragem está localizada de 0,25 a 0,27 da altura total da escavação, medida a partir do topo, independentemente da altura da cortina. Também se destaca a proporção entre os deslocamentos máximos e a altura da cortina, obtendo-se deslocamentos 400% superiores ao mínimo, para cortinas com 12 metros de altura, e 25 % superiores ao mínimo para cortinas com altura de 6 metros.

2.3. Modos de ruptura

O processo de ruptura de uma cortina atirantada pode ocorrer por diversas razões, são elas (GeoRio, 2000):

- Ruptura dos tirantes - pode ocorrer se os componentes do sistema atirantado forem individualmente inadequados ou devido à ocorrência de sobrecarga nas ancoragens durante a construção, quando nem todos os níveis de ancoragem foram ainda instalados.

- Deslizamento do trecho ancorado - quando a resistência máxima no contato ligante-solo for ultrapassada;
- Deformação excessiva - devido à fluência no trecho ancorado;
- Rotação do conjunto cortina-tirantes;
- Puncionamento na base - solo de fundação que suporta a base da cortina tem baixa capacidade de suporte.
- Ruptura de fundo da escavação - pode ocorrer quando uma camada de solo mole existir abaixo do nível de escavação.
- Ruptura global – ruptura em cunha, de maior risco durante o processo de escavação, ou ruptura generalizada profunda.
- Ruptura da cortina – ocorrência de ruptura por flexão devido ao dimensionamento estrutural inadequado ou ruptura por puncionamento das ancoragens.

A Figura 2.1 apresenta diferentes tipos de ruptura de uma cortina atirantada, uma vez que a estrutura é uma combinação de elementos e depende das tensões mobilizadas em cada um, dentre as quais deformações excessivas, ruptura global (ver também a figura 2.2) e ruptura dos elementos constituintes.

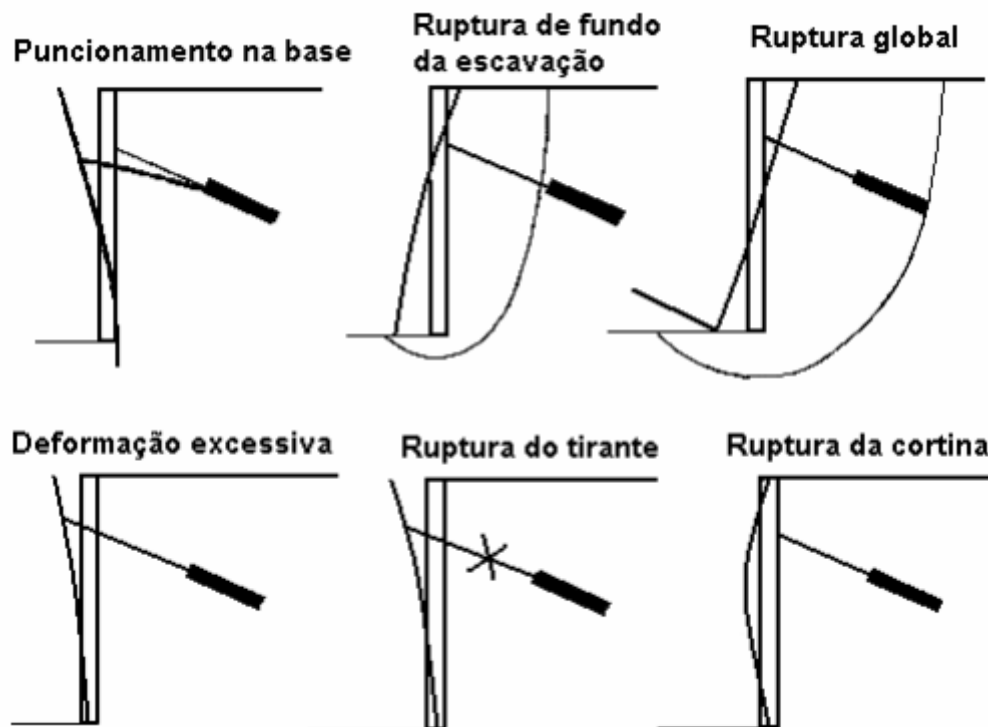


Figura 2.1 - Tipos de ruptura em cortina atirantada (GeoRio, 2000).

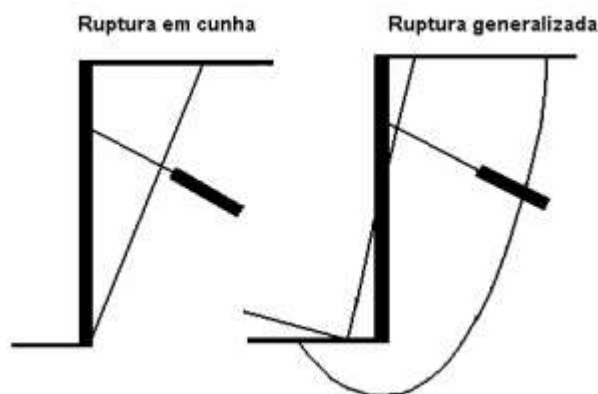


Figura 2.2 - Tipos de ruptura global: em cunha e generalizada (GeoRio, 2000).

A ocorrência do processo de ruptura por rotação do conjunto cortina-tirantes é menos recorrente, pois normalmente ocorre mais em ancoragens superficiais, com tirantes de trecho livre muito pequeno (Littlejohn e Bruce, 1975, 1976). Na maior parte dos casos, as ancoragens são profundas e a rotação do maciço é condicionada pelas superfícies de baixa resistência.

2.4. Parâmetros geométricos para pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento das ancoragens, de modo a se definirem ângulo de inclinação, comprimento e espaçamento, vertical e horizontal, é influenciado por vários fatores, como execução e estruturas vizinhas. Os valores mínimos e máximos recomendados variam um pouco de acordo com a norma de cada país e os ensaios para cada tipo de solo específico que já tenham sido realizados por diversos pesquisadores. É necessário, antes de utilizar alguma premissa, verificar se os condicionantes existentes para cada situação correspondem aos considerados em cada manual ou publicação.

Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976) apresentam sugestões quanto ao comprimento de ancoragem:

- Os bulbos de ancoragem devem estar situados fora da cunha de empuxo ativo do solo suportado pela cortina;
- As profundidades dos bulbos devem se encontrar, no mínimo, abaixo de 5 a 6 m da superfície e a 3 m abaixo de fundações de edifícios;
- O espaçamento mínimo entre os bulbos deve ser de 1,5 m, a fim de reduzir interferências;
- O comprimento mínimo do trecho livre deve ser de 5 a 6 m;
- O comprimento mínimo dos bulbos de ancoragem deve ser 3 m.

Segundo a NBR-5629/06, o centro das ancoragens deve ser colocado sobre a superfície potencial de ruptura que ofereça o fator de segurança (FS) mínimo de 1,50 sem levar em conta as forças de protensão por elas introduzidas no maciço, ou além desta. O comprimento do trecho livre efetivo deve ser:

- Mínimo: trecho livre efetivo = 0,8 do trecho livre projetado;
- Máximo: trecho livre efetivo = trecho livre projetado + 0,5 trecho ancorado projetado.

A inclinação, quanto mais próxima de zero (tirante horizontal), torna mais eficiente a ancoragem. Entretanto, dificuldades executivas observadas na prática, perfuração e injeção da calda de cimento, limitam esses valores com o mínimo de 10°. Os valores máximos são limitados a estruturas vizinhas e profundidade do solo de ancoragem.

A posição relativa dos bulbos ancorados deve ser cuidadosamente analisada, de forma a verificar a interação no comportamento mecânico, quer em termos de resistência do grupo, cujo valor é inferior à soma das resistências das ancoragens isoladas, quer em termos da variação das forças de protensão em uma delas, resultado do tracionamento das outras.

Não são disponíveis muitas medições de campo que permitam quantificar o efeito de grupo das ancoragens contíguas e os valores recomendados para espaçamento entre os bulbos de ancoragem divergem. A norma alemã (DIN 4125,1972), por exemplo, estabelece que, quando a distância entre os eixos for inferior a 1m, deve se realizar ensaio de grupo, a fim de caracterizar o respectivo comportamento mecânico. Já o Canadian Manual on Foundation Engineering (1975) estabelece que a distância entre os eixos de ancoragens paralelas, de igual comprimento, deve ser superior a quatro vezes o valor do diâmetro do bulbo.

Pinelo (1980) verificou que, na direção radial do bulbo, há uma concentração de tensões tangenciais numa extensão que não excede 3 vezes o valor do diâmetro do furo. Para distâncias superiores a 6 a 7 vezes aquele diâmetro, não são significativas as variações de tensões tangenciais no maciço. Logo, deve-se respeitar um espaçamento da ordem de 6 a 7 vezes o diâmetro do bulbo se os comprimentos livres dos tirantes forem iguais (Figura 2.3 e 2.4). Se for indispensável aproximar os eixos as ancoragens, pode-se variar os comprimentos livres em cerca de 1,5m, defasando a posição dos bulbos e assim adotar distância entre os eixos de cerca de 4 a 5 vezes o diâmetro do furo (figura 2.4).

Deve-se lembrar também que o diâmetro médio do bulbo de ancoragem pode ser substancialmente diferente do diâmetro do furo, dependendo do modo como foi feita a

injeção da calda. Segundo Jackson (1970), a relação entre os dois diâmetros varia entre 1,2 e 1,8.

Bustamante et al. (1978) constataram em ensaios de ancoragem em argilas plásticas que a resistência de um grupo de 3 ancoragens espaçadas de 1m era inferior, em cerca de 25%, ao somatório dos valores que cada uma delas exibiria isoladamente. Ressalta-se então, que é preciso ter atenção a este fator de pré-dimensionamento, já que há esta interação entre as ancoragens provenientes dos deslocamentos do bulbo de ancoragem.

As figuras 2.3, 2.4 e 2.5 apresentam um resumo dos espaçamentos utilizados para a localização dos tirantes.

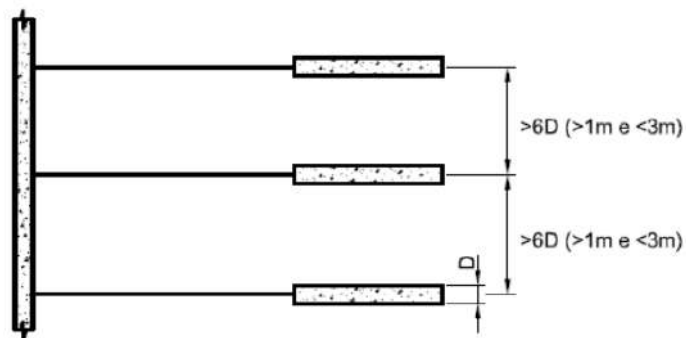


Figura 2.3 -Espaçamento entre ancoragens com tirantes de mesmo comprimento livre (adaptado de More, 2003).

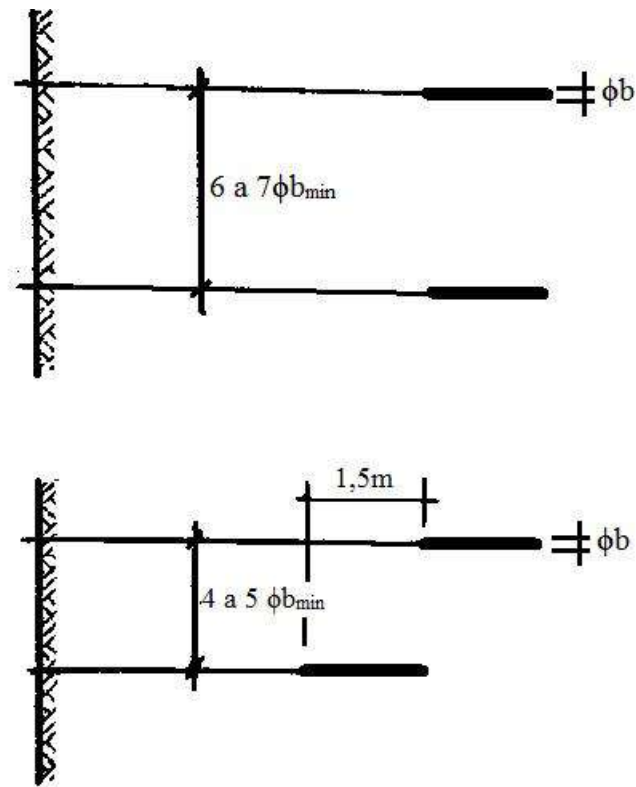


Figura 2.4 -Espaçamento entre ancoragens com bulbos defasados (adaptado de Pinelo, 1980).

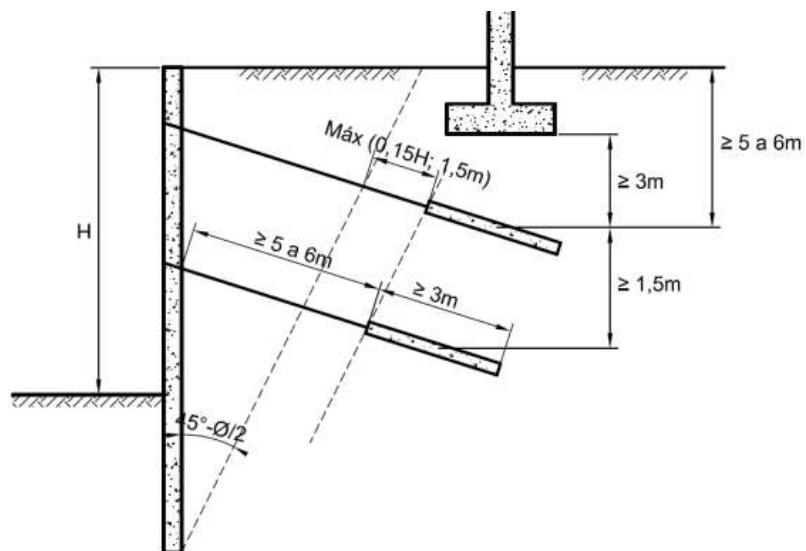


Figura 2.5 -Localização dos tirantes protendidos no dimensionamento de cortinas atirantadas (Mattos Fernandes, 1983).

2.5. Dimensionamento da capacidade de carga dos tirantes

O dimensionamento de uma cortina atirantada parte do princípio de que a resultante horizontal das forças aplicadas sobre a cortina é contraposta pelos tirantes, transmitida ao solo pelo cisalhamento do bulbo de ancoragem. A resultante vertical das forças aplicadas sobre a cortina não é levada em consideração no dimensionamento, mas apenas realizada a verificação de estabilidade vertical, resultante transmitida ao solo basicamente pelo contato solo-cortina e pela fundação da estrutura.

Para a determinação da capacidade de carga de ancoragens é levada em consideração apenas a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-bulbo, em função das tensões transmitidas. A metodologia de injeção é incluída nos métodos de cálculo de capacidade de carga apenas em caráter qualitativo (Figuras 2.7 a 2.10).

2.5.1. Método da NBR 5629/06

A Norma NBR-5629/06 recomenda as expressões (2.1) e (2.2) a seguir para estimativas preliminares da capacidade de carga limite, não levando em consideração os efeitos da pressão de injeção, e prescreve que deve ser atribuída de forma experimental a determinação do comprimento e seção transversal da ancoragem.

Para solos granulares:

$$T = \sigma' \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad (2.1)$$

Em que:

- T - capacidade de carga
- σ' - tensão efetiva no ponto médio da ancoragem
- U - perímetro médio da seção transversal da ancoragem
- L_b - Comprimento do bulbo de ancoragem
- K_f - coeficiente de ancoragem (tabela 2.1)

Para solos argilosos saturados:

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (2.2)$$

Em que:

- α - coeficiente médio redutor da resistência ao cisalhamento
- S_u - resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso

Sendo: $\alpha = 0,75$, para $S_u \leq 40$ kPa; $\alpha = 0,35$, para $S_u \geq 100$ kPa.

Tabela 2.1-Coeficiente de ancoragem, kf (NBR-5629/06).

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Apesar das recomendações da NBR-5629/06, a prática foge da norma e utiliza-se, em geral, os valores propostos pela Fundação Geo-Rio para o tamanho dos bulbos, valores baseados em ensaios de recebimento.

2.5.2. Método de Ostermayer (1974)

Ostermayer (1974), a partir de 300 experimentos realizados em solos granulares e solos com coesão e atrito com ancoragens com diâmetro de perfuração de 10 e 20 cm e cobertura de solo superior a 4 m, correlaciona a capacidade de carga última da ancoragem com o comprimento do bulbo de ancoragem. A Figura 2.6 apresenta ábacos para solos granulares, não fazendo referências dos procedimentos ou dos valores da pressão de injeção.

Para os solos com coesão e atrito, a variação da resistência ao cisalhamento do bulbo de ancoragem, por unidade de comprimento, para situações com e sem reinjeção, é apresentada na Figura 2.7.

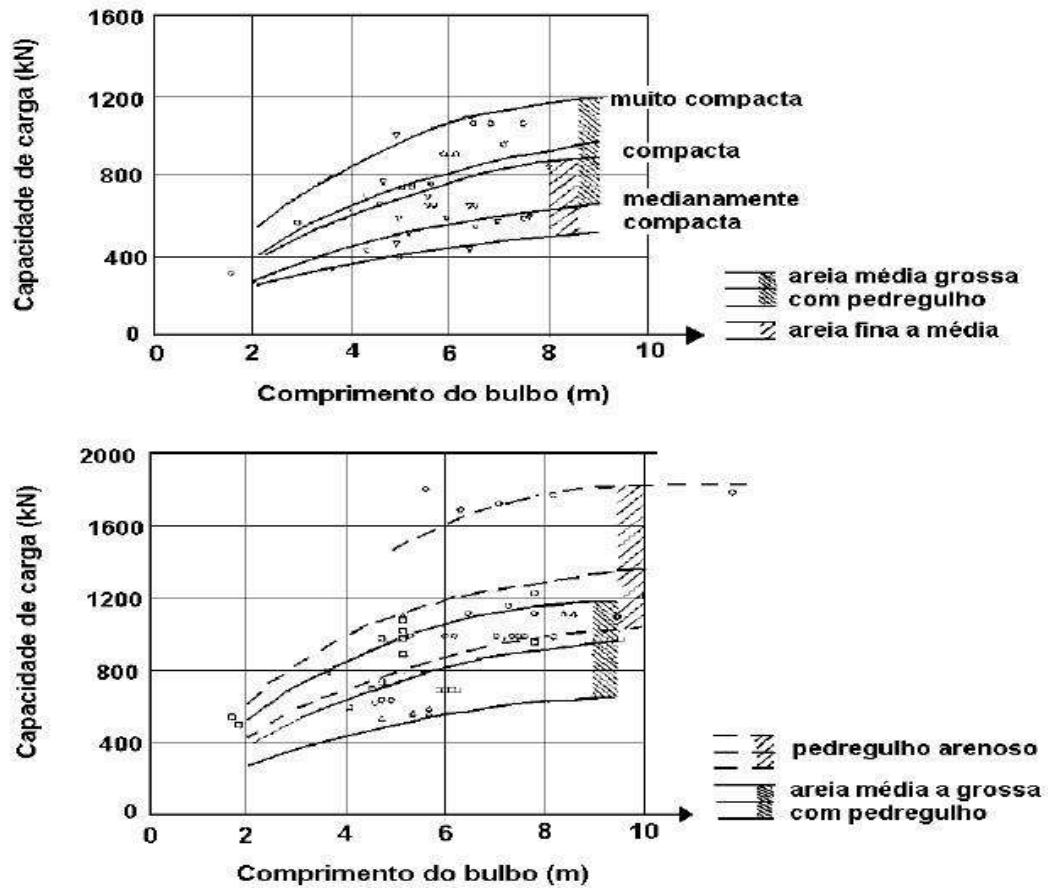


Figura 2.6 -Capacidade de carga limite de ancoragem em solos granulares (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

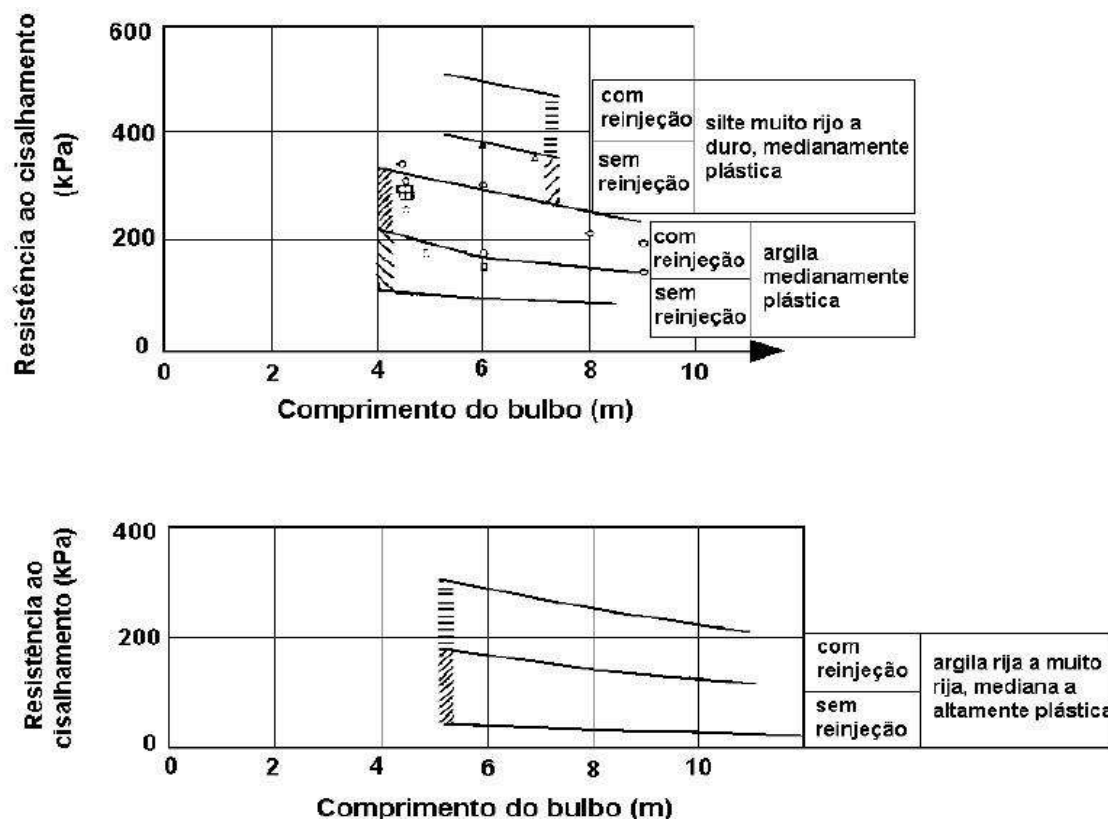


Figura 2.7 - Resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento de ancoragens em solos com coesão e atrito (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

A Figura 2.8 apresenta a influência da pressão de reinjeção na resistência ao cisalhamento de ancoragens inseridas em argila de média a alta plasticidade, com caldas de cimento com fator água / cimento = 0,4.

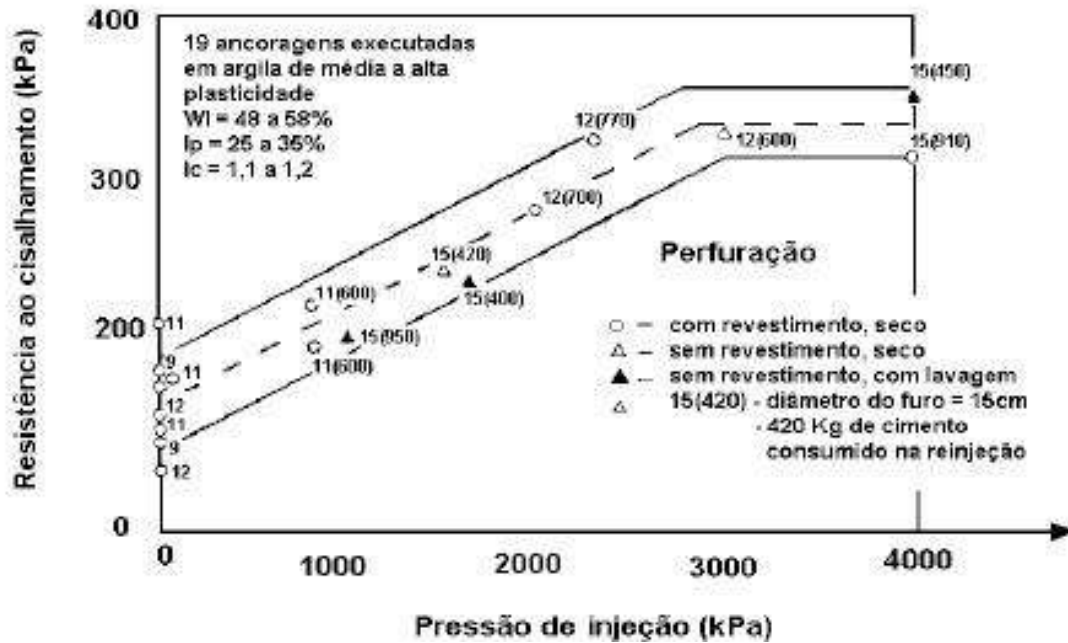


Figura 2.8 -Influência da pressão de injeção na resistência ao cisalhamento em solos com coesão e atrito (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

2.5.3. Método de Bustamante e Doix (1985)

Bustamante e Doix (1985), a partir de 120 experimentos, sugerem uma metodologia de cálculo para o dimensionamento de ancoragens considerando a influência das técnicas e pressão de injeção e volume injetado. A tensão na ancoragem é função da tensão cisalhante ao longo da área lateral do bulbo de ancoragem.

$$T_{max} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad (2.3)$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad (2.4)$$

Em que:

- D_e - diâmetro médio adotado para o trecho ancorado
- D_p - diâmetro perfurado do trecho ancorado
- L_b - comprimento do trecho ancorado

- β - coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção, Tabela 2.2
- q_s - resistência ao cisalhamento

Bustamante e Doix (1985) apresentam gráficos de correlações empíricas para estimativa do coeficiente q_s , utilizando N é o número de golpes do ensaio SPT e Pl a pressão limite do ensaio pressiométrico. Apresentam também uma tabela com os coeficiente de majoração β do diâmetro do bulbo devido à injeção. Este detalhamento não será apresentado nesta dissertação foga aos escopo do presente trabalho.

2.6. Processos de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas

2.6.1. Análise da cunha crítica

2.6.1.1. Método de Culmann

O Método de Culmann é apresentado por ser a base utilizada pelo Método Brasileiro descrito no item 2.6.1.2. Este método apoia-se na hipótese de uma superfície de ruptura plana passando pelo pé do talude, sendo aceitável em taludes homogêneos e muito íngremes, com inclinação próxima de 90° (Caputo, 1982).

O método verifica a estabilidade de um talude em função de dois parâmetros, o ângulo de atrito interno e a coesão. Se um talude se mantém em equilíbrio, isto significa que nem toda a resistência foi mobilizada e por isso o talude não rompeu. De acordo com este método, considerando-se um talude de inclinação i e altura H , e supondo que a ruptura se dê através de um plano como na figura 2.11, representado pela linha AD e definindo um ângulo θ com a horizontal, tem-se:

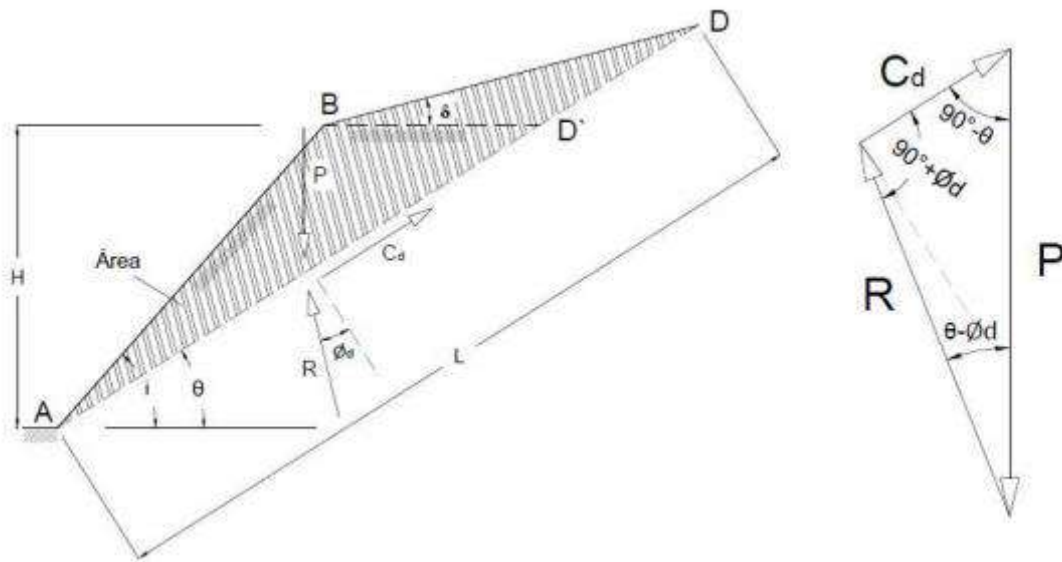


Figura 2.11 - Método de Culmann: geometria do talude e forças atuantes (Adapto de Caputo, 1982 por Alves, 2014).

Uma vez conhecida a geometria do talude e arbitrada a superfície de ruptura, temos as forças participantes do equilíbrio da cunha, que são:

P – força peso;

C_d – força mobilizada devido à coesão;

R – resistência devido ao atrito mobilizado ϕ_d .

As equações utilizadas para o método são apresentadas a seguir.

$$P = \frac{\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos i \cdot \sin(i - \theta)}{2} \quad (2.5)$$

$$C_d = c_d \cdot L \quad (2.6)$$

Do triângulo de forças P, C_d e R mostrado na Figura 2.11, obtém-se pela aplicação do teorema dos senos:

$$\frac{C_d}{P} = \frac{\sin(\theta - \phi)}{\cos \phi_d} \quad (2.7)$$

Substituindo C_d e P pelos seus valores, temos:

$$\left(\frac{c_d}{\gamma * H}\right)_\theta = \frac{1}{2} * cosec i * sen(i - \theta) * sen(\theta - \phi_d) * sec\phi_d \quad (2.8)$$

O termo $\frac{c_d}{\gamma * H} = N$, é adimensional, sendo diretamente proporcional à coesão mobilizado solo e inversamente proporcional à altura do talude homogêneo.

A superfície crítica de deslizamento, definida por um ângulo θ_{cr} , será obtida anulando-se a derivada primeira da expressão acima, em relação a θ ; Chega-se então ao ângulo crítico e ao número de estabilidade para o plano crítico de deslizamento:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi_d}{2} \quad (2.9)$$

$$\left(\frac{c_d}{\gamma * H}\right)_{\theta_{cr}} = \frac{1 - \cos(i - \phi_d)}{4 * sen i * \cos\phi_d} \quad (2.10)$$

Se o talude for vertical ($i=90^\circ$), têm-se da equação 2.9:

$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \quad (2.11)$$

$$e \quad \left(\frac{c_d}{\gamma * H}\right)_{\theta_{cr}} = \frac{1 - \sin\phi_d}{4 * \cos\phi_d} \quad \therefore \quad \left(\frac{c_d}{\gamma * H}\right)_{\theta_{cr}} = \frac{1}{4} tg\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right) \quad (2.12)$$

Considerando θ qualquer, o fator de segurança empregado será:

$$FS_\theta = \frac{C}{C_d} = \frac{c * L}{c * d * L} = \frac{\frac{c}{\gamma * H}}{\frac{c * d}{\gamma * H}} \quad \therefore \quad FS_\theta = \frac{\frac{c}{\gamma * H}}{\frac{1}{2} \cos\theta * sen(\theta - \phi) * sec\phi} \quad \therefore$$

$$FS_\theta = \frac{2c * \cos\phi}{\gamma * H * \cos\theta * sen(\theta - \phi)} \quad (2.13)$$

E para θ_{crit} , FS será:

$$FS = \frac{4c \cdot \cos\theta}{\gamma \cdot H \cdot (1 - \sin\theta)} \quad (2.14)$$

2.6.1.2. Método Brasileiro - Costa Nunes e Velloso, 1963

O Método Brasileiro, baseado no Método de Culmann (1966), foi desenvolvido por Nunes e Velloso (1963) e utilizado no projeto da primeira cortina atirantada construída no Brasil, em 1957. Porém, diferentemente do Método de Culmann, Nunes e Velloso (1963) consideram que todo o atrito está mobilizado, e o fator de segurança está associado apenas à força de coesão.

Trata-se de um método de verificação para ruptura chamada externa, pois não considera a participação das ancoragens no mecanismo de ruptura. Parte-se da hipótese que a ruptura ocorre ao longo de um plano que passa pelo pé do talude, formando um ângulo θ com a horizontal (conforme Figura 2.12).

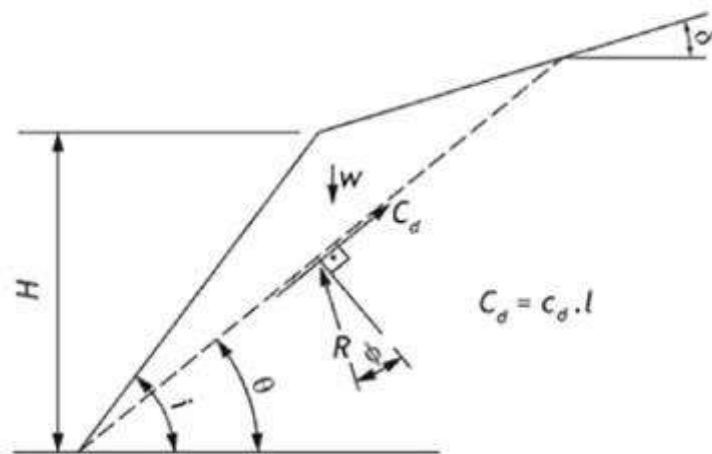


Figura 2.12 – Plano de ruptura considerado pelo Método Brasileiro.

Arbitra-se o fator de segurança de forma a atender o fator de segurança preconizado pela norma (normalmente de 1,5), e, em função deste, determina-se θ correspondente a ele. Dessa forma, é delimitada no maciço a região que precisa de

forças de ancoragem para ser estabilizado. Chega-se então ao valor da força a ser exercida pelo tirante para garantir que tal fator de segurança seja alcançado (Figura 2.13).

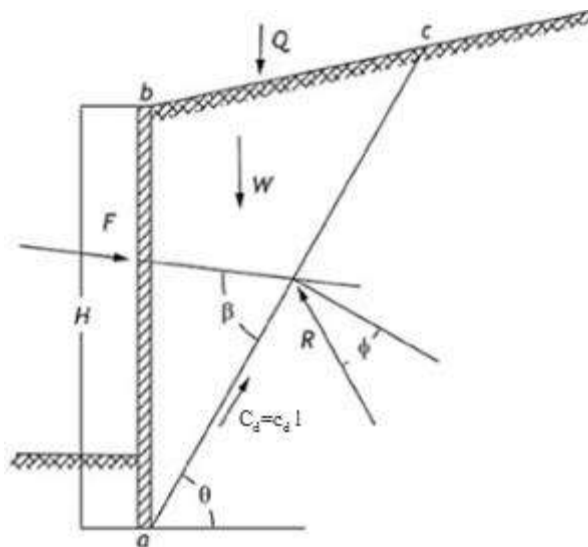


Figura 2.13 – Representação das forças atuantes pelo Método Brasileiro (Adaptado de Craizer, 1981).

É preciso atentar às restrições que o método exige. Seu uso é indicado apenas para taludes verticais ou praticamente verticais (para taludes com alguma inclinação, os resultados já se distanciam um pouco da realidade; quanto mais i se afasta de 90° mais contra a segurança estará) e apenas taludes de solo homogêneo podem ser considerados para as análises.

Para realizar os cálculos do método, segue-se inicialmente o mesmo procedimento de cálculo apresentado no item 2.6.1.1, o Método de Culmann. Partindo-se da equação 2.14 obtida, monta-se um polígono de forças com as forças existentes no talude (Figura 2.14):

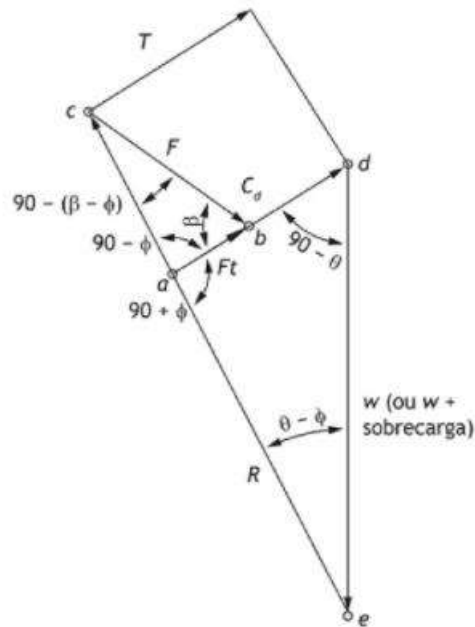


Figura 2.14 – Polígono das forças de ancoragens (T seria o C_d antes da ancoragem. Antes de conseguir reduzi-lo para aumentar o FS).

Utilizando a lei dos senos no triângulo abc , obtêm-se que:

$$\frac{F}{\text{sen}(90^\circ - \phi)} = \frac{Ft}{\text{sen}[90^\circ - (\beta - \phi)]} \quad \therefore \quad Ft = \frac{F \cdot \cos(\beta - \phi)}{\cos \phi} \quad (2.15)$$

$$FS = \frac{C}{C_d} \quad (2.16) \quad , \quad \text{sendo } C_d = T - Ft$$

Aplicando novamente a lei dos senos, agora no triângulo ade :

$$\frac{T}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(90^\circ + \phi)} \quad \therefore \quad T = \frac{W \cdot \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos \phi} \quad (2.17)$$

$$FS = \frac{C}{C_d} = \frac{c \cdot L}{T \cdot Ft} = \frac{c \cdot H \cdot \cos \delta}{\text{sen}(\theta - \delta)} * \frac{1}{\frac{W \cdot \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos \phi} \cdot \frac{F \cdot \cos(\beta - \phi)}{\cos \phi}} \quad (2.18)$$

$$FS = \frac{c \cdot H \cdot \cos \delta \cdot \cos \phi}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot [W \cdot \text{sen}(\theta - \phi) - F \cdot \cos(\beta - \phi)]} \quad (2.19)$$

$$Se: \lambda = \frac{FS_{desejado}}{FS_{existente}} = \frac{\frac{c*L}{T-Ft}}{\frac{c*L}{T}} \quad (2.20)$$

Ainda:

$$\frac{\lambda}{\lambda-1} = \frac{T}{Ft} \quad (2.21)$$

Logo:

$$\frac{\lambda}{\lambda-1} = \frac{W*sen(\theta-\phi)}{cos\phi} * \frac{cos\phi}{F*cos(\beta-\phi)} \quad (2.22)$$

$$F = \frac{\lambda-1}{\lambda} * \frac{W*sen(\theta-\phi)}{F*cos(\beta-\phi)} \quad (2.23)$$

Esta equação (2.23) pode ser ainda simplificada, utilizando-se como base o esquema de ângulos fornecidos na Figura 2.15 a seguir.

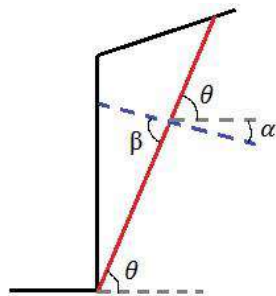


Figura 2.15 – Ângulos considerados para análise do Método Brasileiro

Utilizando como a Figura 2.15 e considerando como α o ângulo que o plano da superfície de ruptura faz com a horizontal, temos que:

$$F = \frac{\lambda-1}{\lambda} \frac{Wsen(\theta-\phi)}{cos(\theta+\alpha-\phi)} \quad (2.24)$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \frac{W \sin\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2} + \alpha\right)} \quad (2.25)$$

Sendo F a força total que deverá ser aplicada no talude.

Definida F para o FS desejado (considerarei neste exemplo o valor de 1,5), define-se por último o plano de ancoragem de ângulo θ_{ac} para o qual FS=1,5 antes da execução dos tirantes (talude natural). O trecho de ancoragem (bulbo do tirante) deverá estar localizado após este plano de ancoragem. Desta forma, define-se o comprimento livre que os tirantes deverão ter. Na Figura 2.16 é ilustrada esta localização do plano de ancoragem.

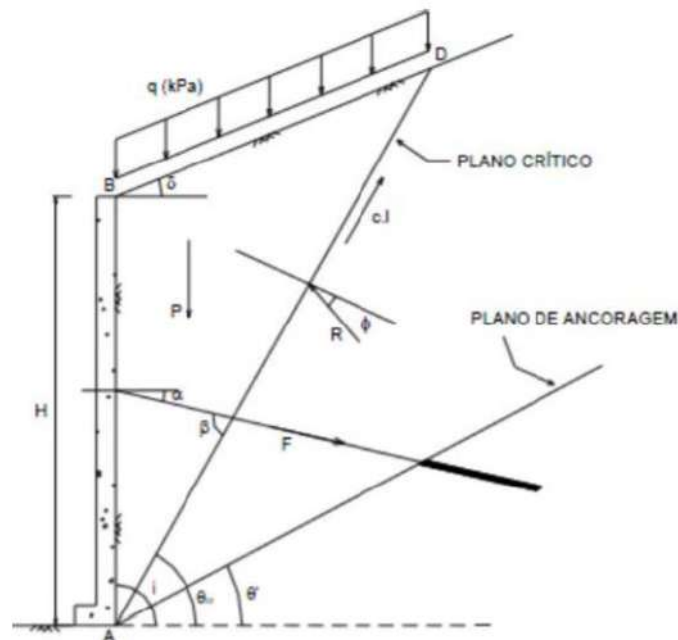


Figura 2.16 – Forças atuantes na cunha de solo e localização do plano de ancoragem.

Este conceito da definição do plano de ancoragem através do emprego do Método Brasileiro (utilizando como referência a superfície com FS de 1,5) é recomendado pela NBR 5629/06 para outras formas de superfície de ruptura, não somente para a ruptura em cunha.

Santos (2017) realizou análises comparativas utilizando o Método Brasileiro, o Método de Hoek-Bray (1981), Morgenstern e Price (1965) e uma metodologia proposta

pela autora para solos com três valores de coesão diferentes. Os resultados obtidos para os fatores de segurança através do Método Brasileiro, sem a atuação das ancoragens, foram significativamente menores que os das demais formulações. Por outro lado, o método indica forças das ancoragens necessárias menores. Essa diferença encontrada pela autora, realça a influência no fator de segurança devido ao fato dele ser avaliado apenas a partir da coesão no Método Brasileiro.

2.6.1.3. Método de Kranz (1953)

Kranz (1953), inicialmente, analisou a estabilidade global de uma cortina atirantada, utilizando o Método das Cunhas, considerando a aplicação de uma linha de ancoragem, tipo placa, analisando as condições de equilíbrio de forças atuantes sobre uma cunha formada pela cortina e por um plano de ruptura teórico que passa pelo pé da ficha da parede de contenção e pelo centro da placa, ancoragem. A generalização do Método de Kranz foi feita considerando que o centro do bulbo de ancoragem estaria na mesma posição do centro da placa (Figura 2.17). Para ancoragens múltiplas foi feita por Jelinek e Ostermayer (1966, 1967) e Ranke e Ostermayer (1968).

As forças envolvidas no diagrama são:

- P - Peso da cunha
- I_1 - Resultante do empuxo ativo atuante na cunha
- I_a - Empuxo ativo atuante na cortina
- F_a - Força na ancoragem
- R_1 - Reação sobre a superfície potencial de ruptura
- q - Sobrecarga
- α - Ângulo de inclinação da superfície potencial de ruptura com a horizontal
- \varnothing' - Ângulo de atrito efetivo do solo
- δ - Ângulo de atrito solo-muro

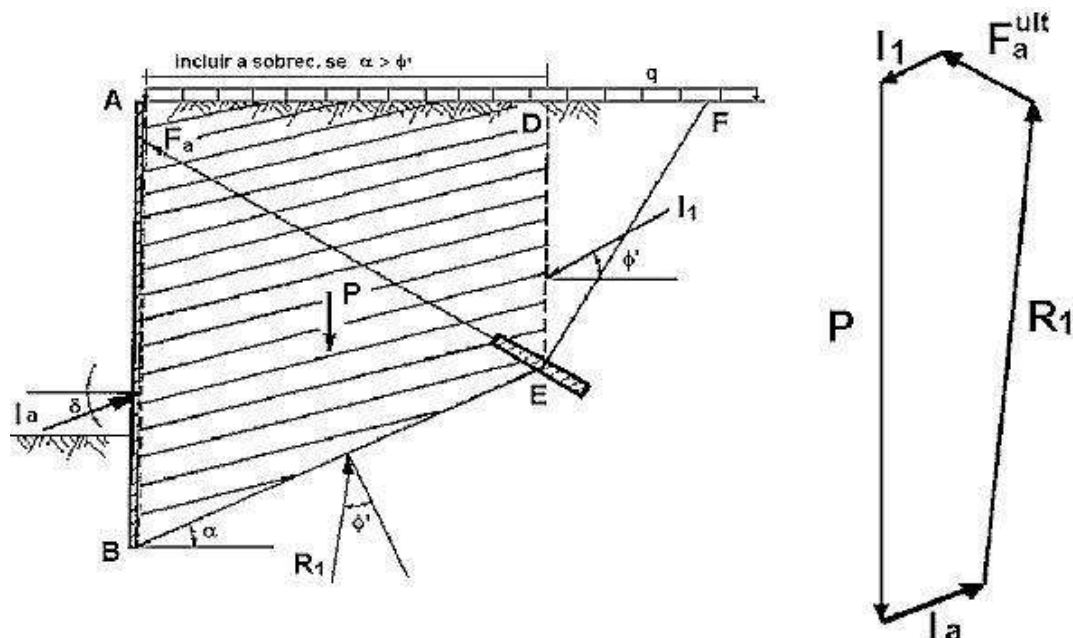


Figura 2.17 -Diagrama de forças no Método de Kranz - Ancoragem simples (Rankine e Ostermayer, 1968).

Para o solo com coesão e atrito, deve-se inserir na força R_1 forças tangenciais com módulo equivalente ao valor da coesão multiplicado pelo comprimento do segmento da superfície. O valor da sobrecarga deve ser inserido no polígono de forças, quando o ângulo α for maior que ϕ' .

O Fator de Segurança (FS) é obtido pela razão entre a força de ancoragem última (Fault) e a força de ancoragem de trabalho (equação 2.26). A NBR-5629/06 recomenda que esses valores sejam mínimos de 1,5 para ancoragens provisórias e 1,75 para ancoragens definitivas.

$$F.S. = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trabalho}} \quad (2.26)$$

Para as situações de múltiplas ancoragens o processo de cálculo possui a mesma analogia utilizada em ancoragem simples. Os vários níveis de ancoragens formam mais de uma superfície potencial de ruptura, devendo ser analisado o FS em todas as cunhas formadas e adotado o menor FS obtido entre eles. As Figuras 2.18, 2.19 e 2.20 exemplificam a análise de estabilidade considerando dois níveis de ancoragens para diferentes posições.

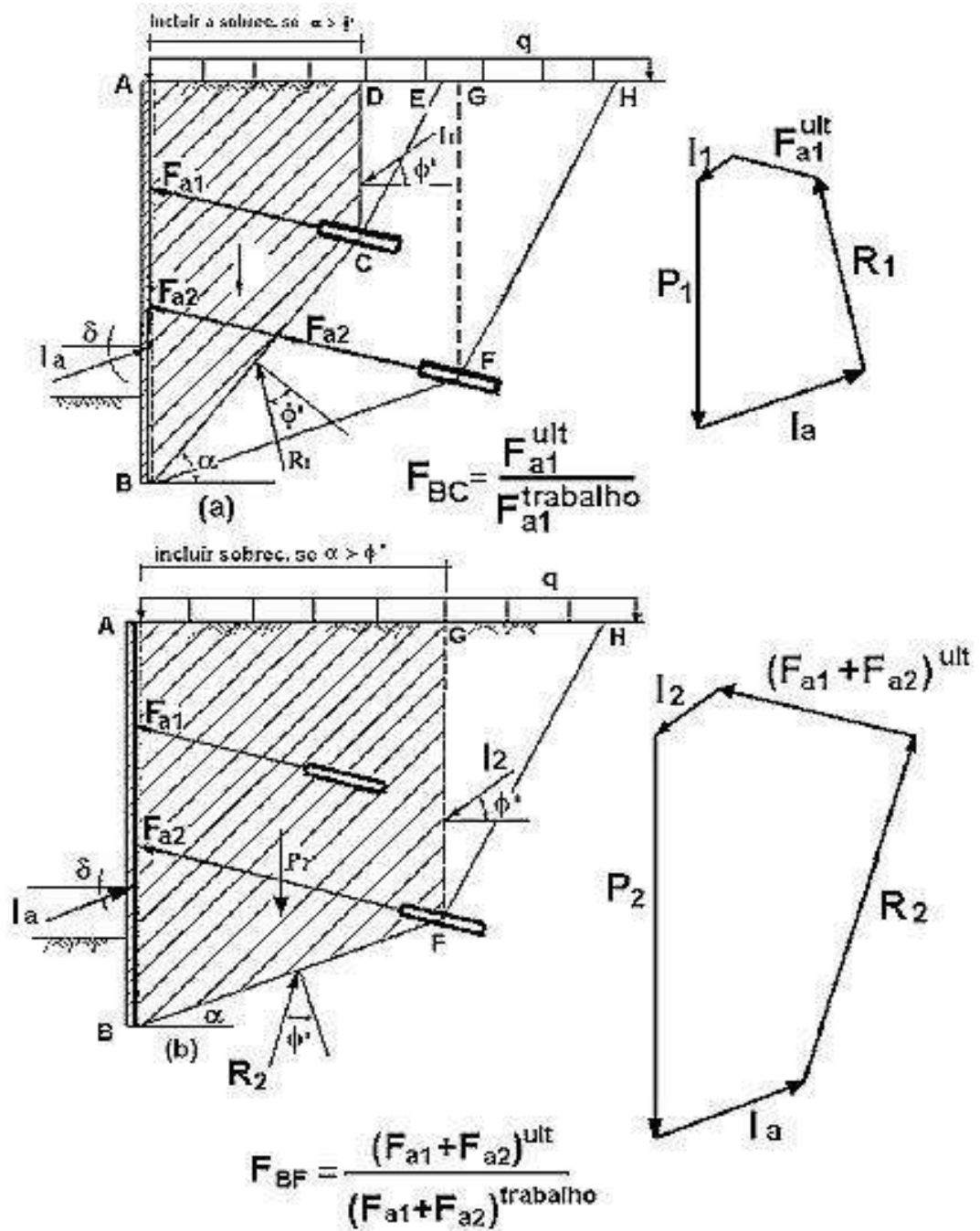


Figura 2.18-Polígono de forças no Método de Kranz - Ancoragem dupla - Caso 1 - tirante superior mais curto (Ranke e Ostermayer, 1968) .

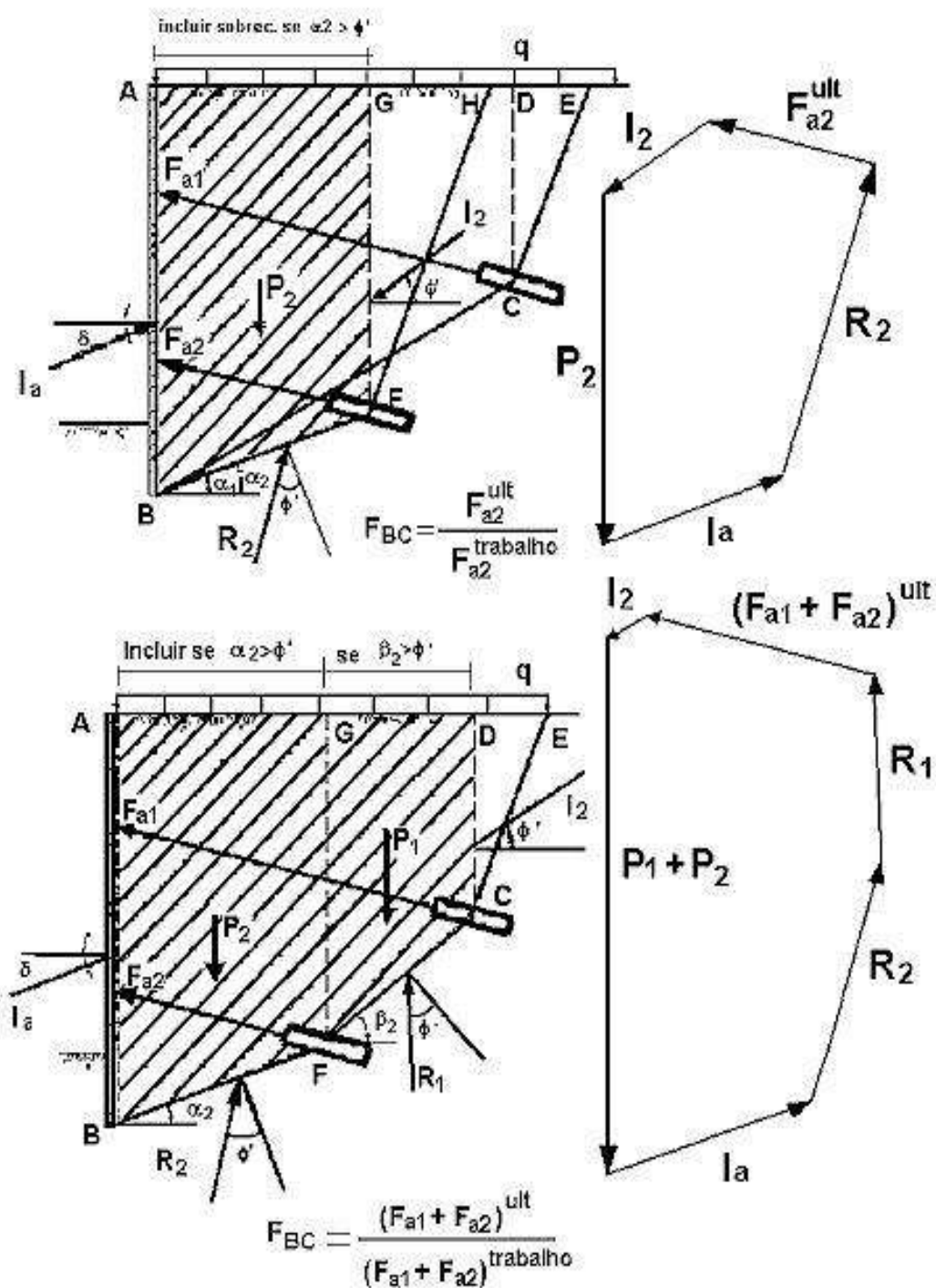


Figura 2.19-Polígono de forças no Método de Kranz - Ancoragem dupla - Caso 2 - tirante superior mais longo (Ranke e Ostermayer, 1968).

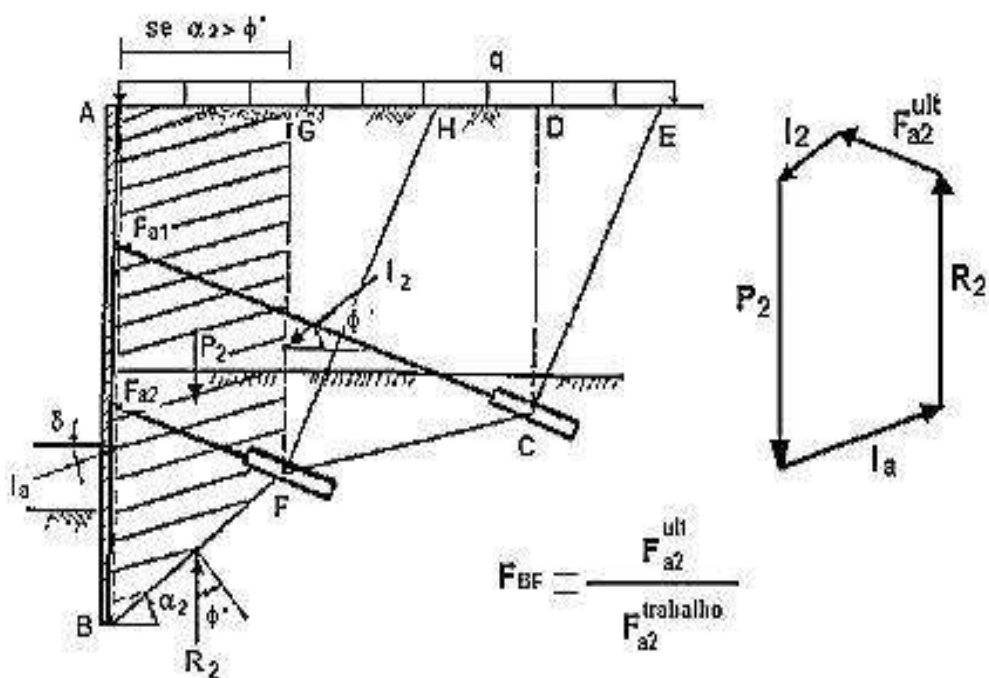
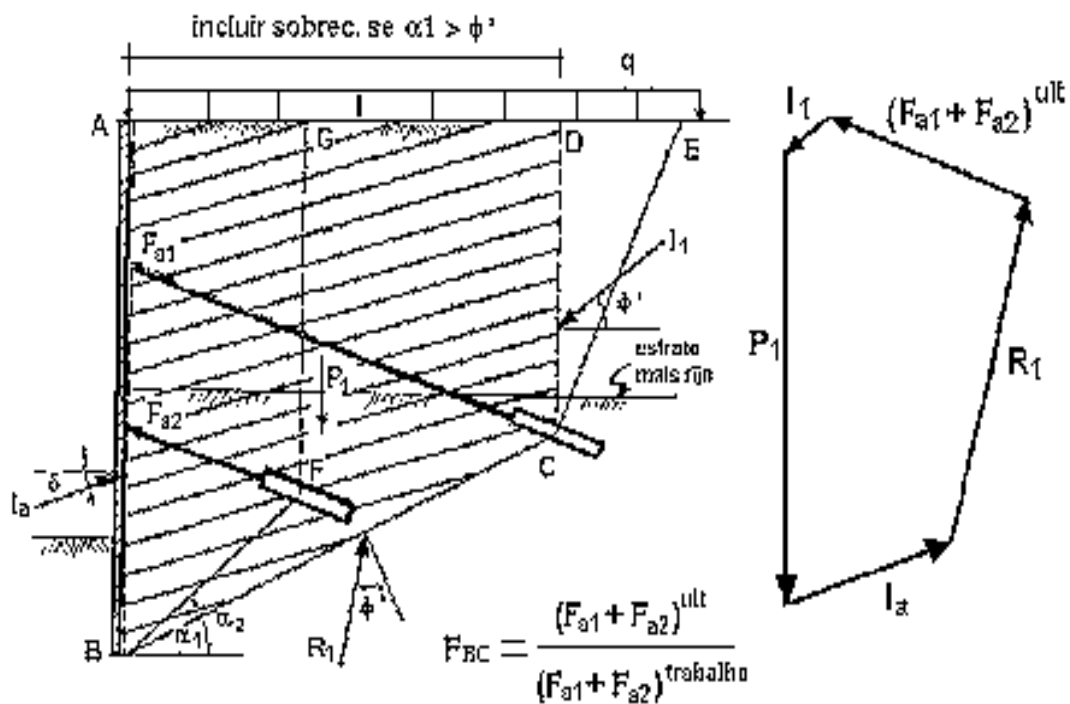


Figura 2.20 - Polígono de forças no Método de Kranz - Ancoragem dupla - Caso 3 - tirante superior mais longo (Ranke e Ostermayer, 1968) .

Alguns autores, como Fernandes (1983), alertam para a importância de se fazer uma análise de estabilidade global por métodos convencionais, equilíbrio limite, considerando parâmetros não drenados do solo para o correto posicionamento do bulbo de ancoragem e centro sobre a superfície de ruptura com FS mínimo de 1,5, além da análise pelo Método das Cunhas.

Littlejohn (1976) citado em Fernandes (1983), salienta que o fator de segurança, como foi definido por Kranz (1953), pode levar à idéia equivocada de que ancoragens pouco esforçadas são preferíveis, por apresentarem Fatores de Segurança superiores àqueles que suportam maiores carregamentos, uma vez que o Fator de Segurança e a força aplicada são inversamente proporcionais.

2.6.1.4. Método de Ranke-Ostermayer (1968) – Método alemão

O Método de Ranke-Ostermayer realiza a análise da ruptura interna das cortinas atirantadas, uma vez que os tirantes participam do processo de ruptura. O dimensionamento do comprimento livre é realizado com o intuito de se alcançar o fator de segurança desejado.

O fator de segurança é obtido pela divisão de $A_{h\text{ poss}}$, que é o valor da carga máxima do tirante, por $A_{h\text{ existente}}$. $A_{h\text{ existente}}$ é determinada por meio do empuxo (E_a) e do espaçamento entre os tirantes.

Serão apresentados a seguir os modelos de análise e as fórmulas a serem utilizadas para cálculo, considerando as três situações: talude com uma, duas e múltiplas ancoragens. Não serão apresentados os polígonos de forças que atuam sobre cada cunha (polígono representando a situação limite, FS=1) e nem a dedução das fórmulas, pois não se trata do objetivo principal desta dissertação e eles são apresentados de forma detalhada em diversas publicações.

Caso de uma ancoragem

Na Figura 2.21 é representado o modelo de análise para este caso, com as seguintes variáveis representadas:

- G – peso da cunha de solo $abcd$
- E_a - reação da cortina sobre a cunha de solo; determinada a partir de uma teoria de empuxo de terras ou a partir de diagramas aparentes
- E_1 – ação do terreno à direita da cunha sobre a cunha, admitindo-se uma parede equivalente; também obtido a partir de uma teoria de empuxo de terras
- Q – reação do maciço de terra sobre a cunha $abcd$ ao longo da superfície ab , admitindo-se todo o atrito mobilizado
- δ - ângulo de atrito solo-cortina, adotado também para a parede equivalente
- A_{poss} – esforço que equilibra a cunha (para um fator de segurança igual a 1), e que representa o máximo esforço possível no tirante para a posição considerada

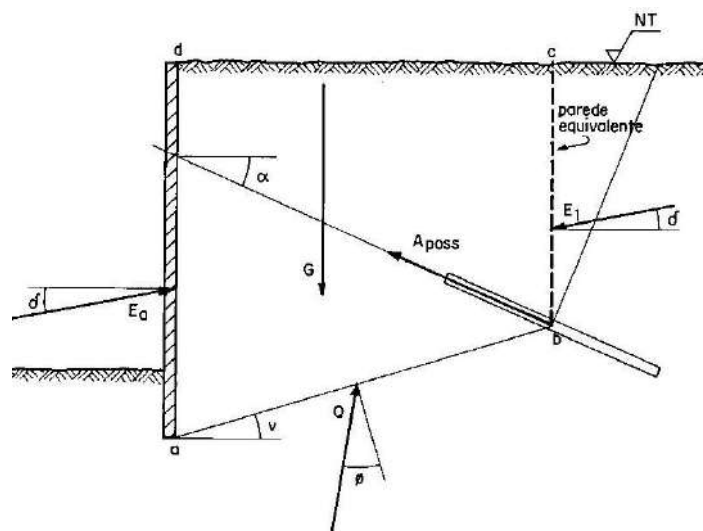


Figura 2.21 – Modelo de análise admitido para cálculo para o caso de cortinas com um nível de ancoragem (Ranke e Ostermayer, 1968, segundo Costa Nunes).

Para o cálculo, procede-se da seguinte forma:

$$E_{rh} = [G - (E_{ah} - E_{1h})tg\delta]tg(\phi - \vartheta) \quad (2.27)$$

Sendo, E_{ah} e E_{1h} as projeções horizontais de E_a e E_1 .

$$A_{hposs} = \frac{(E_{ah} - E_{1h} + E_{rh})}{1 + tg \alpha \, tg(\phi - \theta)} \quad (2.28)$$

$$FS = \frac{A_{hposs}}{A_{hexistente}} \quad (2.29)$$

Caso de duas ancoragens

Para cortinas com duas ancoragens, dependendo da posição do centro de ancoragem do tirante superior em relação ao centro de ancoragem do inferior, podem ocorrer duas situações distintas:

- Caso 1: Centro do bulbo de ancoragem superior no interior da cunha ativa de deslizamento da ancoragem inferior ou no trecho no interior da cunha limitada pela cortina e pela parede equivalente correspondente (Figura 2.22). Analisa-se a ruptura do tirante superior individualmente (superfície ab_1e_1) e depois a ruptura no trecho que abrange ambos os tirantes (superfície ab_2e_2)

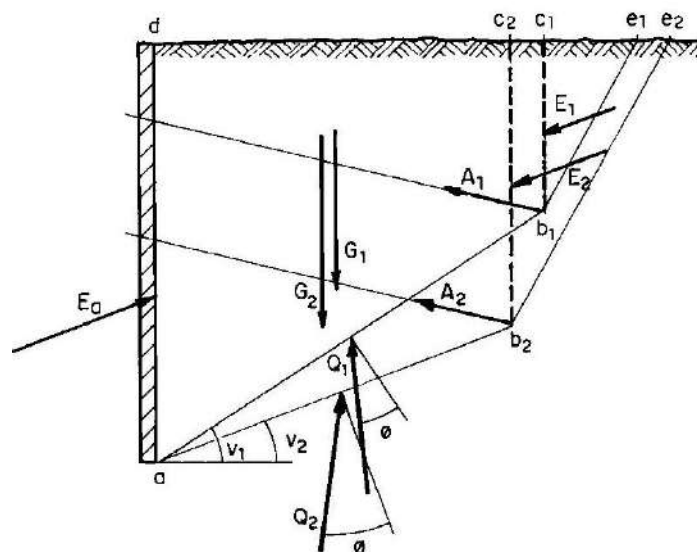


Figura 2.22 – Modelo de análise admitido para cálculo para o caso de cortinas com dois de ancoragem, caso 1 (Ranke e Ostermayer, 1968, segundo Costa Nunes).

Para a ruptura ao longo da superfície ab_1e_1 , o fator de segurança é o mesmo apresentado na equação (2.29) anteriormente.

Para a ruptura ao longo da superfície ab_2c_2 , temos contribuição dos dois tirantes, logo:

$$FS = \frac{A_{hposs}}{A_{1hexistente} + A_{2hexistente}} \quad (2.30)$$

- Caso 2: Centro do bulbo de ancoragem superior externo à cunha ativa de deslizamento da ancoragem inferior (Figura 2.23). Neste caso o processo é inverso, o tirante inferior deverá ser analisado individualmente (através da análise da superfície ab_2e_2), depois o conjunto de tirantes (através da análise da superfície ab_1e_1) e por último deve-se verificar a superfície $ab_2b_1e_1$.

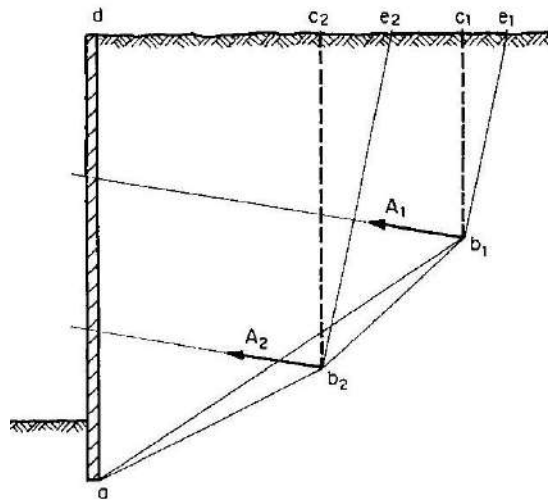


Figura 2.23 – Modelo de análise admitido para cálculo para o caso de cortinas com dois de ancoragem, caso 1 (Ranke e Ostermayer, 1968, segundo Costa Nunes).

Neste caso 2 teremos que:

$$FS_{ab_1e_1} = \frac{A_{h(ab_1e_1)poss}}{A_{1hexistente}} \quad (2.31), \quad FS_{ab_2e_2} = \frac{A_{h(ab_2e_2)poss}}{A_{2hexistente}} \quad (2.32)$$

$$e \quad FS_{ab_2b_1e_1} = \frac{A_{h(ab_2b_1e_1)poss}}{A_{1hexistente} + A_{2hexistente}} \quad (2.33)$$

Podemos, a favor da segurança, unir as equações (2.32) e (2.33), na equação (2.34) fornecida (incorporando as análises das superfícies ab_2e_2 e $ab_2b_1e_1$):

$$FS'_{ab_2b_1e_1} = \frac{A_{h(ab_2e_2)poss}}{A_{1hexistente} + A_{2hexistente}} \quad (2.34)$$

Caso de múltiplas ancoragens

Para o caso de múltiplas ancoragens, segue-se o mesmo procedimento, verificando o posicionamento de cada bulbo de ancoragem em relação aos outros bulbos, observando se pode ser considerado um fator instabilizante ou não para a superfície a ser analisada.

Destaca-se que o método alemão foi desenvolvido, originalmente, para solos granulares, o que consistia em uma impossibilidade, uma vez que as análises de ruptura externa admitem coesão. De forma a solucionar este problema, Pacheco e Danziger (2001) apresentaram uma generalização do método, propiciando sua aplicação para solos com intercepto de coesão e ângulo de atrito. Na Figura 2.24 é apresentado o polígono de forças proposto pelos autores.

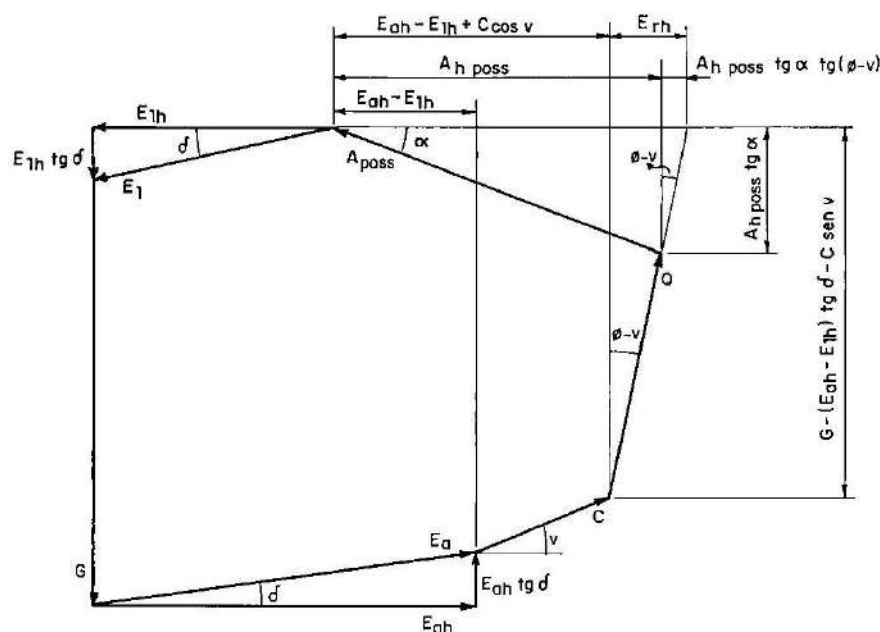


Figura 2.24 – Polígono de forças no caso de solos com coesão e atrito no método de Rankine-Ostermayer (Pacheco, Danziger, 2001).

É possível observar que, para os casos de maior complexibilidade, em virtude da geometria da cortina ou do terrapleno, da estratificação do solo, da presença de superfícies reliquias, da variação de sobrecargas ou da presença de lençol freático, por exemplo, estes cálculos para cortinas com mais de uma linha de ancoragem se tornam muito penosos. Muitas vezes então, os projetistas optam por utilizar análises por equilíbrio limite através de programas computacionais para o dimensionamento de cortinas atirantadas.

Como forma de comparação, nesta dissertação, além de análises de cortinas com programas computacionais (foco deste trabalho), elaborar-se-á cálculos para as mesmas cortinas, utilizando o método de Ranke Ostermayer (com generalização para situação com intercepto de coesão proposta por Pacheco e Danziger, 2001) e também o método brasileiro de Costa Nunes e Velloso (1963), que será visto a seguir.

2.6.2. Métodos de Fatias

Grande parte das análises de estabilidade de taludes faz-se através do método das fatias. A sua aplicação consiste em arbitrar uma superfície de deslizamento, que pode assumir configuração circular ou não, e proceder ao cálculo do equilíbrio da massa de solo através das equações da estática:

$$\sum F_v = 0 \quad (2.35)$$

$$\sum F_h = 0 \quad (2.36)$$

$$\sum M_o = 0 \quad (2.37)$$

O cálculo das expressões (2.35) a (2.37) é realizado dividindo-se o solo acima da linha de ruptura em fatias de faces verticais (Figura 2.25) e analisando o equilíbrio das mesmas (Figura 2.26).

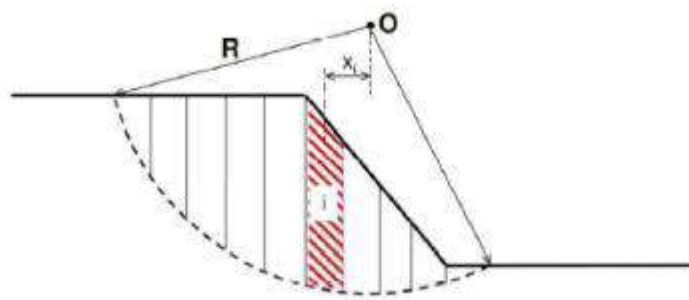


Figura 2.25 – Divisão de um talude genérico em fatias.

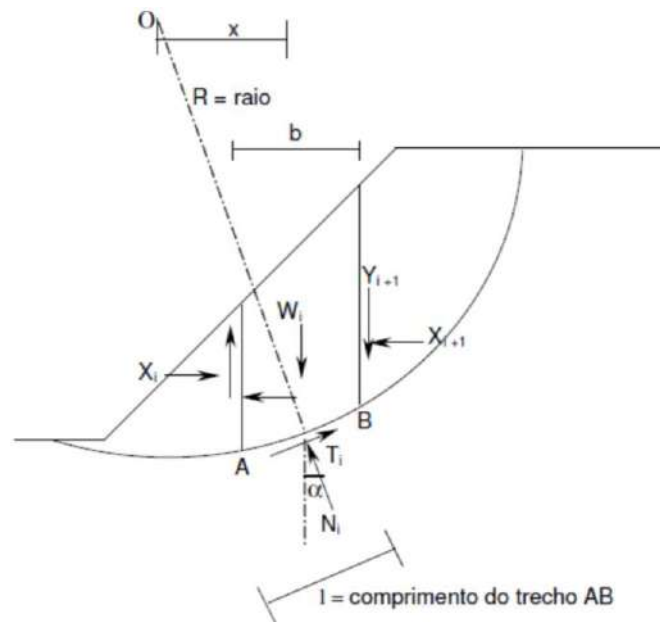


Figura 2.26 – Forças norma e cisalhantes numa fatia genérica.

Escrevendo uma equação de momentos em relação ao ponto O e tendo em conta as forças representadas na figura 2.26, vem:

$$M_{est} = r \sum T_{f,i} * l_{AB,i} \quad (2.38)$$

$$M_{inst} = r \sum W_i * \text{sen } \alpha_i \quad (2.39) ,$$

em que M_{est} é o momento das forças estabilizadoras (aquelas que se opõem ao deslizamento), $l_{AB,i}$ o comprimento do segmento recto que une os pontos A e B da base de uma fatia genérica i, e M_{inst} o momento das forças instabilizadoras (aquelas que favorecem o deslizamento).

Definindo o fator de segurança pela equação 2.40:

$$FS = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{instabilizadores}} \quad (2.40)$$

e substituindo o numerador e denominador pelas expressões (2.38) e (2.39), respectivamente, vem:

$$FS = \frac{\sum T_{f,i} * l_{AB,i}}{\sum W_i * \text{sen } \alpha_i} \quad (2.41)$$

Sendo,

$$T_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.42)$$

a equação (2.41) pode ser escrita da forma:

$$FS = \frac{\sum (c'_i * l_{AB,i} + \sigma'_i \tan \phi'_i * l_{AB,i})}{\sum W_i * \text{sen } \alpha_i} \quad (2.43)$$

Simplificando, pode escrever-se ainda:

$$FS = \frac{\sum (c'_i * l_{AB,i} + \tan \phi'_i * N'_i)}{\sum W_i * \text{sen } \alpha_i} \quad (2.44)$$

Por equilíbrio de forças segundo a direção horizontal, vem:

$$Z_i \cos \theta_i - Z_{i+1} \cos \theta_i + N_i \text{sen } \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.45)$$

onde Z_i e θ_i são a resultante das forças de interação e sua inclinação com a horizontal, respectivamente, e N_i , α_i e T_i a reação normal, a inclinação e a força tangencial na base da fatia, respectivamente. Do equilíbrio de forças na direção vertical resulta:

$$Z_i \cos \theta_i - Z_{i+1} \text{sen } \theta_i + W_i - N_i \cos \alpha_i - T_i \text{sen } \alpha_i = 0 \quad (2.46)$$

A obtenção da expressão de FS poderia ser feita, tal como já se referiu, através de uma equação de equilíbrio de forças ou pela equação de equilíbrio limite ao corte.

A sua determinação a partir da equação de momentos é, no entanto, a mais utilizada pelos diferentes Métodos de Equilíbrio Limite. Analisando o número de incógnitas e o número de equações disponíveis verifica-se que o problema é estaticamente indeterminado. Sendo n o número de fatias, temos $(6*n-2)$ incógnitas para $(4*n)$ equações. As tabelas 2.2 e 2.3 fazem a listagem de cada uma das equações e incógnitas.

Tabela 2.2 – Listagem de equações

Equações	Tipo de equação
n	Equilíbrio de momentos
$2*n$	Equilíbrio de forças (em x e y)
n	Critério de rotura de Mohr-Coulomb
$4*n$	Total de equações

Tabela 2.3 – Listagem de incógnitas

Incógnitas	Tipo de variável
1	Factor de segurança
n	N' (força normal na base da fatia)
n	Ponto de aplicação de N'
n	T (força de corte na base da fatia)
$n-1$	Z (força de interação entre fatias)
$n-1$	Θ (inclinação da força Z)
$n-1$	Ponto de aplicação de Z
$6*n-2$	Total de variáveis

Com o intuito de resolver o problema da hiperstaticidade, vários autores formularam novamente o método das fatias introduzindo hipóteses para reduzir o número de incógnitas. Uma das simplificações adoptada em todos os métodos consiste em assumir que o esforço normal na base atua no ponto central da fatia, o que será razoável se ela for de largura infinitesimal. Desta forma o número de incógnitas ficou reduzido para $(5*n-2)$. Para $n > 2$ o problema continua indeterminado,

exigindo a implementação de outras simplificações, para além da exposta, o que resultou na origem de novos métodos de análise.

Em 1936, Fellenius introduziu o primeiro método para uma superfície de deslizamento circular, também conhecido por Método Sueco. Outros lhe sucederam, como por exemplo, Janbu (1954), Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Correia (1989), entre outros. A explanação detalhada de cada um extrapola o âmbito deste trabalho. Apenas será brevemente explicitado o método de Bishop simplificado (simplificação realizada para a análise proposta por Bishop, 1955), por ter sido o método escolhido para as análises feitas no programa computacional de equilíbrio limite utilizado na elaboração deste trabalho (SLOPE/W 2012).

Com a evolução dos computadores surgiram vários estudos que fazem a avaliação relativa e comparação dos métodos de equilíbrio limite, especialmente nos últimos 25 anos, como refere Duncan (1996). Embora não se fazendo uma abordagem exaustiva de cada um dos métodos, o autor julga pertinente a apresentação das principais diferenças entre os mesmos, desde a sua génese aos resultados por eles fornecidos.

Conforme refere Krahn (2001), as grandes diferenças entre os métodos residem nas equações da estática que são satisfeitas, nas forças entre fatias consideradas no cálculo (normais e de corte), e na distribuição das forças de interação. As forças normais e de corte atuam na base e nas faces laterais das fatias, conforme ilustrado pela figura 3.22 apresentada anteriormente, onde Y_i representa a força tangencial e X_i a força normal entre fatias. Na base estão aplicadas N_i e T_i , a reacção normal e de corte, respectivamente.

As tabelas 2.4 e 2.5 apresentam-se as características dos principais métodos de equilíbrio limite (os mais abordados na bibliografia). A partir do número de equações da estática consideradas no cálculo, é-lhes atribuída a classificação de métodos rigorosos ou não rigorosos. Os primeiros serão, naturalmente, aqueles que satisfazem as três condições de equilíbrio (força nas duas direções e momentos). Embora o

método de Janbu seja referido no quadro 3.3, o mesmo autor desenvolveu também um método rigoroso. No entanto esse não será aqui abordado.

Tabela 2.4 – Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_o=0$	$\sum F_h=0$	$\sum F_v=0$	Força E	Força X	Z
Fellenius	Circular	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não existe
Bishop Simplificado	Qualquer	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Qualquer	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Horizontal

Tabela 2.5 – Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_o=0$	$\sum F_h=0$	$\sum F_v=0$	Força E	Força X	Z
Spencer	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Correia	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

2.6.2.1. Método de Bishop simplificado (1960)

O Método de Bishop simplificado é apresentado por ser o método utilizado pelo programa computacional SLOPE/W nas análises descritas no subitem 3.3. O método foi desenvolvido inicialmente para análise de superfícies circulares, mas a sua aplicação também é válida para superfícies não circulares. O método simplificado ignora os esforços horizontais entre fatias, Figura 2.27, com uma perda de precisão de menos de 1% e satisfaz apenas o equilíbrio de momentos (de onde deriva o fator de segurança). Salienta-se que o fato dos esforços horizontais entre fatias não aparecerem na equação do fator de segurança não quer dizer que sejam zero, mas sim que um dos termos dessa equação seja zero.

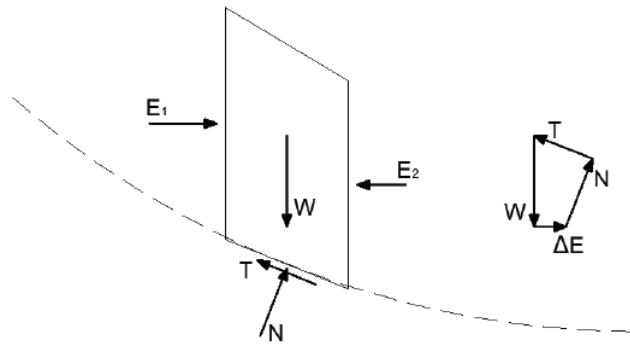


Fig. 2.27 – Fatia genérica e polígono de forças (método de Bishop)

Os bons resultados de FS que este método fornece para determinado tipo de análises motivaram o seu estudo mais aprofundado ao longo do tempo e comprovaram sua precisão quando comparado com outros métodos.

A reação normal na base é obtida através do equilíbrio de forças em cada fatia segundo a direção vertical à superfície de ruptura. Com isso, obtém-se:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n+1} - u * b - \frac{c' * l}{FS} * \text{sen } \alpha}{\text{cos } \alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg } \alpha * \text{tg } \theta'}{FS} \right\}} \quad (2.47)$$

Substituindo o valor de N' na equação 2.47 e rearranjando os termos, chega-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i * \text{sen } \alpha} \sum \left\{ c' * b + [(W - u * b) + (X_n - X_{n+1})] \right\} \frac{\text{tg } \theta'}{\text{cos } \alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg } \alpha * \text{tg } \theta'}{FS} \right\}} \quad (2.48)$$

O método de Bishop assume que:

$$\sum [(X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg } \theta'}{\text{cos } \alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg } \alpha * \text{tg } \theta'}{FS} \right\}} = 0 \quad (2.49)$$

Esta hipótese que permite desprezar as parcelas de esforço horizontal entre as fatias, chegando-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{sen} \alpha} \sum \left([c' * b + (W - u * b) \text{tg} \phi'] \frac{1}{\cos \alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg} \alpha * \text{tg} \phi'}{FS} \right\}} \right) \quad (2.50)$$

Como o FS aparece nos dois lados da equação 2.50, deve-se usar um cálculo iterativo para obter uma solução. O cálculo iterativo deverá ser realizado da seguinte forma: estima-se um valor inicial FS_1 e entra-se com esse FS_1 no lado direito da equação e extrai-se um novo valor de fator de segurança, FS_2 , que deve ser comparado com FS_1 . É necessária somente a precisão decimal no valor de FS em análises correntes. Caso a precisão não seja obtida, deve-se repetir o processo. Entra-se com esse FS_2 no lado direito da equação e extrai-se um novo valor de fator de segurança, FS_3 , que deve ser comparado com FS_2 e assim sucessivamente, até obter a precisão desejada.

Existem algumas dificuldades na aplicação do método de Bishop simplificado e recomenda-se aplicar outro método mais rigoroso quando ocorrer as seguintes situações:

- Na região no pé do talude, α negativo, gerando um valor negativo ou nulo no denominador de N' ;
- FS menor que 1,0, e excesso de poro-pressão (u) grande o suficiente para tornar o denominador de N' negativo.

2.6.3. Métodos de elementos finitos

O método mais utilizado para uma análise numérica tensão deformação é o Método dos Elementos Finitos (MEF). O sucesso na análise depende da experiência do usuário, como geotécnico e como usuário do programa, pois os resultados podem ser afetados pela seleção da malha de elementos finitos, pelas condições de contorno, pela seleção dos parâmetros de entrada e interpretação crítica dos resultados.

O MEF permite simular e analisar o comportamento mecânico de uma estrutura (infraestrutura, superestrutura e solo) bem como da vizinhança, mantendo os parâmetros geométricos da estrutura e do solo (por exemplo: superfície e estratigrafia). Com a ferramenta é possível incrementar carregamentos estáticos e dinâmicos, condições de contorno mais elaboradas, diferentes modelos constitutivos (lineares e não lineares, elásticos e plásticos), análise temporal, sequência construtiva, etc.

A interação solo-estrutura é um dos grandes diferenciais neste tipo de análise, uma vez que se altera o estado de deformação e conseqüentemente da tensão. A interface solo-estrutura pode ser analisada tanto no contato da cortina quanto no contato da ancoragem com o solo.

3. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

Os programas modernos que utilizam de equilíbrio limite possibilitam a análise de casos complexos. É possível considerar-se estratigrafia complexa, condições de poropressão altamente irregulares, vários modelos de resistência ao cisalhamento linear e não linear, quase qualquer tipo de forma de superfície deslizante, cargas concentradas e reforço. As formulações de equilíbrio limite com base no método de fatias também estão sendo aplicadas cada vez mais à análise de estabilidade de estruturas como cortinas atirantadas, solos grampeados e encostas reforçadas com geogrelhas e/ou geotêxteis.

Além da vantagem de analisar problemas cada vez mais complicados, os programas modernos permitem também compreender melhor o próprio método de equilíbrio limite. Por exemplo, visualizar graficamente todas as forças detalhadas em cada fatia na massa potencialmente instável ou visualizar a distribuição de uma variedade de parâmetros ao longo da superfície deslizante (deslocamentos, tensões, etc.), ajuda a entender melhor o comportamento do solo e obter detalhes do método utilizado.

A visualização gráfica de parâmetros diversos conduz a uma maior compreensão do método, particularmente as diferenças entre os vários métodos disponíveis, mas também evidenciou limitações nas formulações de equilíbrio limite. A exposição das limitações revelou que o método talvez esteja sendo empurrado para além do seu propósito.

O método de fatias foi inicialmente concebido para a situação em que a tensão normal ao longo da superfície de deslizamento é influenciada principalmente pela gravidade (peso da fatia). Incluir reforço na análise vai muito além da intenção inicial e por este motivo deve-se tomar muito cuidado com as considerações feitas em cada programa. Embora as limitações não impeçam necessariamente o uso do método na prática, entender as limitações é vital para a interpretação dos resultados.

O programa SLOPE/W é atualmente bastante utilizado por empresas do mundo todo em análises computacionais corriqueiras para cortinas atirantadas, tendo a

vantagem de ser extremamente intuitivo na inserção dos dados. No entanto, por ser um programa com código não disponível, não é possível alterar as considerações e as fórmulas utilizadas para cada método que o programa disponibiliza. Os métodos tradicionais são simplificados, rápidos e a experiência prática mostra ser satisfatória, entretanto podem levar a um equivocado dimensionamento da estrutura. Algumas considerações sobre o programa, pertinentes ao escopo desta dissertação, são detalhadas no subitem 4.1.

Neste estudo, o programa RS², para análise 2D de elementos finitos, também foi utilizado para melhor compreensão do comportamento solo-estrutura atuante em contenções de cortina atirantada. O programa utiliza-se de métodos iterativos para prever o comportamento de estruturas quanto ao comportamento hidráulico ou mesmo possível rotura.

3.1. SLOPE/W 2012 (Geo Studio)

De acordo com o manual do programa SLOPE/W, da empresa Geo Studio, o programa está no mercado desde 1977, tendo sido o código inicial foi desenvolvido pelo Professor D.G. Fredlund na Universidade da Saskatchewan. Segundo o mesmo manual, a primeira versão comercial foi instalada em computadores mainframe. Em seguida, na década de 1980, quando computadores pessoais ficaram disponíveis, o código foi completamente reescrito. O tempo de processamento ficou disponível a um custo fixo relativamente baixo, mas a memória do computador era escassa e, portanto, o código precisava ser reestruturado para este ambiente de hardware (manual SLOPE/W).

O produto foi renomeado PC-SLOPE e lançado em 1983. Mais tarde, na década de 1980, tornou-se evidente que a interação gráfica com o programa seria a onda do futuro e, conseqüentemente, uma interface gráfica de usuário semelhante ao programa CAD foi desenvolvida.

O programa foi novamente renomeado como SLOPE/W para refletir o ambiente Microsoft Windows e a partir de então ele ficou com uma interface de usuário gráfica. SLOPE/W foi o primeiro produto de programa geotécnico disponível comercialmente para analisar a estabilidade de taludes. Atualmente, SLOPE/W está sendo usado por profissionais tanto na educação como na prática.

A análise feita pelo programa se inicia através da descrição de 5 componentes:

- Geometria - descrição da estratigrafia e formato de superfícies potenciais de deslizamento;
- Resistência do solo - parâmetros utilizados para descrever a resistência do solo (material);
- Poro-pressão - meios para definir as condições de poro-pressão;
- Reforços ou interação solo-estrutura – geotêxteis, grampos, tirantes e estacas;
- Cargas impostas - sobrecargas ou cargas de terremoto dinâmicas.

O SLOPE/W foi projetado e desenvolvido para a análise de estabilidade das obras de terra e encostas, não tendo sido criado especificamente para projetar estruturas

de contenção (manual SLOPE/W). No entanto, ele pode ser usado para avaliar a estabilidade global de um muro de peso, para encontrar as forças ativas em uma parede, para analisar a estabilidade de uma fatia de solo reforçada com algum componente estrutural (tirante previamente tracionado, solo grampeado, geotêxteis, etc).

O programa permite a realização das análises através de métodos de equilíbrio limite, utilizando o métodos das fatias. Os seguintes métodos podem ser utilizados:

- Morgenstern-Price
- Spencer
- Corps of Engineers
- Lowe-Karafiath
- Janbu generalizado
- Sarma
- Bishop
- Janbu
- Fellenius

Uma qualidade do programa SLOPE/W, são os gráficos e diagramas que ele fornece para os resultados das análises, pormenorizados, porém de modo simplificado, facilitando a obtenção dos valores utilizados nos cálculos.

Dentre os vários resultados que oferece, estão os diagramas de corpo livre e polígono de forças de cada fatia. Além de poder ser especificado no início da análise exatamente o número de fatias que é desejado que o programa utilize na obtenção da superfície potencial de ruptura (refinando mais ou menos os cálculos de acordo com a necessidade), o programa ele informa as forças que foram consideradas em cada fatia individualmente. Tem-se informação, para cada uma delas, da geometria, peso, força normal e cisalhante na base, forças de poro-pressão atuantes (quando houver) e esforços horizontais entre fatias (mesmo que o método escolhido não considere esses valores nos cálculos).

3.1.1. Mobilização das forças de reforço

Existem duas maneiras de se visualizar a influência dos reforços para o fator de segurança de deslizamento de uma superfície. Pode-se considerar que as forças nestes componentes reduzem as forças instabilizantes do talude causadas pela ação gravitacional (peso da massa de solo envolvida) ou que essas cargas de ancoragem aumentam a resistência ao cisalhamento da massa de solo, aumentando dessa forma o fator de segurança. No primeiro caso, não é aplicado um fator de segurança diretamente nas cargas dos tirantes, sendo assumido que as forças são mobilizadas imediatamente. Já no segundo caso, como o reforço é visto como um incremento na resistência ao cisalhamento, suas forças também são divididas pelo fator de segurança e considera-se que a resistência do solo ao cisalhamento e as forças de resistência dos reforços são desenvolvidas e mobilizadas a uma mesma taxa (o que não é totalmente exato).

O efeito do reforço pode impactar imediatamente a estabilidade (quando o reforço é pré tensionado, como é o caso normalmente dos tirantes), pode se desenvolver ao longo da execução ou até mesmo só quando o solo sofre deformações (como é o caso dos geotêxteis e grampos, que são componentes passivos). No caso dos passivos, as cargas de ancoragem só são mobilizadas quando as tensões no solo também são mobilizadas, conforme o solo se deforma.

Portanto, de acordo com o tipo de reforço a ser utilizado, deve ser analisada qual a melhor abordagem a ser aplicada. O SLOPE/W disponibiliza essa opção de análise, chamada de “F of S Dependent”. No caso de geotêxteis e grampos, o recomendando é selecionar a opção “Yes” (dependentes do fator de segurança) e, no caso dos tirantes, o recomendado é optar pelo “No” (forças nos reforços aplicadas diretamente na fórmula).

Quando é utilizada a opção “Yes” (reforços passivos), o programa dividirá o valor das forças de reforço pelo fator de segurança global final, por este motivo, o manual do SLOPE/W recomenda usar fator de segurança 1 para resistência de arrancamento e tração do reforço utilizado. Dessa forma, o fator de segurança obtido pela análise é aplicado para a resistência do solo e também do reforço. No entanto, quando é selecionada a opção “No”, são utilizadas as cargas de reforço disponíveis diretamente e o reforço não é alterado pelo fator de segurança global.

Chama-se atenção para o fato de que, ao se utilizar a opção “No“, os valores do fator de segurança final será sempre um pouco mais elevado. Deve-se então avaliar com cuidado se essa opção é realmente a mais representativa da situação. No caso do objeto de estudo neste trabalho, as cortinas atirantadas, será utilizada sempre essa opção “No” para “F of S Dependent” nas análises, por representar uma contenção ativa.

3.1.2. Distribuição de tensões nas fatias

3.1.2.1. Cargas concentradas e distribuídas

Utilizando o programa SLOPE/W, as cargas nos tirantes podem ser consideradas de duas formas nos cálculos: concentradas ou distribuídas. No momento em que se definem as características dos tirantes, é dada essa opção ao usuário.

Cargas concentradas na base da fatia

Neste caso, são aplicadas as forças nas fatias que têm sua base interceptada pela linha de ação dos tirantes, e apenas nelas. Essa condição terá designação, por simplificação, de “cargas concentradas”. As outras fatias terão seu diagrama de corpo livre e polígono de forças afetado apenas pelas forças oriundas do próprio solo e ação do nível d’água.

É importante ressaltar que os valores das forças consideradas na base destas fatias específicas têm de grandeza força/unidade de comprimento. Como as nos tirantes são aplicadas pontualmente e os tirantes possuem um espaçamento horizontal pré-definido pelo usuário do programa, o valor que aparece no polígono é a carga aplicada a cada tirante dividida pelo espaçamento horizontal.

A seguir é apresentado um exemplo para uma cortina atirantada com duas linhas de tirantes de 120 kN cada, espaçados a cada 2 m horizontalmente (Figura 4.1). São destacadas nesta figura duas fatias, cujos diagramas de corpo livre e polígonos de força são apresentados nas Figuras 4.2 (fatia 3) e 4.3 (fatia 4). A fatia 3, tem sua base interceptada pelo tirante superior e a fatia 4, é interceptada pelo mesmo tirante, porém

apenas no meio da fatia. A análise neste exemplo foi realizada através do método de Bishop simplificado.

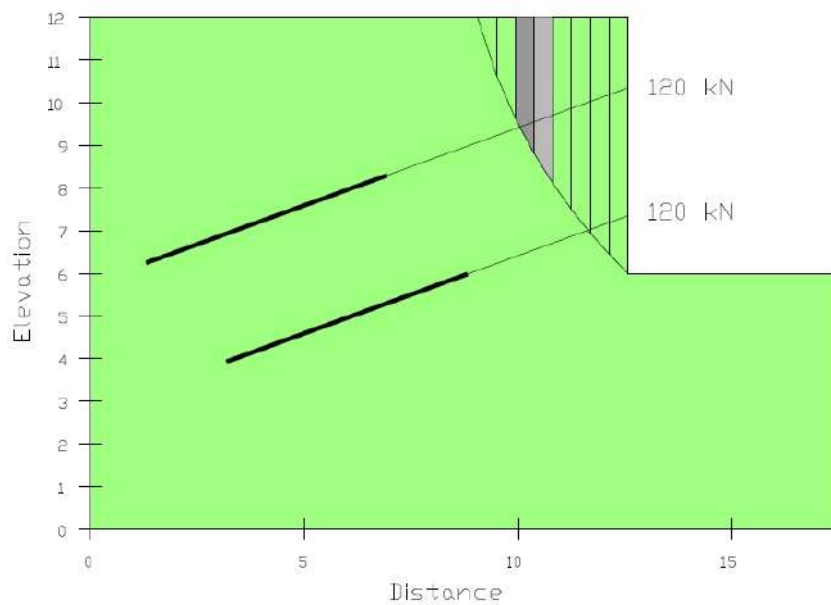


Figura 4.1 - Esquema de uma cortina com 2 linhas de tirantes.

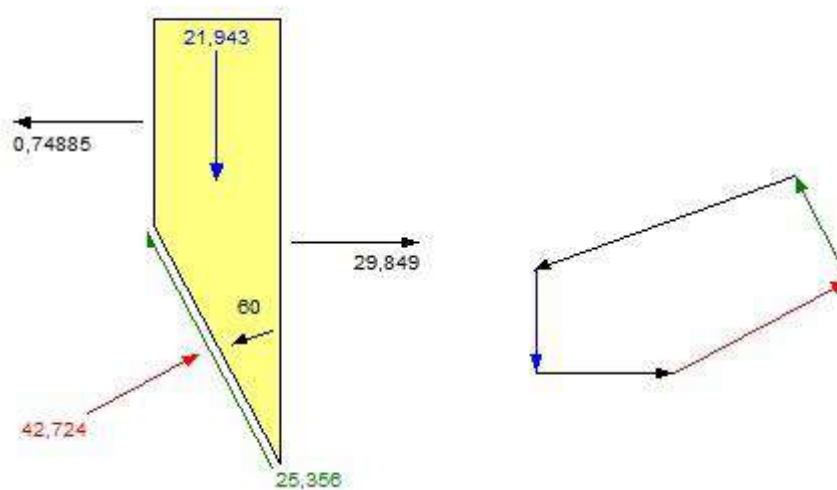


Figura 4.2 - Fatia 3 e polígono de forças.

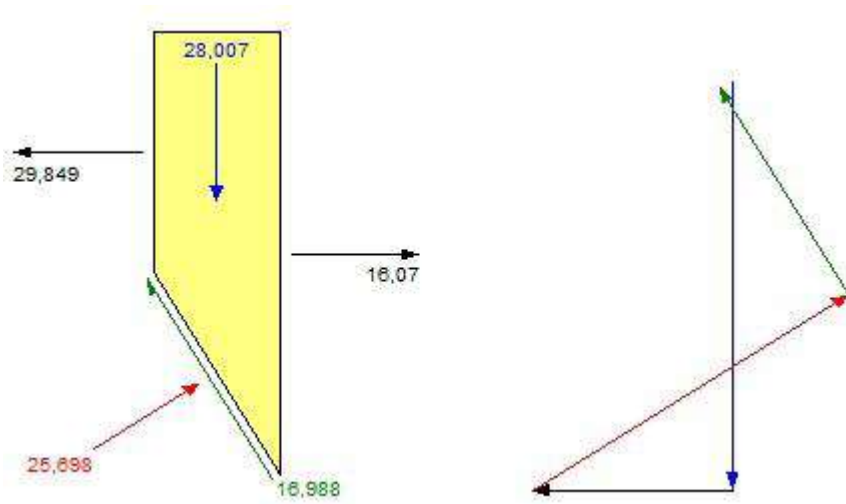


Figura 4.3 - Fatia 4 e polígono de forças .

Na fatia 3 apresentada, a carga aplicada na base da fatia é 60 kN (120 kN de carga de cada tirante / 2m de espaçamento horizontal). O mesmo acontece na fatia 6 (interceptada pelo tirante inferior). Porém, no restante das fatias, nenhuma força proveniente do tirante é considerada nas análises, como é apresentado para a fatia 4.

Interessante notar que, por ter sido utilizado o método de Bishop, os polígonos de força nas Figuras 4.2 e 4.3 não fecham totalmente (apesar de na fatia 3 se aproximar bastante disto). Isto ocorre pois, no método de Bishop não são consideradas as forças cisalhantes entre as fatias, portanto não há um equilíbrio de forças horizontais, no entanto o equilíbrio de momentos é garantido.

Utilizando esta opção do programa com a consideração das cargas nos tirantes concentradas apenas nas bases das fatias interceptadas pelos tirantes, a distribuição de forças normais logicamente possui picos bem definidos. A Figura 4.4 apresenta o gráfico de tensões normais na base da fatia x número de fatias, para o exemplo fornecido na Figura 4.1.

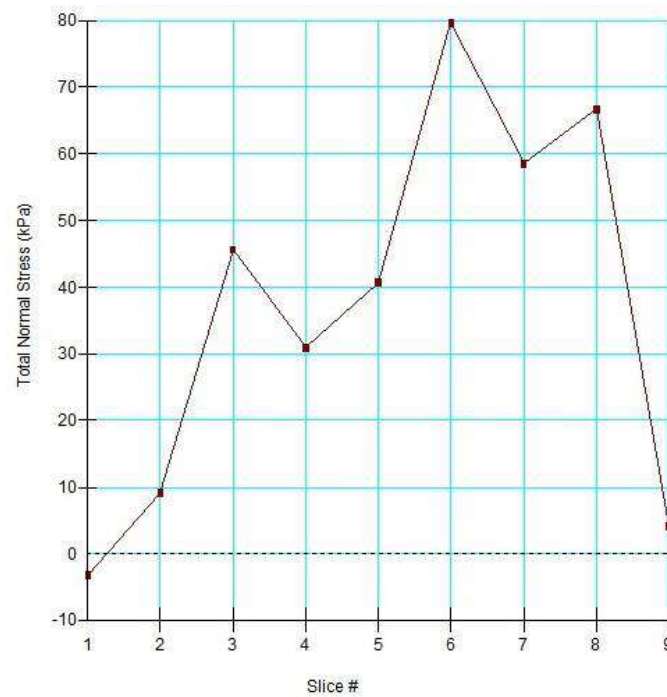


Figura 4.4 - Distribuição de tensões normais ao longo da superfície de ruptura quando são consideradas cargas concentradas.

Cargas distribuídas nas bases das fatias

Essa opção de análise foi adicionada mais recentemente ao programa e permite uma distribuição das cargas de reforço na base de todas as fatias interceptadas pela linha de ação dos tirantes, não apenas nas que possuem sua base interceptada. Essa condição terá designação, por simplificação, de “cargas distribuídas”. Desta forma esta carga considerada, além de ser a carga total do tirante dividida pelo espaçamento horizontal dos tirantes, ainda é dividida pelo número de fatias que cada tirante intercepta. Na Figura 4.5 é apresentado o mesmo exemplo anterior (com duas linhas de tirantes de 120 kN cada, espaçados a cada 2 m horizontalmente), porém são destacadas quais fatias recebem a contribuição das cargas nos tirantes. As fatias roxas possuem a contribuição apenas do tirante superior, enquanto as fatias laranjas recebem contribuição de ambos os tirantes. De qualquer forma, os somatórios das cargas de ancoragem consideradas no maciço são exatamente os mesmos para ambos os casos, “cargas concentradas” ou “cargas distribuídas”.

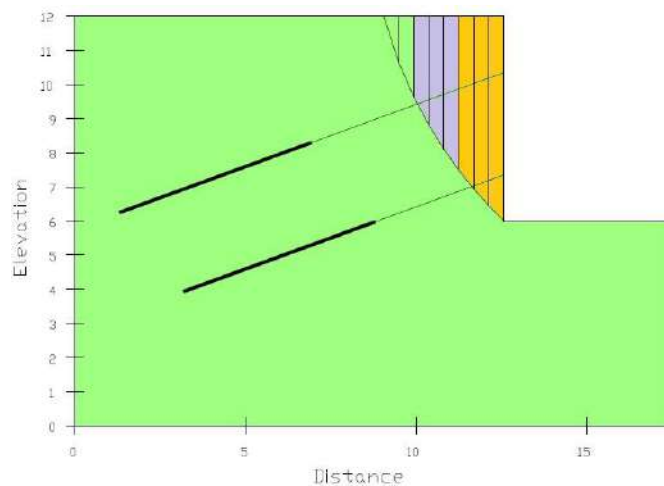


Figura 4.5 – Fatias com contribuição das cargas atuantes na base das fatias .

Em fatias interceptadas por mais de um tirante, a carga de reforço considerada na base será o somatório da contribuição de todos esses tirantes, como pode ser visto nas Figuras 4.6 e 4.7, para o exemplo da Figura 4.1 e 4.5, analisado com esta opção de tensões distribuídas.

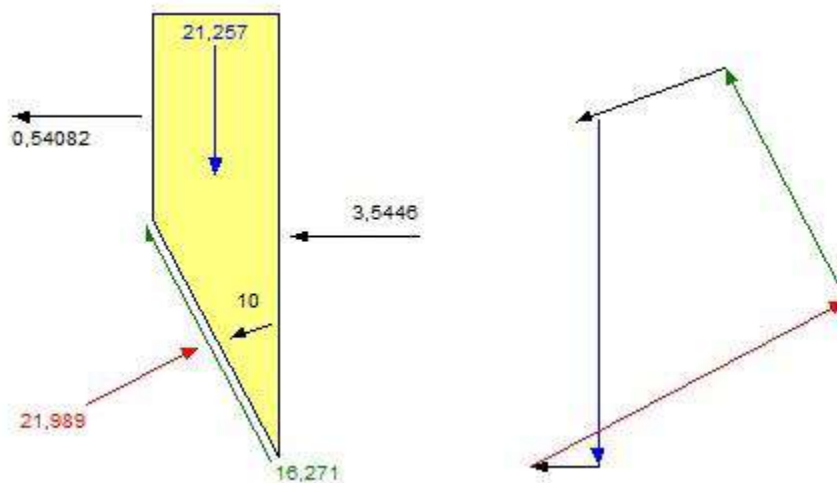


Figura 4.6 - Fatia 3 e polígono de forças, com contribuição apenas do tirante superior.

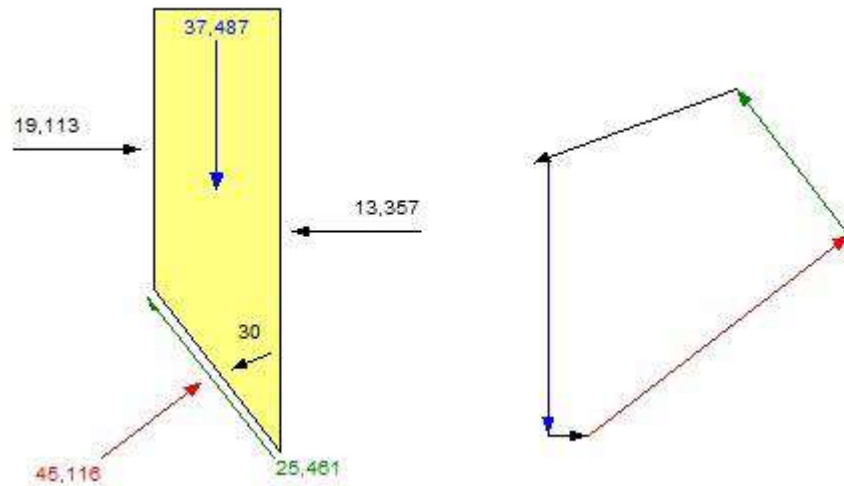


Figura 4.7 - Fatia 6 e polígono de forças, com contribuição dos dois tirantes.

Na fatia 3, como o tirante superior interceptava 6 fatias (fatias roxas e laranjas), a carga de 120 kN, além de ser dividida pelo espaçamento horizontal dos tirantes, foi dividida por 6 ($120/2 = 60$, $60/6 = 10$ kN). A partir da fatia 6, as fatias são interceptadas pelos dois tirantes, logo possui contribuição de ambos para as tensões em sua base, no entanto a força de 120 kN da segunda linha de tirantes será dividida apenas por 3 e somada aos 10 kN calculado anteriormente ($120/2 = 60$, $60/3 = 20$, $20 + 10 = 30$ kN).

Esta opção tem a vantagem de evitar os picos nos valores das forças normais nas bases das fatias quando as cargas são consideradas nas bases das fatias (como visto na Figura 4.4). O gráfico de tensões normais na base da fatia x número de fatias, para o mesmo exemplo fornecido na Figura 4.4, só que agora com consideração das “cargas distribuídas”, é apresentado na Figura 4.8. Logo, tem a vantagem de apresentar valores mais realísticos de distribuição de tensões bem como, essa distribuição das tensões ajuda a superar problemas de convergência. De qualquer forma, os fatores de segurança são praticamente idênticos.

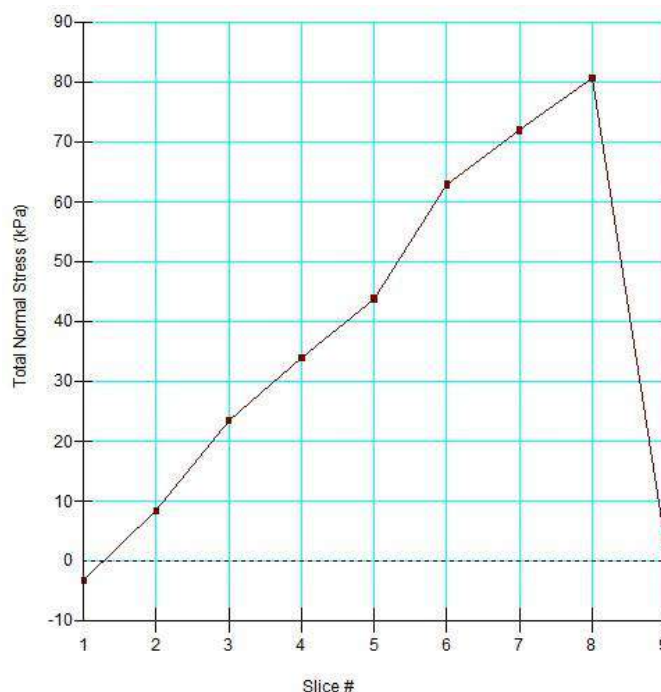


Figura 4.8 - Distribuição de tensões normais ao longo da superfície de ruptura quando são consideradas “cargas distribuídas”.

Uma das desvantagens deste tipo de consideração é que os resultados são mais difíceis de analisar, visto que as fatias podem ter múltiplas contribuições de vários tirantes. Mas a principal desvantagem a que se deve ter muito cuidado é quanto a possíveis erros. Pode ocorrer que para uma mesma cortina atirantada, os resultados sejam diferentes dependendo de quais fatias tenham as bases interceptadas pelos tirantes em cada superfície de ruptura. Este caso específico será detalhado melhor nas análises realizadas no programa, apresentadas no capítulo 5.

3.1.2.2. Cargas constantes e variáveis

Até a versão SLOPE/W 2007, podia ser aplicado ainda, outro diferencial para a maneira como as cargas de ancoragem podem ser consideradas nos cálculos: comportamento constante (“constant”) ou variável (“variable”) do tirante. Já a partir da versão de 2012, não há esta distinção e utiliza-se apenas a opção “variable” para as análises.

Cargas constantes

Quando escolhida a opção “constant”, a mesma carga é aplicada na base da fatia, independente da posição da superfície de ruptura. Ou seja, se o comprimento livre do tirante inicialmente projetado for insuficiente e a superfície potencial de ruptura passar pelo bulbo de ancoragem do mesmo, ainda assim a carga utilizada nos cálculos será correspondente à totalidade da carga disponível no tirante, independente do fato que um trecho do bulbo de ancoragem não está contribuindo para a resistência. Na Figura 4.9 é mostrado um exemplo para este caso, fornecido no manual do programa SLOPE/W 2012. Neste exemplo, a carga aplicada no tirante é 200kN, a resistência do bulbo é 50kN/m e o espaçamento horizontal entre tirantes é de 1m. O fator de segurança é de 1,3 nesta análise, segundo informado pelo manual.

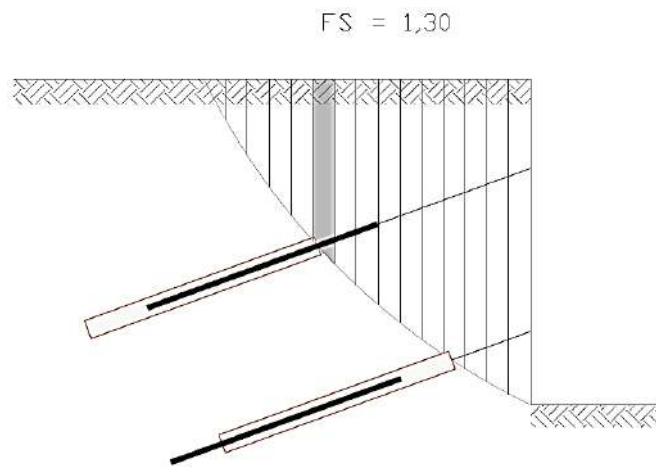


Figura 4.9 – Resultado da análise de estabilidade com a opção “constant” (adaptado do manual do programa SLOPE/W 2012) .

Neste exemplo, é utilizado na base da fatia 6 (fatia cuja base é interceptada pelo tirante superior) o valor de 200kN, como pode ser visto na Figura 4.10 a seguir.

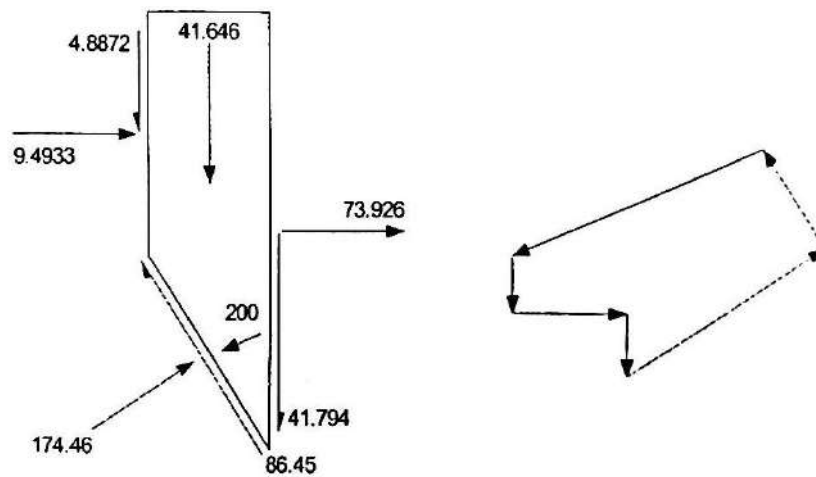


Figura 4.10 – Diagrama de corpo livre da fatia 6 com a opção “constant” (Manual do programa SLOPE/W 2012) .

Para que a totalidade da carga fornecida pelo reforço fosse realmente utilizada para estabilidade, o bulbo deste tirante deveria ter comprimento de 4m (200kN / 50kN/m) disponibilizado após a superfície potencial de ruptura. Portanto o comprimento livre deve ser aumentado.

Essa opção “constant” é útil para uma análise inicial, para determinar o que é requerido dos reforços. No entanto, deve ser utilizada apenas com o objetivo de comparação dos resultados, para checar se os comprimentos do bulbo e da barra estão adequados.

Cargas variáveis

Para esta forma de análise, a carga de trabalho do tirante pode variar. Pode ser nula, caso a superfície potencial de ruptura esteja após o final do bulbo, e pode alcançar o valor máximo que possui a resistência do bulbo (neste caso com a contenção sendo limitada pelo arrancamento do bulbo) ou a carga no tirante (contenção sendo limitada pela tração da barra).

Dessa forma, para o mesmo exemplo mostrado anteriormente na Figura 4.9, o diagrama de corpo livre da mesma fatia mostrada na Figura 4.10 (fatia 6), será bem diferente, com a carga proveniente do tirante reduzindo de 200kN para 138,89 kN, já

que a resistência do bulbo não está sendo utilizada em sua totalidade. Na Figura 4.11 são apresentadas as forças atuantes consideradas nessa fatia.

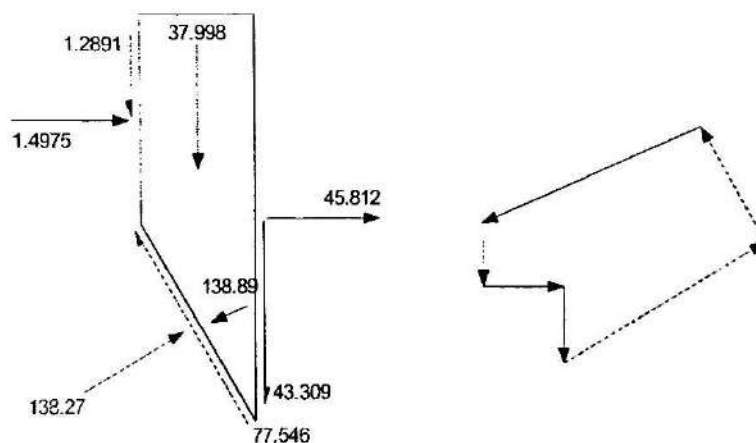


Figura 4.11 – Diagrama de corpo livre da fatia 6 com a opção “variable” (adaptado do manual do programa SLOPE/W 2012).

Conseqüentemente, o fator de segurança para o mesmo exemplo dado anteriormente diminuirá para 1,19, segundo informação do manual supracitado (Figura 4.12). Mostrando que a escolha pela opção “constant” para análise, se realizada sozinha, pode induzir a um resultado desfavorável à segurança.

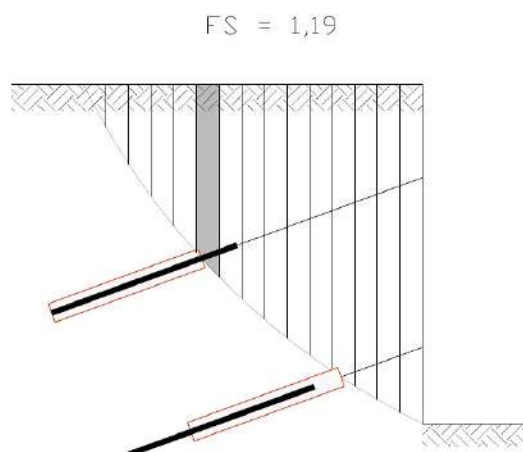


Figura 4.12 – Resultado da análise de estabilidade com a opção “variable” (adaptado do manual do programa SLOPE/W 2012) . .

3.2. Programa RS²

Para permitir uma comparação com os fatores de segurança das cortinas atirantadas obtidos pelo Método de Equilíbrio Limite, mostrado anteriormente, será apresentado também o Método dos Elementos Finitos (MEF), que permite o cálculo de FS para o sistema solo x cortina x ancoragens por meio de análises de tensão x deformação. Apesar deste tipo de programa, na prática, não ser utilizado para contenções simples de cortinas atirantadas, ele fornece uma comparação com os resultados obtidos por análise limite, possibilitando uma análise crítica. Para avaliar a acurácia desses resultados com casos reais de obra, o ideal seria as obras serem monitoradas, com medições de cargas e deslocamentos envolvidos.

Estas análises foram desenvolvidas com base no programa RS², da RocScience, em sua versão 9.0 (a mais recente). O RS² 9.0 permite a análise de elementos finitos elasto-plástico 2D é indicado para escavações subterrâneas ou de superfície em rocha ou solo. Ele pode ser usado para uma ampla gama de projetos de engenharia e inclui estabilidade de taludes por elementos finitos, análise de infiltração de águas subterrâneas, design de projeto, modelagem de rede conjunta e muito mais (site da RocScience). Como facilidade de uso, podem ser importados arquivos de outros programas para análise de estabilidade no RS².

A grande vantagem do programa é permitir a visualização gráfica das tensões principais envolvidas, tensões cisalhantes, cargas atuantes em cada reforço (quando utilizado para a análise de contenções), deslocamentos do conjunto solo-estrutura, deslocamento individual da estrutura, dentre outros.

O RS² é bastante interessante para avaliar situações de trabalho e não somente condições de ruptura, como os programas de equilíbrio limite costumam fazer. Especialmente para a análise de cortinas atirantadas, essa vantagem do programa se mostra extremamente importante, pois, sendo a condição de trabalho a que normalmente são solicitadas as cortinas, entender a distribuição das tensões atuantes e deslocamentos envolvidos se mostra extremamente importante.

Outro diferencial é a possibilidade dos usuários simularem as etapas da construção, analisando seus diversos estágios. No caso de uma cortina, é possível considerar, por exemplo, diferentes métodos construtivos, simular etapas de escavação e a ordem de protensão dos tirantes envolvidos. Em programas que realizam análises com equilíbrio limite, como por exemplo o SLOPE, citado anteriormente, não existe esta opção de multi-estágios, a contenção é analisada apenas em sua situação final de construção.

Deve-se atentar, no entanto, para a complexibilidade de informações que uma análise em elementos finitos exige. Parâmetros de rigidez, módulos de elasticidade, de deformação e variação de parâmetros geotécnicos com o aumento da profundidade são alguns dos dados que precisam ser conhecidos para se fazer uma análise deste tipo mais fiel à realidade. Em muitos casos de projetos, no entanto, estas informações nem sempre são conhecidas pelo projetista, ou pelo menos não de forma detalhada. Nestes casos, o uso indiscriminado deste tipo de programa, pode conduzir a decisões precipitadas, podendo estas ser favoráveis à segurança ou não.

4. CASOS ANALISADOS

Para a realização das análises pretendidas, foram feitas variações de parâmetros geotécnicos do solo e geométricos da cortina, tal como indicado a seguir.

a) Parâmetros geotécnicos do solo;

Foram adotados dois grupos de parâmetros geotécnicos, considerados representativos de solos residuais, ou tropicais de uma maneira geral. Para o primeiro grupo (denominado solo 1), referentes a uma maior resistência do solo, adotou-se os valores de peso específico natural, γ_{nat} , de 18 kN/m³, coesão, c , de 10 kPa e ângulo de atrito, ϕ , de 35°. Para o segundo grupo (solo 2), os valores adotados foram $\gamma_{\text{nat}} = 18$ kN/m³, $c = 5$ kPa e $\phi = 25^\circ$.

Considerou-se que a profundidade do nível d'água encontra-se além do limite das regiões consideradas nas análises efetuadas, o que também é frequente em muitos casos (talvez a maioria) dos projetos de cortinas atirantadas em encostas.

Vale ressaltar que os parâmetros adotados já são admitidos estarem afetados pela sucção. Além disso, nenhuma consideração é feita no que diz respeito a eventuais variações por ação de chuvas, tema que não faz parte do escopo da presente pesquisa. Os parâmetros de análise são considerados como parâmetros efetivos, a despeito da sucção, exclusivamente para as análises ora efetuadas.

Outros parâmetros, adotados para análise pelo Método dos Elementos Finitos, são apresentados no item correspondente.

b) Parâmetros geotécnicos da cortina

Foram consideradas três alturas de cortina, 6 m, 9 m e 12 m, com diferentes comprimentos de trechos livres dos tirantes. Em todos os casos os seguintes parâmetros foram considerados constantes:

- Inclinação de 20° do tirante com a horizontal

- Comprimento do bulbo de ancoragem de 6 metros
- Diâmetro do bulbo de 100 milímetros
- Tensão de trabalho na superfície lateral do tirante, no bulbo, de 160 kPa
- Tirantes com cargas constantes, podendo-se em princípio admitir-se como sendo cargas de protensão
- Espaçamento horizontal dos tirantes de 2 m

c) Outros parâmetros

Uma vez que um dos principais objetivos do trabalho referia-se à questão das análises efetuadas pelo programa SLOPE/W, e a influência da consideração das tensões na base das fatias, outras variações de parâmetros foram feitas:

- Distância do bulbo de ancoragem dos tirantes à superfície potencial de ruptura;
- Consideração de distribuição das tensões nas fatias;
- Quantidade de fatias utilizada na análise;
- Cargas atuantes nos tirantes, variando de 60 kN a 300 kN. Vale salientar que estas cargas são dados de entrada do programa.

Não foram feitas, para todos os métodos, todas as combinações possíveis, e um resumo das análises efetuadas está apresentado nas tabelas 4.1 a 4.5.

Tabela 4.1. – Resumo das alturas de cortina analisadas em cada método.

Cortina 6m	Cortina 9m	Cortina 12m
Método Brasileiro		
Método Ranke-Ostermayer		
Método de Bishop simplificado - SLOPE/W		
Método de Elementos finitos - RS ²		

Tabela 4.2. – Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados em cada método.

Solo "1" $\gamma_{\text{nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi=35^\circ$	Solo "2" $\gamma_{\text{nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 5 \text{ kPa}$, $\phi=25^\circ$
Método Brasileiro	-
Método Ranke-Ostermayer	-
Método de Bishop simplificado - SLOPE/W	
Método de Elementos finitos - RS ²	

Tabela 4.3. – Resumo das combinações de parâmetros geotécnicos, geométricos e variações utilizadas em cada método analisado para a cortina com 6m de altura.

	Método / Programa	Comprimentos tirantes (m)	Parâmetros geotécnicos	Varição de Cargas (kN)	Quantidade de fatias	Cargas do tirante na base da fatia
Cortina H = 6m / 2 níveis de ancoragem	Método Brasileiro	T1 = 9,57 T2 = 7,11	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 10 \text{ kPa}$ $\phi=35^\circ$	-	-	-
	Método de Ranke-Ostermayer	Variados		-	-	-
	Método de Bishop simplificado - SLOPE/W	T1 = 12 T2 = 10	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 5 \text{ kPa}$ $\phi=25^\circ$	60 a 300	4 / 8 / 30	Distribuídas / Concentradas
		T1 = 20 T2 = 18				
	Método de Elementos finitos - RS²	T1 = 12 T2 = 10	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 5 \text{ kPa}$ $\phi=25^\circ$	60 a 300	-	
		T1 = 20 T2 = 18				

Tabela 4.4. – Resumo das combinações de parâmetros geotécnicos, geométricos e variações utilizadas em cada método analisado para a cortina com 9m de altura.

	Método / Programa	Comprimentos tirantes (m)	Parâmetros geotécnicos	Varição de Cargas (kN)	Quantidade de fatias	Cargas do tirante na base da fatia
Cortina H = 9m / 3 níveis de ancoragem	Método Brasileiro	T1 = 12,49 T2 = 9,84 T3 = 7,19	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 10 \text{ kPa}$ $\phi = 35^\circ$	-	-	-
	Método de Ranke-Ostermayer	Variados		-	-	-
	Método de Bishop simplificado - SLOPE/W	T1 = 14 T2 = 11 T3 = 9		60 a 300	30	Distribuídas / Concentradas
	Método de Elementos finitos - RS ²	T1 = 14 T2 = 11 T3 = 9			-	-

Tabela 4.5. – Resumo das combinações de parâmetros geotécnicos, geométricos e variações utilizadas em cada método analisado para a cortina com 12m de altura.

	Método / Programa	Comprimentos tirantes (m)	Parâmetros geotécnicos	Varição de Cargas (kN)	Quantidade de fatias	Cargas do tirante na base da fatia
Cortina H = 12m / 5 níveis de ancoragem	Método Brasileiro	T1 = 15,77 T2 = 13,58 T3 = 11,39 T4 = 9,2 T5 = 7	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 10 \text{ kPa}$ $\phi = 35^\circ$	-	-	-
	Método de Ranke-Ostermayer	Variados		-	-	-
	Método de Bishop simplificado - SLOPE/W	T1 = 18 T2 = 15 T3 = 13 T4 = 10 T5 = 9		60 a 300	30	Distribuídas / Concentradas
	Método de Elementos finitos - RS ²	T1 = 18 T2 = 15 T3 = 13 T4 = 10 T5 = 9			-	-

4.1. Emprego do Método Brasileiro

O método foi utilizado para as 3 alturas de cortinas, porém é apresentado a seguir o emprego do método para o caso de cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes, para o “solo 1”. O encaminhamento dos cálculos foi apresentado no subitem 3.2.4 e sua aplicação para determinação das cargas nos tirantes (F) são apresentados a seguir. Adotou-se o fator de segurança mínimo como sendo 1,5 (valor indicado pela norma NBR 11682/09 para este tipo de contenção).

$$\theta_{crit} = \frac{90^\circ + \phi'}{2} = \frac{90^\circ + 35^\circ}{2} = 62,5^\circ$$

$$W = \text{Área} * \gamma = 9,37 * 18 = 168,66 \text{ kN/m}$$

$$FS = \frac{4c * \cos\phi}{\gamma H * (1 - \text{sen}\phi)} = \frac{4 * 10 * \cos 35^\circ}{18 * 6 * (1 - \text{sen} 35^\circ)} = 0,711$$

$$\lambda = \frac{1,5}{0,711} = 2,110$$

$$\beta = \theta + \alpha = 62,5^\circ + 20^\circ = 82,5^\circ$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} * \frac{W * \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} = 0,5261 * \frac{168,66 * \text{sen}(62,5^\circ - 35^\circ)}{\cos(82,5^\circ - 35^\circ)} = 60,65 \text{ kN/m}$$

Como para esta cortina existirão 2 linhas de tirantes, a cada metro a carga de ancoragem deve ser de 31 kN/m (61 kN/m / 2).

No entanto, como o espaçamento horizontal entre os tirantes é de 2 m, cada tirante deve ter uma carga de trabalho de 61 kN.

Para determinar o comprimento livre, descobre-se qual o valor do ângulo θ para o qual o fator de segurança será 1,5 (procedimento de cálculo apresentado no subitem 3.2.4). Sabe-se que, sendo o $\theta_{crit} = 62,5^\circ$, o ângulo que se procura será menor que este

valor. Definido o ângulo, é estabelecido o comprimento livre dos tirantes de forma que o trecho ancorado se posicione a partir dessa superfície de $\theta_{FS=1,5}$.

$$FS = \frac{4c * \cos\phi}{\gamma H * \cos\theta * \sin(\theta - \phi)} \therefore \theta_{FS=1,5} = 43^\circ$$

Na Figura 4.1. é ilustrada a cortina de 6 m e este plano de ancoragem com $\theta = 43^\circ$. O comprimento livre mínimo dos tirantes indicado por este método será 3,57 m e 1,11 m para os tirantes superior e inferior respectivamente. Como citado anteriormente, manteve-se um bulbo de 6 m para todos os métodos realizados, de modo a permitir a comparação dos resultados.

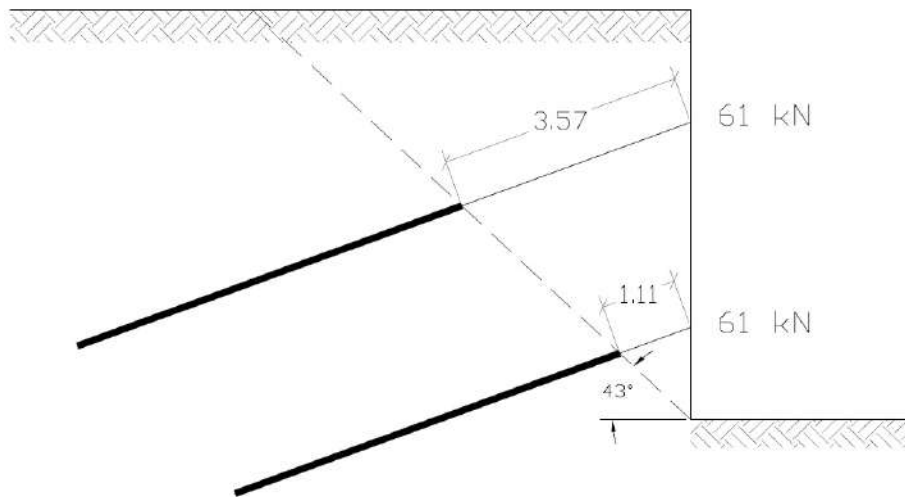


Figura 4.1. – Comprimento livre e carga dos tirantes indicados pelo Método Brasileiro para a cortina de 6 m.

Nas Figura 4.2 e 4.3 são ilustradas as cortinas de 9 m e 12 m com seus respectivos planos de ancoragem calculados e bulbos mantidos com 6 m.

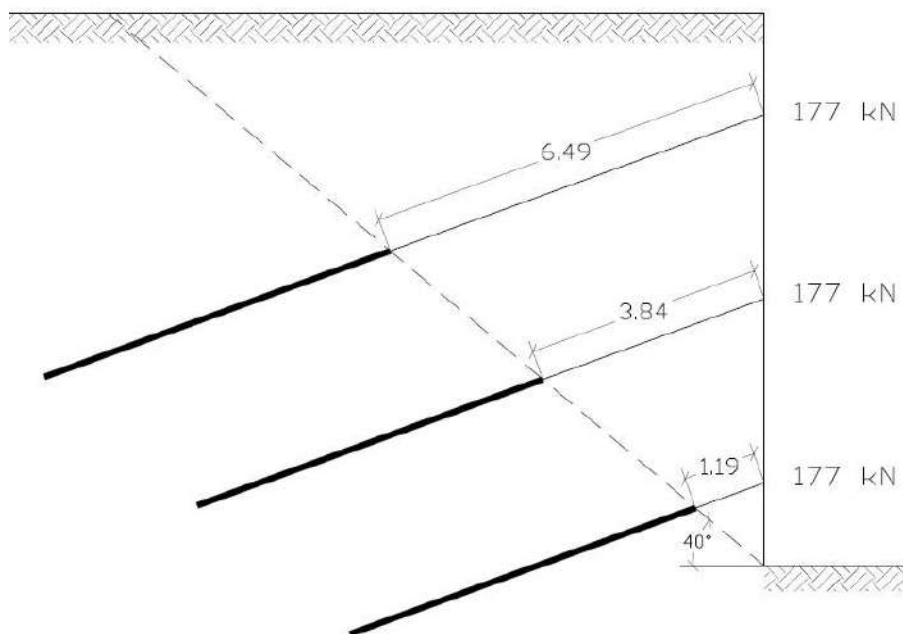


Figura 4.2. – Comprimento livre e carga dos tirantes indicados pelo Método Brasileiro para a cortina de 9 m.

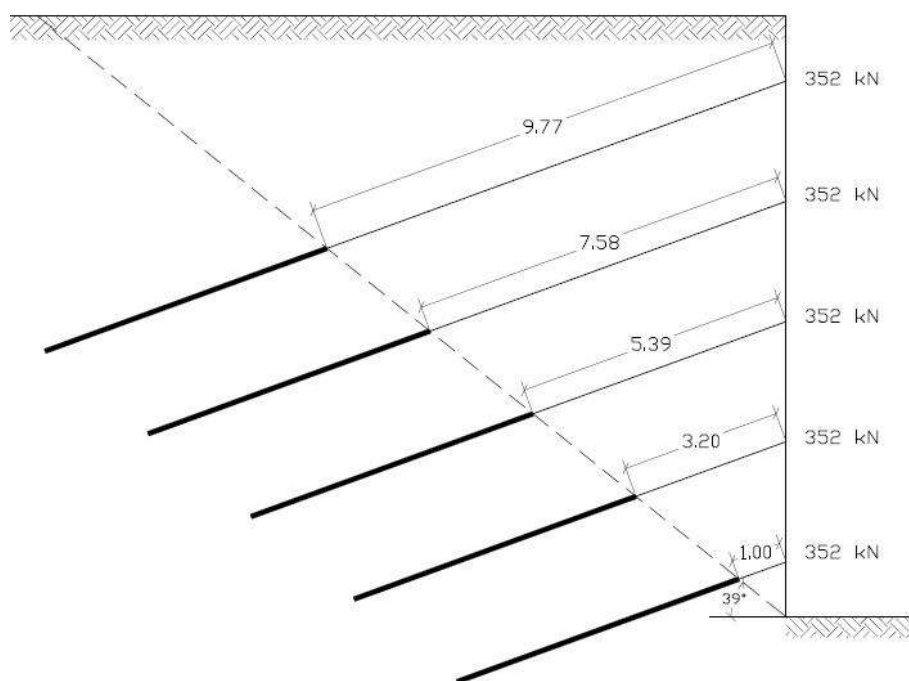


Figura 4.3. – Comprimento livre e carga dos tirantes indicados pelo Método Brasileiro para a cortina de 12 m.

4.2. Emprego do Método de Ranke-Ostermayer

Assim como para o Método Brasileiro (subitem 4.1), utilizando-se o Método de Ranke-Ostermayer, com a generalização proposta por Pacheco e Danziger (2001), foram realizados os cálculos para as 3 alturas de cortina, porém é apresentado de forma detalhada a seguir o caso para a cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes, para o “solo 1”. Para as cortinas de 9 m e 12 m são apresentados ao final, somente os resultados obtidos.

A Figura 4.4 apresenta o desenho esquemático que foi utilizado como base para os cálculos dos fatores de segurança para o método, seguindo a metodologia indicada no subitem 2.6.1.4.

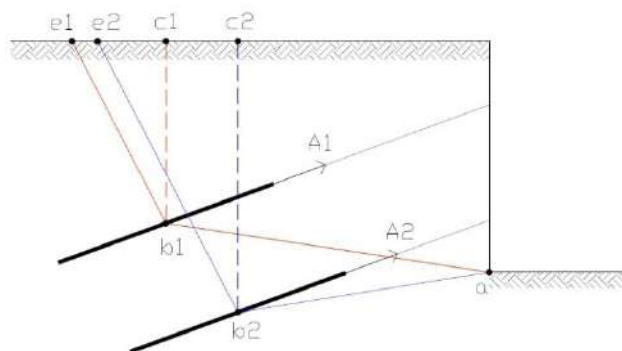


Figura 4.4 – Esquema utilizado para os cálculos da cortina de 6 m pelo Método de Ranke-Ostermayer.

Definiu-se que esta análise se encaixa no “caso 2”, definido anteriormente no subitem 2.6.1.4, para situações em que a ancoragem superior tem seu centro de ancoragem (ponto b1) externo à cunha ativa de deslizamento da ancoragem inferior ($b_2c_2e_2$), como pode ser visto na Figura 4.4 apresentada.

O empuxo ativo horizontal atuante na cortina foi definido através do método de Rankine e o efeito da tração na camada superficial do solo foi desprezado. O empuxo total $E_T = 36,44$ kN/m e o horizontal $E_{ah} = 33,46$ kN. Foi utilizado o diagrama de empuxo ativo uniformemente distribuído, resultando em uma carga total de 18,95 kN/m. Sendo de 2 m o espaçamento horizontal dos tirantes, o valor desta carga distribuída foi multiplicado por 2 para levar em consideração a área de influência de

cada tirante, sendo utilizada nos cálculos o valor de 37,91 kN/m. A partir desta carga distribuída foram definidas as cargas existentes em cada tirante ($A_{1\text{hexistente}} = 125,10$ kN e $A_{2\text{hexistente}} = 102,35$ kN).

Para definição dos fatores de segurança através do Método Ranke-Ostermayer, elaborou-se uma planilha de cálculo, de forma a facilitar a definição das áreas envolvidas e aplicação das fórmulas indicadas para o “caso 2”. Dessa forma, os comprimentos livres e do bulbo puderam ser alterados, permitindo facilmente a análise dos respectivos fatores de segurança associados.

Inicialmente, partiu-se dos comprimentos livres encontrados no subitem 4.1, indicados pelo Método Brasileiro: 3,57 m e 1,11 m para os tirantes superior e inferior respectivamente, ambos com bulbo de ancoragem de 6 m. O fator de segurança encontrado para a superfície ab_1e_1 foi de 4,65 e para a superfície $ab_2b_1e_1$ foi 2,84 (Tabela 4.6 e Figura 4.5). Analisando-se o fator de segurança mais crítico, 2,84, conclui-se que esta contenção atenderia o fator de segurança recomendado de 1,5.

Tabela 4.6 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermayer para comprimentos mínimos indicados pelo Método Brasileiro, cortina 6 m.

Cortina 6m T1 = 9,57 T2 = 7,11 (bulbos 6m)	Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	$A_{h\text{poss}}$	$A_{1\text{hexistente}}$	$A_{2\text{hexistente}}$	FS
	18,95	ab_1e_1	33,46	15,09	290,58	62,55	-	4,65
		$ab_2b_1e_1$	33,46	53,89	323,01	-	51,18	2,84

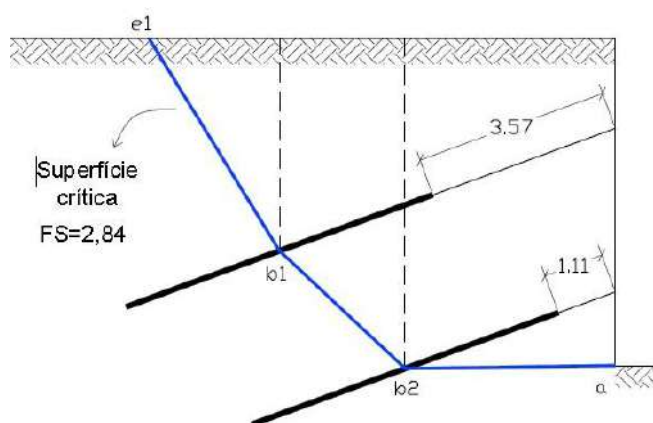


Figura 4.5 – Superfície crítica com FS=2,84 calculada pelo Método Ranke-Ostermayer utilizando comprimentos livres recomendados pelo Método Brasileiro, cortina 6 m.

Com o objetivo de verificar para quais comprimentos livres dos tirantes o fator de segurança seria imediatamente satisfatório, reduziu-se estes comprimentos até o valor de 1,5 e 0,5 para os tirantes superior e inferior respectivamente. Como pode ser observado na Tabela 4.7 e na Figura 4.6, mesmo para estes comprimentos livres tão pequenos (em desacordo com a norma 562906 e as recomendações da Geo-Rio), o fator de segurança ainda se mantém alto. Isto ocorre pois, o Método de Ranke-Ostermeyer considera a superfície de ruptura limitada pelo ponto médio das ancoragens, muito longe da cunha de empuxo ativa.

Tabela 4.7 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermeyer, cortina 6 m.

Cortina 6m T1 = 7,5 T2 = 6,5 (bulbos 6m)	Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	A_{hposs}	$A_{1hexistente}$	$A_{2hexistente}$	FS
	18,95	ab_1e_1	33,46	2,50	80,00	62,55	-	1,28
		ab_2e_2	33,46	30,92	207,88	-	51,18	1,83

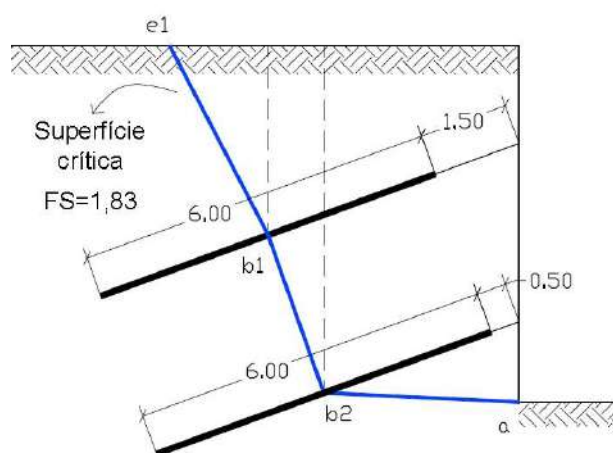


Figura 4.6 – Superfície crítica com FS=1,83 calculada pelo Método Ranke-Ostermeyer, cortina 6 m.

Da mesma forma que para a cortina de 6 m, para as cortinas de 9 m e 12 m, primeiramente foram calculados os fatores de segurança para o Método de Ranke Ostermeyer utilizando os comprimentos livres indicados pelo Método Brasileiro. Posteriormente foram calculados os comprimentos livres mínimos indicados pelo Método Ranke-Ostermeyer de forma a obter $FS \geq 1,5$. As tabelas 4.8 a 4.11 apresentam os resultados encontrados tabelados e as figuras 4.7 e 4.8 apresentam o resultado de forma esquemática.

Tabela 4.8 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermayer para comprimentos mínimos indicados pelo Método Brasileiro, cortina 9 m.

Cortina 9m T1 = 12,49 T2 = 9,84 T3 = 7,19 (bulbos 6m)	Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	A_{hposs}	$A_{1hexistente}$	$A_{2hexistente}$	$A_{3hexistente}$	FS			
			28,43	ab_1e_1	105,56	17,13	342,98	89,56		85,29	81,03	3,83
				$ab_2b_1e_1$	105,56	52,80	356,16	-			2,04	
				$ab_3b_2b_1e_1$	105,56	108,03	400,66				1,57	

Tabela 4.9 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermayer, cortina 9 m.

Cortina 9m T1 = 11,1 T2 = 9,1 T3 = 7,1 (bulbos 6m)	Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	A_{hposs}	$A_{1hexistente}$	$A_{2hexistente}$	$A_{3hexistente}$	FS			
			28,43	ab_1e_1	105,56	11,70	222,12	89,56		85,29	81,03	2,48
				$ab_2b_1e_1$	105,56	47,50	274,26	-			1,57	
				$ab_3b_2b_1e_1$	105,56	107,10	387,33				1,51	

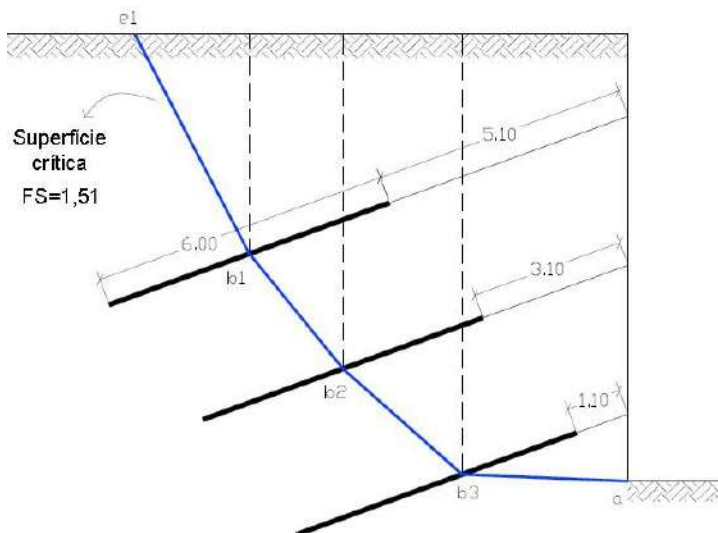


Figura 4.7 – Superfície crítica com FS=1,51 calculada pelo Método Ranke-Ostermayer, cortina 9 m.

Tabela 4.10 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermayer para comprimentos mínimos indicados pelo Método Brasileiro, cortina 12 m.

Cortina 12m		Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	A_{hposs}	$A_{1hexistente}$	$A_{2hexistente}$	$A_{3hexistente}$	$A_{4hexistente}$	$A_{5hexistente}$	FS
T1	15,77			37,91	ab_1e_1	217,96	27,99	508,69	94,77	90,98	90,98	
T2	13,58	$ab_2b_1e_1$	217,96		60,22	503,85	-					2,71
T3	11,39	$ab_3b_2b_1e_1$	217,96		104,64	497,65						1,80
T4	9,20	$ab_4b_3b_2b_1e_1$	217,96		161,25	499,06						1,36
T5	7,00	$ab_5b_4b_3b_2b_1e_1$	217,96		230,06	539,22						1,19
Bulbo	6,00											

Tabela 4.11 – Resumo dos cálculos pelo Método Ranke-Ostermayer, cortina 12 m.

Cortina 12m		Carga uniformemente distribuída	Superfície	E_{ah}	E_{1h}	A_{hposs}	$A_{1hexistente}$	$A_{2hexistente}$	$A_{3hexistente}$	$A_{4hexistente}$	$A_{5hexistente}$	FS
T1	16,00	37,91	ab_1e_1	217,96	29,27	534,36	94,77	90,98	90,98	90,98	87,19	5,64
T2	14,00		$ab_2b_1e_1$	217,96	63,51	556,69						3,00
T3	12,00		$ab_3b_2b_1e_1$	217,96	111,17	584,99						2,11
T4	10,00		$ab_4b_3b_2b_1e_1$	217,96	171,68	632,85						1,72
T5	7,80		$ab_5b_4b_3b_2b_1e_1$	217,96	242,48	699,24						1,54
Bulbo	6,00											

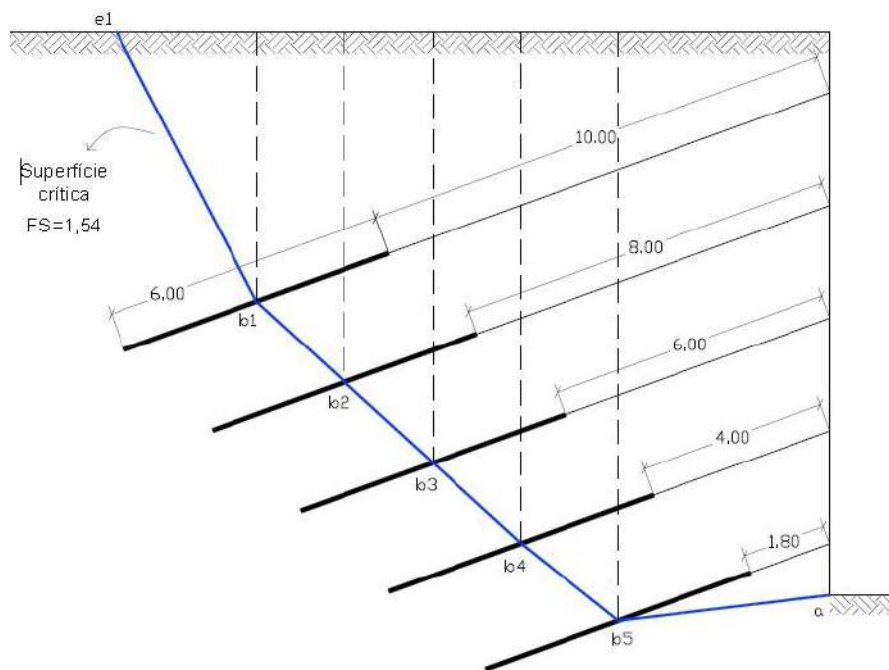


Figura 4.8 – Superfície crítica com FS=1,54 calculada pelo Método Ranke-Ostermayer, cortina 12 m.

A tabela 4.12 fornecida a seguir apresenta um resumo dos resultados obtidos para o Método Ranke-Ostermayer e Brasileiro quando utilizados os comprimentos livres indicados por este último. Destaca-se o fato de que, para a cortina de 12 m, o FS por Ranke-Ostermayer ter sido menor do que o satisfatório (FS=1,19).

Tabela 4.12 – Comparação resultados FS Método Brasileiro x Ranke-Ostermayer

	Método / Programa	Trecho livre (m)	Bulbo (m)	FS
Cortina H = 6m	Método Brasileiro	T1 = 3,57 T2 = 1,11	6,00	1,50
	Método Ranke-Ostermayer			2,84 *
Cortina H = 9m	Método Brasileiro	T1 = 6,49 T2 = 3,84 T3 = 1,19	6,00	1,50
	Método Ranke-Ostermayer			1,57 *
Cortina H = 12m	Método Brasileiro	T1 = 9,77 T2 = 7,58 T3 = 5,39	6,00	1,50
	Método Ranke-Ostermayer			T4 = 3,20 T5 = 1,00 1,19*

* Menor valor encontrado – para superfície crítica.

4.3. Análises no SLOPE/W 2012

4.3.1. Generalidades

O programa SLOPE/W 2012 permite o emprego de vários métodos de análise, relacionados anteriormente. Adotou-se na presente pesquisa o Método de Bishop simplificado.

4.3.1.1. Empregando-se o critério do Método Brasileiro

A primeira das análises levadas a efeito com o programa SLOPE/W 2012 consistiu no emprego do critério do Método Brasileiro, recomendado pela NBR-5629/06, qual seja o conceito de se ancorar os tirantes a partir da superfície de deslizamento com um fator de segurança de 1,5 sem levar em conta as forças de protensão introduzidas pelas ancoragens no maciço, ou além desta. Ou seja, a primeira etapa da análise consistiu em se pesquisar as superfícies de deslizamento que apresentavam $FS = 1,5$ para definir os planos de ancoragem recomendados.

Quando não foi encontrada uma superfície com esse valor exato de 1,5 buscou-se superfícies com valores os mais aproximados possíveis deste valor e que fornecessem um resultado mais conservador (a favor da segurança). Os resultados dessas análises são apresentados nas Figuras 4.9 a 4.12 a seguir. Vale salientar que os pontos que indicam o fator de segurança não correspondem exatamente ao centro do círculo, o que é um erro da versão empregada do programa.

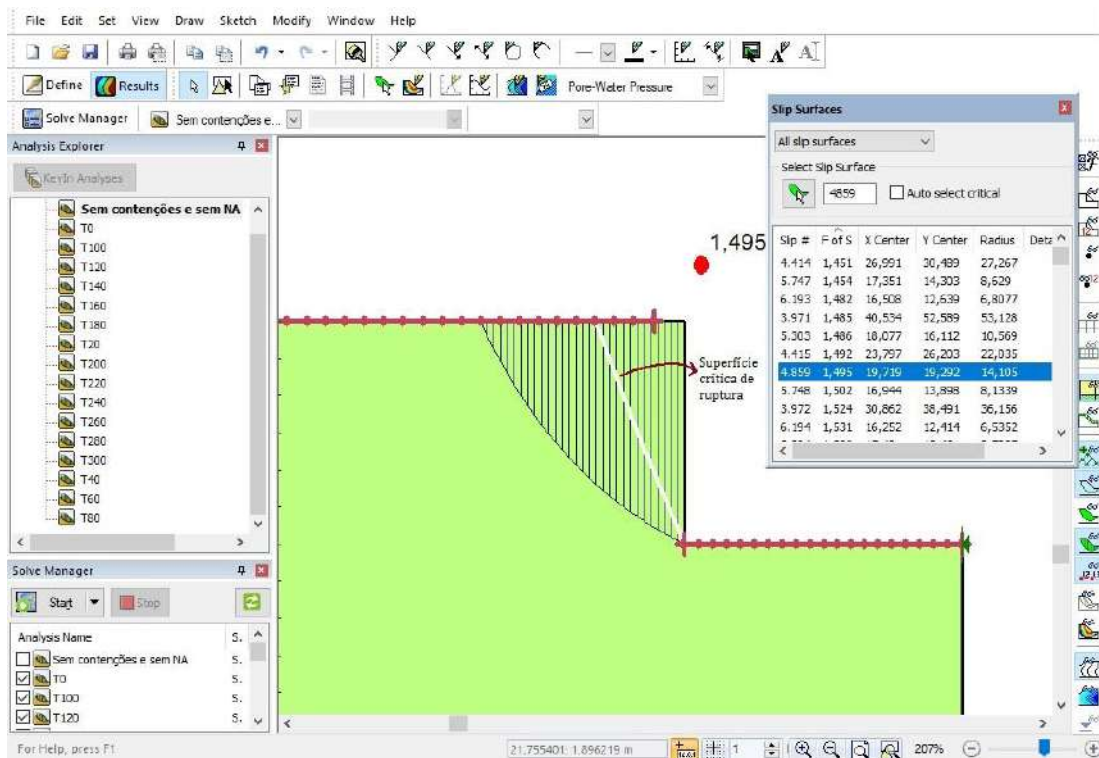


Figura 4.9 – Saída do programa SLOPE/W 2012, com busca pela superfície de ruptura com fator de segurança 1,5 – Talude com desnível de 6 m, “solo 1”.

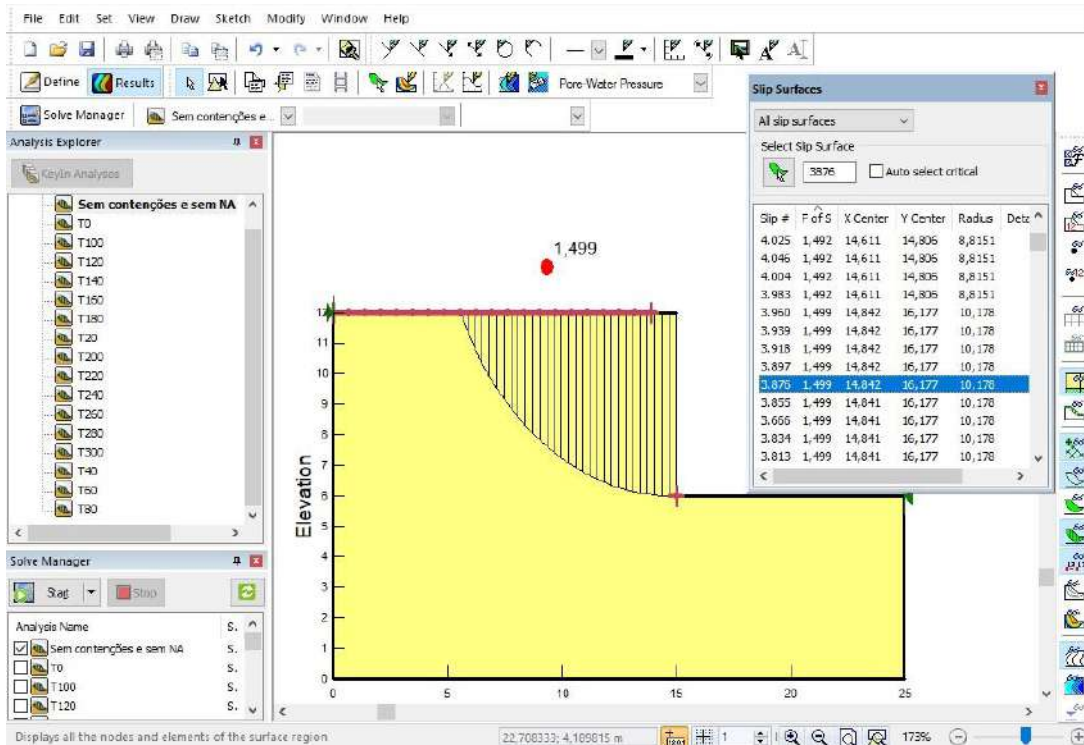


Figura 4.10 – Saída do programa SLOPE/W 2012, com busca pela superfície de ruptura com fator de segurança 1,5 – Talude com desnível de 6 m, “solo 2”.

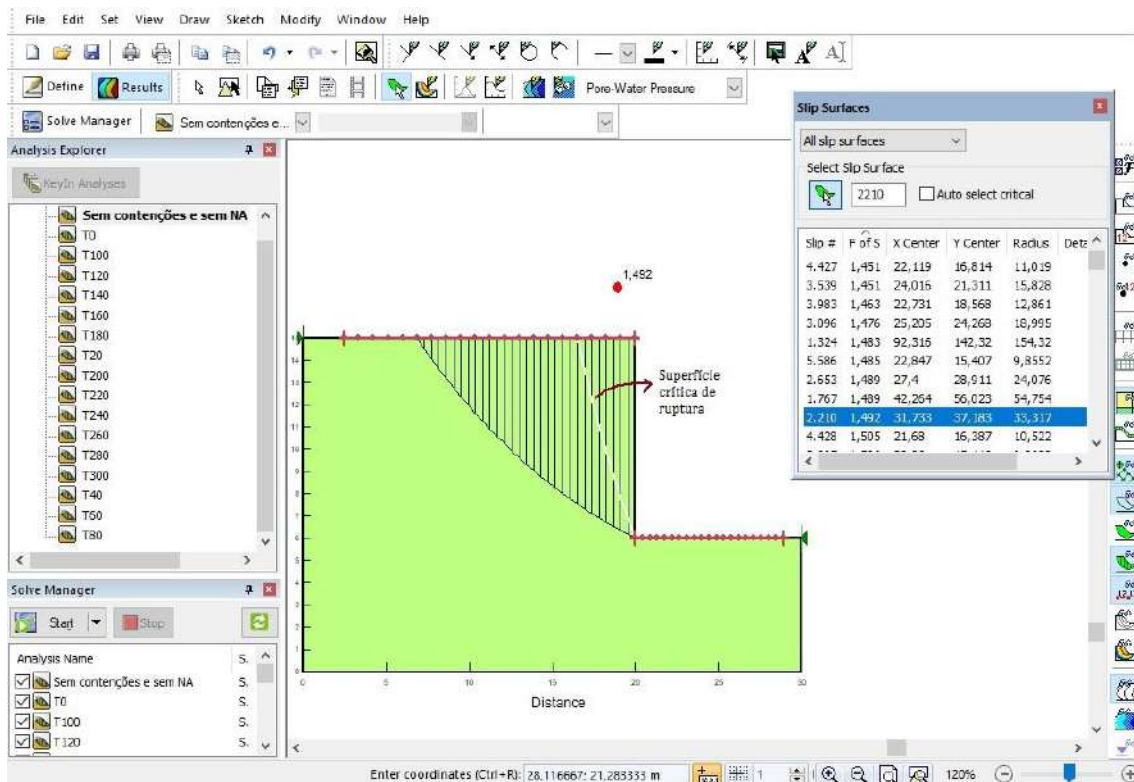


Figura 4.11 – Saída do programa SLOPE/W 2012, com busca pela superfície de ruptura com fator de segurança 1,5 – Talude com desnível de 9 m, “solo 1”.

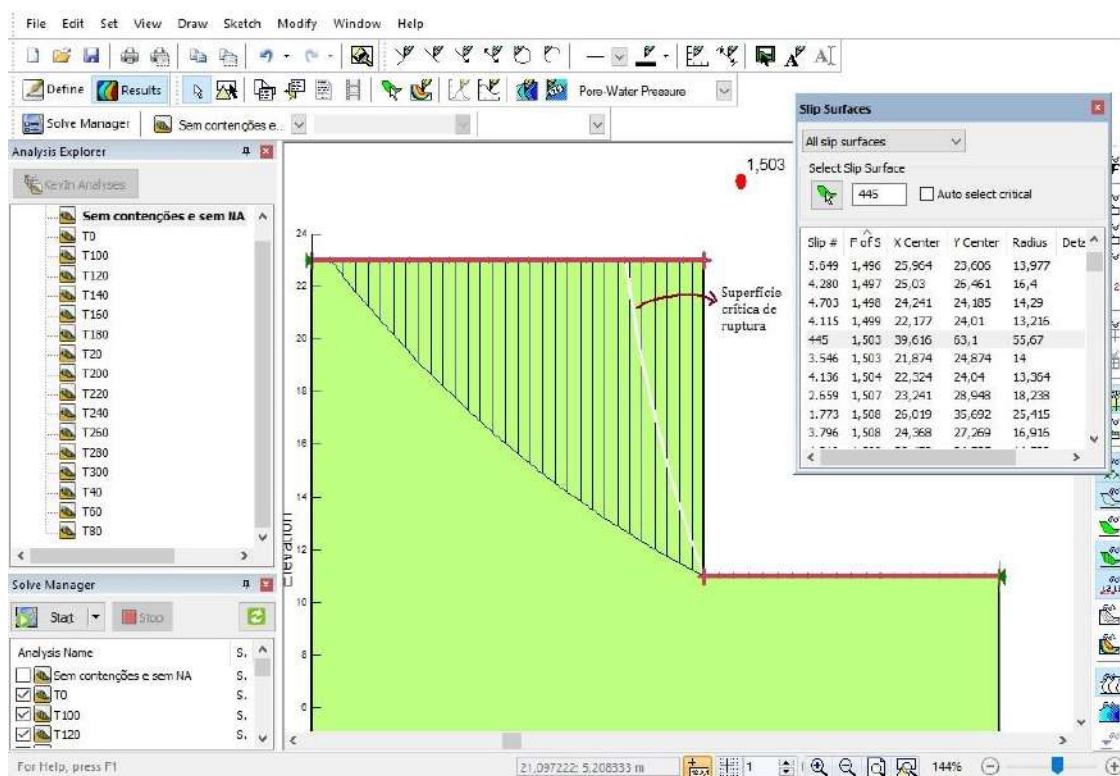


Figura 4.12 – Saída do programa SLOPE/W 2012, com busca pela superfície de ruptura com fator de segurança 1,5 – Talude com desnível de 12 m, “solo 1”.

Descobriu-se então qual o comprimento livre necessário para os tirantes de forma a garantir que o bulbo de ancoragem ficasse, em sua totalidade, após estas superfícies de fator de segurança 1,5. Para o talude com desnível de 6 m, os comprimentos livres mínimos encontrados foram 4,87 e 1,81 para o “solo 1” e 5,92 e 2,95 para o “solo 2”. Visando simplificar os cálculos, utilizou-se os mesmos valores arredondados de 6 m e 4 m para os dois casos.

Foi considerado um valor mínimo de 3 m para o comprimento livre dos tirantes. Para o bulbo de ancoragem, manteve-se o comprimento de 6 m em todas as análises feitas, conforme anteriormente referido. Dessa forma, os valores utilizados nas análises são os fornecidos na tabela 4.13 a seguir. A simbologia adotada para os tirantes foi T1 para o nível superior, T2 para o segundo nível e assim por diante.

Tabela 4.13 – Comprimentos totais utilizados nas análises de estabilidade

H (m)	Comprimento tirantes (m)				
	T1 (superior)	T2	T3	T4	T5
6	12	10	-	-	-
	20	18	-	-	-
9	14	11	9	-	-
12	18	15	13	10	9

Nos sub itens a seguir (5.3.2 a 5.3.4), foram apresentados os resultados das análises de estabilidade para as duas opções disponíveis pelo programa para a consideração das tensões nas bases das fatias: (i) “cargas concentradas” nas bases das fatias e (ii) “cargas distribuídas”. Foram apresentadas através de figuras, os resultados das análises de estabilidade para estes dois casos (i e ii), para as cargas cujo fator de segurança foi imediatamente maior que 1,5. Ao final de cada subitem, são fornecidos através de tabelas, os resultados para todas as outras análises feitas para cada cortina.

4.3.2. Caso 1 – Cortina com 6m

4.3.2.1. Tirantes com comprimento total de 12 e 10 metros

A Figura 4.13 ilustra os dados de geometria do caso analisado.

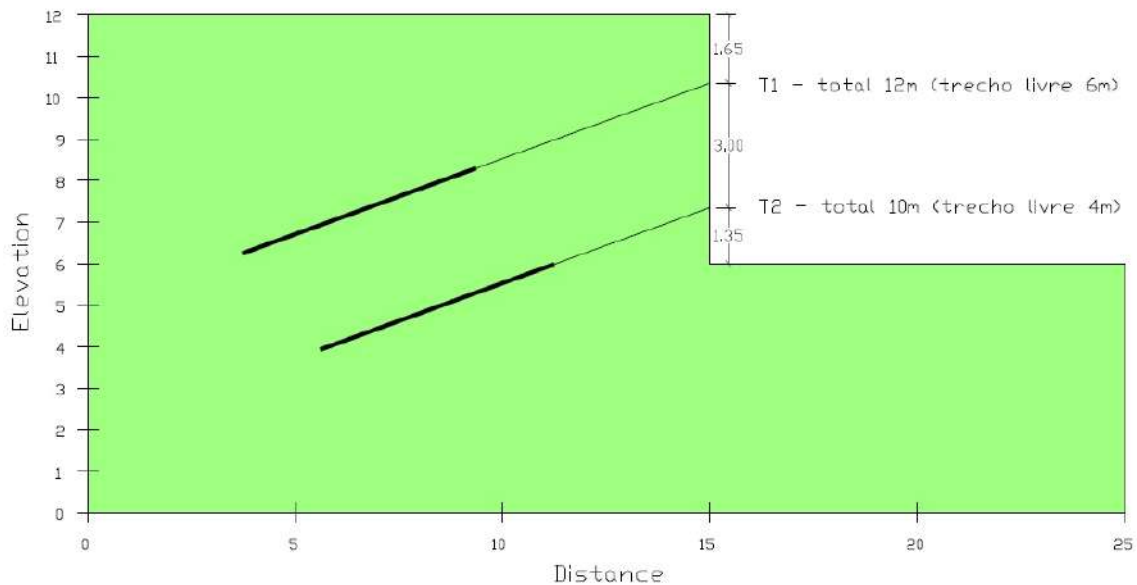


Figura 4.13 – Cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 12 m e 10 m.

A saída da análise de estabilidade global do programa possui sempre retângulos brancos nos tirantes localizados após a superfície potencial de ruptura. Esses retângulos indicam o comprimento de trecho ancorado, mínimo, que seria necessário para a estabilidade da contenção.

Para a definição deste comprimento do bulbo necessário (retângulos brancos), é calculada a tensão de trabalho na superfície lateral do trecho ancorado. Esse cálculo é feito através da multiplicação da tensão de trabalho na superfície lateral dos bulbos (fornecida pelo usuário ao programa) pelo perímetro do bulbo de ancoragem e então dividida pelo espaçamento horizontal entre os tirantes (de forma a considerar a área de influência). Sabendo-se qual a carga de trabalho dos tirantes (dado fornecido também

pelo usuário), divide-se esta carga por esta tensão de trabalho. Encontra-se então o comprimento do bulbo.

A Figura 4.14 apresenta os resultados da análise para o “solo 1”, para o caso de “cargas concentradas” e a Figura 4.15 apresenta os resultados também para o “solo 1”, para o caso de “cargas distribuídas”. As figuras apresentam ainda as características geométricas dos tirantes que seriam necessárias, tanto para o comprimento livre como para o comprimento ancorado. Nestas figuras, além da superfície potencial de ruptura fornecida pela saída do programa, acrescentou-se a projeção da superfície para o fator de segurança de 1,5, encontrado anteriormente e apresentado na Figura 4.9.

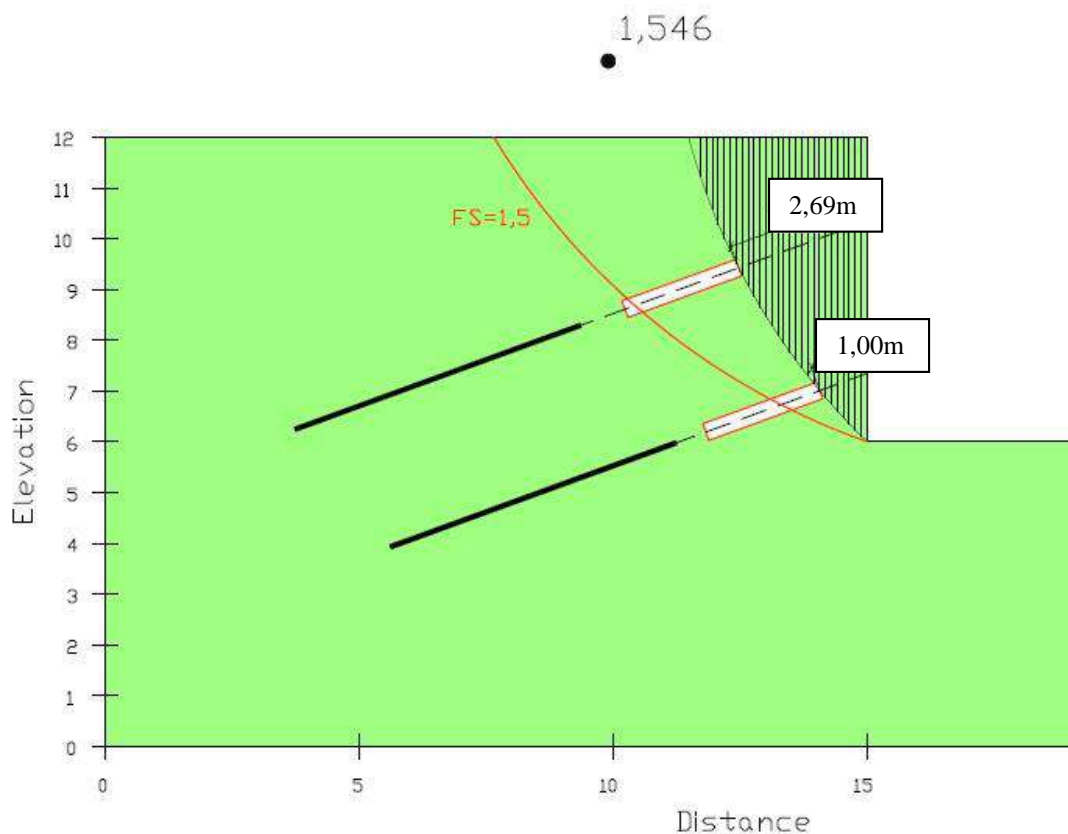


Figura 4.14 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 12 m e 10 m – “cargas concentradas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 120 kN - “solo 1” (FS=1,55).

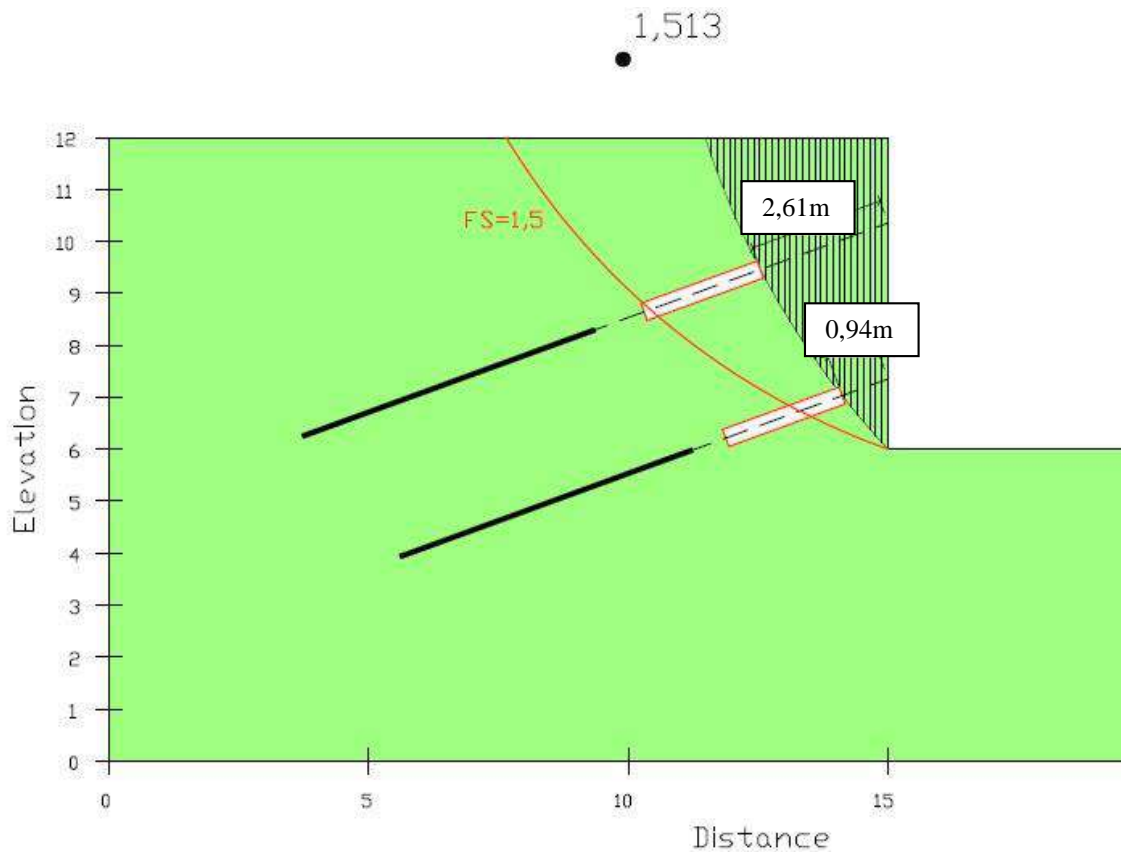


Figura 4.15 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 12 m e 10 m – “cargas distribuídas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 120 kN - “solo 1” (FS=1,51).

Nestas duas análises, o programa informou que os comprimentos dos trechos ancorados poderiam ser muito menores, conforme anteriormente mencionado. Ele indica que apenas 2,39 m já seriam suficientes para resistir a estas cargas de 120 kN.

Além de informar que os trechos ancorados poderiam ser menores, o programa também indica que os comprimentos livres também poderiam ser menores (2,69 m e 1,00 m para os tirantes na opção de análise com “cargas concentradas” e 2,61 m e 0,94 m para os tirantes na opção de análise com “cargas distribuídas”). É considerado que, estando integralmente após a superfície potencial de ruptura, o trecho ancorado não irá alterar o fator de segurança.

No entanto, chama-se atenção para o fato de que se os bulbos estivessem no local indicado pelo programa, eles estariam dentro da superfície para a qual o fator de segurança é igual a 1,5, o que poderia ter influência no valor do fator de segurança. Na Figura 4.16 é apresentada a análise no mesmo programa, com os comprimentos

sugeridos por ele. Note-se que realmente o fator de segurança fornecido pelo programa não é alterado.

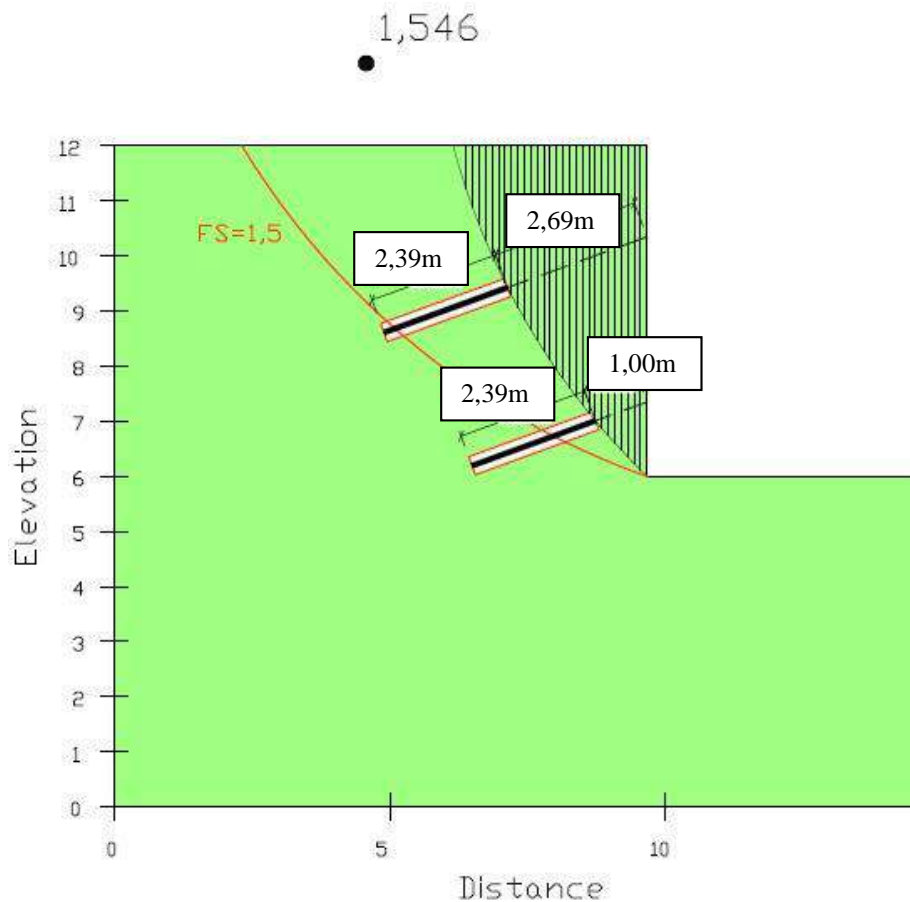


Figura 4.16 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 8,69 m e 7 m – “cargas concentradas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 120 kN, “solo 1” (FS=1,55).

Como o programa SLOPE/W permite o usuário escolher o número de fatias desejadas para a análise (conforme citado anteriormente no subitem 4.1), também foram feitas análises variando este número de fatias para verificar a influência nos valores dos fatores de segurança. Utilizou-se a opção de 4, 8 e 30 fatias.

A tabela 4.14 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nas análises da cortina de 6m no SLOPE/W. São apresentados os resultados para os dois tipos de solo analisados e com a opção de análise em 4, 8 e 30 fatias. Destacados em amarelo estão os resultados incompatíveis encontrados.

Tabela 4.14 – Fatores de segurança das análises com 4, 8 e 30 fatias no programa SLOPE/W, para os 2 solos analisados

	T (kN)	4 fatias		8 fatias		30 fatias	
		FS Slope	FS Slope	FS Slope	FS Slope	FS Slope	FS Slope
		forças distribuídas	forças concentradas	forças distribuídas	forças concentradas	forças distribuídas	forças concentradas
Solo 1 (resistente)	0	0,78	0,78	0,77	0,77	0,76	0,76
	20	0,90	0,90	0,90	0,90	0,86	0,90
	40	1,01	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01
	60	1,14	1,15	1,12	1,14	1,11	1,13
	80	1,27	1,27	1,25	1,27	1,24	1,27
	100	1,39	1,40	1,39	1,40	1,38	1,40
	120	1,53	1,57	1,52	1,55	1,51	1,55
	140	1,72	1,72	1,68	1,72	1,66	1,72
	160	1,87	1,88	1,87	1,88	1,84	1,88
	180	2,05	2,07	2,04	2,07	2,04	2,06
	200	2,25	2,28	2,24	2,28	2,23	2,28
	220	2,48	2,55	1,85	2,55	2,45	2,55
	240	2,78	2,79	2,73	2,79	2,69	2,79
	260	3,06	3,09	3,05	3,08	3,05	3,08
	280	2,36	3,45	3,38	3,41	3,38	3,41
	300	3,78	3,86	3,75	3,90	3,74	3,84
Solo 2 (fraco)	0	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
	20	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,51
	40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	60	0,67	0,68	0,67	0,68	0,67	0,67
	80	0,76	0,77	0,75	0,77	0,74	0,76
	100	0,85	0,85	0,84	0,85	0,83	0,85
	120	0,94	0,94	0,93	0,94	0,92	0,86
	140	1,04	1,06	1,03	1,05	1,02	1,05
	160	1,17	1,17	1,13	1,17	1,13	1,17
	180	1,28	1,28	1,06	1,28	1,24	1,28
	200	1,40	1,41	1,39	1,41	1,39	1,41
	220	1,25	1,57	1,53	1,56	1,53	1,56
	240	1,70	1,76	1,30	1,75	1,69	1,75
	260	1,28	1,94	1,88	1,93	1,85	1,93
	280	2,13	2,15	2,13	2,14	2,12	2,14
	300	2,37	2,42	2,36	2,40	2,36	2,41

Para as análises com 4 e 8 fatias, utilizando a opção de consideração de “cargas distribuídas” nas bases das fatias, houve alguns resultados incompatíveis (destacados em amarelo), com uma queda brusca do fator de segurança. Essas reduções dos valores dos fatores de segurança representam um erro do programa. Dependendo de quais fatias tenham suas bases interceptadas pelos tirantes, os resultados do programa podem ocasionar essa divergência.

Este problema pode ser evitado ao se utilizar uma maior divisão de fatias nas análises. Observa-se que, no caso analisado, já com a divisão em 30 fatias, não foram observados resultados incompatíveis. É preciso assim, ter cuidado quando forem feitas análises com essa opção de “cargas distribuídas”, para que o resultado não conduza ao erro do projetista. Deve-se avaliar sempre se há a necessidade de realizar uma análise com maior número de fatias. Vale também lembrar que o valor de 30 fatias foi

verificado para as análises efetuadas. Em outras aplicações, pode ser que 30 fatias sejam insuficientes. Recomenda-se sempre fazer um estudo relativo a esse aspecto na prática de projeto.

4.3.2.2. Tirantes com comprimento total de 18 e 20 metros

Para confirmar que realmente para o SLOPE W em nada influencia a distância do bulbo de ancoragem à superfície potencial de ruptura, desde que a totalidade do bulbo esteja após esta superfície, foram feitas análises para tirantes mais longos. A Figura 4.17 ilustra os dados de geometria do caso analisado.

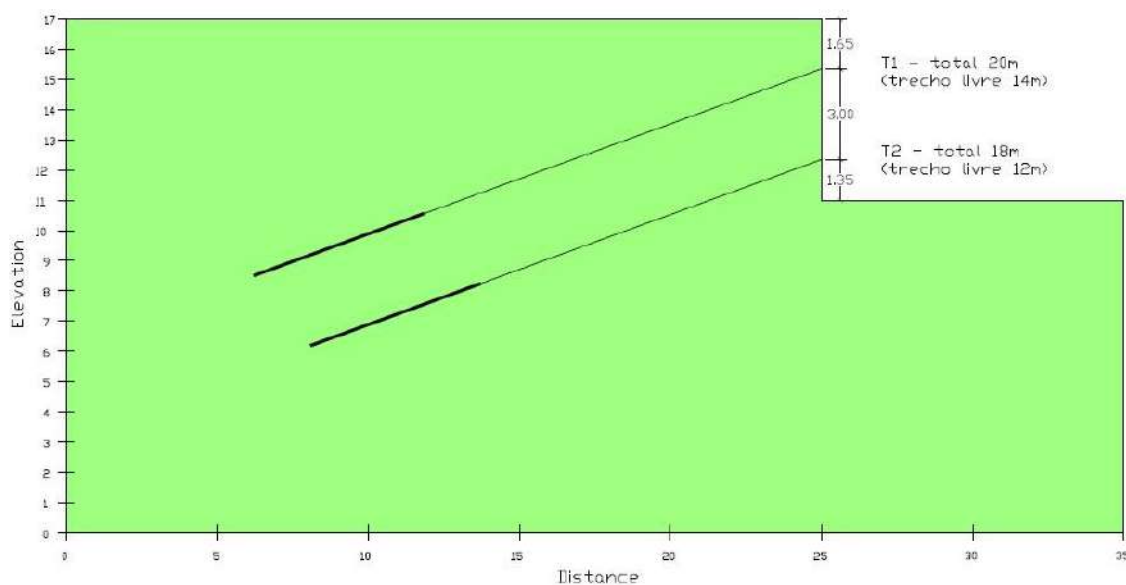


Figura 4.17 – Cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 20 m e 18 metros

A Figura 4.18 apresenta os resultados da análise para o caso de “cargas concentradas” e a Figura 4.19, para o caso de “cargas distribuídas”, ambas utilizando o “solo 1”. Nas duas análises, observa-se que os fatores de segurança foram muito semelhantes aos encontrados para as análises com tirantes de 12 m e 10 m.

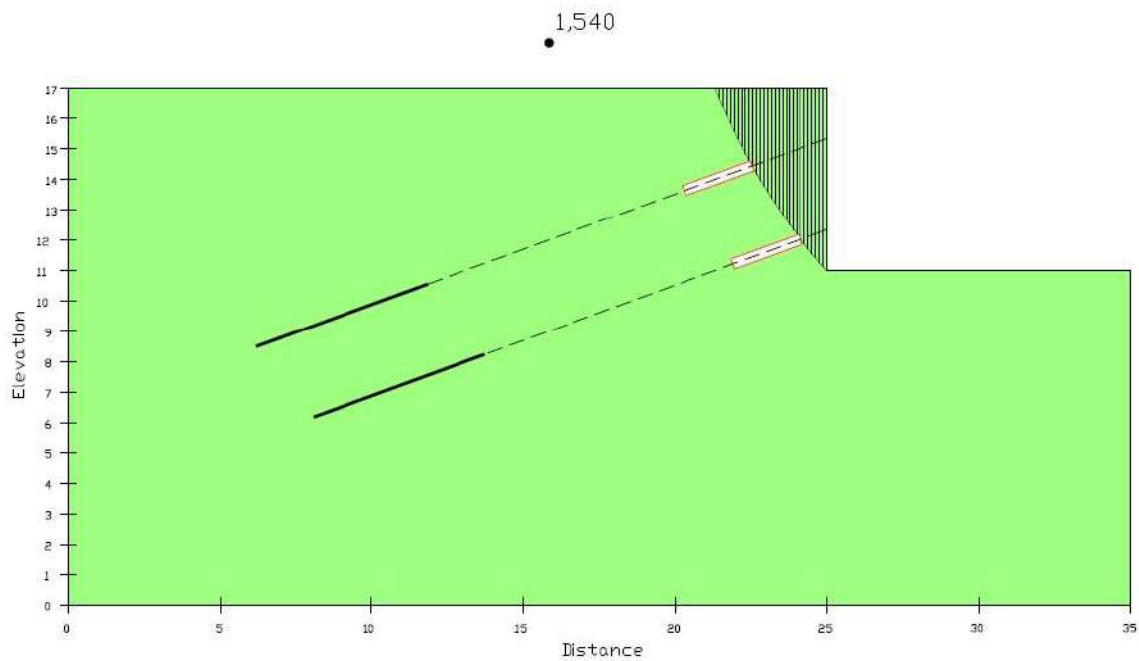


Figura 4.18 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 20 m e 18 m – “cargas concentradas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 120 kN, “solo 1” (FS=1,54).

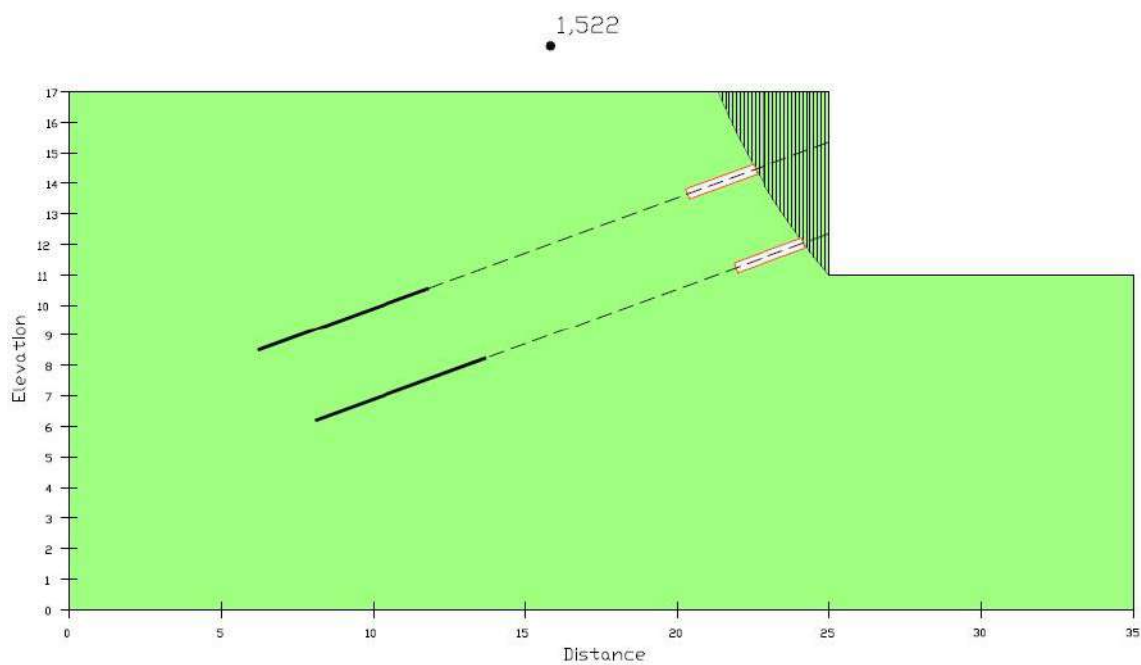


Figura 4.19 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 6 m de altura e 2 linhas de tirantes de 20 m e 18 m – “cargas distribuídas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 120 kN, “solo 1” (FS=1,52).

A tabela 4.15 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nas análises desta cortina.

Tabela 4.15 – Fatores de segurança das análises com 30 fatias no programa SLOPE/W

T (kN)	30 fatias	
	FS Slope	FS Slope
	forças distribuídas	forças concentradas
60	1,15	1,16
80	1,27	1,28
100	1,26	1,40
120	1,52	1,54
140	1,67	1,74
160	1,84	1,95
180	2,02	2,16
200	2,35	2,36
220	2,55	2,56
240	2,78	2,79
260	3,07	3,09
280	3,38	3,41
300	3,76	3,84

4.3.3. Caso 2 – Cortina com 9m

A Figura 4.20 ilustra os dados de geometria do caso analisado.

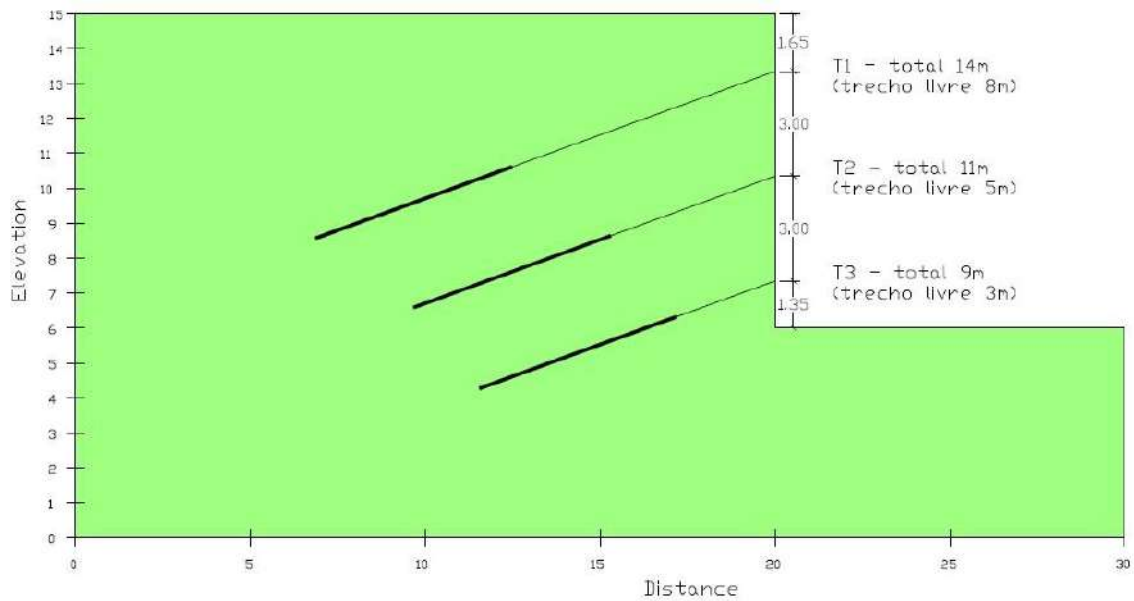


Figura 4.20 – Cortina atirantada com 9 m de altura.

As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam as análises para o “solo 1”, para o caso de “cargas concentradas” e de “cargas distribuídas” respectivamente. As figuras apresentam também os comprimentos livre e do bulbo que seriam necessários de forma a manter o fator de segurança encontrado (definido no subitem 4.1, emprego do Método Brasileiro).

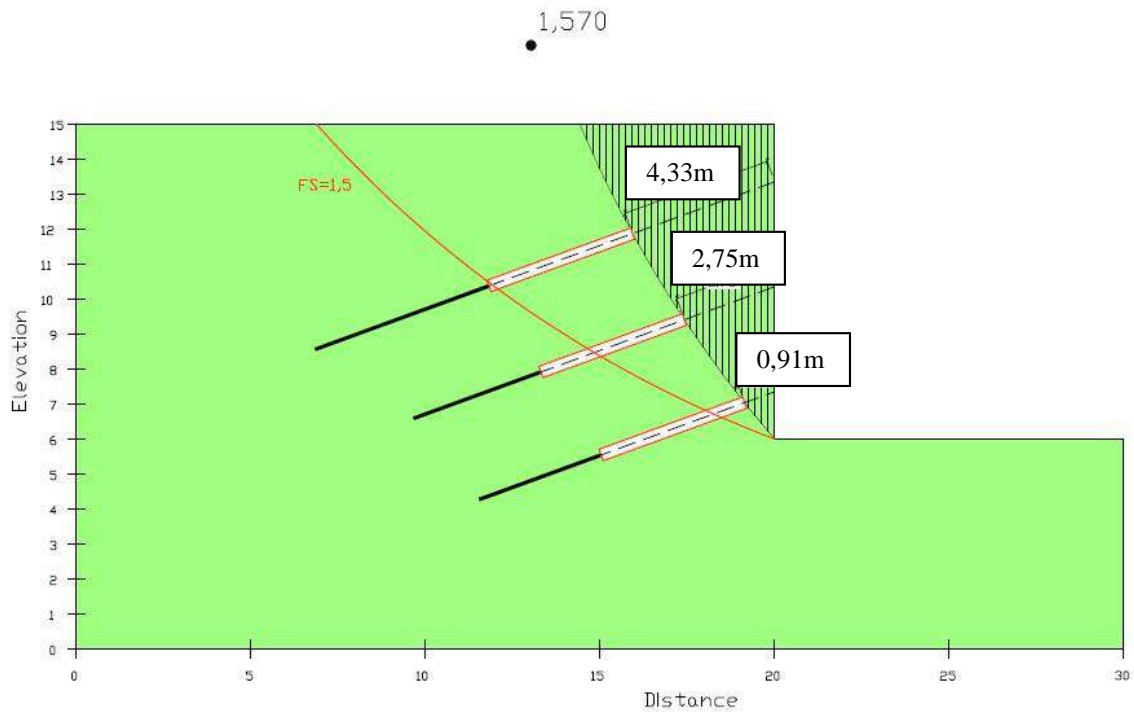


Figura 4.21 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 9 m de altura – “cargas concentradas” nas bases das fatias– Carga aplicada: 220 kN, “solo 1” (FS=1,57).

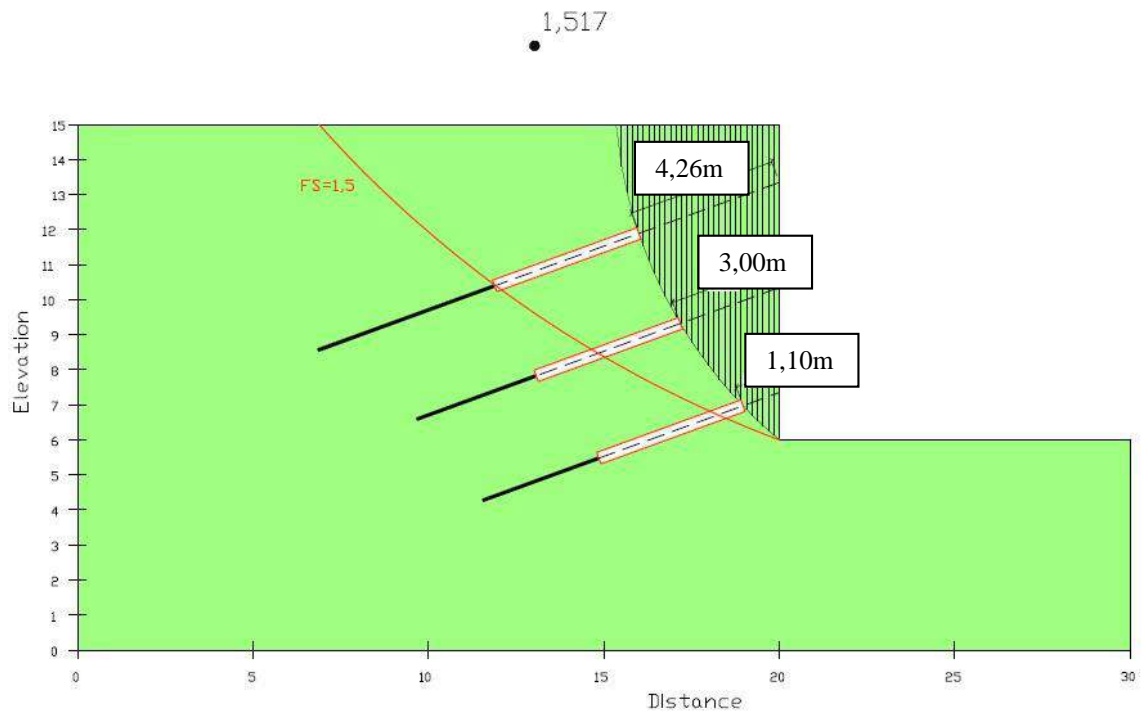


Figura 4.22 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 9 m – “cargas distribuídas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 220 kN, “solo 1” (FS=1,52).

Da mesma forma que para a cortina de 6 m, o resultado das análises informa que os trechos ancorados poderiam ser menores (4,38 m) e que os comprimentos livres também (4,33 m a 0,91 m para os tirantes na opção de análise com “cargas concentradas” e 4,26 m a 1,10 m para os tirantes na opção de análise com “cargas distribuídas”). Chama-se atenção para o fato de que se os bulbos estivessem no local indicado pelo programa, eles estariam dentro da superfície para qual o fator de segurança é igual a 1,5, o que poderia impactar o valor do fator de segurança.

A tabela 4.16 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nas análises da cortina de 9m para divisão da massa instabilizante de solo em 30 fatias.

Tabela 4.16 – Fatores de segurança das análises com 30 fatias no programa SLOPE/W

T (kN)	30 fatias	
	FS Slope	FS Slope
	forças distribuídas	forças concentradas
60	0,84	0,84
80	0,91	0,93
100	0,99	1,02
120	1,09	1,10
140	1,16	1,18
160	1,25	1,28
180	1,34	1,38
200	1,43	1,47
220	1,52	1,57
240	1,65	1,68
260	1,76	1,81
280	1,88	1,95
300	1,99	2,08

4.3.4. Caso 3 – Cortina com 12m

A Figura 4.23 ilustra os dados de geometria do caso analisado.

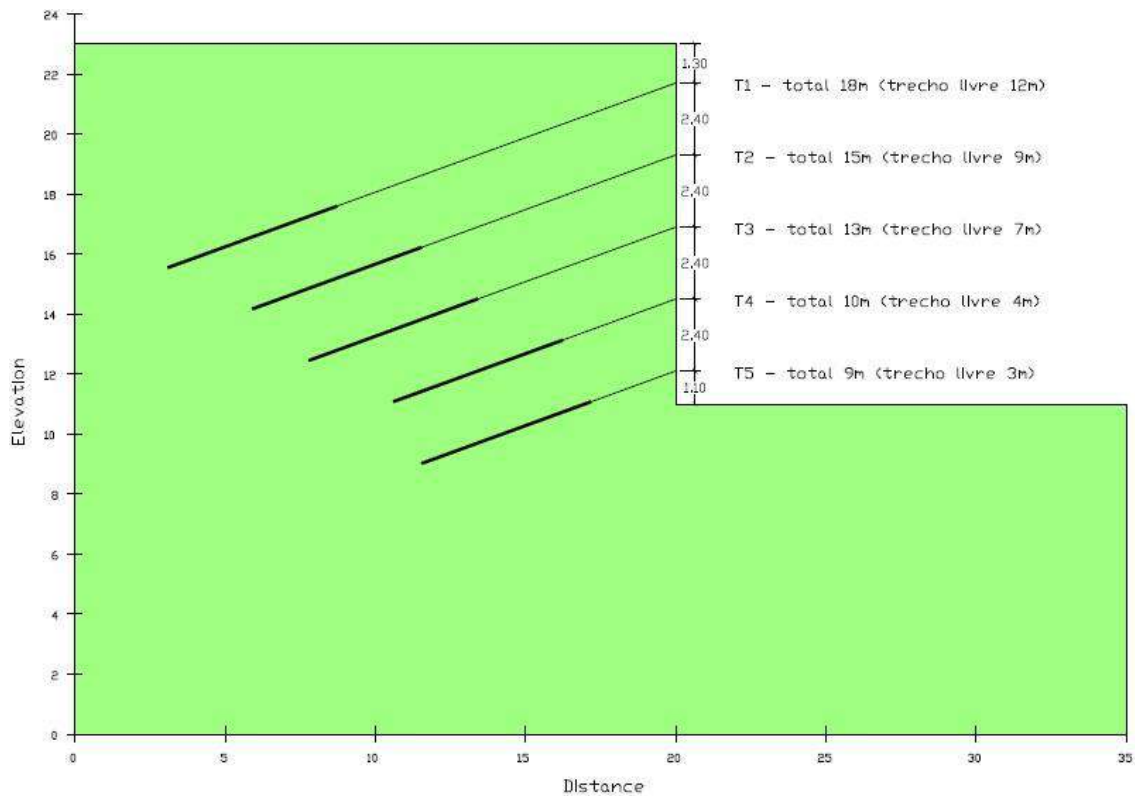


Figura 4.23 – Cortina atirantada com 12 m de altura.

Assim como nos outros casos, a seguir são apresentas os resultados da análise para o “solo 1” para o caso de “cargas concentradas” e de “cargas distribuídas” (Figuras 4.24 e 4.25). Da mesma forma também, são destacados nestas figuras os comprimentos livres e do bulbo necessários, segundo a análise do SLOPE/W.

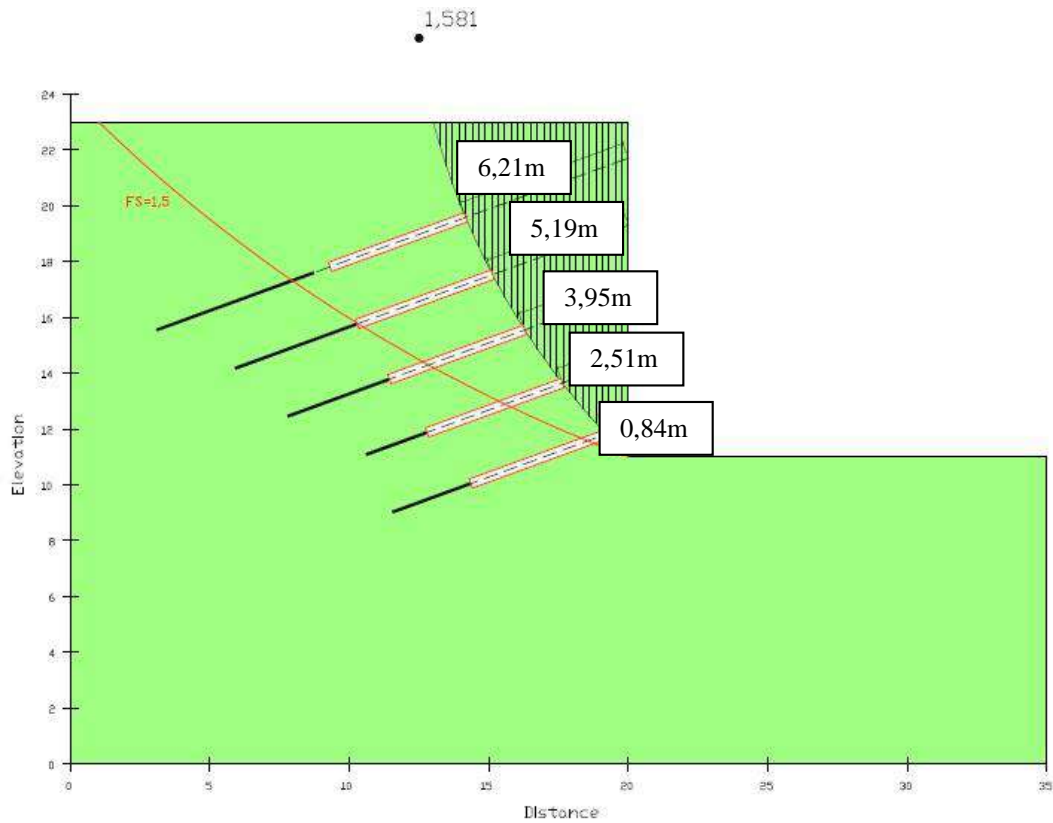


Figura 4.24 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 12 m de altura – “cargas concentradas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 260 kN ($FS=1,58$).

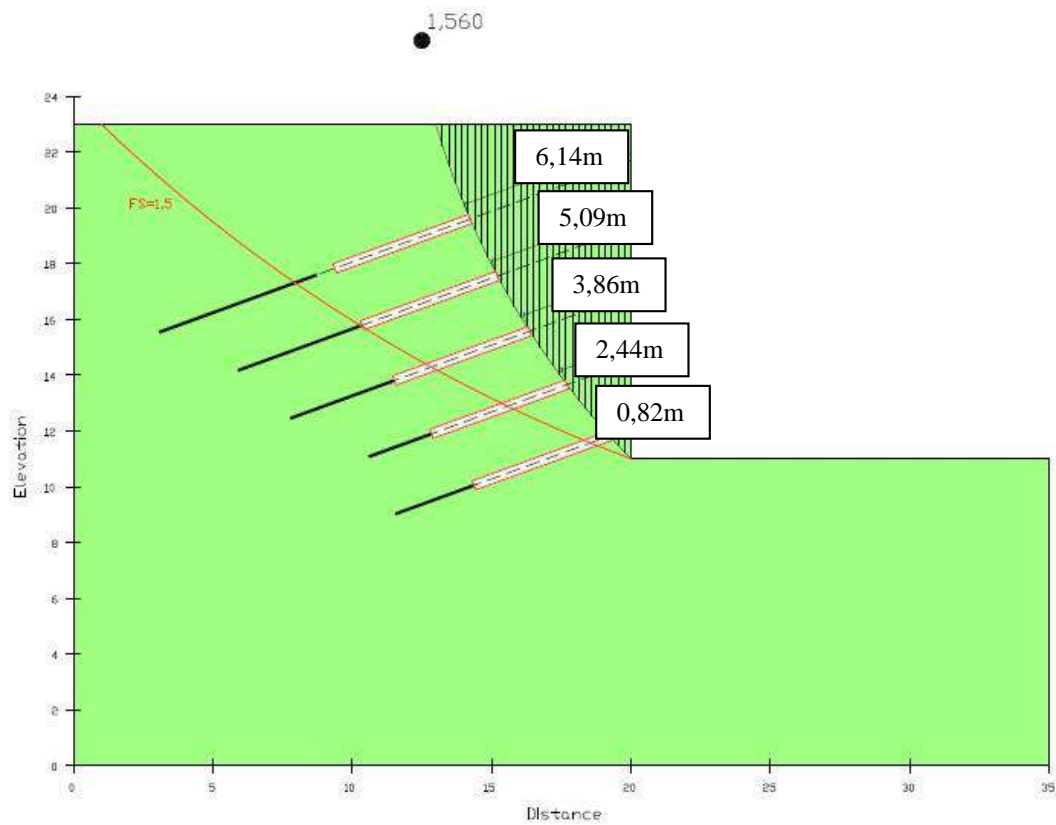


Figura 4.25 – Análise de estabilidade da cortina atirantada com 12 m de – “cargas distribuídas” nas bases das fatias – Carga aplicada: 260 kN ($FS=1,56$).

Assim como para as cortinas de 6 m e 9 m, o resultado das análises informa que os trechos ancorados poderiam ser menores (5,17 m) e que os comprimentos livres também (6,21 m a 0,84 m para os tirantes na opção de análise com “cargas concentradas” e 6,14 m a 0,82 m para os tirantes na opção de análise com “cargas distribuídas”). Chama-se atenção para o fato de que se os bulbos estivessem no local indicado pelo programa, eles estariam dentro da superfície para qual o fator de segurança é igual a 1,5, o que poderia impactar o valor do fator de segurança.

A tabela 4.17 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nas análises da cortina de 12m para análise com 30 fatias. Está destacado em amarelo o resultado incompatível encontrado.

Tabela 4.17 – Fatores de segurança das análises com 30 fatias no programa SLOPE/W

T (kN)	30 fatias	
	FS Slope	FS Slope
	forças distribuídas	forças concentradas
60	0,75	0,75
80	0,82	0,82
100	0,88	0,89
120	0,95	0,97
140	1,03	1,05
160	1,12	1,13
180	1,19	1,21
200	1,27	1,30
220	1,13	1,40
240	1,43	1,49
260	1,56	1,58
280	1,66	1,69
300	1,76	1,82

Nesta tabela 4.17 apresentada, foi destacado em amarelo um resultado incompatível encontrado para a análise com “cargas distribuídas”, exatamente como ocorreu para as análises da cortina de 6m do subitem 5.3.2.1. O motivo foi exatamente o mesmo debatido anteriormente. Neste caso, mesmo com a divisão em 30 fatias do solo, este erro ocorreu. Neste caso, deve ser realizada uma nova análise com uma divisão ainda maior de fatias. Para a análise com 30 fatias, apenas esta cortina de 12 m de altura registrou esse erro quanto o fator de segurança.

4.3.5. Comparações com resultados Ranke-Ostermayer

Com o objetivo de compara os fatores de segurança obtidos pelo programa SLOPE/W e pelo método de Ranke-Ostermayer, foi calculado o fator de segurança para este último utilizando os mesmos comprimentos dos tirantes analisados no programa (comprimentos definidos pelo emprego do Método Brasileiro). Os comprimentos totais utilizados foram os definidos na tabela 4.13 e o comprimento dos trechos ancorados mantidos iguais a 6 m. As análises foram feitas para as 3 alturas de cortina, sendo que para a cortina de 6 m foi analisada apenas a opção com tirantes de 12 m e 10 m.

Os cálculos foram realizados através da mesma planilha citada anteriormente, elaborada pela autora, e o fator de segurança encontrado sempre para a superfície mais crítica. Nas tabelas 4.18 a 4.20 são apresentados resumos desses fatores de segurança encontrados. Destaca-se que, para alguns comprimentos de trecho livre e ancorado dos tirantes, o FS obtido pelo Método Ranke-Ostermayer foi menor que 1,5 e em alguns casos até menor do que 1 (talude instável).

Tabela 4.18 – Fatores de segurança encontrados através do Método Ranke-Ostermayer e análises no SLOPE/W, cortina de 6 m.

	Método / Programa	Trecho livre (m)	Bulbo (m)	FS
Cortina H = 6m	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 6,00 T2 = 4,00	6,00	2,63*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)			1,55
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 2,69 T2 = 1,00	6,00	2,20*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)			1,55
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 2,69 T2 = 1,00	2,39	1,20*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)			1,55

* Menor valor encontrado – para superfície crítica.

Tabela 4.19 – Fatores de segurança encontrados através do Método Ranke-Ostermayer e análises no SLOPE/W, cortina de 9 m.

	Método / Programa	Trecho livre (m)	Bulbo (m)	FS
Cortina H = 9m	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 8,00 T2 = 5,00	6,00	2,67*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T3 = 3,00		1,57
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 4,33 T2 = 2,75	6,00	1,36 *
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T3 = 0,91		1,57
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 4,33 T2 = 2,75	4,38	0,92 *
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T3 = 0,91		1,57

* Menor valor encontrado – para superfície crítica.

Tabela 4.20 – Fatores de segurança encontrados através do Método Ranke-Ostermayer e análises no SLOPE/W, cortina de 12 m.

	Método / Programa	Trecho livre (m)	Bulbo (m)	FS
Cortina H = 12m	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 12,0 T2 = 9,0 T3 = 7,0	6,00	1,72*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T4 = 4,0 T5 = 3,0		1,58
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 6,21 T2 = 5,19 T3 = 3,95	6,00	1,06*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T4 = 2,51 T5 = 0,84		1,58
	Método Ranke-Ostermayer	T1 = 6,21 T2 = 5,19 T3 = 3,95	5,17	0,89*
	Método de Bishop Simplificado (SLOPE/W)	T4 = 2,51 T5 = 0,84		1,58

* Menor valor encontrado – para superfície crítica.

4.4. Análises no RS²

As análises pelo MEF empregaram o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com os mesmos parâmetros de resistência c e ϕ e mesmo peso específico γ . Foram mantidas também as características dos tirantes (comprimentos, espaçamento horizontal e cargas) utilizadas nas análises do SLOPE/W (subitem 5.3).

Além da análise para a situação de ruptura, as cortinas atirantadas foram analisadas para a situação de trabalho. Ainda que o objetivo maior da presente Dissertação não seja o cálculo de deformações, estas são necessárias nas análises pelo MEF, razão pela qual foram adotados para o solo, arbitrariamente, em todas as análises, módulo de Young $E=15.000 \text{ kN/m}^2$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. Tomando-se por referência a correlação de E com N_{SPT} a seguir (Leão, 2015), o valor adotado para o módulo E corresponde, aproximadamente, a um solo com resistência média à penetração $N_{SPT}=10$.

$$E = 3000 N_{SPT}^{0,8} \quad (kN/m^2)$$

As cortinas atirantadas, em todas as análises pelo MEF, têm 0,20 m de espessura e foram admitidas como linearmente elásticas, com módulo de Young $E=2,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,2$.

Foram adotados barras de aço de 32 mm de diâmetro para os tirantes, com módulo de Young $E=2,0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,2$.

Para representar a interação na interface entre o solo e o concreto, foram adotados elementos de interface com os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Justifica-se a adoção de uma resistência na interface solo x concreto não inferior à da resistência do solo pelo fato de as cortinas terem sido admitidas como construídas pelo método descendente, em etapas construtivas correspondentes a cada nível de tirantes, onde a concretagem dos painéis é feita

diretamente contra o solo (tendo o próprio solo como contra fôrma). Nessas condições, considerou-se que a aderência solo x concreto seja ainda maior que a do solo intacto, o que torna a presente hipótese de cálculo provavelmente conservadora. No entanto, chama-se atenção para o fato de que a contração do concreto durante o processo de cura poderia alterar esta aderência.

Foram feitas simulações para cortinas com dois níveis de tirantes (altura da cortina $H = 6$ m), três níveis ($H = 9$ m) e 5 níveis ($H = 12$ m). Para fins de ilustração, apresenta-se nas Figuras 4.26 a 4.28 as etapas construtivas correspondentes a uma cortina com 3 níveis de tirantes.

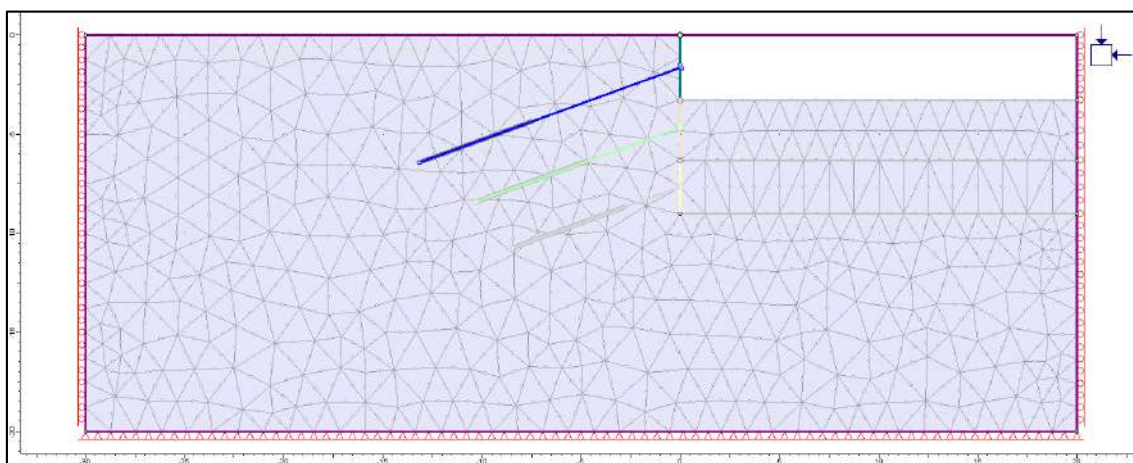


Figura 4.26 - Escavação para o primeiro nível de tirantes.

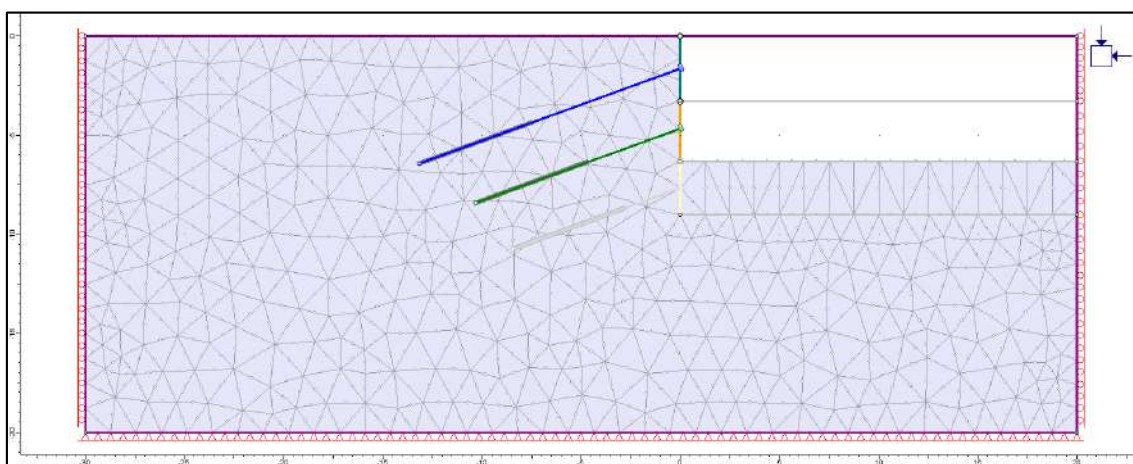


Figura 4.27 - Escavação para o segundo nível de tirantes.

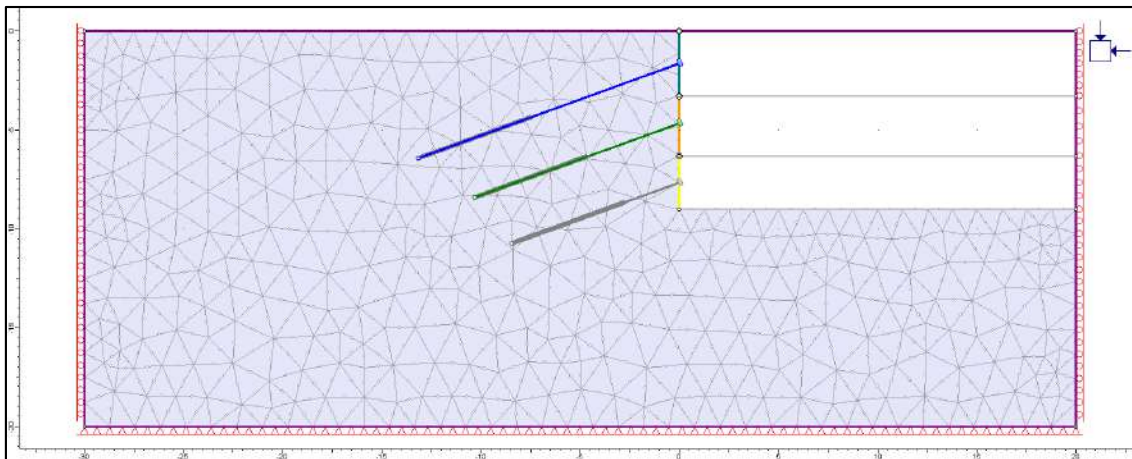


Figura 4.28 - Escavação para o terceiro nível de tirantes.

Foram utilizados nas análises pelo MEF elementos triangulares isoparamétricos (6 nós), onde a discretização final da malha foi obtida mediante ajustes prévios para garantir a convergência dos resultados.

Consoante com os objetivos desta Dissertação, apresentam-se os seguintes resultados obtidos das análises pelo MEF:

a) Fatores de segurança

No programa SR2, os fatores de segurança são obtidos a partir da degradação progressiva da resistência ao cisalhamento do solo por um fator SRF (Strength Reduction Factor) até que ocorra a instabilidade numérica da análise. Uma grande vantagem desse tipo de análise do programa através do fator SRF é que não exige nenhuma suposição a respeito da forma ou localização da superfície de ruptura. O programa automaticamente determina o modo de ruptura e ao valor correspondente de SRF é atribuído o fator de segurança.

Assim como feito no SLOPE/W, apenas para a cortina de 6 m de altura com tirantes de 12 m e 10 m de comprimento foi variado o tipo de solo, utilizando-se os “solo 1” e o “solo 2” especificados no início do capítulo 5. Como forma de padronização, os resultados serão apresentados seguindo a seguinte nomenclatura: o tirante superior será o tirante 1 (cargas e deslocamentos respectivos F_1 e δ_1) com a

numeração dos tirantes seguindo a ordem descendente na cortina (ordem de execução), tal como nas outras análises.

As Figuras 4.29, 4.30 e 4.31 mostram as tensões cisalhantes máximas, obtidas através da degradação progressiva da resistência do solo (conforme citado anteriormente). Os fatores de segurança para a condição de trabalho também são apresentados, com as análises tendo sido realizadas para as cortinas com dois, três e cinco níveis de tirantes (6 m, 9 m e 12 m de altura respectivamente), para o “solo 1” ($c=10$ kPa, $\phi=35^\circ$ e $\gamma_{\text{nat}}=18$ kN/m³). A carga de protensão dos tirantes, nesses três casos, é de 200 kN.

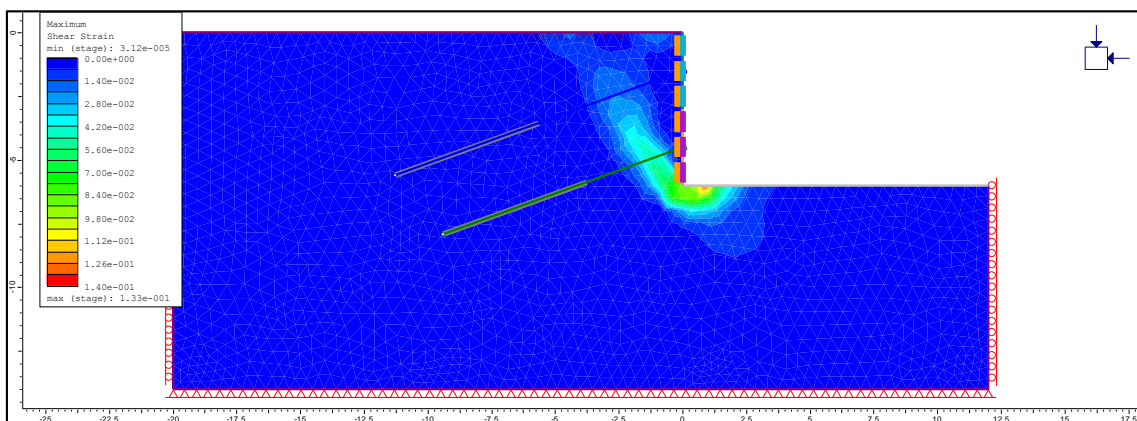


Figura 4.29 - Contornos de tensões cisalhantes máximas no momento da ruptura, cortina com dois níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN. FS=2,26.

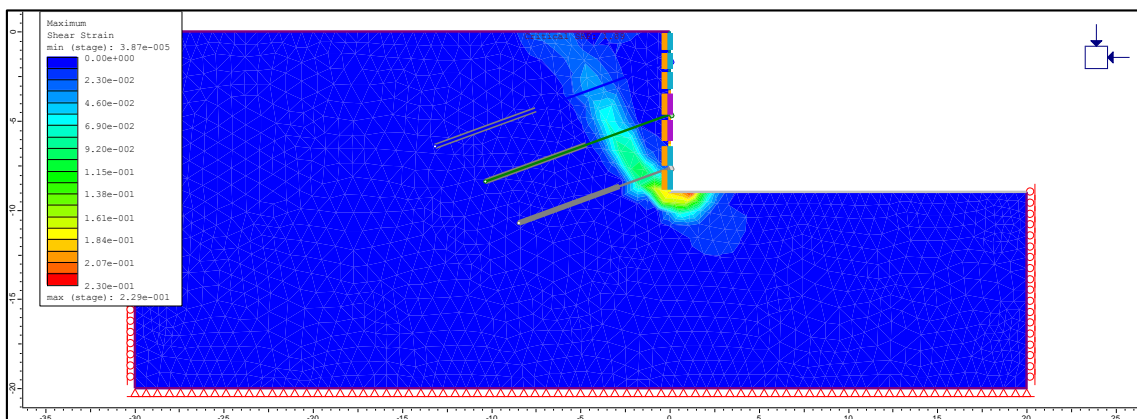


Figura 4.30 - Contornos de tensões cisalhantes máximas no momento da ruptura, cortina com três níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN. FS=1,89.

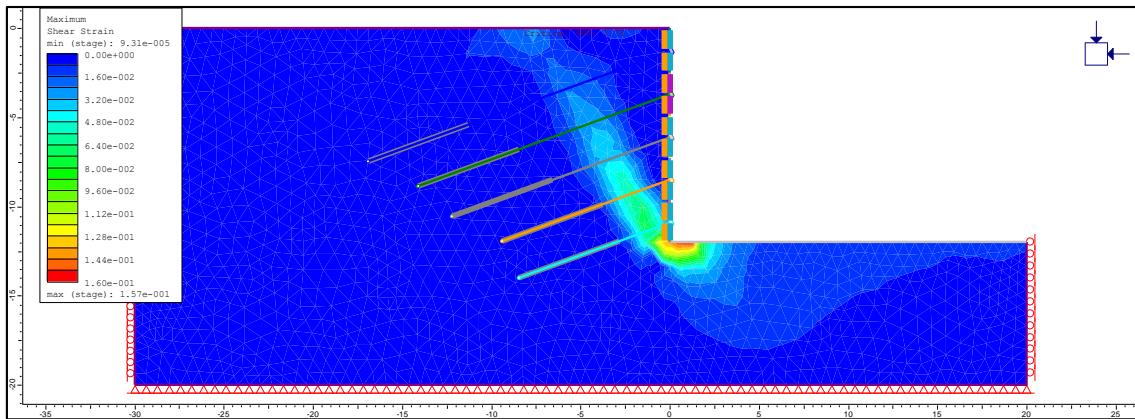
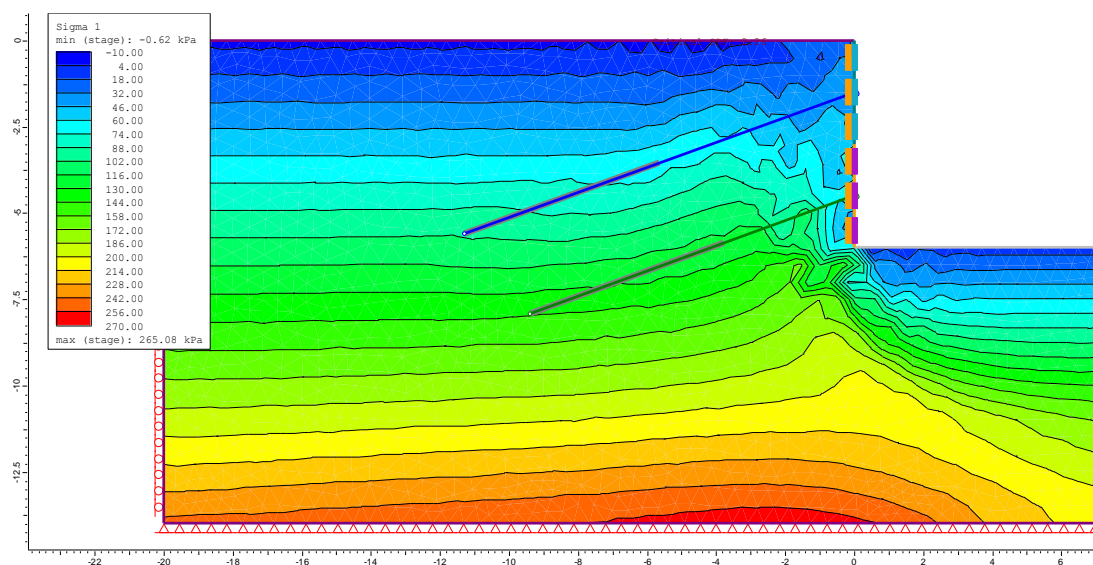


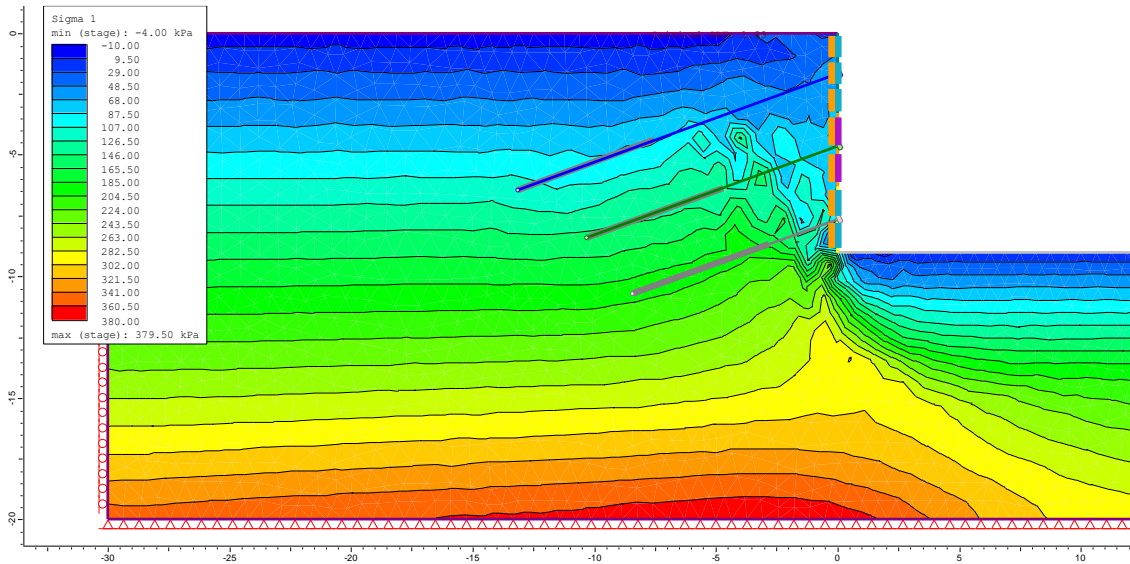
Figura 4.31 - Contornos de tensões cisalhantes máximas no momento da ruptura, cortina com cinco níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN. FS=1,73.

Como se observa nas verificações de fator de segurança acima, as superfícies de ruptura tendem ao modo clássico de cunhas ativas de Rankine nos três casos.

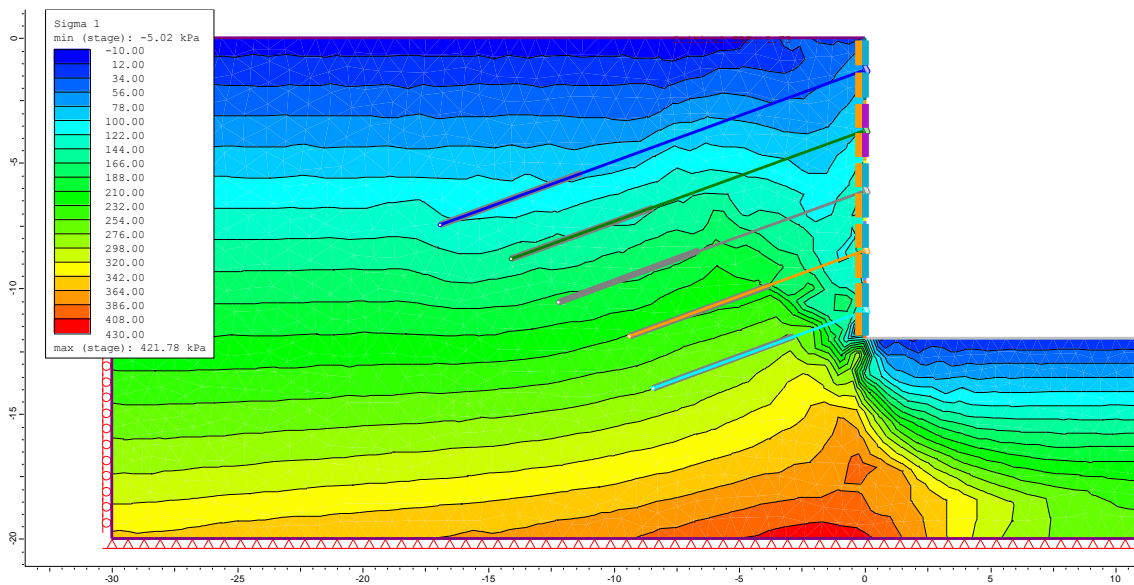
As Figuras 4.32, 4.33 e 4.34 apresentam as tensões principais maiores σ_1 totais atuantes no momento da ruptura. Essas tensões são decorrentes do peso próprio do solo e da obra no terreno e não apenas a variação de tensões decorrente da obra.



4.32 – Contornos de tensões principais no momento da ruptura, cortina com 2 níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN.



4.33 – Contornos de tensões principais no momento da ruptura , cortina com 3 níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN.



4.34 – Contornos de tensões principais no momento da ruptura , cortina com 5 níveis de tirantes, carga de protensão de 200 kN.

É possível observar que não há concentração de tensões no terreno ao redor dos trechos ancorados dos tirantes. Há com certeza um incremento nas tensões, mas elas não se concentram no trecho ancorado apenas. Esta questão da distribuição de tensões será discutida mais detalhadamente no capítulo 6.

Confirma-se também que as maiores variações nas tensões principais ocorreram próximo à superfície de ruptura identificada nos resultados de tensões cisalhantes das Figuras 4.29 a 4.31, como era esperado.

b) Cargas de trabalho dos tirantes

As Figuras 4.35, 4.36 e 4.37 mostram as distribuições das cargas atuantes nos tirantes após aplicação de uma carga inicial de protensão de 200 kN em todas as ancoragens. Os contornos coloridos representam as tensões principais maiores σ_1 totais (tensões decorrentes do peso próprio do solo e do $\Delta\sigma$) atuantes em condições de trabalho.

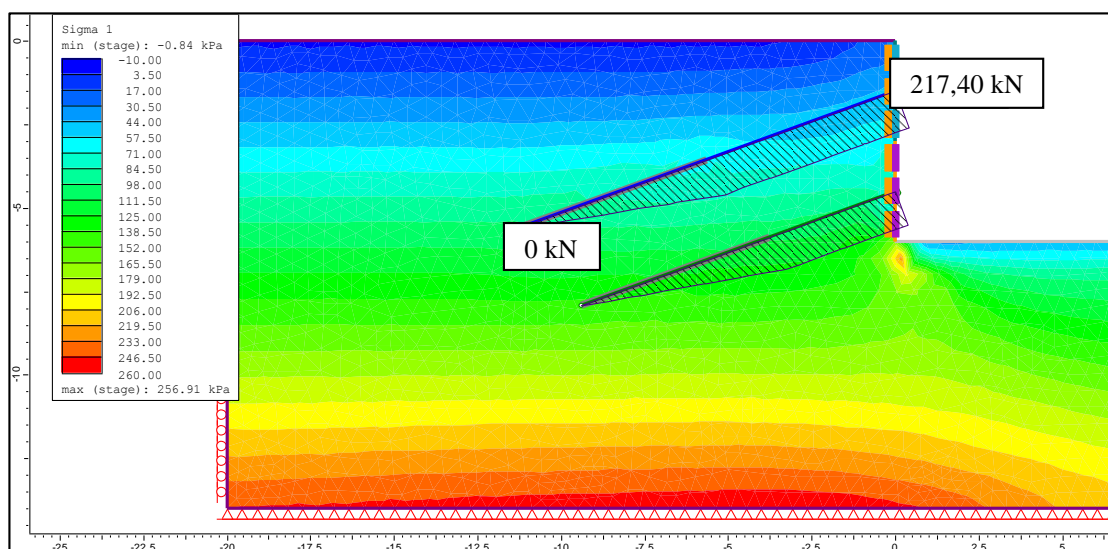


Figura 4.35 - Distribuição das cargas atuantes nos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com dois níveis de tirantes (carga máxima de 217 kN nos tirantes superiores).

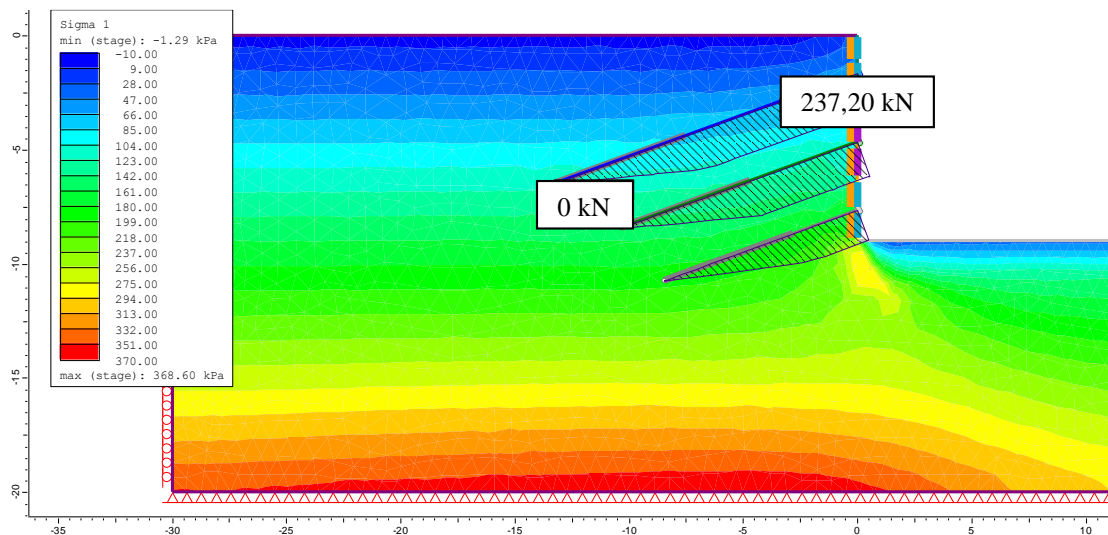


Figura 4.36 - Distribuição das cargas atuantes nos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com três níveis de tirantes (carga máxima de 237 kN nos tirantes superiores).

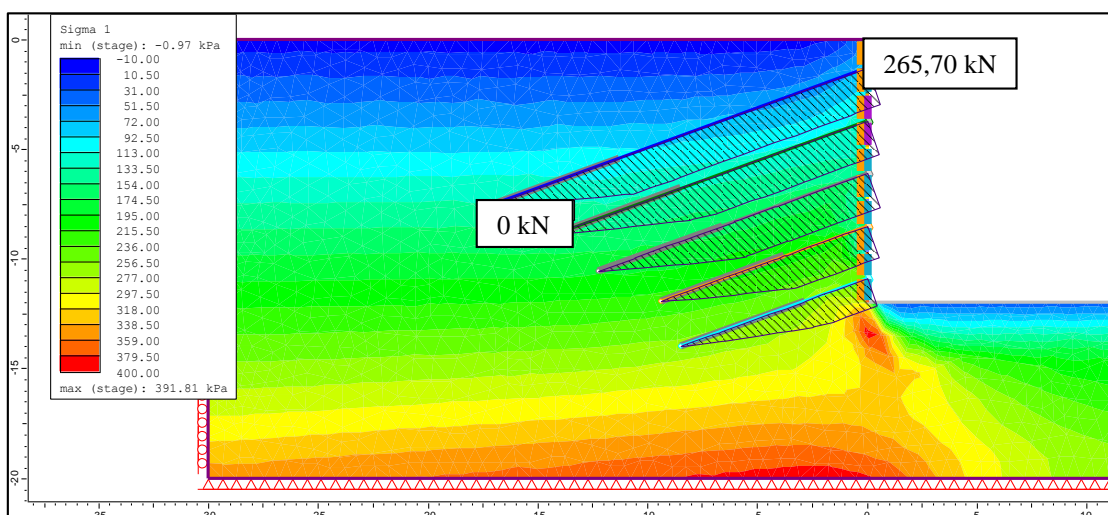


Figura 4.37 - Distribuição das cargas atuantes nos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com cinco níveis de tirantes (carga máxima de 266 kN nos tirantes superiores).

Esses resultados de distribuição de carga permitiram uma melhor visualização do que ocorre nos tirantes durante a condição de trabalho. Eles indicam uma distribuição uniforme de cargas nos trechos livres dos tirantes e uma redução desse valor a partir do início do trecho ancorado, sendo nula ao final do bulbo, como era esperado.

Observa-se no entanto que, mesmo tendo sido aplicadas cargas de protensão de 200 kN em todas as linhas de tirantes, as cargas que verdadeiramente atuam podem ser maiores do que essa protensão. Nos casos analisados, as forças encontradas possuem valor significativamente superior à carga de protensão. Essa questão será discutida mais detalhadamente no capítulo 6.

c) Deslocamentos nas cabeças dos tirantes

O programa também possui como saída as informações referentes aos deslocamentos dos tirantes ao longo das barras e do conjunto solo-tirante. As Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 mostram, através de diagramas, os valores dos deslocamentos dos tirantes após aplicação de uma carga inicial de protensão de 200 kN em todas as ancoragens. Os contornos coloridos representam as tensões principais maiores σ_1 totais (tensões decorrentes do peso próprio do solo e dos acréscimos de tensões) atuantes em condições de trabalho.

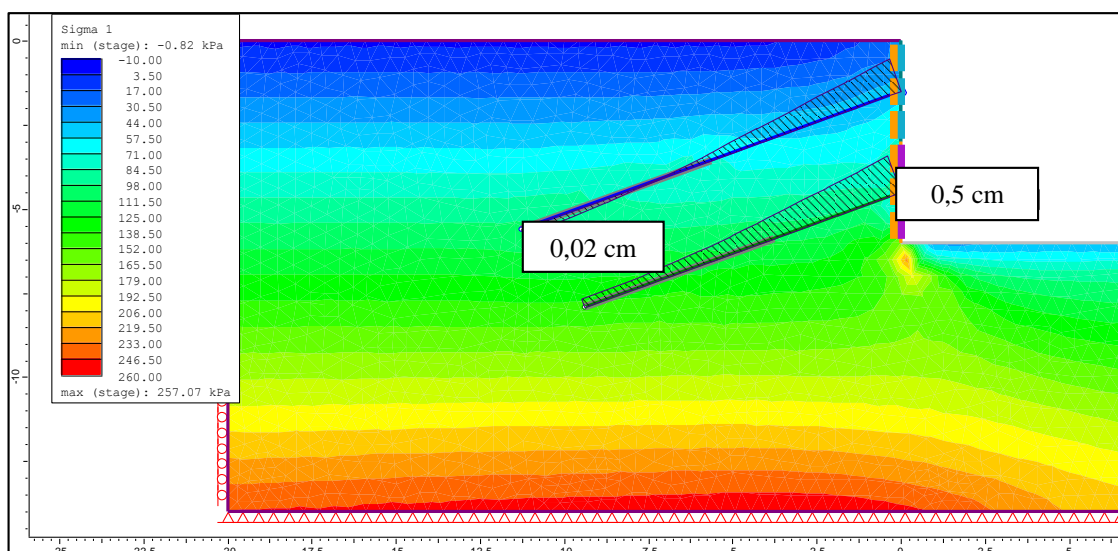


Figura 4.38 - Deslocamentos da cabeça dos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com dois níveis de tirantes (deslocamento máximo de 0,5 cm nos tirantes inferiores).

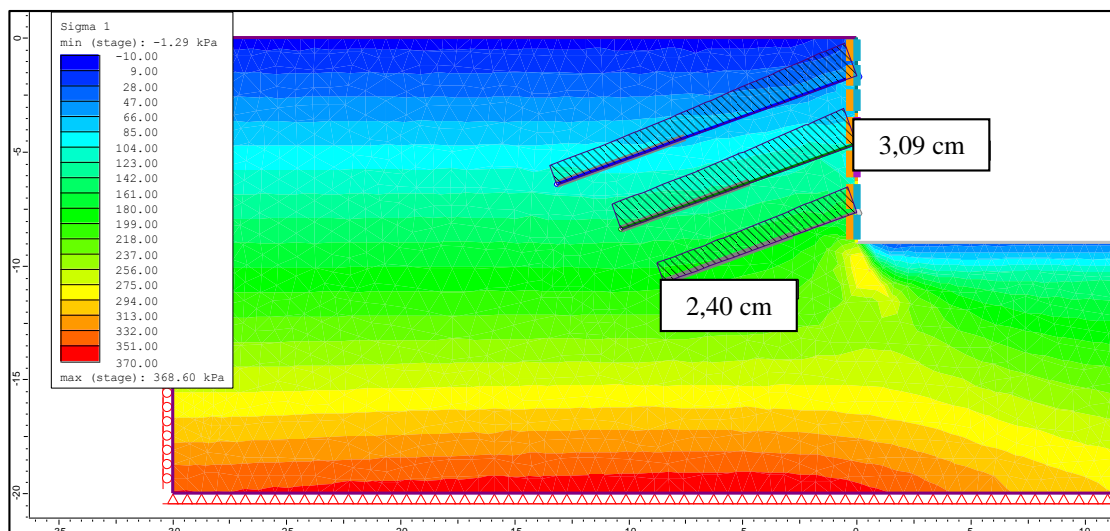


Figura 4.39- Deslocamentos da cabeça dos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com três níveis de tirantes (deslocamento máximo de 4,2 cm nos tirantes intermediários).

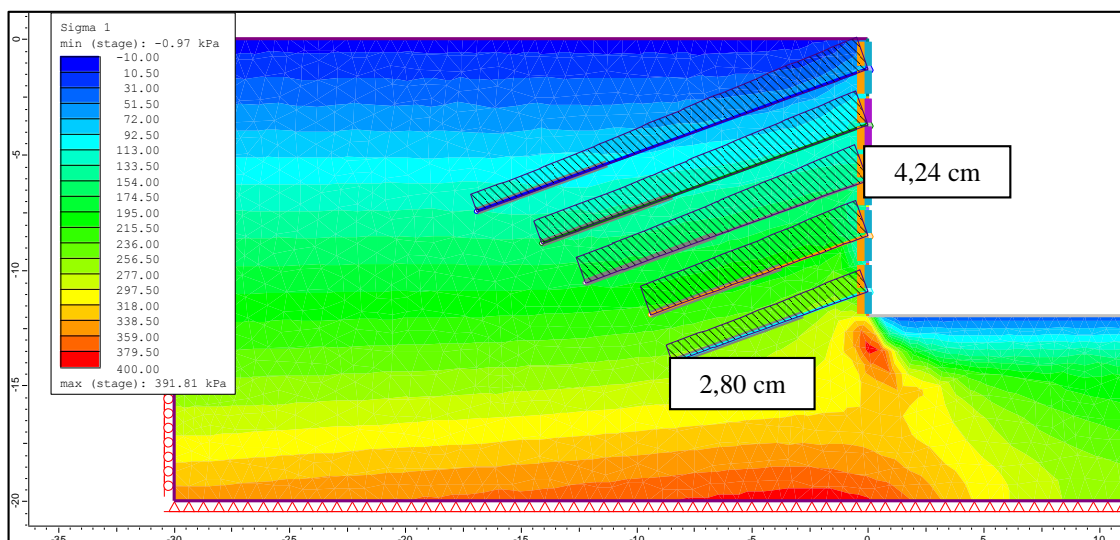


Figura 4.40 - Deslocamentos da cabeça dos tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com cinco níveis de tirantes (deslocamento máximo de 5,8 cm nos tirantes intermediários).

Os resultados da figura 4.38 mostram que, para a cortina de 6 m, houve uma redução dos deslocamentos ao longo dos tirantes, sendo estes muito pequenos ao final do trecho ancorado (0,2cm). No entanto, para as cortinas mais altas (com três e cinco níveis de tirantes), houve uma distribuição quase uniforme dos deslocamentos. O

deslocamento para a cortina de 9 m chegou a 2,4 cm e na cortina de 12 m chegou a 2,8 cm.

Também foram analisados os deslocamentos totais (conjunto solo-tirantes) ocorridos para a situação de ruptura. Esses resultados são apresentados nas Figuras 4.41, 4.42 e 4.43 para a carga de protensão de 200 kN. Nas figuras os contornos coloridos representam as deslocamentos totais do conjunto solo-tirante registrados na situação de ruptura.

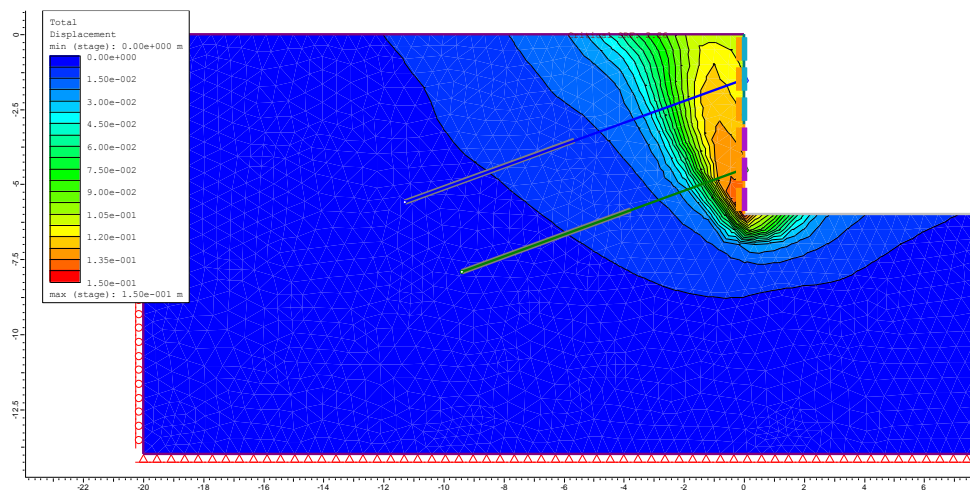


Figura 4.41 - Deslocamentos totais do conjunto solo-tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com dois níveis de tirantes.

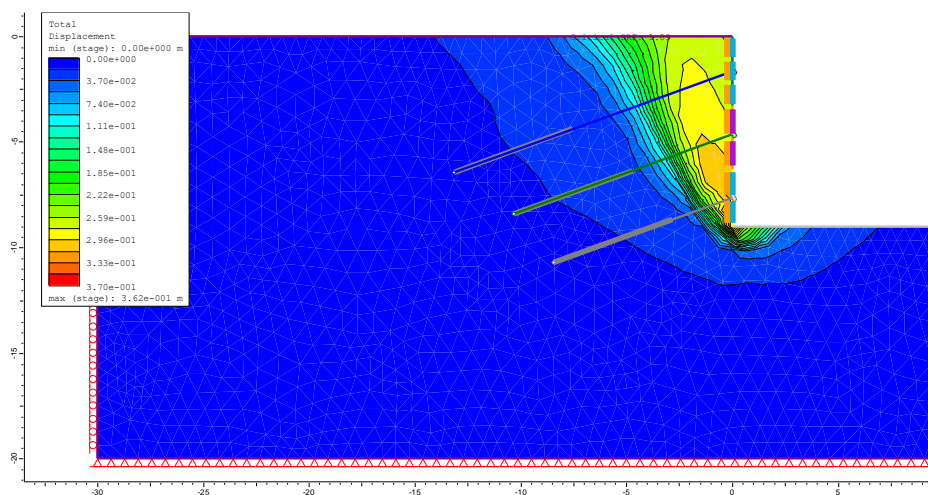


Figura 4.42 - Deslocamentos totais do conjunto solo-tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com três níveis de tirantes.

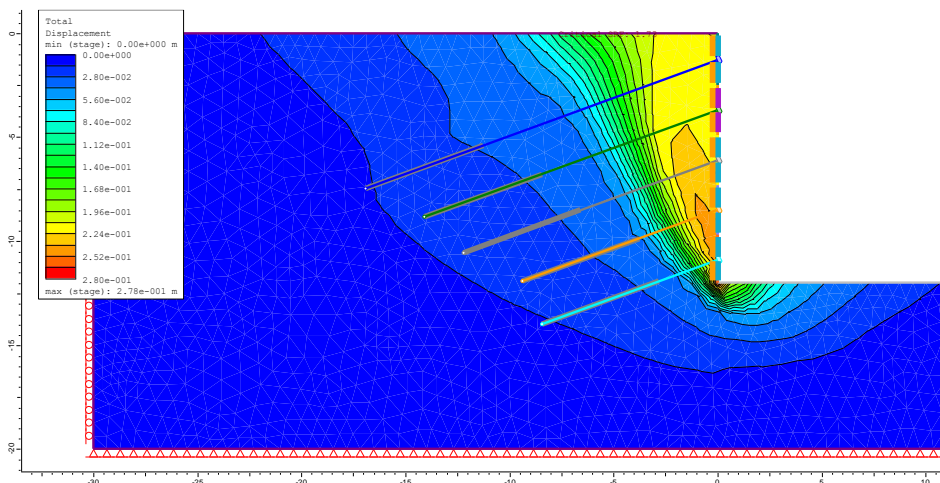


Figura 4.43 - Deslocamentos totais do conjunto solo-tirantes após aplicação de uma protensão inicial de 200 kN, cortina com cinco níveis de tirantes.

Por estar em situação de ruptura, claramente os valores de deslocamentos são muito altos. No entanto, estas saídas do programa são interessantes pois nos permite observar que a concentração de deslocamentos realmente ocorre no trecho da superfície potencial de ruptura, já identificada nas Figuras 4.29 a 4.31. Também nota-se que os deslocamentos ocorrem ao longo de todo o tirante, diminuindo ao longo da barra, porém existindo ainda inclusive no trecho ancorado.

Nas tabelas 4.21 a 4.24 fornecidas a seguir, são apresentados de forma resumidas todos os resultados encontrados através do programa RS², valores de deslocamentos totais e forças atuantes nos tirantes (situação de trabalho), além dos fatores de segurança obtidos (situação de ruptura). Apenas para a cortina de 6 m com tirantes de comprimento total 12 m e 10 m que foram apresentados os fatores de segurança para os dois tipos de solo. Para o restante das análises, apresentou-se só os resultados para o “solo 1”.

4.4.1. Cortina com 6 metros

4.4.1.1. Tirantes com comprimento total de 12 e 10 metros

Condição de trabalho

Tabela 4.21 – Deslocamentos totais na cabeça dos tirantes (deslocamento solo + tirante), forças atuantes para condição de trabalho no RS², cortina de 6 m, tirantes com 12 m e 10 m, “solo 1”.

Fatores de segurança para “solo 1” e “solo 2”.

T (kN)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	F_1 (kN)	F_2 (kN)	FS	
	"Solo 1" (resistente)				"Solo 1" (resistente)	"Solo 2" (fraco)
60	1,67	1,61	87,90	60,00	1,84	0,68
80	1,42	1,44	106,20	80,00	1,90	0,77
100	1,18	1,13	124,50	100,00	1,96	0,85
120	0,94	1,11	143,20	120,00	2,01	0,94
140	0,70	0,90	161,70	140,00	2,09	1,06
160	0,40	0,78	180,10	160,00	2,14	1,17
180	0,25	0,62	198,70	180,00	2,20	1,28
200	0,02	0,50	217,40	200,00	2,26	1,41
220	0,21	0,29	236,00	220,00	2,31	1,57
240	0,44	0,13	254,70	240,00	2,37	1,62
260	0,67	0,03	273,40	260,00	2,43	1,62
280	0,90	0,20	292,10	280,00	2,47	1,62
300	1,13	0,36	310,80	300,00	2,53	1,62

4.4.1.2. Tirantes com comprimento total de 20 e 18 metros

Tabela 4.22 – Deslocamentos totais na cabeça dos tirantes (deslocamento solo + tirante), forças atuantes após aplicação da protensão e fatores de segurança no RS², cortina de 6 m, tirantes com 20 m e 18 m, “solo 1”.

T (kN)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	F₁ (kN)	F₂ (kN)	FS
60	0,98	1,22	96,20	60,00	1,85
80	0,61	0,92	113,70	80,00	1,91
100	0,25	0,63	131,50	100,00	1,99
120	0,12	0,34	149,20	120,00	2,03
140	0,48	0,65	167,00	140,00	2,09
160	0,84	0,24	184,90	160,00	2,15
180	1,12	0,53	202,60	180,00	2,19
200	1,55	0,83	220,30	200,00	2,29
220	1,91	1,12	238,10	220,00	2,36
240	2,26	1,41	256,00	240,00	2,43
260	2,62	1,70	273,90	260,00	2,48
280	2,98	1,99	291,80	280,00	2,53
300	3,34	2,29	309,60	300,00	2,56

4.4.2. Cortina com 9 metros

Tabela 4.23 – Deslocamentos totais na cabeça dos tirantes (deslocamento solo + tirante), forças atuantes após aplicação da protensão e fatores de segurança no RS², cortina de 9 m, “solo 1”.

T (kN)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_3 (cm)	F₁ (kN)	F₂ (kN)	F₃ (kN)	FS
60	4,34	4,88	3,43	112,20	101,30	60,00	1,69
80	4,05	4,57	3,28	129,40	118,30	80,00	1,72
100	3,76	4,30	3,12	147,20	132,30	100,00	1,75
120	3,47	4,05	2,96	164,80	154,50	120,00	1,79
140	3,20	3,80	2,82	182,90	172,80	140,00	1,83
160	2,92	3,55	2,66	200,80	191,00	160,00	1,86
180	2,64	3,32	2,51	219,00	209,10	180,00	1,88
200	2,36	3,09	2,35	237,20	227,70	200,00	1,89
220	2,09	2,86	2,20	255,20	246,30	220,00	1,93
240	1,81	2,63	2,05	273,30	264,90	240,00	1,95
260	1,54	2,41	1,91	291,40	283,30	260,00	2,00
280	1,27	2,19	1,76	309,60	302,10	280,00	2,01
300	1,00	1,97	1,62	327,80	321,00	300,00	2,06

4.4.3. Cortina com 12 metros

Tabela 4.24 – Deslocamentos totais na cabeça dos tirantes (deslocamento solo + tirante), forças atuantes após aplicação da protensão e fatores de segurança no RS², cortina de 12 m, “solo 1”.

T (kN)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_3 (cm)	δ_4 (cm)	δ_5 (cm)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	F ₃ (kN)	F ₄ (kN)	F ₅ (kN)	FS
60	5,61	6,13	6,62	6,76	3,84	155,20	133,90	136,50	112,80	60,00	1,57
80	5,21	5,74	6,20	6,38	3,70	170,70	149,30	149,30	127,80	80,00	1,60
100	4,80	5,36	5,82	6,03	3,55	185,70	165,10	164,80	144,10	100,00	1,62
120	4,40	5,01	5,48	5,74	3,40	201,30	181,50	181,60	160,70	120,00	1,64
140	4,00	4,67	5,16	5,46	3,24	217,50	198,00	198,80	178,10	140,00	1,66
160	3,61	4,33	4,84	5,20	3,10	233,50	214,60	216,20	195,80	160,00	1,69
180	3,21	4,00	4,54	4,94	2,95	249,40	231,50	233,60	213,70	180,00	1,71
200	2,82	3,65	4,24	4,68	2,79	265,70	248,50	251,20	232,10	200,00	1,73
220	2,43	3,34	3,95	4,44	2,65	282,00	265,30	268,80	250,60	220,00	1,75
240	2,05	3,02	3,66	4,21	2,50	298,40	282,20	286,40	269,00	240,00	1,77
260	1,66	2,70	3,37	3,98	2,35	314,90	299,10	304,10	287,10	260,00	1,79
280	1,27	2,38	3,08	3,75	2,19	331,30	315,90	321,80	305,30	280,00	1,82
300	0,89	2,06	2,80	3,53	2,05	347,90	333,00	339,60	323,60	300,00	1,85

5. ANÁLISES DOS RESULTADOS

5.1. Fator de segurança

Nas Figuras 5.1 a 5.3 são apresentados gráficos dos fatores de segurança com os resultados dos quatro métodos analisados (Brasileiro, Ranke-Ostermayer, Bishop Simplificado e Elementos Finitos) para as cortinas de 6 m, 9 m e 12 m. Os fatores de segurança são fornecidos para todas as cargas nos tirantes analisadas (carga de trabalho no caso do Método de Bishop no programa SLOPE/W e carga de protensão no caso do Método dos Elementos Finitos realizado no programa RS²). Como as cargas nos tirantes para o método de Ranke-Ostermayer são diferentes uma da outra, foram apresentados no gráfico os dois valores de carga obtidos para cada uma das linhas de tirantes.

Para a cortina de 6 m (Figura 5.1), é possível observar que os resultados fornecidos pelo SLOPE/W, até a carga de 200 kN, foram consideravelmente menores que os dos outros métodos, principalmente quando comparado com os resultados pelo programa RS². No entanto, a partir desta carga de 200 kN, a tendência se inverte, com os fatores de segurança do SLOPE/W sendo maiores que os do RS², chegando à diferença de cerca de 50%, para a carga de 300 kN. Para as cortinas de 9 m (Figura 5.2) e 12 m (Figura 5.3), a tendência foi a mesma, porém os valores dos fatores de segurança para os dois métodos só foi igualado para a carga de 300 kN.

Para as três alturas de cortina, observa-se que a variação de FS obtida pelo programa de Equilíbrio Limite foi muito grande, enquanto os mesmos resultados para o programa de Elementos Finitos apresentou menor sensibilidade às variações de cargas aplicadas.

Para o programa SLOPE/W, foram fornecidos os resultados para a opção de cálculo “cargas concentradas”. Foram feitas análises para a divisão em 4, 8 e 30 fatias através do programa, porém, como os resultados para as três opções variaram muito pouco, optou-se por apresentar nas figuras 5.1 a 5.3 os resultados para as análises com 30 fatias no programa.

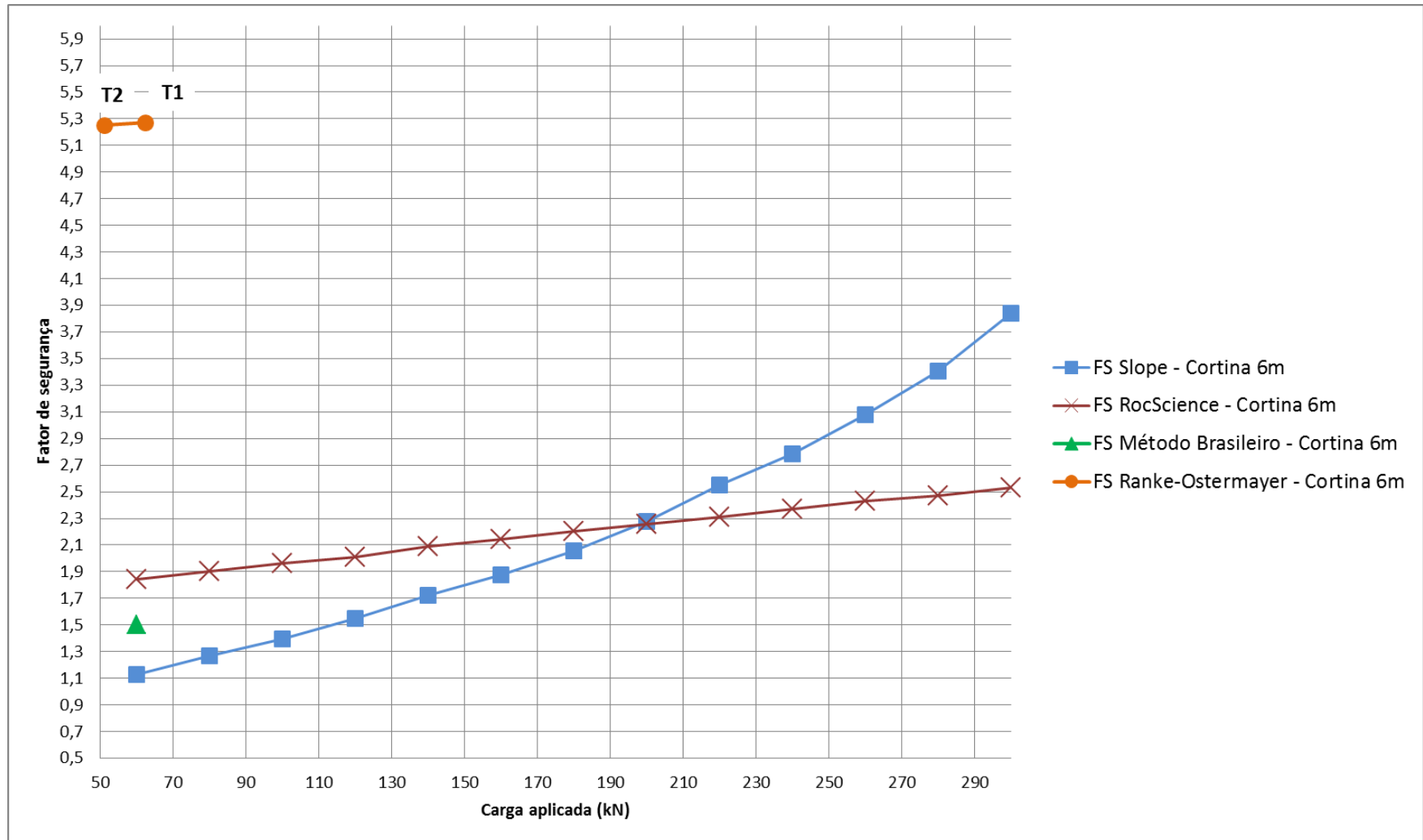


Figura 5.1 – Gráfico dos fatores de segurança obtidos através da análise dos 4 métodos utilizados, cargas variando de 60 a 300 kN, cortina de 6 m .

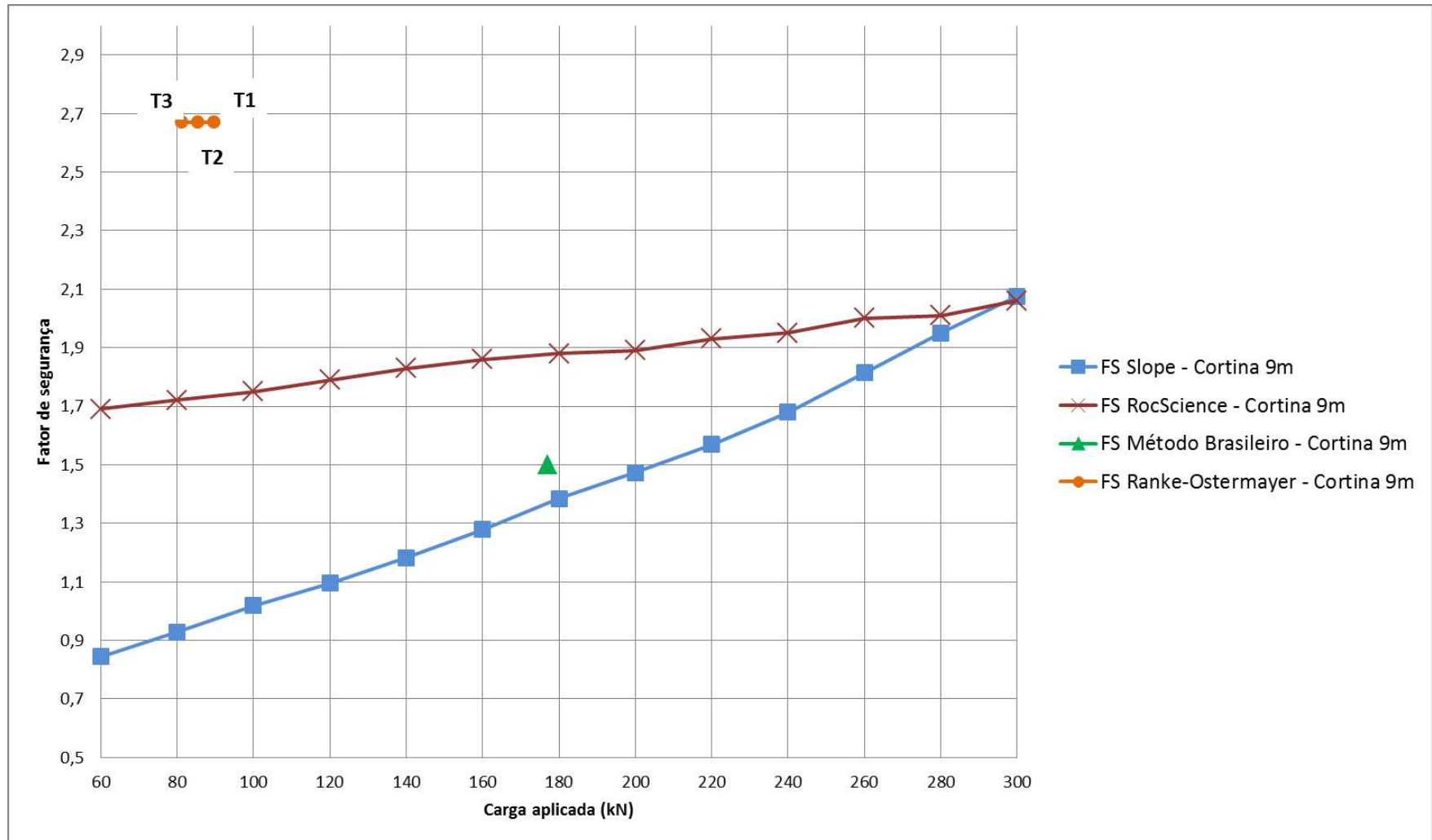


Figura 5.2 – Gráfico dos fatores de segurança obtidos através da análise dos 4 métodos utilizados, cargas variando de 60 a 300 kN, cortinas de 9 m.

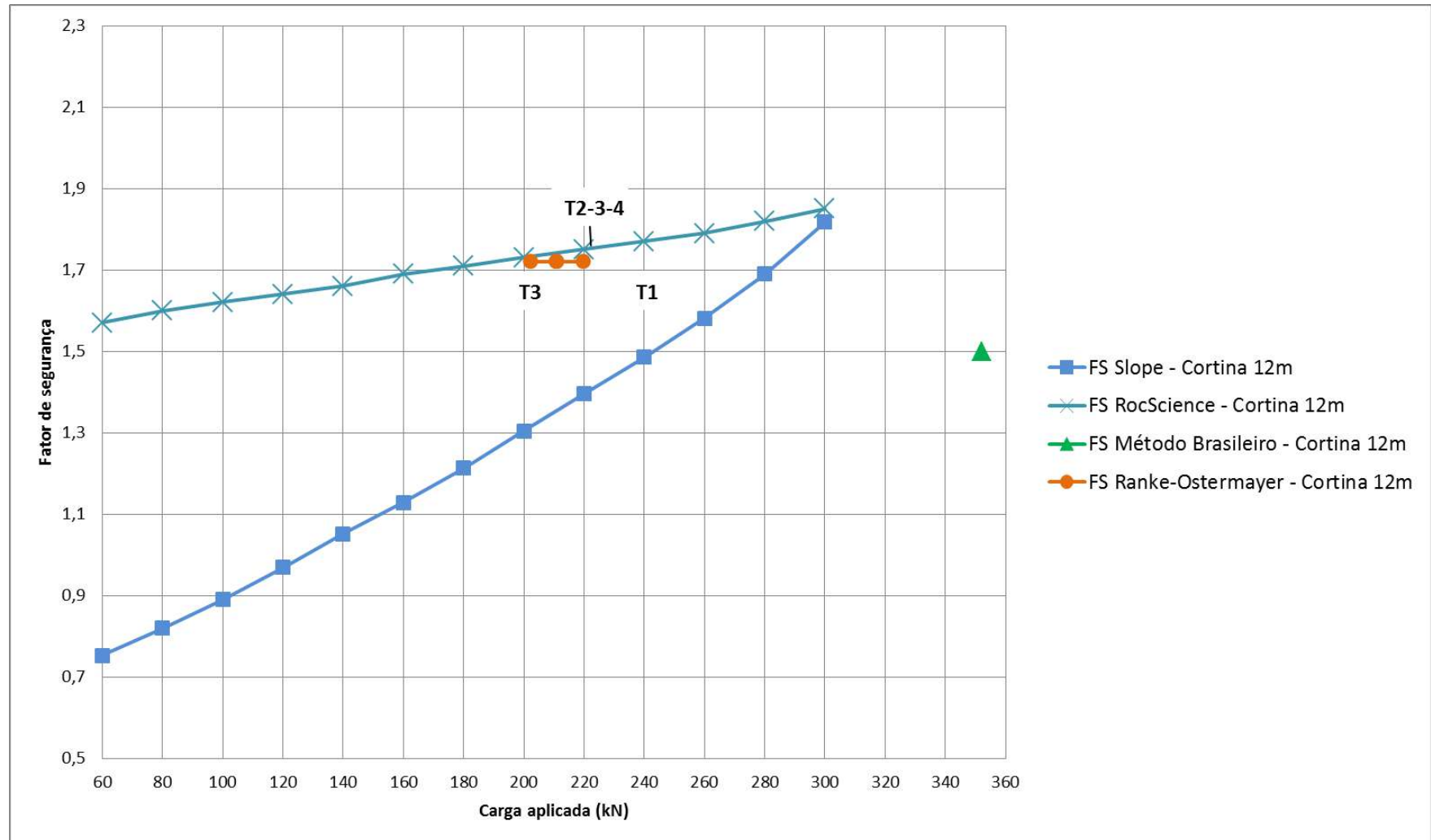


Figura 5.3 – Gráfico dos fatores de segurança obtidos através da análise dos 4 métodos utilizados, cargas variando de 60 a 300 kN, cortinas de 12 m.

As análises realizadas no programa de Equilíbrio Limite utilizaram o Método das Fatias de Bishop Simplificado. No entanto, foram feitas também análises através do método rigoroso de Spencer (1967) para possibilitar a diferença nos resultados obtidos. Os resultados através do Método de Spencer, para as três alturas de cortinas atirantadas analisadas, foram muito próximos aos valores obtidos pelo Método de Bishop Simplificado, com os fatores de segurança variando apenas de 0,01 a 0,05.

5.2. Distribuição de tensões na superfície de ruptura

Conforme mencionado anteriormente no subitem 3.1.2.1, o programa de Equilíbrio Limite utilizado nas análises, permite duas opções distintas de análises (“cargas concentradas” e “cargas distribuídas”). As forças consideradas atuantes nas fatias através da hipótese de cálculo de “cargas distribuídas”, possuem valores um pouco mais próximos da realidade do que a opção “cargas concentradas”, já que as forças normais apresentadas não possuem pico de valores nas fatias interceptadas pelos tirantes.

Conforme pôde ser comprovado nas análises de estabilidade realizadas no SLOPE/W, os valores para os fatores de segurança para as duas hipóteses foram muito semelhantes, porém, para alguns níveis de cargas analisadas, o fator de segurança apresentou uma redução brusca de valor para a opção de “cargas distribuídas”. Verificou-se a ocorrência desse erro nas análises para diferentes alturas de cortina, no entanto, este erro foi mais recorrente para as análises com menor divisão de fatias (4 e 8 fatias). Para a divisão com 30 fatias, para a cortina mais alta (12 m), também ocorreu esse problema, indicando que deveria ter sido utilizada uma divisão ainda maior de fatias para evitá-lo.

Partindo do princípio que as cargas nos tirantes se concentram nas bases das fatias, o programa SLOPE/W considera que o incremento de tensões se dá somente ao longo da superfície de ruptura. Esta concepção é considerada pelas duas hipóteses possíveis de análise: “cargas concentradas” e “cargas distribuídas”, sendo que na opção “concentradas”, essas tensões são ainda mais concentradas, pois são consideradas somente no trecho da superfície de ruptura que os tirantes interceptam. No entanto, comparando-se os resultados fornecidos pelo SLOPE/W com os resultados obtidos pelo

método de Elementos Finitos, percebe-se que, nem mesmo a hipótese de “cargas distribuídas”, é válida.

Como mencionado nas análises realizadas no RS², apresentadas no subitem 4.4, é possível observar que não há concentração de tensões no terreno, na região superior dos trechos ancorados dos tirantes (Figuras 4.32 a 4.34). Há com certeza um incremento nas tensões, mas elas não se concentram no trecho ancorado apenas, como o programa SLOPE/W assume como hipótese.

Deve-se ter cuidado portanto, com a adoção desta hipótese utilizada pelo SLOPE/W, pois, por mais que tenha a vantagem de simplificar a análise, pode induzir a critérios de projeto que considerem uma situação crítica diferente da que realmente ocorre no maciço terroso.

5.3. Distribuição de carga nos tirantes na condição de trabalho

A partir dos resultados das análises de cargas atuantes nos tirantes no programa RS², verifica-se que as forças encontradas para a situação de trabalho possuem valor significativamente superior à carga de protensão (Figuras 4.35 a 4.37). No tirante superior (T1) da cortina atirantada com 5 níveis de tirantes e 12 m de altura, essa carga chega a 159% do valor da carga de trabalho admitida em análises anteriores, inclusive a que foi utilizada pelo programa SLOPE W para o mesmo caso.

Na Figura 5.4 é apresentado um gráfico com a comparação das forças axiais atuantes nos tirantes na condição de trabalho (fornecidas pelos resultados do RS²) em relação às cargas de protensão consideradas. Esses valores das forças axiais são fornecidos em valores percentuais. Não foram fornecidos os dados para as forças das linhas inferiores dos tirantes (T2 na cortina de 6 m, T3 na cortina de 9 m e T5 na cortina de 12 m), pois o programa considerou os valores das próprias cargas de protensão nos cálculos (cargas de 60 a 300 kN utilizadas para as três alturas de cortina).

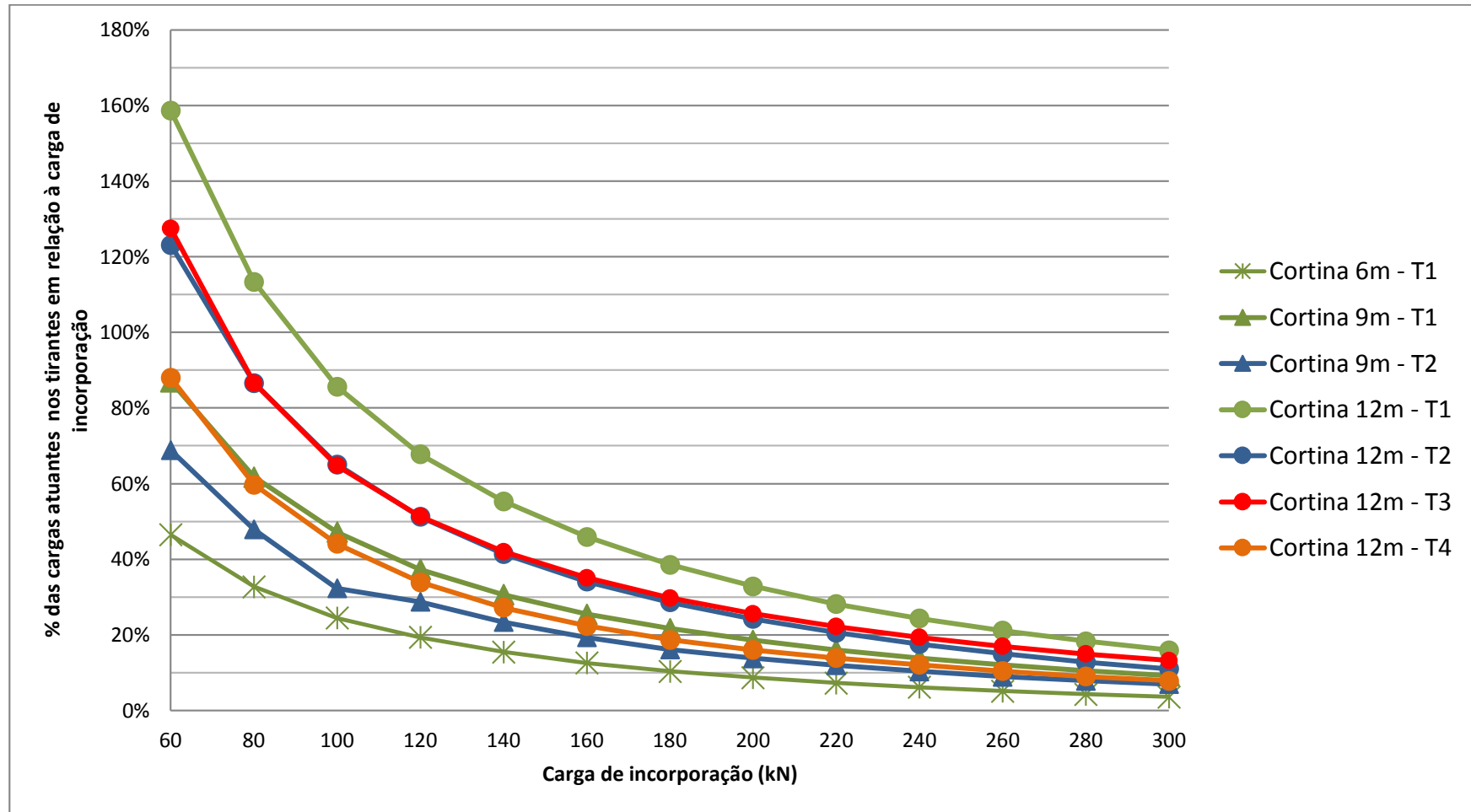


Figura 5.4 – Gráfico da porcentagem das forças atuantes nos tirantes em situação de trabalho em relação às forças de incorporação para os diferentes valores de cargas utilizados nas análises.

Através da análise desse gráfico é possível verificar-se que, para as condições analisadas (parâmetros de modelação e etapas executivas da contenção), o acréscimo percentual de cargas nos tirantes é tanto maior quanto maior a altura da cortina. Os tirantes da cortina de 12 m de altura sofreu os maiores aumentos percentuais de carga. Outra observação é a respeito da distribuição da carga em cada linha de tirante. Os tirantes superiores (T1) são os que registraram maiores valores de cargas, com esse valor decrescendo até chegar à última linha de tirantes.

Esses resultados alertam para o perigo de se menosprezar este aumento de cargas, visto que se estará trabalhando de modo contrário à segurança. Há a possibilidade de atingirem a resistência ao escoamento do aço dos tirantes. Nos casos analisados nesta dissertação, utilizou-se uma carga de escoamento de 440 kN. Logo, por mais que as cargas nestes casos específicos tenham sido elevadas, não ultrapassaram este valor. No entanto, este risco existe e deve se atentar para ele.

5.4. Comprimento dos tirantes

Para os três primeiros métodos apresentados no capítulo 4 (Método Brasileiro, Método de Ranke-Ostermayer e Método de Bishop Simplificado através do programa SLOPE/W), o comprimento recomendado para os trechos livres dos tirantes variou. Para a cortina de 6 m de altura, como foram avaliados os três métodos, é possível comparar seus resultados (tabela 5.1). O comprimento dos bulbos foi mantido com 6 m em todos eles.

O Método dos Elementos Finitos, utilizado no RS², não indica os comprimentos a serem utilizados, por isto ele não é citado na tabela 5.1. Para este método, os comprimentos totais dos tirantes foram mantidos iguais aos das análise pelo SLOPE/W (apresentados na tabela 4.13), de forma a possibilitar a comparação dos resultados. O comprimento dos bulbos foi fixado em 6 m.

Tabela 5.1– Comprimento do trecho livre dos tirantes recomendados nas análises, bulbo 6 m.

Método / Programa	Altura cortina (m)	Comprimento Trecho Livre do Tirante (m)				
		T1	T2	T3	T4	T5
Método Brasileiro	6	3,57	1,11	-		
Método de Ranke-Ostermayer		1,5 *	0,5 *			
Método de Bishop simplificado - SLOPE/W		2,69	1,00			
Método Brasileiro	9	6,49	3,84	1,19	-	
Método de Ranke-Ostermayer		5,10	3,10	1,10		
Método de Bishop simplificado - SLOPE/W		4,33	2,75	0,91		
Método Brasileiro	12	9,77	7,58	5,39	3,20	1,00
Método de Ranke-Ostermayer		10,00	8,00	6,00	4,00	1,80
Método de Bishop simplificado - SLOPE/W		6,21	5,18	3,95	2,51	0,84

* Única análise em que $FS > 1,5$ ($FS=1,83$).

Para as cortinas de 6 m e 9 m, o Método Brasileiro foi o que apresentou resultados mais elevados para comprimento livre dos tirantes, enquanto a análise no SLOPE/W forneceu os menores valores. Já para a cortina de 12 m, o Método de Ranke-Ostermayer é que indica os maiores trechos livres, seguido pelo Método Brasileiro.

O programa SLOPE/W indicou, de maneira geral, os menores comprimentos livres, com valores inclusive menores dos que os recomendados pela norma NBR 5629/06 e pela Fundação Gero-Rio. Apenas para a cortina de 6 m que os trechos livres pelo Método Ranke-Ostermayer foram menores. Porém, este fato pode ser justificado pelas grandes dimensões relativas do bulbo em relação a altura da cortina, já que o método considera a superfície crítica atravessando o meio dos trechos ancorados, muito atrás da cunha de empuxo ativa. Conforme a altura da cortina aumenta, como o tamanho do bulbo se mantém igual em todas as análises, as dimensões relativas do bulbo diminuem,

com a superfície crítica se aproximando da cunha ativa e conseqüentemente os comprimentos livres mínimos indicados aumentando.

Além de indicar qual o comprimento livre que satisfaz a análise, o SLOPE/W também indica o comprimento do bulbo (conforme foi visto no subitem 4.3). Os valores indicados para os bulbos são 2,39 m, 4,38 m e 5,17 m para as cortinas de altura 6 m, 9 m e 12 m respectivamente.

Chama-se atenção para o fato de ter sido obtido o mesmo fator de segurança pelo SLOPE/W, para as 3 alturas de cortina, com tirantes de comprimento bem diferentes. Nas tabelas 4.18 a 4.20 apresentadas anteriormente, foram apresentados os diferentes resultados obtidos pelo programa em questão e pelo Método Ranke-ostermayer. Lembra-se que as análises foram feitas para os comprimentos de bulbos de 6 m e de 2,39 m. Conforme já citado, o resultado foi preocupante, pois, para alguns casos FS obtido através de Ranke-Ostermayer é menor que 1,5 e em outros menor até que 1 (talude instável), enquanto FS obtido pelo programa SLOPE/W é se mantém inalterado e maior que 1,5.

Esta diferença tão significativa entre as análises, alerta quanto às premissas e aos resultados encontrados pelo programa SLOPE/W. As Figuras 5.5 e 5.6 apresentam um esquema da análise pelo Método Ranke-Ostermayer para a cortina de 6 m e 12 m respectivamente, para a análise com tirantes e bulbos menores. Chama-se atenção para o trecho ancorado de T1, que está praticamente todo dentro da superfície com FS=1,5, e T2 que está parcialmente dentro.

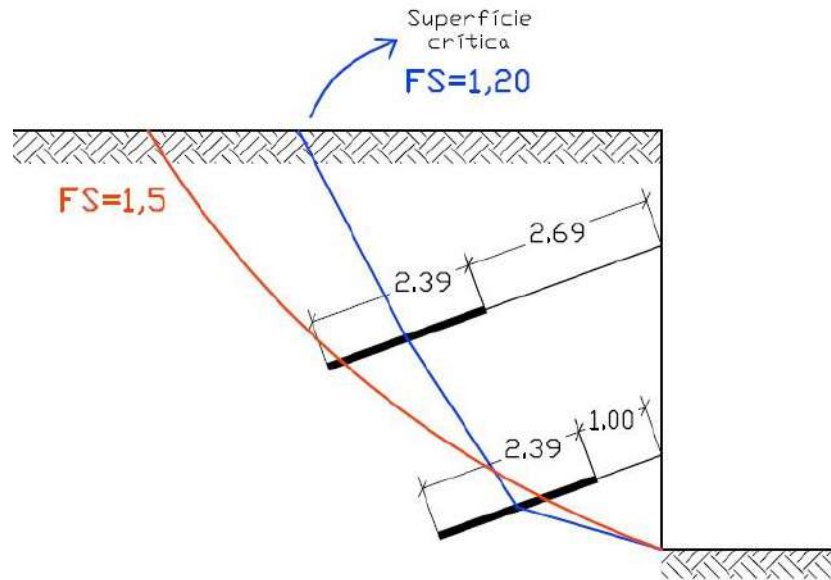


Figura 5.4 – Análise pelo Método de Ranke-ostermayer, cortina 6 m.

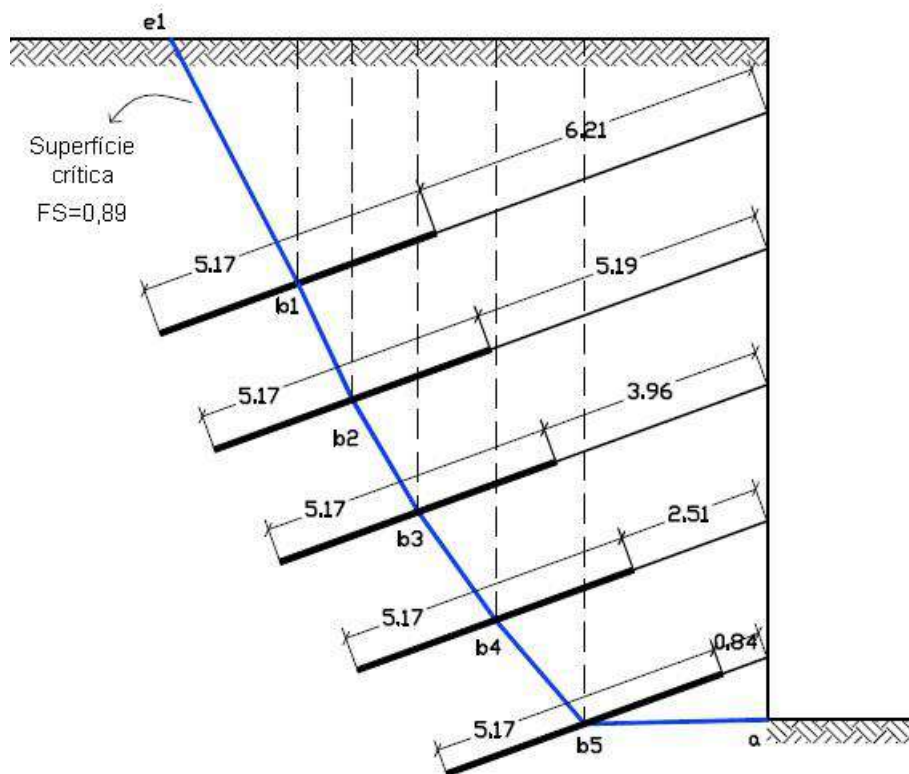


Figura 5.5 – Análise pelo Método de Ranke-ostermayer, cortina 12 m.

De maneira geral, os comprimentos livres recomendados pelos métodos foram pequenos, menores dos utilizados na prática da engenharia atualmente (4 a 5 metros). Costuma-se utilizar trechos livres maiores para levar em conta o efeito da fissuração. Esse comprimento de fissuração é considerado como sendo metade ou até a totalidade do trecho livre. Um dos objetivos dos ensaios de qualificação é determinar os comprimentos livres reais existentes em cada tirante.

Nesta dissertação foram indicados os comprimentos livres fornecidos por cada método, independentemente das práticas da engenharia, já que o objetivo era observar a variação nos comprimentos recomendados.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1. Conclusões

Foi analisada nesta dissertação a aplicação de diferentes métodos de cálculo de cortinas atirantadas: Brasileiro, Ranke-Ostermayer, Bishop Modificado (fatias) e Elementos Finitos. O Método de Bishop Modificado foi empregado através do programa SLOPE/W 2012, da empresa Geo Studio. Para o programa de Elementos Finitos optou-se pelo RS², versão 9, da empresa RocScience.

Foram feitas análises de situações de projetos de cortinas atirantadas, com dimensões usuais e características típicas de solos residuais de gnaïsse. Foram analisadas três alturas, variados os comprimentos de tirantes e considerados dois grupos de parâmetros geotécnicos.

Foi avaliada a influência de características geométricas dos tirantes, como comprimentos dos trechos livres e ancorados, e dos parâmetros geotécnicos do solo nos valores obtidos para os fatores de segurança. Para o método das fatias (analisado no SLOPE/W), foi avaliado também a influência da quantidade de fatias na análise (divisão em 4, 8 e 30 fatias) e a maneira como as cargas de ancoragem são consideradas nas fatias interceptadas pelos tirantes (cargas concentradas apenas nas fatias que possuem sua base interceptada pelos tirantes, denominada por simplicidade de “cargas concentradas”, e cargas distribuídas por todas as fatias que tem seu corpo interceptado pelos tirantes, denominada “cargas distribuídas”).

Apesar desta diferença nas forças utilizadas nas análises, os fatores de segurança, de maneira geral, foram muito próximos para as duas opções de cálculo. No entanto, para algumas análises, para a mesma cortina atirantada, o programa apresentou diferenças consideráveis no fator de segurança apenas pela forma de consideração das forças de ancoragem na base das fatias. Para a opção de análise por “cargas distribuídas”, para algumas situações, o fator de segurança teve um valor muito fora da tendência e redução brusca quando comparado com o resultado da análise por “cargas concentradas”. Observou-se que com o aumento da quantidade de fatias que é realizada

a análise, esse erro pode ser evitado, mas deve-se tomar sempre o cuidado de verificar diferenças entre estas duas concepções de análise.

Foi feito um estudo da influência do número de fatias no valor do fator de segurança, no caso do programa SLOPE/W, para as duas hipóteses de distribuição de tensões nas bases das fatias, “cargas concentradas” e “cargas distribuídas”. De uma maneira geral, em ambas as hipóteses, mesmo o uso de apenas quatro fatias foi satisfatório para as situações analisadas. Entretanto, em alguns casos, a hipótese de “cargas distribuídas” conduziu a valores inconsistentes de FS, mesmo no caso de 30 fatias.

Foram avaliados e comparados os fatores de segurança obtidos para os quatro métodos utilizados e também o comprimento mínimo indicado para o trecho livre dos tirantes envolvidos. Por possibilitar uma análise mais sofisticada, o programa da RocScience, utilizando o Método de Elementos Finitos, permitiu, além da estimativa do fator de segurança, a informação quanto a outros dados, como deslocamentos do solo e dos tirantes, forças atuantes em cada tirante em situação de trabalho, tensões cisalhantes e tensões principais no momento da ruptura.

Através do programa SLOPE/W, além do Método das Fatias de Bishop Simplificado, foram feitas as mesmas análises através do método rigoroso de Spencer(1967). Os resultados dos fatores de segurança obtidos, no entanto, foram muito semelhantes para os dois métodos, com a diferença máxima entre eles sendo de apenas 0,05.

Para a cortina com 6 m de altura, foi possível observar que os resultados fornecidos pelo SLOPE/W, até a carga de 200 kN, foram os mais conservadores, com fatores de segurança menores que os dos outros métodos, principalmente quando comparado com os resultados pelo programa RS². No entanto, a partir desta carga de 200 kN, a tendência se inverte, com os fatores de segurança do SLOPE/W sendo maiores que os do RS², chegando à diferença de cerca de 50% para a carga de 300 kN. Para as cortinas de 9 m e 12 m, os resultados encontrados pelo SLOPE/W foram menores que os do RS² até a carga de 300 kN, quando se igualaram.

Os resultados para o Método de Ranke-Ostermayer (para pequenas cargas, < 100 kN) apresentaram valores muito superiores aos outros métodos para as cortinas de 6 m e 9 m. Tal fato ocorre devido ao fato do método considerar a superfície crítica atravessando o meio dos trechos ancorados e os trechos ancorados terem grande dimensão relativa à altura destas cortinas (bulbos com 6 m). Já para a cortina de 12 m, o FS encontrado para este método foi muito próximo do obtido através do programa RS², para cargas de 200 a 220 kN.

Através da análise do emprego do programa SLOPE/W, algumas conclusões puderam ser obtidas:

- Observou-se que o programa não leva em consideração a metodologia utilizada pelo Método Brasileiro e NBR 5629/06, que recomendam que o bulbo dos tirantes seja posicionado atrás da superfície de ruptura com FS=1,5.
- Estando o bulbo após a superfície potencial de ruptura encontrada pelo programa, o posicionamento do trecho ancorado não interfere no fator de segurança. Tal fato faz com que se obtenham fatores de segurança satisfatórios (acima de 1,5) com comprimentos livres bem reduzidos.

Para o caso da cortina de 6 m analisada no SLOPE/W, com trecho ancorado totalmente ou parcialmente dentro da área da superfície com FS=1,5, o resultado encontrado para o fator de segurança através do método Ranke-Ostermayer não foi satisfatório, sendo menor que 1,5. Já para os casos das cortinas de 9 m e 12 m, os resultados foram muito inferiores, com o talude se mostrando até instável de acordo com o método (FS < 1). Para situações de contenção mais complexas, como encostas com grande inclinação e elevados desníveis, essa influência do posicionamento do bulbo em relação à massa instável de solo pode ser ainda mais importante, devendo ser estudada com cautela.

Apesar da opção do SLOPE/W por “cargas distribuídas” apresentar uma distribuição de tensões melhor, através do método de Elementos Finitos observou-se que ela não é válida. O RS² mostrou que as tensões geradas pelas cargas de ancoragem não ficam concentradas no trecho da superfície potencial de ruptura, logo antes do

trecho ancorado. Há um aumento nas tensões, porém ele não se concentra apenas na base das fatias, como o programa de Equilíbrio Limite considera. A opção de análise por “cargas distribuídas” pode apresentar valores de tensões um pouco mais realistas, porém, ainda não representativas do que realmente ocorre no maciço.

Uma constatação muito importante que pôde ser observada através das análises no RS² foi a respeito das cargas atuantes nos tirantes em condição de trabalho. Mesmo sendo as cargas de protensão iniciais iguais em todos os tirantes, os valores registrados para as forças axiais foram significativamente maiores do que as cargas de protensão, principalmente para os tirantes superiores. Apenas a última linha de tirantes, linha inferior, para as 3 alturas de cortina analisada, manteve a carga de protensão.

Observou-se que, quanto maior a altura da cortina e menores as cargas de protensão, maiores foram os valores de incremento percentual de carga em relação ao valor da carga de protensão. O fato dos maiores aumentos de carga terem sido registrados para as situações com menores cargas de protensão faz sentido, pois, para estes casos, os deslocamentos associados são maiores.

Além disso, as primeiras linhas de tirantes executadas (linhas superiores) registraram os maiores aumentos de carga, chegando esse valor a 160% do valor da protensão na cortina com 12 m (carga de protensão de 60 kN e carga atuante na condição de trabalho de 155 kN). Dessa forma, é preciso se ter muito cuidado, pois, sendo estas cargas tão elevadas, pode ocorrer até o escoamento da barra de aço dos tirantes, precisando sempre ser verificada esta hipótese.

Para melhor avaliação das metodologias de dimensionamento utilizadas para cortinas atirantadas, a monitoração dessas obras mostra-se de suma importância. Através da medição das cargas e deslocamentos envolvidos, seria possível melhor avaliar a acurácia de programas de Equilíbrio Limite e Elementos Finitos nos projetos. Através de ensaios de arranamento também, seria possível conferir o comprimento dos bulbos necessário para cada caso.

6.2. Sugestões para futuras pesquisas

As diferenças verificadas entre os métodos e programas utilizados, evidenciam a necessidade urgente de estudos e pesquisas a esse respeito. Como sugestão para estudos futuros, sugere-se a comparação com outros programas de Equilíbrio Limite empregados. Seria interessante também o emprego do mesmo programa, só que com análises 3D e de outros programas de Elementos finitos disponíveis no mercado, como o Plaxis por exemplo, de forma a comparar os resultados obtidos. Seria importante, também, realizar análises para cargas maiores que 300 kN, representativas de obras de maior porte.

Dessa forma poder-se-ia verificar se realmente os fatores de segurança obtidos através do Método de Equilíbrio Limite tendem a ser mais conservadores que os obtidos pelo Método de Elementos Finitos no SLOPE/W para estas cargas mais elevadas (como sugere o gráfico realizado e apresentado nesta dissertação para os fatores de segurança).

É importante o estudo mais detalhado da influência do posicionamento do trecho ancorado em relação à superfície com fator de segurança 1,5. Sugere-se, para pesquisas futuras, a realização de análises através do Método de Elementos Finitos para taludes de maior inclinação e massa de solo envolvida, como, por exemplo, o caso de encostas, com os trechos ancorados parcialmente ou totalmente dentro desta superfície de $FS=1,5$. Sugere-se também, a realização de análise instrumentação de um caso real de obra, com solos com parâmetros variáveis com a profundidade e presença de água. Para casos mais complexos, acredita-se que a influência desse posicionamento do bulbo adquira ainda maior importância.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BILGIN, Ö. 2009. **Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions**. Computers and Geotechnics 37, pp.399-407.

BILGIN, Ö; ERTEN, M. B., 2009a, **Analysis of anchored sheet pile wall deformations**, International Foundation Congress and Equipment Expo, pp 137-144.

BISHOP, A. W., 1955, “The use of slip circle in the stability analysis of slopes”, **Geotechniques**, vol. 5, n° 1, London.

BISHOP, A. W., MORGENSTERN, N., 1960, “Stability Coefficients for Earth Slopes”, **Géotechnique**, Vol. 10, No. 4.

BUSTAMANTE, M., DOIX, B., 1985, **Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et Micropieux Injectés**, Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°140.

CANADIAN MANUAL ON FOUNDATION ENGINEERING, 1975, National Research Council of Canada Draft for Public Comment, Ottawa

CAPUTO, H.P., 1987, *Mecânica dos solos e suas aplicações; exercícios e problemas recebidos*. LTC.

CORREIA, R. M., 1989, “Um método de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes”, **Geotecnia**, 57, pp.35-45.

COULOMB, C. A., 1776, Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problemes de statique relatifs à l’architecture. Mémoires de l’Académie Royale des Sciences, Paris, vol 3, pp. 38.

DIN 4125, Parte 1, 1972 – “Erd und Felsanker. Verpressanker für vorübergehende zwecke in Lockergestein. Bemessung, Ausführung und Prufung”. (Soill and rode anchors,; temporary soil anchors, analysis, structural design and testing).

DUNCAN, J. M., 1996, State of art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 7/Julho/1996, pp. 577-596.

FERNANDES, M. A. M., 1983, **Estruturas flexíveis para suporte de terras: Novos métodos de dimensionamento**, Tese de doutorado – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 520 p.

GEO RIO, 2000, **Manual Técnico de Encostas. Ancoragens e Grampos**, vol 4, 2ª edição

JACKSON, F. S., 1970, “Ground anchors – the main contractor’s experience” in *Ground Anchors, Consulting Engineering*.

JANBU, N., 1954, “Applications of composite slip surfaces for stability analysis”, **Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes**, Stockholm, vol.3, pp. 39-43.

JANBU, N., 1957, “Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices”, **Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**

JELINEK, R., OSTERMAYER, H., 1967, **Zur Berechnung von Fangedämmen und Verankerten Stützwänden**, Die Bautechnik.

KRAHN, J., 2001, “The limits of limit equilibrium analyses”, The 2001 R.M. Hardy Lecture.

KRANZ, E., 1953, **Über Verankerung von Spundwänden**, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

LEÃO, M.F., 2015, **Análise Tensão-Deformação de uma Barragem de Concreto Gravidade em Solo Residual Preponderantemente Anisotrópico**, M.Sc., UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LITTLEJOHN, G. S., 1972, **Anchored Diaphragm Walls in Sand**, Ground Engineering, ICE, London, pp 119-120.

LITTLEJOHN, G. S., 1976, Contribuição para a discussão na Sessão nº 4, Proc. Conf. On a Review of Diaphragm Walls, ICE, London, pp. 62-63.

LITTLEJOHN, G. S., Bruce, D. A., 1975/1976, “Rock Anchors state of the art”, **Ground Engineering**, vol 8, nº3 Maio 1975; vol 8 nº4 Julho 1975; vol 8 nº5 Setembro 1975; vol 8 nº6 Dezembro 1975; vol 9 nº2 Março 1976; vol 9 nº3 Maio 1976; vol 9 nº4, Julho 1976.

MORE, J. Z. P., 2003, **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**, Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, 120p.

MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”, **Géotechnique**, v.15, n 1.

NBR 5629/06, Execução de tirantes ancorados no terreno.

NBR 11682/09, Estabilidade de encostas.

NUNES, A. J. C., VELLOSO, D. A., 1963, Estabilização de Taludes em Capas Residuais de Origem Granito-Gnáissica, 2nd PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, vol 383-394

OSTEMAYER, H., 1968,

OSTERMAYER, H., 1974, “Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors”, Proc. Seminar on Diaphragm Wall and Anchorages, ICE, London.

OSTERMAYER, H., 1976, “Practice in the detail design and application of anchorages”. **Proc. Seminar a Review of Diaphragms Walls**, ICE, London.

PACHECO, M. P., DANZIGER, F.A.B., 2001, **O método de Ranke-Ostermayer para Dimensionamento de Cortinas Atirantadas: uma Extensão ao caso de Solos com Coesão**, III COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, pp. 525-530.

PINELO, A.M.S., 1980, **Dimensionamento de Ancoragens e Cortinas Ancoradas**, Lisboa, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 170 p.

RANKE , A. & OSTERMAYER, H., 1968, **Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung Mehrfach Verankerter Baugrubenumschlie** (Contribuição para a Investigação da Estabilidade de Cortinas Multiancoradas). Die Bautechnik, 45 (10), pp 341-350.

RANKINE, W., 1857, “On the stability of loose Earth”, Phil. Trans. R. Soc., vol 147.

ROCSCIENCE. Rock mass strength analysis using the generalized hoek-brown failure criterion.

SANTOS, I. G., 2017, *Estabilização de taludes em colúvio com o uso de cortinas ancoradas*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SLOPE/W, A programa package for slope stability analysis, GEO-SLOPE International, Calgary, Alta.

SPENCER, E., 1967, “A method of analysis of embankments assuming parallel interslice forces”, Géotechnique, 17 (1), pp. 11-26.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B., 1948, **Soil mechanics in engineering practice**. John Wiley and Sons, Inc, New York.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B., 1967, **Soil mechanics in engineering practice**. 2^a Edição. John Wiley and Sons, Inc, New York.