



## AVALIAÇÃO DE PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS

Cássio da Silva Pacheco

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  
Abril de 2019

AVALIAÇÃO DE PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS  
ATIRANTADAS

Cássio da Silva Pacheco

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. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

---

Prof. Robson Palhas Saramago, D.Sc.

---

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL  
ABRIL DE 2019

Pacheco, Cássio da Silva

Avaliação de Processos de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas/ Cássio da Silva Pacheco. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

VII, 192 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 189-192.

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.

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

## AVALIAÇÃO DE PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS

Cássio da Silva Pacheco

Abril/2019

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Programa: Engenharia Civil

A utilização de cortinas atirantadas constitui uma solução técnica amplamente empregada em obras geotécnicas, seja em escavações urbanas ou contenção de encostas. Uma das questões fundamentais nos dimensionamentos é a maneira pela qual as cargas dos tirantes e os bulbos de ancoragem participam do processo de estabilidade. Nas primeiras edições da norma brasileira, a NB-565, era necessário verificar as denominadas rupturas externas e rupturas internas. No primeiro caso, considerava-se que as ancoragens não participavam do mecanismo de ruptura, sendo empregado, usualmente, o Método Brasileiro, desenvolvido por Nunes e Velloso. No caso das rupturas internas utilizavam-se os métodos nos quais eram levados em consideração a participação das ancoragens no mecanismo de ruptura, como o método de Ranke Ostermeyer.

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. Além disto, é possível levar em consideração a participação dos bulbos de ancoragem no mecanismo de ruptura.

No presente trabalho são realizadas análises de estabilidade, com o emprego de programas comerciais, para situações de projeto de cortinas atirantadas com dimensões usuais e características de solos residuais de gnaiss, comparando-se os métodos de Spencer, Bishop e o método dos elementos finitos.

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

## EVALUATION OF PROCESS OF DIMENSIONING OF ANCHORED RETAINING WALLS

Cássio da Silva Pacheco

April/2019

Advisor: Fernando Artur Brasil Danziger

Department: Civil Engineering

The use of anchored retaining walls is a technical solution widely used in geotechnical works, whether in urban excavation or slope stabilization. One of the main issues on dimensioning is the way in which loads and anchors participate in the stability process. 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, was used in the analysis. The internal failure, analysed by the Ranke and Ostermayer method, considered the anchors in the failure mechanism.

Nowadays are prevailing computer programs using Slice Methods. In those cases the anchor loads are considered in two ways: contributing to the moment equilibrium and increasing stresses at the base of the slices. In addition, it is possible to take into account the participation of the anchors in the failure mechanism.

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 simplified Bishop's, Spencer and finite element methods, using commercial softwares, is undertaken.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Considerações Iniciais .....	1
1.2. Objetivo .....	2
1.3. Estrutura da Dissertação .....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
2.1. Tirantes .....	4
2.1.1. Introdução .....	4
2.1.2. Princípio de Funcionamento .....	4
2.1.3. Composição .....	5
2.1.4. Classificação .....	6
2.1.5. Vantagens e Desvantagens .....	10
2.1.6. Cargas .....	13
2.1.7. Ensaios .....	13
2.1.8. Métodos de capacidade de carga de ancoragens .....	20
2.2. Cortinas Atirantadas .....	29
2.2.1. Generalidades .....	29
2.2.2. Modos de ruptura .....	30
2.2.3. Métodos executivos .....	33
2.2.4. Parâmetros geométricos recomendados .....	35
2.3. Métodos de Dimensionamento .....	39
2.3.1. Generalidades .....	39
2.3.2. Método Brasileiro (Costa Nunes e Veloso, 1963) .....	44
2.3.3. Método das fatias .....	47
2.3.4. Método dos elementos finitos .....	59
3. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS .....	61
3.1. SLOPE/W (2007) .....	61
3.1.1. Generalidades .....	61
3.1.2. Mobilização das forças de reforço .....	63
3.1.3. Distribuição de tensões nas fatias .....	64
3.2. Plaxis 2D (V8.2) .....	70
3.2.1. Rotinas de Cálculo .....	70
3.2.2. Elementos e geração da malha de elementos finitos .....	71
3.2.3. Modelos de Solo .....	72
3.2.4. Modelos de Paredes – Beams .....	73
3.2.5. Elementos de Interface .....	74
3.2.6. Cálculo do Fator de Segurança ( <i>PHI – C – Reduction</i> ) .....	75

4. CASOS ANALISADOS.....	77
4.1. Análises no Slope/W (2007) .....	79
4.1.1. Análises de estabilidade iniciais.....	79
4.1.2. Definição dos trechos livres .....	83
4.1.3. Caso 1 – Cortina com 6 m de altura (Bishop Simplificado).....	90
4.1.4. Caso 2 – Cortina com 6m de altura (Spencer) .....	91
4.1.5. Caso 3 – Cortina com 9m de altura (Bishop Simplificado).....	93
4.1.6. Caso 4 – Cortina com 9m de altura (Spencer) .....	94
4.1.7. Caso 5 – Cortina com 12m de altura (Bishop Simplificado).....	96
4.1.8. Caso 6 – Cortina com 12m de altura (Spencer) .....	98
4.2. Análises pelo Método dos Elementos Finitos .....	101
4.2.1. Análises iniciais .....	105
4.2.2. Cortina com 6 m de altura - Cargas iniciais de 160 kN .....	111
4.2.3. Cortina com 9 m de altura– Cargas iniciais de 300 kN .....	118
4.2.4. Cortina com 12 m de altura – Cargas iniciais de 340 kN .....	126
4.3. Análises alterando o comprimento dos tirantes (MEL e MEF) .....	134
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	147
5.1. Resumo dos resultados .....	147
5.2. Quanto aos fatores de segurança .....	151
5.3. Quanto às cargas nos tirantes.....	166
5.4. Quanto às superfícies críticas .....	172
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	184
6.1. Resumo e Conclusões.....	184
6.2. Sugestões para futuras pesquisas .....	188
7. Referências Bibliográficas .....	189

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Considerações Iniciais

Com o aumento demográfico, principalmente nas grandes cidades, o uso e a ocupação do solo vem se tornando uma questão cada vez mais importante. Neste contexto, dentre as diversas necessidades de intervenções, o engenheiro se depara com situações onde são necessárias a implantação de estruturas de contenção, como: escavações em centros urbanos; cortes e aterros para implantação de obras de infraestrutura em estradas e ferrovias; estabilização de encostas; entre outros. Uma das soluções de contenção amplamente empregada é a de cortina atirantada.

As cortinas atirantadas são empregadas pioneiramente em nosso país desde a década de 1960 (Nunes e Velloso, 1963) e apresentam como vantagem, em relação a outras diversas soluções de estruturas de contenções, a capacidade de resistir a elevados esforços (seja provenientes de grandes escavações ou aterros) com deslocamentos reduzidos do solo e das estruturas vizinhas à obra (caso estejam presentes). Por envolver, em diversas ocasiões, grandes massas de solo, as cortinas atirantadas são estruturas de contenção de grande responsabilidade.

Mesmo munido de informações que dizem respeito à mecânica dos solos e dos materiais estruturais envolvidos, o projetista deve ter a capacidade de distinguir as incertezas existentes quanto às variações das características dos referidos materiais, assim como das premissas consideradas nos métodos de dimensionamento utilizados nos projetos.

Com o passar dos anos, o método de equilíbrio limite, MEL, antes empregado manualmente, passou a ser utilizado através de programas computacionais, pois facilitaram e agilizaram as análises. Cada vez mais os projetos de estruturas de contenções empregam tais programas computacionais, a maioria dos quais com hipóteses nem sempre claras quanto à consideração dos tirantes na análise de estabilidade.

Mais tarde, foram desenvolvidos programas mais elaborados que se utilizam do método dos elementos finitos, MEF, que possibilitam análises mais elaboradas que contemplam a interação solo-estrutura, assim como a consideração da relação tensão-deformação dos materiais.



## **1.2. Objetivo**

O presente trabalho tem o objetivo de apresentar análises de situações de projetos de cortinas atirantadas através do uso de diversas metodologias, com a aplicação de programas computacionais de amplo emprego na prática de projeto no Brasil e no mundo.

Neste contexto, foram elaboradas análises de situações usuais de projeto de cortinas atirantadas com aplicação do Método de Spencer e do método de Bishop simplificado, através de um programa computacional comercial que se utiliza do Método das Fatias. Também foi utilizado um programa computacional que se utiliza do Método dos Elementos Finitos.

É analisada a influência da forma de consideração das forças de ancoragem para os fatores de segurança, superfícies críticas encontradas e as diferenças obtidas pelos diferentes métodos de cálculo, as quais evidenciam a necessidade de estudos e pesquisas a esse respeito.

## **1.3. Estrutura da Dissertação**

Esta dissertação é constituída por sete capítulos, sendo o primeiro uma breve introdução ao texto, no qual constam as considerações iniciais, os objetivos do trabalho e a estrutura da dissertação.

O capítulo dois consiste de uma revisão bibliográfica que apresenta a definição de tirante, sua composição e classificação, vantagens e desvantagens de seu uso, ensaios típicos segundo norma NBR 5629 e métodos de capacidade de carga. São abordadas, também, as definições de cortinas atirantadas, seus modos de ruptura, métodos executivos e métodos de dimensionamento.

O capítulo três apresenta os programas computacionais utilizados. Para o emprego do método de equilíbrio limite, foi utilizado o Slope/W, versão 2007, da Geostudio. Para o método dos elementos finitos foi utilizado o Plaxis 2D – Versão 8. São descritas as considerações de cada método, assim como as premissas adotadas.

O capítulo quatro descreve os casos analisados e, no intuito de observar as variações nos resultados, foram feitas as seguintes variações: alturas da contenção e quantidade de linhas de tirantes; emprego do MEL e MEF; consideração quanto à forma de introdução das cargas dos tirantes nas fatias (para os métodos de Spencer e Bishop simplificado); comprimentos dos tirantes.

O capítulo cinco apresenta a análise dos resultados obtidos, quanto aos fatores de segurança encontrados, cargas nos tirantes e superfícies críticas.

O capítulo seis apresenta as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras na mesma linha de estudo.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Tirantes**

#### **2.1.1. Introdução**

Yassuda e Dias (1998) destacam que não se pode falar em ancoragens em solo sem citar o Professor Antônio José da Costa Nunes, engenheiro brasileiro que dedicou praticamente toda a sua vida à pesquisa e desenvolvimento desta técnica.

Segundo Nunes (1987), a técnica das ancoragens em solo é um dos grandes desenvolvimentos da engenharia e construção, datando as primeiras aplicações ao fim de 1957 no Brasil e início de 1958 na Alemanha.

Yassuda e Dias (1998) lembram que, no Brasil, as primeiras aplicações da técnica de ancoragens foram realizadas em obras de contenção no Rio de Janeiro, em Copacabana, na rodovia Rio-Teresópolis e estrada Grajaú-Jacarepaguá.

As chuvas de 1966 e 1967 no Rio de Janeiro, assim como as obras de implantação dos metrô no Rio de Janeiro e em São Paulo, foram fatores que impulsionaram o uso das ancoragens em obras de estabilização de taludes e escavações no Brasil.

#### **2.1.2. Princípio de Funcionamento**

O tirante é um elemento linear que tem como função transmitir esforços de tração entre as suas extremidades. Uma das suas extremidades se situa junto à face da estrutura de contenção (cabeça), e a outra ancorada no interior do terreno (bulbo de ancoragem).

Segundo a norma NBR 5629:2006, se define um tirante injetado como: “Peças especialmente montadas, tendo como principal um ou mais elementos resistentes à tração que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.”

A força a ser absorvida pelo tirante deve ser transmitida ao terreno somente pelo bulbo de ancoragem.

Assim como na construção civil, normalmente é empregado o aço como material resistente aos esforços de tração para os tirantes. Atualmente também podem ser utilizados materiais em fibras sintéticas, já que possuem alta capacidade de resistir

aos esforços de tração e resistência elevada à corrosão, entretanto seu uso ainda é pouco difundido devido aos custos ainda elevados e a falta de experiência em suas aplicações.

### **2.1.3. Composição**

Quanto à sua composição, pode-se dividir os tirantes nas seguintes partes:

**Cabeça** - É a parte do tirante que suporta a estrutura, que, por sua vez, contém a massa estabilizada. Em geral é constituída de placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem, responsáveis por transmitir os esforços de forma adequada à estrutura. As referidas peças são, em geral, metálicas. Para proteger o conjunto quanto à corrosão deve-se aplicar tinta anticorrosiva e envolver o conjunto metálico com uma tampa de concreto ou argamassa de cimento e areia.

**Trecho Livre** - É a parte do tirante localizada entre a cabeça e o início do bulbo de ancoragem, e tem como função transmitir a carga do bulbo para a cabeça. Esta parte do tirante deve ter liberdade para sofrer alongamento durante o carregamento do mesmo sem que haja transferência de carga por atrito. Assim, este trecho do elemento constituinte do tirante (barra, fios, cordoalhas, etc) não deve ter aderência à calda de cimento (são aceitáveis valores mínimos conforme ensaios específicos definidos na norma NBR 5629:2018). O referido isolamento em geral é feito revestindo a barra de aço com graxa e tubo liso de PVC. A NBR 5629:2018 limita o comprimento mínimo do trecho livre a 3 metros.

**Bulbo de ancoragem ou Trecho ancorado** - É a parte do tirante responsável por transmitir a carga de tração ao terreno, sendo composto pelo elemento constituinte do tirante (barra, fios, cordoalhas, etc) envolvido pela calda de cimento injetada. Neste trecho deve haver aderência entre o elemento do tirante e a calda de cimento, para que seja possível transferir os esforços do elemento do tirante para a calda de cimento, que, por sua vez, transfere a carga ao solo que a envolve.

A figura 2.1 apresenta as partes que compõem um tirante.

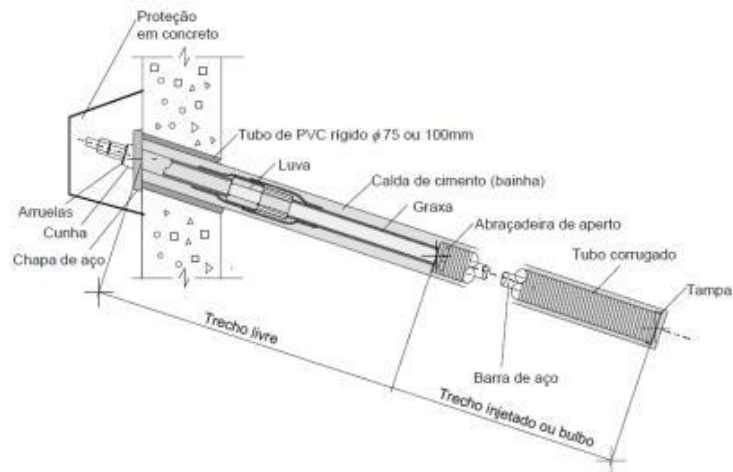


Figura 2.1 – Elementos que compõem o tirante (Georio, 2014).

A figura 2.2 apresenta seções esquemáticas para os trechos livre e ancorado.

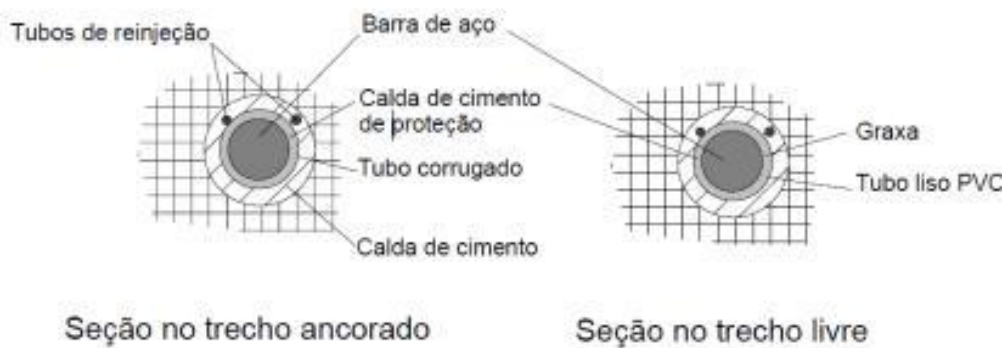


Figura 2.2 – Seção esquemática – Trecho ancorado (esquerda) e trecho livre (direita) (Georio, 2014).

#### 2.1.4. Classificação

A seguir, são apresentadas as classificações dos tirantes quanto à vida útil, forma de trabalho, constituição e sistema de injeção.

##### Quanto à vida útil

Os tirantes são divididos em dois grupos quanto ao tempo de sua utilização, são eles: tirantes permanentes e tirantes provisórios.

Conforme define a norma NBR 5629:2018, são considerados tirantes permanentes aqueles destinados a serem utilizados em obras por mais de dois anos e são considerados tirantes provisórios aqueles utilizados por tempo inferior a dois anos.

É importante ressaltar que, em função da classificação acima descrita, são exigidos fatores de segurança mínimos diferentes para o dimensionamento da seção de aço dos tirantes. A norma NBR 5629:2018 define para tirantes permanentes o fator de segurança de 1,75 e, para tirantes provisórios, fator de segurança de 1,50.

### **Quanto à forma de trabalho**

Os tirantes são classificados como elementos ativos, portanto, são protendidos independentemente dos níveis de carregamento e deformações do terreno. Em algumas situações, como no caso de cortinas atirantadas arrimando aterros, os tirantes são colocados sem protensão, e, em função dos esforços gerados junto à parede da cortina, entram em carga na medida que o aterro é construído, sendo protendidos posteriormente.

### **Quanto à constituição**

Tirantes monobarra: o elemento resistente à tração é constituído por uma única barra de aço maciça. Antigamente, era mais frequente o uso de barras de aço CA-50 ou CA-60, com tensões de escoamento de 500 MPa e 600 MPa, respectivamente. As barras podiam ser rosqueadas, reduzindo sua seção de aço (redução da carga de trabalho), ou recebiam cabeça especial de aço que dispensava a abertura de rosca, possibilitando o uso da barra de aço com seção plena. Normalmente as cargas de trabalho variavam de 100 a 200 kN para aços CA-50 A e de 120 a 240 kN para aços CA-60 A.

Mais tarde, com a tendência de se utilizar barras de aço com maiores espaçamentos e capacidades de carga, foram desenvolvidas barras de aço especial, com tensões de escoamento mais elevadas, de até 950 MPa, e diâmetros usuais variando de 19 a 32 mm (também há disponibilidade de maiores diâmetros). As barras especiais também foram dotadas de rosqueamento impresso ao longo de toda a barra, permitindo a emenda com luvas que não reduzem a seção de aço, assim como a fixação da porca junto à cabeça.

Atualmente são encontradas barras especiais com diversos diâmetros e tensões de escoamento. A tabela 2.1 apresenta tabela com tirantes de monobarra de aço, utilizados na prática de projeto.

Tabela 2.1 – Características das principais barras de aço utilizadas em tirantes (adaptado de Gerscovich et al, 2016).

Tipo de aço	Tipo de seção	Diâmetro nominal da barra (mm)	Diâmetro mínimo recomendado do furo (mm)	Carga máxima de trabalho provisório ( $T_{trabalho}$ ) kN	Carga máxima de trabalho permanente ( $T_{trabalho}$ ) kN
Dywidag	Plena	15	75	90	80
Dywidag (*)	Plena	32	100	460	390
Dywidag	Plena	36	125	580	500
Dywidag	Plena	47	150	990	850
Gewi	Plena	25	100	160	140
Gewi	Plena	32	100	240	210
Gewi - Plus	Plena	32	100	330	280
Gewi	Plena	50	150	590	500
CA 50 A	Plena	25	100	150	130
CA 50 A	Plena	32	100	240	200
CA 50 A	Reduzida com rosca	25	100	95	81
CA 50 A	Reduzida com rosca	32	100	187	160
Rocsolo ST 75/85	Plena	22	100	146	125
Rocsolo ST 75/85	Plena	25	100	191	165
Rocsolo ST 75/85	Plena	28	100	240	200
Rocsolo ST 75/85	Plena	38	125	440	375
Rocsolo ST 75/85	Plena	41	125	524	450
Incotep 22D	Reduzida com rosca	30	100	230	200
Incotep 35D	Reduzida com rosca	40	125	410	350
Incotep 45D	Reduzida com rosca	47	150	530	450
Incotep 50D	Reduzida com rosca	50	150	600	510

\*Tirante lançado pela Dywidag em 2015 no lugar do ST 85/105 (carga de trabalho de 350kN).

Tirantes de múltiplas barras de aço maciças: este é um tipo pouco utilizado no Brasil. A parte resistente à tração é constituída por mais de uma barra de aço maciça. Muito semelhante aos tirantes de fios e cordoalhas, com diferença na ancoragem, que

requer um bloco auxiliar com um sistema de roscas e porcas para a fixação da cabeça e protensão.

Tirantes de fios: tem como elemento resistente fios de aço, normalizados pela NBR-7482:2008. Encontram-se fios de aço para concreto protendido com diâmetros de 4 a 9 mm, sendo normalmente utilizados os de 8 e 9 mm, com aços do tipo CP-145 RN, CP-145 RB, CP-150 RN, CP-150 RB, CP-160 RN e CP-160 RB. Maiores detalhes destes aços são encontrados na norma NBR-7482:2008.

As cargas de trabalho são proporcionais à quantidade de fios empregados, tendo sua quantidade limitada por questões executivas.

Tirantes de cordoalhas: o elemento resistente à tração é formado por cordoalhas de aço. Os diversos tipos de cordoalhas são normalizados pela NBR 7483:2008. No Brasil, normalmente são empregadas cordoalhas com diâmetros de 12,7 e 15,2 mm, e aço CP-190 RB.

Os tirantes de cordoalhas normalmente são empregados para cargas maiores que as usualmente consideradas em tirantes monobarras.

Tirantes de materiais sintéticos: são constituídos por fibras de carbono, fibras de vidro, fibras de poliéster, etc. Apresentam elevadas resistências à tração e à corrosão, porém ainda não são largamente utilizados em ancoragens devido aos custos elevados e à baixa confiabilidade em função da falta de experiência em suas aplicações.

### **Quanto ao sistema de injeção**

Injeção em estágio único: utilizado na maioria dos casos para tirantes monobarra, o estágio único de injeção é utilizado em tirantes desprovidos de válvulas de reinjeção. Muito empregado em perfurações em rochas ou solos muito resistentes, nos quais não se torna muito vantajoso alargar o bulbo ou melhorar a aderência na interface entre o maciço e o bulbo.

De modo simplificado, o processo consiste em preencher o furo com calda de cimento logo após a perfuração. Para isso, utiliza-se uma mangueira para que a calda seja introduzida pelo fundo do furo. Depois de introduzir a barra de aço, segue-se a retirada do revestimento, em estágios de 1 a 3 m, injetando calda de cimento sob pressão até a calda fluir pela boca do furo.



Injeção em estágios múltiplos: sistema dotado de um tubo auxiliar de injeção, composto por um tubo pvc, por onde passa um obturador em seu interior. Pelo obturador aplicam-se pressão e calda de cimento controlada, em quantos estágios forem necessários.

O obturador é posicionado nas válvulas “manchete”, que são luvas de borracha com furos abertos no tubo, que permite fluxo de calda de cimento apenas em um sentido. Como a calda de cimento não retorna para o tubo, esta endurece sob pressão, provocando um alargamento do bulbo e, conseqüentemente, aumentando sua aderência por atrito devido a uma maior pressão de reação junto ao terreno que o envolve.

Uma grande vantagem desse processo é a possibilidade de poder executar outras reinjeções caso o tirante não apresente bom desempenho nos ensaios de recebimento. É considerado um sistema mais eficiente, controlável e seguro.

Quanto às etapas executivas: com a barra de aço já instalada no terreno, é feita uma primeira injeção, denominada injeção de bainha, preenchendo o furo com calda de cimento até a mesma vazar pela boca do furo. Após cerca de 10 h, quando da pega da calda de cimento da bainha, é feita a primeira reinjeção (injeção primária). Com as pressões e volumes de calda sendo controlados, cada válvula manchete é injetada individualmente, sob pressão, ocorrendo o rompimento da bainha. A partir deste ponto a nova calda injetada sob pressão preenche as fissuras e eventuais vazios ou falhas da bainha, comprimindo o terreno e alargando o bulbo. Em seguida, já com pressão suficiente para gerar uma ruptura hidráulica do terreno, a calda de cimento se infiltra por essas fissuras. Ao fim da aplicação de pressão pelo obturador, a válvula manchete se fecha e a calda da reinjeção endurece sob pressão.

Caso não seja atingida a pressão adequada na injeção primária, repete-se o processo quantas vezes forem necessárias (injeção secundária, terciária, etc.), com a execução de cada fase após a pega da calda de cimento da fase anterior.

#### **2.1.5. Vantagens e Desvantagens**

Uma das principais vantagens da utilização de tirantes é poder aplicar cargas elevadas em peças relativamente de pequeno porte, se comparadas com outras soluções usuais na engenharia civil. Podemos citar como exemplo o uso de poucos tirantes para se realizar provas de cargas em estacas de alta capacidade.

Outra grande vantagem, em escavações, é a possibilidade de substituir pesados estroncamentos por pequenos apoios atirantados, mantendo a obra mais livre, facilitando as escavações, montagem das formas e armações, e concretagem das estruturas enterradas.

Por trabalharem de forma ativa, tendo como característica a aplicação da protensão, outro grande diferencial das estruturas atirantadas em contenções é a possibilidade de reduzir os deslocamentos do maciço arrimado, se comparado com muros de peso convencionais ou até mesmo com a técnica de grampeamento do solo que necessitam de movimentação do terreno para mobilizarem suas resistências. Vale ressaltar que esta característica é muito importante em casos onde existem construções próximas.

Conforme define a NBR 5629, todos os tirantes da obra devem ser testados, com ensaios de recebimento, atestando a qualidade quanto às cargas aplicadas em cada tirante da obra.

Outra vantagem muito importante é a possibilidade de realizar de forma muito simples, seja por reprotensão do tirante ou por instrumentação com células de carga, medições para conhecer a carga atuante no tirante a qualquer momento ao longo da obra ou da vida útil do tirante, permitindo avaliar o desempenho da estrutura, assim como avaliar a necessidade de implantação de reforços, caso necessário.

Como desvantagem, as obras de escavação nos centros urbanos em geral possuem terrenos vizinhos muito próximos. Como os tirantes são elementos que possuem um mínimo de 3 m de trecho livre (norma NBR 5629) e bulbos normalmente maiores do que 5 m (em solo), totalizando perfurações da ordem de, no mínimo, 8 m, é frequente o avanço do tirante junto aos terrenos vizinhos à obra. Nestas situações, por questões legais, é necessária a autorização dos proprietários dos terrenos vizinhos. Devem ser elaborados estudos detalhados para detectar a presença de subsolos, estruturas enterradas, instalações de gás, esgoto, hidráulica, etc, presentes nos referidos terrenos vizinhos, com o objetivo de evitar que as perfurações atinjam as referidas estruturas, podendo provocando danos.

Ainda em relação às estruturas vizinhas à obra, devem ser estudadas eventuais interações entre esforços mobilizados junto ao bulbo dos tirantes e as fundações da estrutura vizinha. Hanna (1982) cita o trabalho de Ostermayer (1977), segundo o qual recomenda um espaçamento mínimo de 3 m entre o bulbo do tirante e a cota de assentamento de fundação direta.

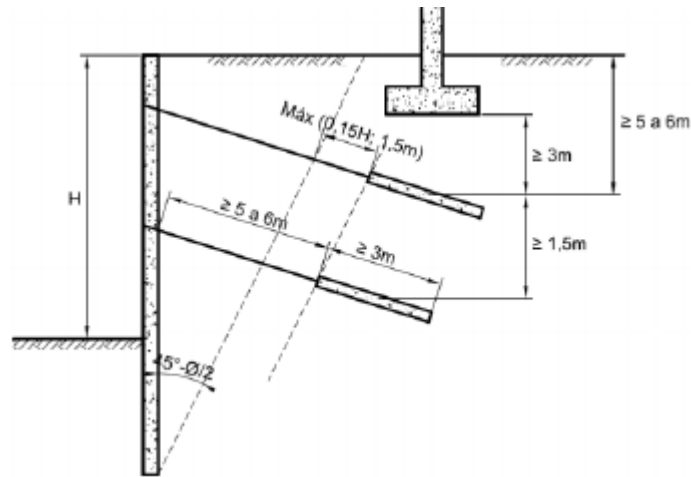


Figura 2.3 – Sugestões de localização e comprimentos dos tirantes (Mattos Fernandes, 1983).

Como os tirantes em geral são constituídos de aço, outra grande preocupação é quanto ao risco de corrosão. Segundo LittleJohn (1990), a maioria dos problemas de corrosão ocorrem junto à cabeça do tirante ou em até 1 m do trecho livre próximo à cabeça. Segundo o autor, problemas de corrosão junto ao bulbo não são frequentes.

Os tirantes de fios e cordoalhas apresentam um problema especial de corrosão, denominado “stress - corrosion”. Este tipo de problema ocorre em aços encruados a frio submetidos a uma alta tensão permanente, e independe do seu diâmetro. O Professor Lobo Carneiro sugere que não sejam utilizados aços encruados a frio em tirantes e ainda recomenda reforçar todas as estruturas atirantadas que usaram este aço, ou, no mínimo, observá-las para prevenir consequências desastrosas. O manual da Georio (2014) não considera fios ou cordoalhas de aço para aplicações em estruturas atirantadas no Rio de Janeiro.

Outra desvantagem do uso de tirantes em contenções, se comparada aos muros de peso convencionais, é a necessidade de contratar serviço especializado para a correta execução da estrutura atirantada. Problemas graves de execução podem ocorrer quando não se utilizam serviços especializados.

No processo de injeção em estágios múltiplos, caso sejam utilizadas pressões muito altas e volumes não controlados, pode ocorrer pequeno levantamento do terreno adjacente em função das pressões mobilizadas, assim como vazamento de calda de cimento à superfície e/ou em estruturas enterradas.

### 2.1.6. Cargas

As equações 2.1 e 2.2 apresentam os valores de tensão admissível para cada caso quanto ao tempo de utilização do tirante (NBR 5629:2018):

Tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \times 0,9 \quad (2.1)$$

Tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \times 0,9 \quad (2.2)$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = Tensão admissível;

$f_{yk}$  = resistência característica do aço a tração.

Os valores de 1,50 e 1,75 são os respectivos fatores de segurança, para cada caso.

### 2.1.7. Ensaios

A norma NBR 5629:2018 apresenta diversos ensaios que devem ser executados em tirantes. Os detalhes de cada ensaio podem ser consultados na referida norma. Os ensaios são descritos a seguir:

#### 2.1.7.1. Recebimento

Este ensaio deve ser realizado, obrigatoriamente, em todos os tirantes da obra, e antes da aplicação da carga de incorporação. Tem o objetivo de avaliar a capacidade de carga de cada tirante, com base na avaliação dos gráficos de carregamento *versus* deslocamento obtidos no ensaio.

Conforme define a norma, são previstos quatro tipos de estágios de cargas a serem aplicados no ensaio, a saber:

Tipo A – Para tirantes permanentes. Devem ser realizados em 10% dos tirantes da obra, escolhidos aleatoriamente, e são testados até a carga de  $1,75F_t$ . Sendo  $F_t$  a carga de trabalho do tirante.

Tipo B – Para tirantes permanentes. Devem ser realizados nos demais tirantes da obra, e são testados até a carga de  $1,4F_t$ .

Tipo C – Para tirantes provisórios. Devem ser realizados em 10% dos tirantes da obra, escolhidos aleatoriamente, e são testados até a carga de  $1,5F_t$ .

Tipo D – Para tirantes provisórios. Devem ser realizados nos demais tirantes da obra, e são testados até a carga de  $1,2F_t$ .

A tabela 2.1 apresenta um resumo dos estágios de carga definidos para cada tipo (NBR 5629:2018).

Tabela 2.1 – Cargas a serem aplicadas no ensaio de recebimento (adaptado, NBR 5629:2018).

Tirante	Ensaio	Estágios de carga e descarga
Permanente	Tipo A	$F_0$ e $0,3 F_t$ ; $0,6 F_t$ ; $0,8 F_t$ ; $1,0 F_t$ ; $1,2 F_t$ ; $1,4 F_t$ ; $1,6 F_t$ e $1,75 F_t$
Permanente	Tipo B	$F_0$ e $0,3 F_t$ ; $0,6 F_t$ ; $0,8 F_t$ ; $1,0 F_t$ ; $1,2 F_t$ e $1,4 F_t$
Provisório	Tipo C	$F_0$ e $0,3 F_t$ ; $0,6 F_t$ ; $0,8 F_t$ ; $1,0 F_t$ ; $1,2 F_t$ e $1,5 F_t$
Provisório	Tipo D	$F_0$ e $0,3 F_t$ ; $0,6 F_t$ ; $0,8 F_t$ ; $1,0 F_t$ e $1,2 F_t$

As medições de cargas são realizadas através de conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro aferido. Os deslocamentos são medidos na cabeça, com régua graduada em milímetros, em relação a um ponto de referência fixo.

#### Quanto à execução:

Posiciona-se o conjunto macaco-bomba-manômetro com o eixo alinhado ao tirante e aplica-se uma carga inicial ( $F_0$ ) no valor de  $0,1 F_t$  para “acomodar” o conjunto à estrutura. A partir deste ponto o ensaio é iniciado.

Aplicam-se os estágios de carga conforme tabela 2.1, atingindo a carga máxima e retornando a  $F_0$ . Cada estágio de carregamento é iniciado após a estabilização da pressão no manômetro, por 5 minutos em solos arenosos e 10 minutos em solos argilosos ou não arenosos. Ao final da descarga, após a estabilização, aplica-se a carga de incorporação definida em projeto.

#### Quanto à interpretação dos resultados:

Traçam-se os gráficos de carga *versus* deslocamentos (figura 2.4). Traçam-se os gráficos de deslocamentos elásticos e deslocamentos permanentes em função das cargas (figura 2.5).

No gráfico da figura 2.4 são plotadas as cargas e os deslocamentos totais. Observa-se que os deslocamentos devem começar a partir de  $F_0$ .

A reta “a” representa um limite superior admitido para o comportamento elástico do tirante, considerando que seu comprimento (L) igual ao trecho livre ( $L_l$ ) acrescido de 50% do trecho ancorado ( $L_b$ ), ou seja,  $L_{\text{reta a}} = L_l + 0,5 L_b$ . A reta “b” representa um limite inferior admitido para o comportamento elástico do tirante, considerando um comprimento de 80% do trecho livre (normalmente, representa uma sobreinjeção do trecho ancorado), ou seja,  $L_{\text{reta b}} = 0,8L_l$ . A reta “c” representa a situação ideal teórica de montagem do tirante, com  $L_{\text{reta c}} = L_l$ . Todas essas retas teóricas são calculadas aplicando-se a teoria da elasticidade. A reta real é obtida plotando o ponto correspondente à deformação máxima elástica. Todas as linhas iniciam no ponto  $F_0$ .

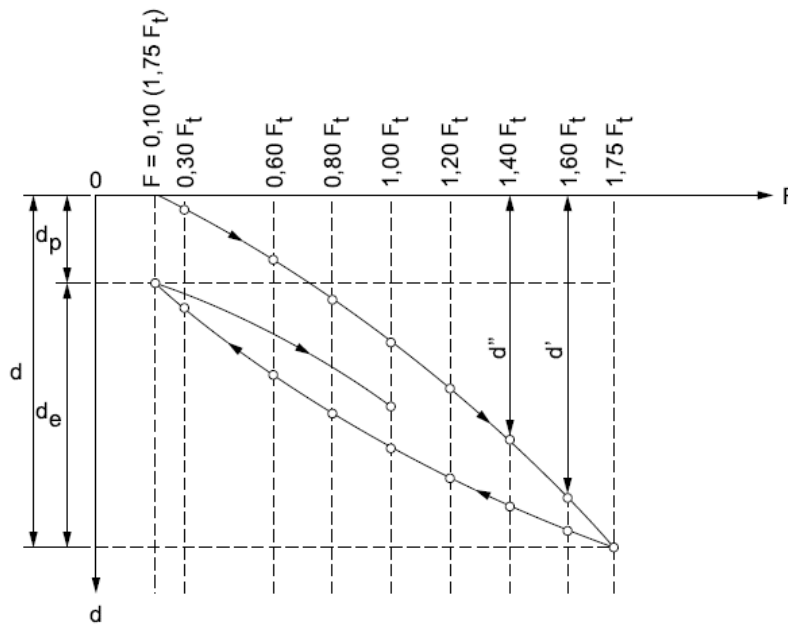


Figura 2.4 – Cargas x deslocamentos totais (NBR 5629:2018).

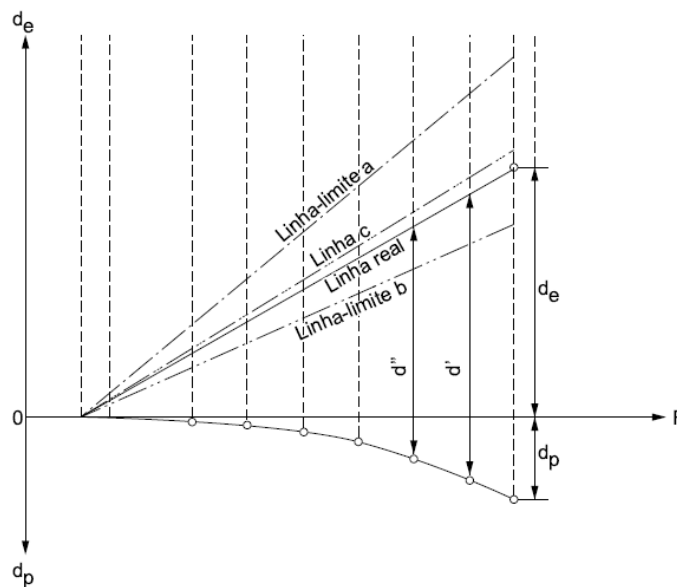


Figura 2.5- Deslocamentos elásticos e permanentes (NBR 5629:2018).

Segundo a norma, o tirante deve ser aceito, neste ensaio, caso atenda aos seguintes critérios:

- Estabilização dos deslocamentos junto à cabeça com a aplicação da carga máxima de ensaio prevista. Caso a carga aceitável seja menor que a prevista, a norma define critérios de reavaliação. No caso de tirantes reinjetáveis, é aceita a reinjeção e repetição do ensaio.
- Os deslocamentos elásticos devem se situar entre as retas “a” e “b” dos gráficos. A norma também prevê reavaliação caso este critério não seja atendido. As retas “a” e “b” representam limites aceitáveis em que o tirante, depois de executado, pode ter de comprimento efetivo do trecho livre. No caso da reta “a”, admite-se que o tirante poderia ter até o valor de 50% do trecho ancorado funcionando como trecho livre também. No caso da reta “b”, o tirante poderia funcionar com 80% de seu trecho livre, ou seja, admite-se uma aderência de 20% de seu trecho livre ou um atrito total correspondendo a esse valor.

#### **2.1.7.2. Qualificação**

Este ensaio deve ser realizado, obrigatoriamente, em no mínimo 1% dos tirantes da obra, por tipo de terreno e por tipo de tirante, com um mínimo de 2 ensaios por obra. Tem o objetivo de avaliar a capacidade de carga do tirante e seus deslocamentos sob carga, calcular os trechos livres e ancorados reais, assim como avaliar o atrito desenvolvido no trecho livre.

As medições de cargas são realizadas através de conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro aferido. Os deslocamentos são medidos na cabeça, com extensômetro de sensibilidade de 0,01mm, com base numa viga de referência

A execução do ensaio é semelhante ao ensaio de recebimento, com diferença nos valores dos estágios de carga e quanto aos critérios de estabilização.

São aplicados ciclos crescentes de carga e descarga, com os valores dispostos na tabela 2.2. Na mesma tabela também são apresentados os critérios de estabilização segundo a norma. A figura 2.6 apresenta o gráfico típicos de carga *versus* deslocamentos totais. A figura 2.7 apresenta o gráfico típico da repartição entre os deslocamentos elásticos e permanentes em função das cargas. Mais detalhes sobre o ensaio podem ser consultados na norma NBR 5629:2018.

Tabela 2.2 – Estágios de carga e critérios de estabilização (adaptado, Yassuda e Dias, 1998).

Estágio de carga	Critério de estabilização	Obs.
$F_0$		$F_0 \sim 0,1 F_{lim}$
$0,4 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	
$0,75 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	
$0,10 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	Solos arenosos
$0,10 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/15\text{min.}$	Solos argilosos
$1,25 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	
$1,5 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	
$1,75 F_t$	$< 0,1 \text{ mm}/5\text{min.}$	Apenas tirantes permanentes

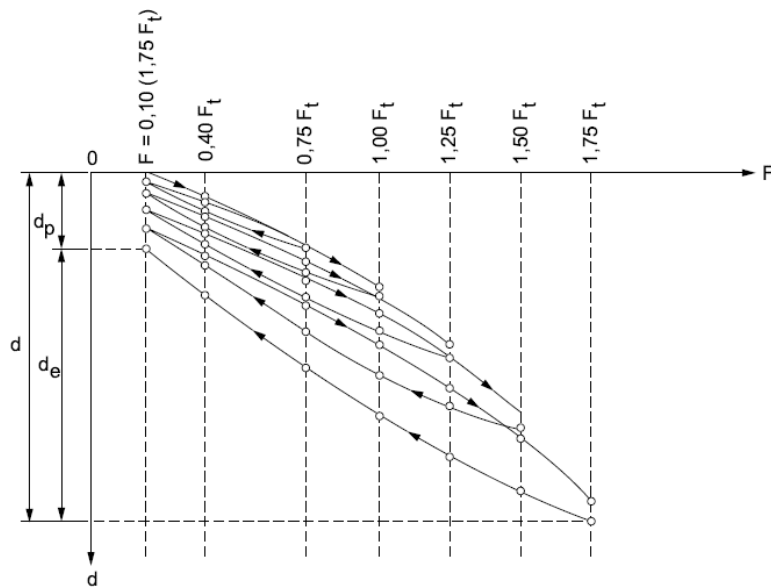


Figura 2.6 – Cargas x deslocamentos totais (NBR 5629:2018).

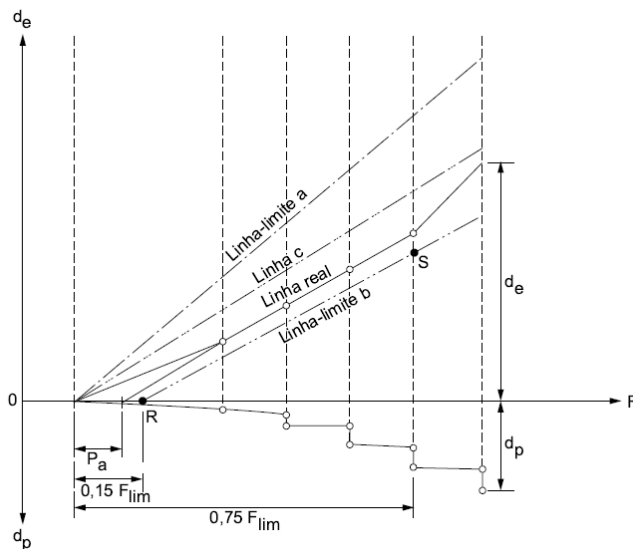


Figura 2.7 – Deslocamentos elásticos e permanentes (NBR 5629:2018).



### **2.1.7.3. Básico**

Este ensaio é uma complementação ao ensaio de qualificação, e tem o objetivo de verificar a correta execução do tirante, observando principalmente a conformação do bulbo de ancoragem, a centralização do tirante, a qualidade da injeção, dentre outros aspectos. Para elaborar tal estudo detalhado, é necessária a escavação do tirante. É, portanto, o ensaio mais completo possível.

Atualmente, em função da experiência já adquirida, este ensaio não é obrigatório, sendo válido para pesquisas.

### **2.1.7.4. Fluência**

Assim como no ensaio de qualificação, o ensaio de fluência deve ser realizado, obrigatoriamente, em no mínimo 1% dos tirantes da obra, por tipo de terreno e por tipo de tirante, com um mínimo de 2 ensaios por obra. Por apresentar os mesmos níveis de carregamento, este ensaio pode ser executado junto com o ensaio de qualificação, e tem o objetivo de avaliar o desempenho de tirantes permanentes sob cargas de longa duração.

As medições de cargas são realizadas através de conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro aferido. As cargas, em cada estágio, devem ser mantidas as mais estáveis possíveis, sendo aceita uma variação de 3% no valor da carga base do estágio. Os deslocamentos são medidos na cabeça, com dois extensômetros de sensibilidade de 0,01mm, instalados diametralmente opostos em relação ao eixo do tirante.

Em cada estágio, são medidos os deslocamentos junto à cabeça do tirante para no mínimo os seguintes tempos: 10, 20, 30, 40, 50 e 60min. A partir dos 60 minutos pode-se considerar o estágio concluído caso nos últimos 30 minutos os deslocamentos sejam inferiores à 5% do deslocamento total do ensaio. Caso a condição mencionada não seja atendida, deve-se prosseguir com as leituras a cada 30 minutos.

A figura 2.8 apresenta o gráfico típico de deslocamento em função do tempo, para cada estágio de carga. A figura 2.9 apresenta o gráfico típico de deslocamento em função do logaritmo do tempo, sendo assumidas retas representativas para o cálculo do coeficiente de fluência, para cada estágio. A figura 2.10 apresenta a plotagem dos coeficientes de fluência calculados para cada estágio de carga.

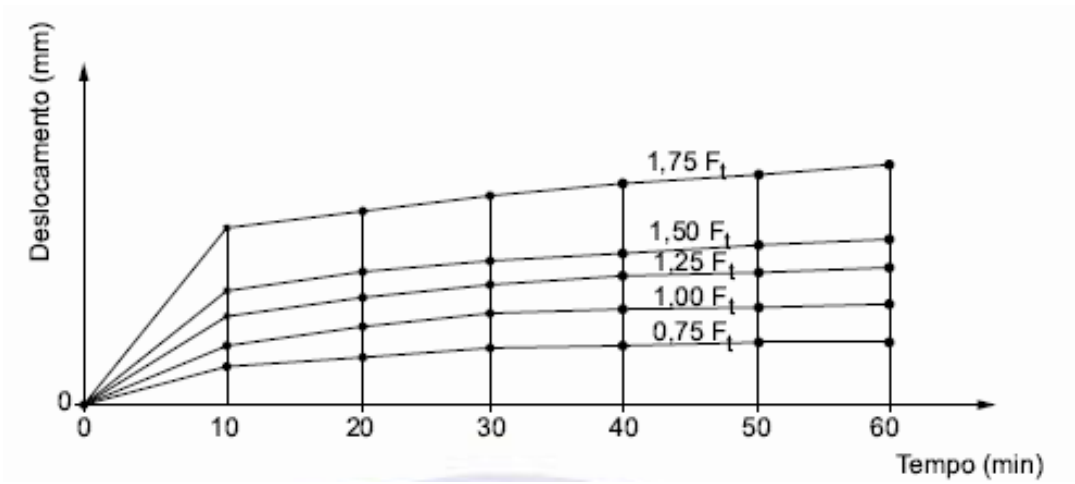


Figura 2.8 – Tempo x deslocamento (NBR 5629:2018)

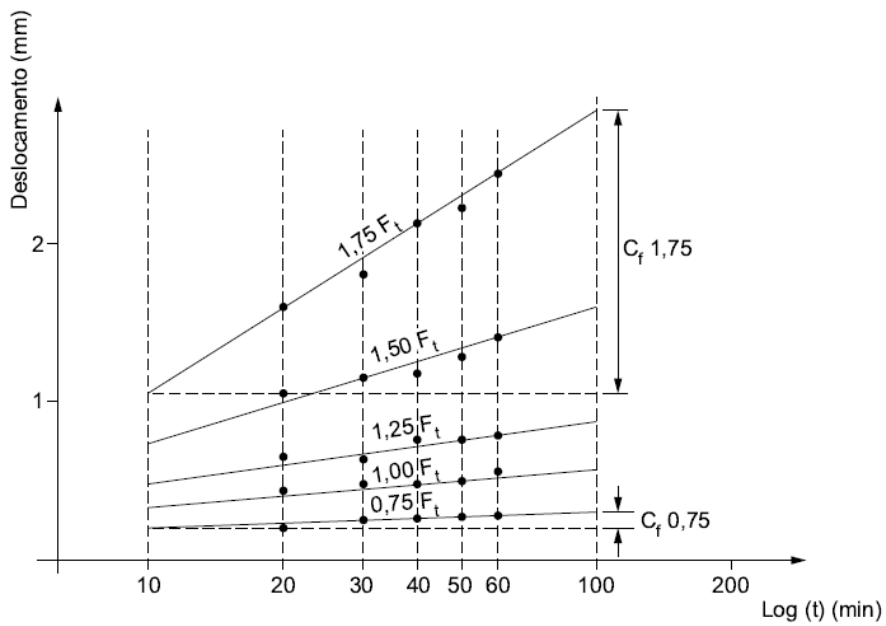


Figura 2.9 – Log (tempo) x deslocamento (NBR 5629:2018).

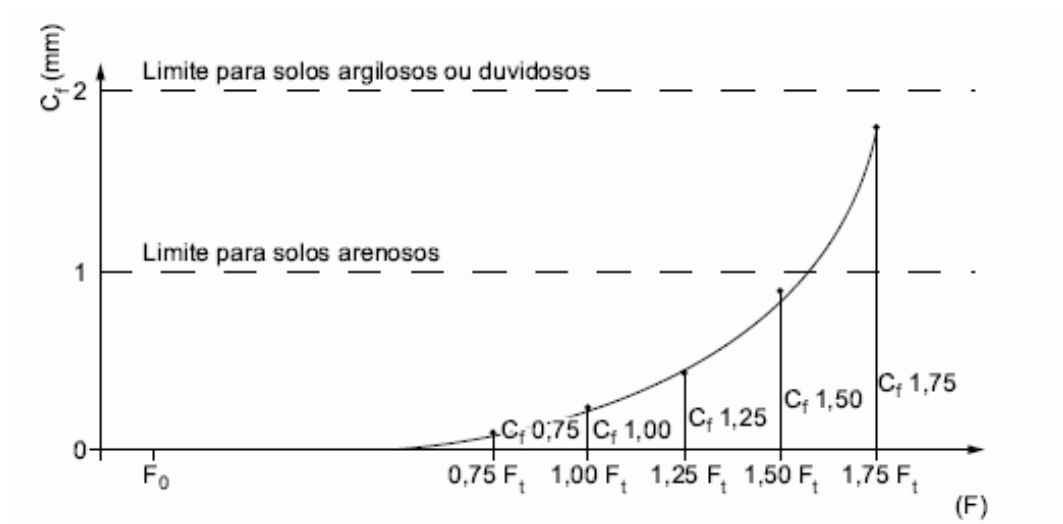


Figura 2.10 – Carga (F) x coeficiente de fluência (CF) (NBR 5629:2018).

O coeficiente de fluência ( $C_F$ ) é definido por:

$$C_F = \frac{d_2 - d_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (2.3)$$

Sendo:

$d_1$  e  $d_2$  – deslocamentos em dois pontos quaisquer de reta;

$t_1$  e  $t_2$  – tempos correspondentes.

Segundo a NBR 5629:2018, os tirantes são aceitos no critério de fluência caso apresentem um coeficiente de fluência ( $C_f$ ), para carga de  $1,75 F_t$ , menores ou iguais a 1 mm em caso de solos arenosos e 2 mm em solos argilosos ou não arenosos.

### **2.1.8. Métodos de capacidade de carga de ancoragens**

#### **2.1.8.1. Generalidades**

Conforme descrito anteriormente, a transferência de carga do tirante ao terreno ocorre através da região do bulbo, no contato entre a calda de cimento e o solo que a circunda. A rigor, no trecho do bulbo também há mecanismos de transferência de carga entre o elemento resistente à tração e a calda de cimento, entretanto, em geral este mecanismo não é determinante nos processos de ruptura.

A capacidade de carga do bulbo corresponde ao arrancamento do mesmo.

Diversos autores realizaram estudos acerca dos fenômenos de transferência de carga do bulbo ao solo e pode-se concluir que não é uma análise trivial, em função de uma série de variáveis, dentre as quais podemos destacar: tipo de solo na região do bulbo; níveis de tensões confinantes no bulbo; geometria do bulbo; intensidade de carregamento; processo de perfuração; processo de injeção; qualidade da mão de obra; etc. Cabe ressaltar que variáveis reológicas do solo, do aço e do cimento, também influenciam no problema

A maioria das formulações propostas para a capacidade de carga da ancoragem são métodos semi-empíricos. A seguir são apresentadas sucintamente algumas formulações.

### 2.1.8.2. Norma Brasileira (NBR 5629)

A NBR 5629:2006\* apresenta um procedimento preliminar simples de cálculo que leva em consideração a tensão vertical efetiva no centro do bulbo de ancoragem (em solos granulares) ou coesão (solos argilosos), o perímetro do furo e o comprimento do trecho ancorado. Aplica-se, também, um coeficiente que é função do tipo de material.

Cabe ressaltar que este método não leva em consideração em sua formulação os efeitos da pressão de injeção.

$$\text{Solos arenosos:} \quad T = \sigma'_z \cdot U \cdot l_b \cdot k_f \quad (2.4)$$

$$\text{Solos argilosos:} \quad T = S_u \cdot U \cdot l_b \cdot \alpha \quad (2.5)$$

Onde:

$T$  = Resistência à tração de uma ancoragem;

$\sigma'_z$  = Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

$U$  = Perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

$l_b$  = Comprimento do bulbo;

$k_f$  = Coeficiente de ancoragem (tabela 2.3);

$\alpha$  = Coeficiente redutor ao cisalhamento.

$$\alpha = 0,75 ; S_u \leq 40 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0,35 ; S_u \geq 100 \text{ kPa}$$

$$\alpha = \text{interpolação linear} ; 40 \text{ kPa} < S_u < 100 \text{ kPa}$$

Tabela 2.3 – Coeficientes de ancoragem (NBR 5629:2006)

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	1,0	2,0	3,0

\* Na atualização da norma publicada em 2018, durante o desenvolvimento do presente trabalho, este item foi excluído.

### 2.1.8.3. Ostermayer (1974)

A metodologia de Ostermayer e Scheele foi elaborada a partir estudos em 300 ensaios realizados na Alemanha, em solos arenosos e argilosos, com furos de diâmetros entre 10 e 20 cm e cobertura de solo de 4 m.

Para os solos arenosos, são apresentados gráficos que correlacionam a capacidade de carga máxima com o comprimento do bulbo, sem levar em consideração o procedimento de injeção, assim como a magnitude da pressão de injeção. A figura 2.11 apresenta os gráficos dos resultados obtidos.

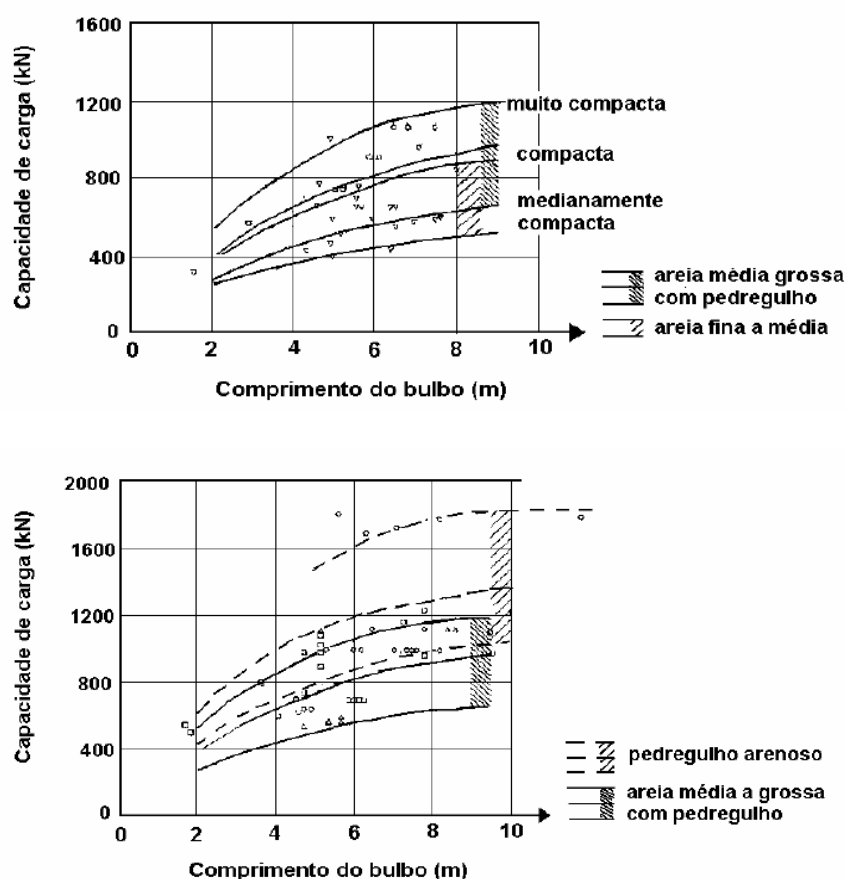


Figura 2.11 - Capacidade de carga limite em ancoragens, em solos granulares (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

Para os solos coesivos (siltes e argilas medianamente plásticas e argilas altamente plásticas), foram relacionados a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo e o comprimento do bulbo, considerando com e sem o processo de reinjeção. A figura

2.12 apresenta os resultados obtidos. Os gráficos da figura mostram que a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo cresce quando com reinjeção.

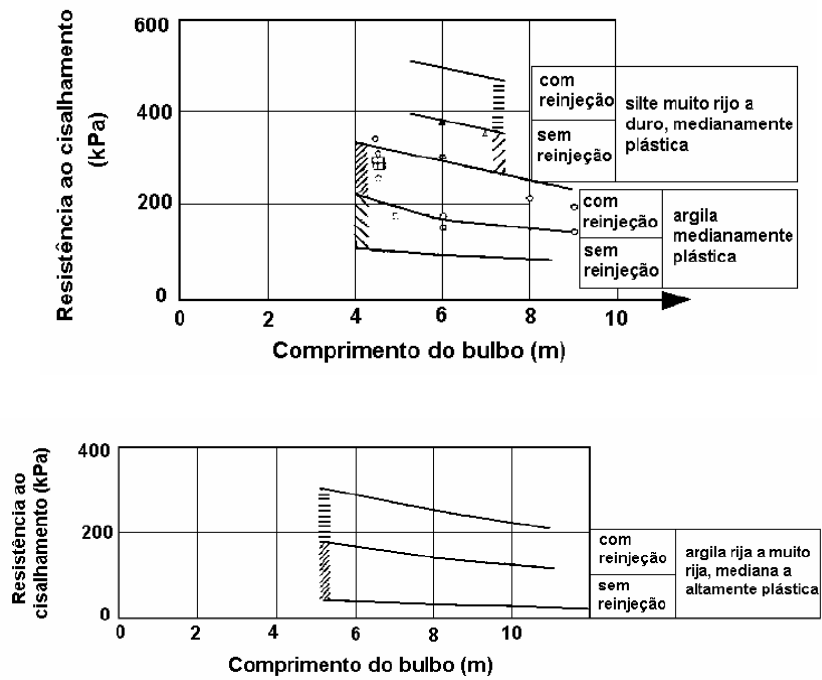


Figura 2.12 – Resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento de ancoragens em solos coesivos (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

Ostermayer também elaborou um estudo em 19 ancoragens implantadas em argila de média e alta plasticidade, relacionando a pressão de injeção com a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo (atrito unitário). A figura 2.13 apresenta os resultados obtidos.

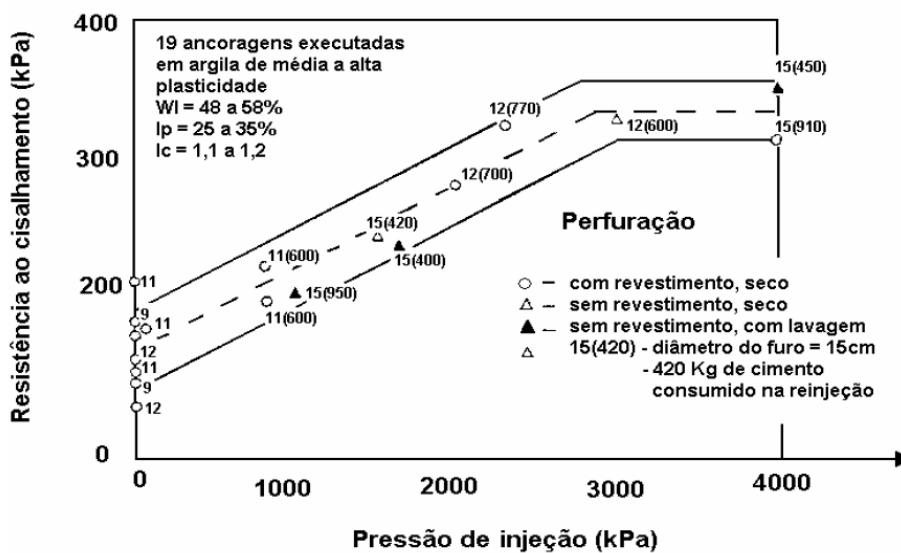


Figura 2.13 – Influência da pressão de reinjeção na resistência ao cisalhamento em solos coesivos (Adaptado de Ostermayer, 1974, por More, 2003).

Observa-se, a partir dos gráficos, que:

- O atrito lateral unitário aumenta com o aumento da consistência da argila e com a diminuição de sua plasticidade;
- O atrito lateral unitário diminui com o aumento do comprimento do bulbo devido a resistência de pico da tensão tangencial na interface solo-bulbo. Maiores discussões, que não fazem parte do escopo deste trabalho, podem ser encontradas em Porto (2015);
- O atrito lateral unitário aumenta consideravelmente com o aumento da pressão de reinjeção.

#### 2.1.8.4. Costa Nunes (1987)

Baseado na formulação de Ostermayer (1974), a proposta de Costa Nunes é uma formulação analítica e leva em consideração o efeito da pressão de injeção. O autor propõe utilizar o valor de resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo,  $q_s$ , com base no critério de ruptura de mohr-coulomb. O efeito da pressão de injeção é considerado tanto num fator de aumento de diâmetro do furo, assim como numa parcela de aumento de tensão normal devido à pressão residual da injeção. As equações de capacidade de carga são apresentadas a seguir:

$$T = \pi \cdot D_p \cdot n_d \cdot l_b \cdot n_l \cdot q_s \quad (2.6)$$

Sendo:

$T$  = Capacidade de carga do bulbo de ancoragem;

$D_p$  = Diâmetro da perfuração;

$n_d$  = Fator de aumento de diâmetro devido à pressão de injeção;

$l_b$  = Comprimento do bulbo;

$n_l$  = Fator de redução do comprimento do bulbo em função da não uniformidade de pressão no mesmo ( $n_l = 1$ , para  $l_b$  até 8m);

$q_s = \tau$  = Resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo.

Conforme mencionado, Costa Nunes (1987) considerou o critério de ruptura de Mohr – Coulomb, admitindo uma pressão de injeção  $\sigma'_r$  estimada em 50% da pressão de injeção aplicada.

$$q_s = \tau = c + (\sigma' + \sigma'_r) \cdot \tan \phi \quad (2.7)$$

$$q_s = \tau = c + (\sigma_v \cdot n_h + \sigma'_r) \cdot \tan \phi \quad (2.8)$$

Onde:

$c$  = Aderência entre a calda de cimento e o solo, podendo-se utilizar o valor da coesão do solo.

$\sigma_v$  = Tensão vertical na profundidade do centro do bulbo de ancoragem;

$\phi$  = Ângulo de atrito do solo

$n_h$  = Fator de redução da profundidade. Para valores maiores que 9 m,  $n_h = 1$ .

Segundo Costa Nunes (1987), em geral pode se assumir que  $n_d = n_l = n_h = 1$ . O valor da tensão residual  $\sigma'_r$  limite pode ser obtido através de ensaio pressiométrico e seu valor é limitado pela ruptura hidráulica do terreno, variável em função da profundidade e tipo de terreno.

#### 2.1.8.5. Bustamante e Doix (1985)

A proposta de Bustamante e Doix foi elaborada a partir dos resultados obtidos em 120 provas de carga realizadas em diferentes locais da França. A metodologia considera, para a capacidade de carga máxima, as influências da técnica de injeção, da pressão de injeção e do volume de calda de cimento injetado.

A capacidade máxima da ancoragem é determinada por:

$$T = \pi \cdot D_e \cdot l_b \cdot q_s \quad (2.9)$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad (2.10)$$

Sendo:

$T$  = Capacidade de carga do bulbo de ancoragem;



$D_e$  = Diâmetro médio adotado para o trecho ancorado;

$D_p$  = Diâmetro perfurado do trecho ancorado;

$\beta$  = coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo em função da injeção;

$l_b$  = Comprimento do bulbo de ancoragem;

$q_s$  = Resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo.

A tabela 2.4 apresenta os valores do coeficiente de majoração  $\beta$  para diversos tipos de solo, considerando processo com e sem reinjeção. Os valores de  $\beta$  são válidos para volumes de injeção de, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado. Observa-se que os maiores valores de  $\beta$  ocorrem para ancoragens reinjetadas, conforme esperado.

Tabela 2.4 – Coeficientes de majoração do diâmetro do bulbo (adaptado de Bustamante e Doix, 1985).

Tipo de solo	Coeficiente $\beta$	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1,8	1,3 – 1,4
Cascalho arenoso	1,6 – 1,8	1,2 – 1,4
Areia com cascalho	1,5 – 1,6	1,2 – 1,3
Areia grossa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia média	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia fina	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia siltosa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Silte	1,4 – 1,6	1,1 – 1,2
Argila	1,8 – 2,0	1,2

As figuras 2.14 a 2.16 apresentam as correlações empíricas obtidas para a estimativa do valor de  $q_s$  para materiais granulares, argilosos e rochas alteradas e fragmentadas, respectivamente. No eixo das abcissas,  $N$  refere-se ao número de golpes no ensaio SPT (Standart Penetration Test) e  $P_i$  refere-se à pressão limite do ensaio pressiométrico.

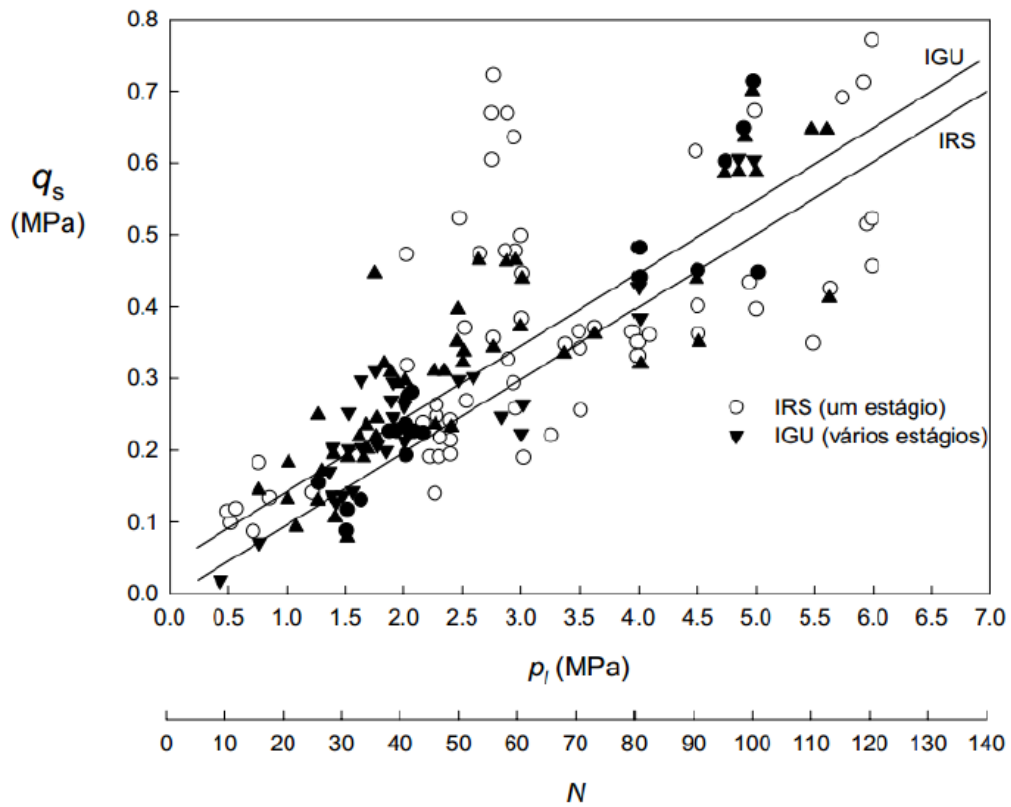


Figura 2.14 – Correlação empírica entre o valor de  $q_s$  e  $N_{sp}/P_i$  para solos granulares (adaptado de Bustamante e Doix, 1985)

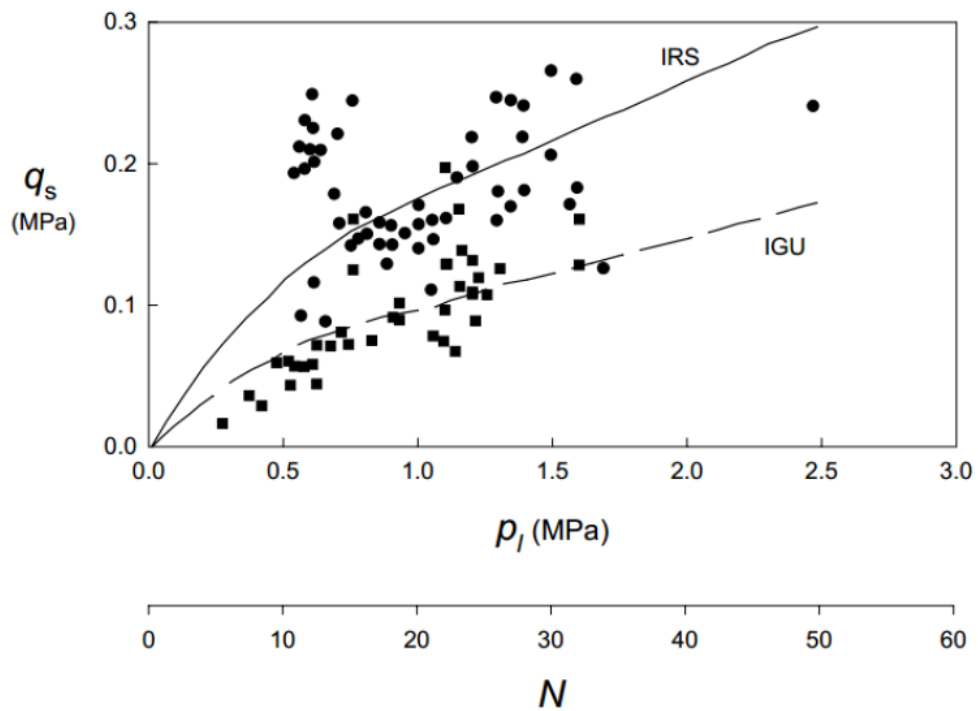


Figura 2.15 – Correlação empírica entre  $q_s$  e  $P_i$  para argilas e siltes (adaptado de Bustamante e Doix, 1985)

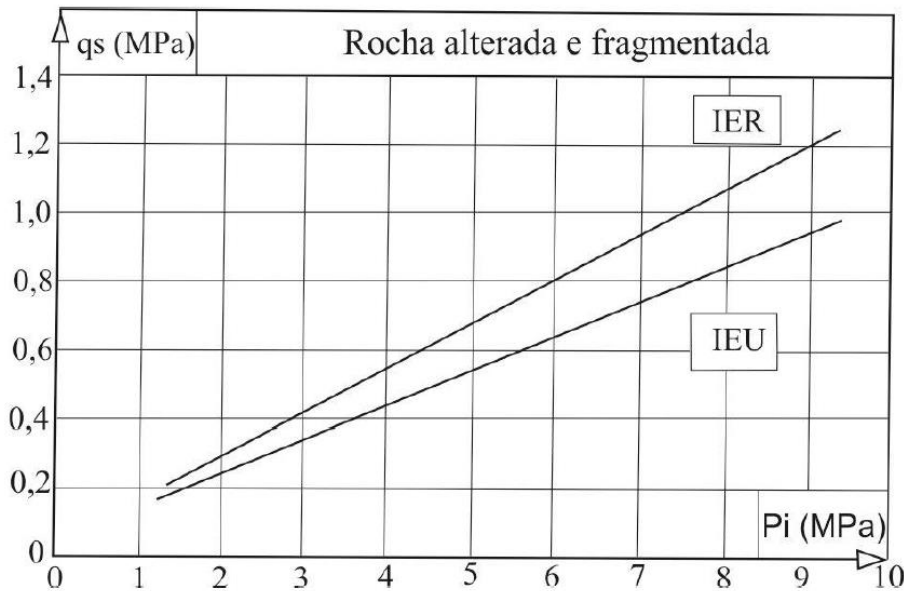


Figura 2.16 – Correlação empírica entre  $q_s$  e  $P_i$  para ancoragens em rochas alteradas e fragmentadas (adaptado de Bustamante e Doix, 1985)

A partir dos gráficos pode-se observar que, de modo geral, as injeções em estágios repetitivos apresentam maiores valores de  $q_s$  em relação às injeções em estágio único, sendo essas diferenças mais pronunciadas em solos argilosos e siltosos. Ressalta-se que os pontos obtidos nos ensaios apresentaram relevante dispersão. Tais pontos podem ser consultados no trabalho original.

Segundo Souza (2001), assim como o método proposto por Ostermayer (1974), os resultados de Bustamante e Doix (1985) também apresentam dispersão considerável. Avaliando as Figuras 2.14 e 2.15, percebe-se que a influência da reinjeção em fases sucessivas (IRS), em relação à injeção do tipo ascendente e única (IGU), é maior para solos argilosos e siltosos do que para as areias. Esta constatação contraria outras experiências, inclusive dos próprios autores, que indicam haver uma influência mais significativa da injeção com altas pressões e em fases sucessivas (IRS) nos solos arenosos, uma vez que estes apresentam usualmente maior grau de injetabilidade. Segundo Souza (2001), este comportamento pode ser decorrente de outros fatores não considerados por Bustamante e Doix (1985) na interpretação empírica dos resultados das provas de carga.

## **2.2. Cortinas Atirantadas**

### **2.2.1. Generalidades**

As cortinas atirantadas são estruturas de contenção formadas por paredes verticais (ou quase verticais) de concreto armado que empregam tirantes ancorados no terreno. Normalmente as paredes possuem entre 20 e 40 cm de espessura, a depender das cargas e espaçamentos das ancoragens, com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos no terreno arrimado (Georio, 2014).

A parede de concreto pode ser composta por painéis contínuos em formas de placas, estacas justapostas ou estacas secantes. Em diversos casos também são empregadas estacas espaçadas. As características de espessuras, diâmetros e armaduras são definidas em projeto estrutural, em função dos esforços solicitantes gerados ao longo da estrutura.

Um caso particular de cortina atirantada consiste nas paredes diafragma. Este tipo de estrutura apresenta, em função do método executivo, paredes em concreto armado com grandes espessuras, geralmente maiores que 1m, resultando em grande rigidez ao paramento.

Os tirantes são tracionados, com macaco hidráulico, até a carga definida em projeto, e fixados na parede de concreto por meio da cabeça. A carga nos tirantes ficará atuando contra a parede de concreto e será o carregamento responsável por se contrapor ao empuxo e garantir a estabilidade do solo arrimado. (Gerscovich et al, 2016)

Os bulbos das ancoragens devem estar situados em locais em que não haja possibilidade de ruptura ou movimentações indesejadas. Segundo a norma NBR 5629:2006\*, os centros dos bulbos de ancoragem devem estar em locais onde a superfície de deslizamento, determinada por um processo consagrado na mecânica dos solos, ofereça fator de segurança maior ou igual a 1,5, sem levar em consideração as forças de protensão dos tirantes. A figura 2.17 ilustra o caso.

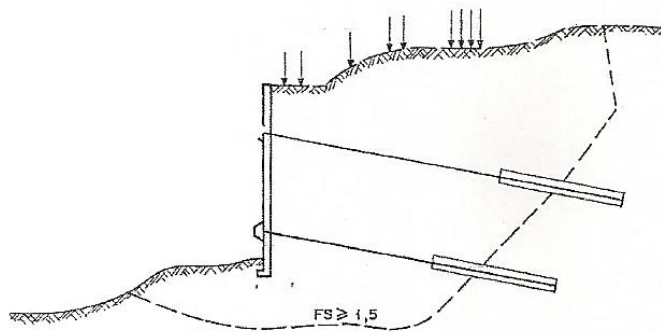


Figura 2.17 – Localização mínima para o centro do bulbo de ancoragem (NBR 5629:2006).

\* Esta consideração foi retirada, posteriormente, na atualização da norma lançada em 2018 (NBR 5629:2018), durante o desenvolvimento da presente pesquisa.

### 2.2.2. Modos de ruptura

Segundo Gaba et al (2003), as rupturas normalmente não ocorrem devido a erros na determinação dos esforços ou dimensionamento das cortinas propriamente ditas. Normalmente, as rupturas ocorrem devido a fatores como: conhecimento inadequado das condições geotécnicas, geológicas e hidrológicas locais; mão de obra de má qualidade na execução dos sistemas de suporte; projeto deficiente e pobre em detalhes construtivos e especificações; sequência construtiva inadequada resultando em empuxos diferentes e superiores aos considerados em projeto; controle inadequado das etapas construtivas, como escavações além das cotas definidas para implantação dos escoramentos e sobrecargas não consideradas de equipamentos pesados junto a estrutura de contenção.

A análise de estabilidade de uma cortina ancorada deve garantir a estabilidade de todos os modos de ruptura possíveis.

Strom e Ebeling (2002) classificam, de maneira geral, os modos de ruptura de uma cortina atirantada da seguinte forma, ilustrada na figura 2.18:

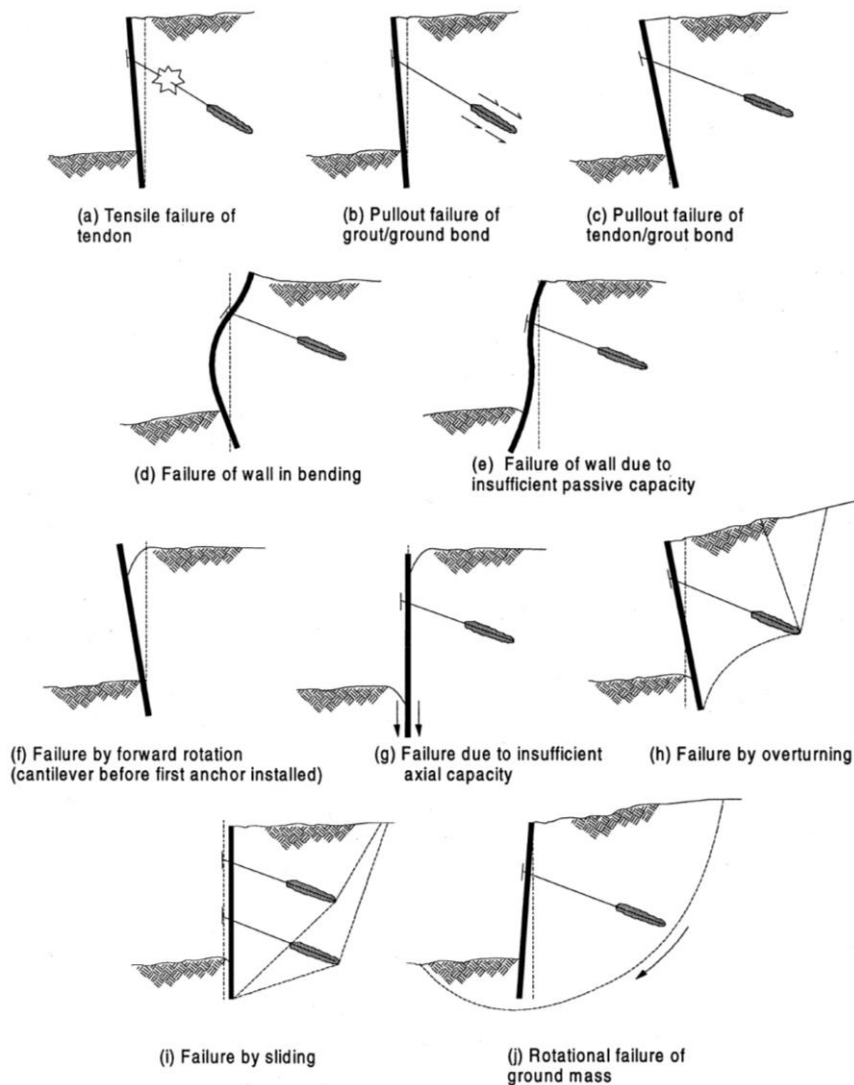


Figura 2.18 – Modos possíveis de ruptura de cortinas atirantadas (Strom e Ebeling, 2002).

- a) Ruptura do elemento resistente à tração do tirante (barra, cordoalha, fios, etc.);
- b) Insuficiência de atrito na interface solo-bulbo de ancoragem;
- c) Ruptura entre o elemento resistente à tração e a calda de cimento;
- d) Ruptura por flexão da cortina;
- e) Ruptura por insuficiência do empuxo passivo;
- f) Ruptura por rotação antes da colocação do primeiro nível de tirantes;
- g) Ruptura por puncionamento da fundação;
- h) Ruptura por tombamento;
- i) Ruptura por deslizamento;
- j) Ruptura global.

Conforme Georio (2014), os modos de ruptura podem ser classificados da seguinte forma, ilustrada na figura 2.19:

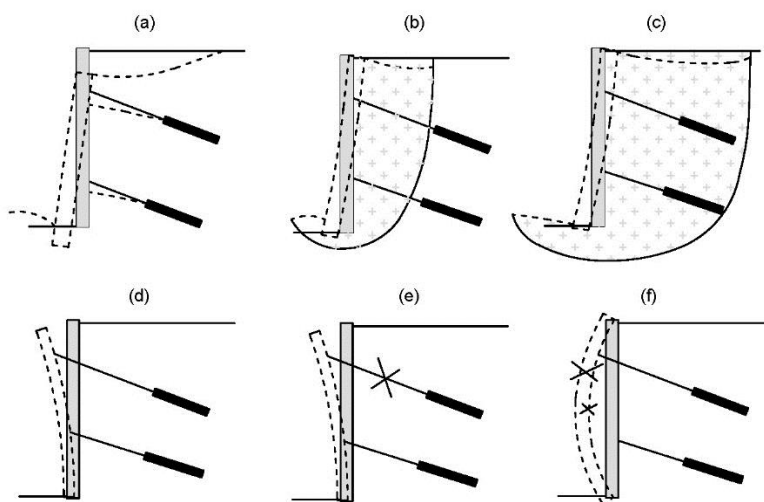


Figura 2.19 – Modos de ruptura de uma cortina atirantada. (Adaptado de Georio 2014, por Gerscovich et al, 2016)

- a) Ruptura da fundação – Pode ocorrer quando o solo de fundação, onde se apoia a base do paramento da cortina, é de baixa capacidade de suporte. Nesses casos, deve ser avaliada a necessidade de adotar fundações profundas (estacas).
- b) e c) Ruptura do talude – A ruptura na massa de solo pode ocorrer entre o paramento e os bulbos de ancoragem (b), que resulta da insuficiência de carga nos tirantes. Quando a ruptura se dá após o bulbo de ancoragem (c), convencionalmente costuma-se denominar análise quanto a ruptura global, com o valor das cargas dos tirantes sendo desconsiderados nos cálculos, já que as cargas das mesmas se tornam esforços internos. Também deve-se considerar uma possível ruptura de fundo da escavação que pode ocorrer em função da declividade do talude de jusante, dos parâmetros geotécnicos, e fluxos ascendentes de água, se houver.
- d) Deformação excessiva – Pode ocorrer durante a execução da obra, antes da aplicação da protensão em determinado nível de tirante. Uma vez executada a obra, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são rígidas o suficiente.
- e) Ruptura das ancoragens – Pode ocorrer por capacidade de carga insuficiente dos tirantes em relação às cargas atuantes junto à estrutura. Deve ser dada atenção especial quanto às etapas construtivas, quando nem todos os tirantes foram implantados.
- f) Ruptura da parede - Pode ocorrer quando da insuficiência estrutural do paramento. Normalmente a ruptura se dá por flexão ou por puncionamento das cabeças de ancoragens.

### **2.2.3. Métodos executivos**

Os processos executivos das cortinas atirantadas são classificadas em descendentes, quando em cortes, e ascendentes, quando em aterros.

Como as cortinas atirantadas não são executadas de uma única vez, as análises quanto a estabilidade da estrutura devem ser realizadas não apenas para a situação ao final da obra, mas também durante as etapas construtivas. Vale ressaltar que diversos acidentes ocorrem durante o período construtivo.

#### **Método descendente**

Neste método executivo, o atirantamento é executado de cima para baixo, em linhas sucessivas. A execução em cada linha é realizada posteriormente à finalização da linha imediatamente acima. Em cada linha, os tirantes são executados em nichos alternados. O nicho não escavado tem como função servir de suporte durante a execução da linha, aumentando a segurança provisória durante as etapas construtivas.

A implantação e protensão dos tirantes, na medida em que vão ocorrendo as escavações, minimizam as deformações, o que é particularmente importante em casos onde existem construções vizinhas.

As diversas etapas construtivas são apresentadas na figura 2.20. A figura 2.21 também apresenta uma visualização do procedimento.

Fase 1: Escavação de nichos para colocação dos tirantes alternados (1ª fileira).

Fase 2: Perfuração, colocação do tirante, injeção do furo, colocação da placa, protensão com esforço de ensaio, ancoragem da placa com esforço de incorporação.

Fase 3: Repetição das operações das fases 1 e 2, com relação às placas restantes da 1ª fileira.

Fase 4: Concretagem da cortina na faixa relativa à 1ª fileira. Repetição das operações das fases 1 e 2, com relação às placas alternadas da 2ª fileira.

Fase 5: Repetição das operações da fase 3, com relação às placas da 2ª fileira, concretagem da cortina na faixa relativa à 2ª fileira.

Fase 6: Prosseguimento dos trabalhos da mesma maneira até a conclusão da cortina.



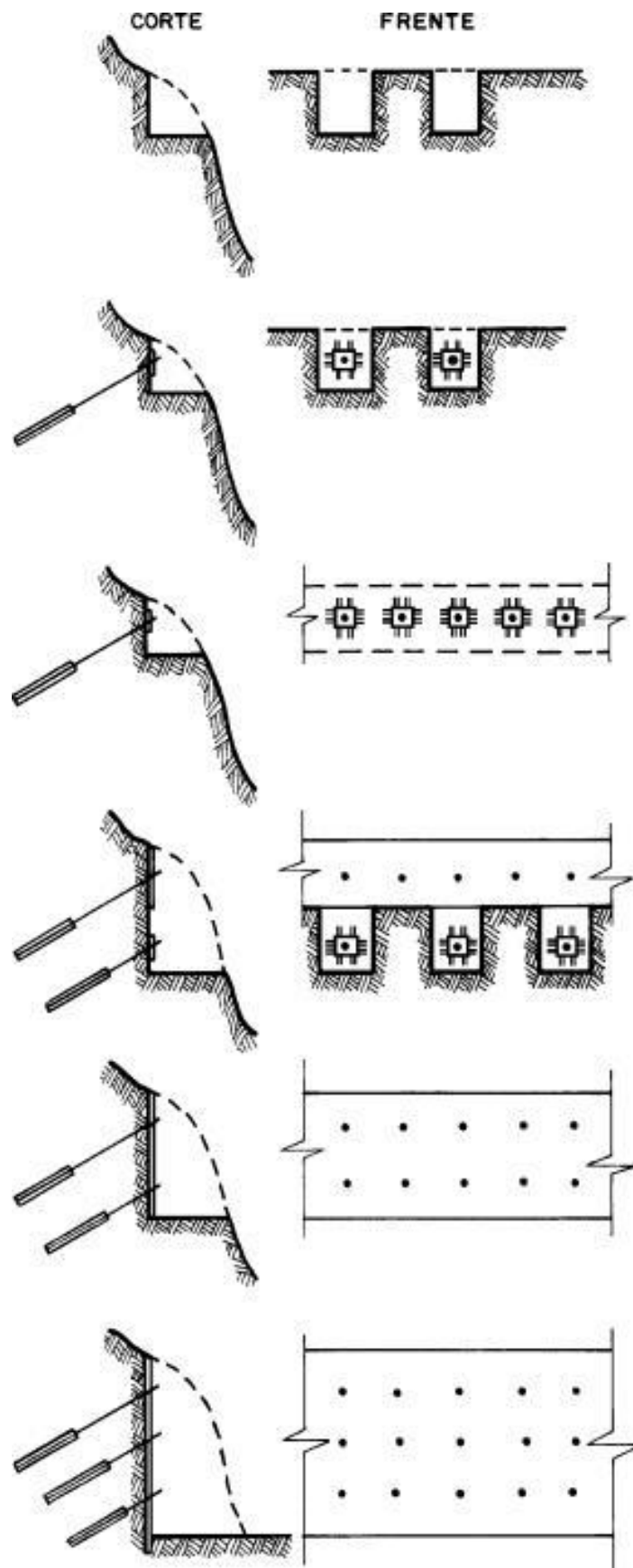


Figura 2.20 – Etapas construtivas para o método descendente, em nichos alternados (método Costa Nunes).

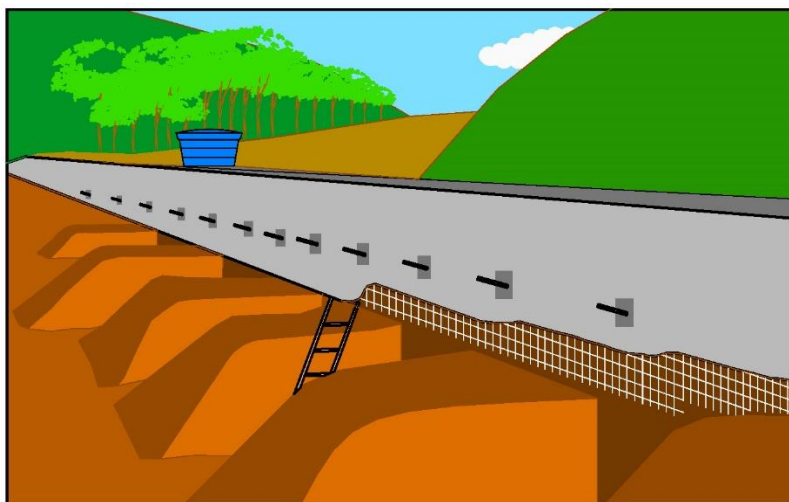


Figura 2.21 – Vista esquemática da execução da escavação em nichos alternados (Gerscovich et al, 2016).

### **Método ascendente**

Neste método executivo, empregado para caso de aterros, o atirantamento é executado de baixo para cima, em linhas sucessivas conforme as etapas de aterro vão sendo executadas. De forma simplificada, o processo executivo compreende:

- Execução das ancoragens;
- Execução do aterro;
- Execução da parede (formas, armaduras e concreto);
- Protensão para ensaios e incorporação das cargas nas ancoragens.

O método ascendente pode apresentar, como desvantagem, efeito de flexão nos tirantes em caso de aterros mal compactados.

A aplicação das cargas nos tirantes devem ser feitas de forma parcial, à medida em que o aterro é compactado. A aplicação das cargas finais deve ser realizado quando do término do aterro compactado.

#### **2.2.4. Parâmetros geométricos recomendados**

A definição do ângulo de inclinação dos tirantes, seus espaçamentos, assim como seus comprimentos livres e ancorados, são influenciados por diversos fatores. A seguir, são apresentadas algumas recomendações sugeridas por diversos autores.

Quanto à inclinação dos tirantes com a horizontal, o ideal seria a colocação o mais próximo possível da horizontal (menores ângulos), pois torna a ancoragem mais eficiente para a estabilização. Porém, as dificuldades executivas quanto a perfuração e

injeção da calda de cimento tornam inconvenientes inclinações menores que  $10^\circ$  a  $15^\circ$ . Quando da presença de estruturas vizinhas (fundações, escavações, tubulações, etc.) ou quando a camada onde será colocado o bulbo de ancoragem está a maiores profundidades, a inclinação adotada para os tirantes pode ser substancialmente superior, podendo atingir valores de até  $45^\circ$ .

Quanto aos comprimentos totais dos tirantes, Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976) apresentam algumas sugestões (Figura 2.22):

- Os bulbos de ancoragens devem estar situados fora da cunha de empuxo ativo do solo arrimado pela cortina atirantada.
- As profundidades dos bulbos devem ser de 5m a 6m abaixo da superfície do terreno, ou de 3 m abaixo das fundações de estruturas. Esta recomendação é baseada nos efeitos junto a superfície do terreno ou nos elementos de fundação, das elevadas pressões de injeção para formação dos bulbos de ancoragem.
- O espaçamento mínimo entre bulbos de ancoragens deve ser da ordem de 1,5 m, de modo a minimizar a interferência entre ancoragens, ocasionando eventuais reduções da capacidade de carga do grupo de ancoragens.
- O comprimento livre não deve ser inferior a 5 m – 6 m, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina.
- Comprimentos de bulbo inferiores a 3 m não são aconselháveis. Entretanto, o valor final depende da capacidade de carga desejável na ancoragem.

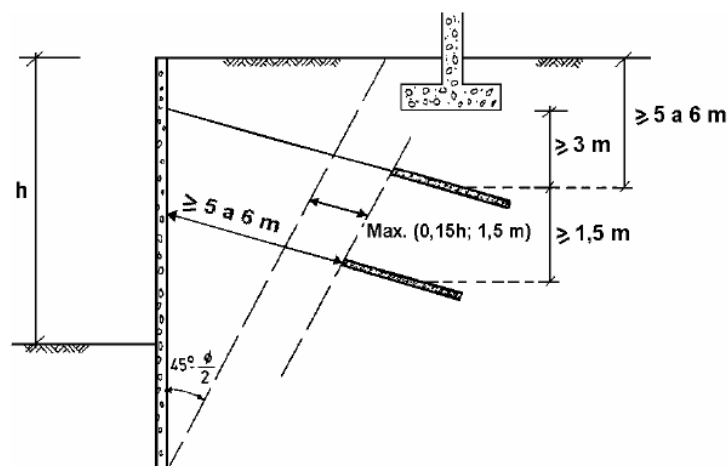


Figura 2.22 – Aspectos do dimensionamento de cortinas ancoradas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976).

A posição relativa dos bulbos de ancoragem deve ser analisada com cautela, 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.

Pinelo (1980), utilizando o método dos elementos finitos, recomendou utilizar os espaçamentos mínimos indicados na figura 2.23, com espaçamentos entre bulbos maiores que 1,0 m e maior que seis vezes o diâmetro. Vale ressaltar que o diâmetro médio do bulbo de ancoragem pode ser substancialmente superior ao diâmetro do furo, em função do processo de injeção da calda de cimento. A relação entre os dois diâmetros pode variar entre 1,2 e 1,8, segundo Jackson (1970).

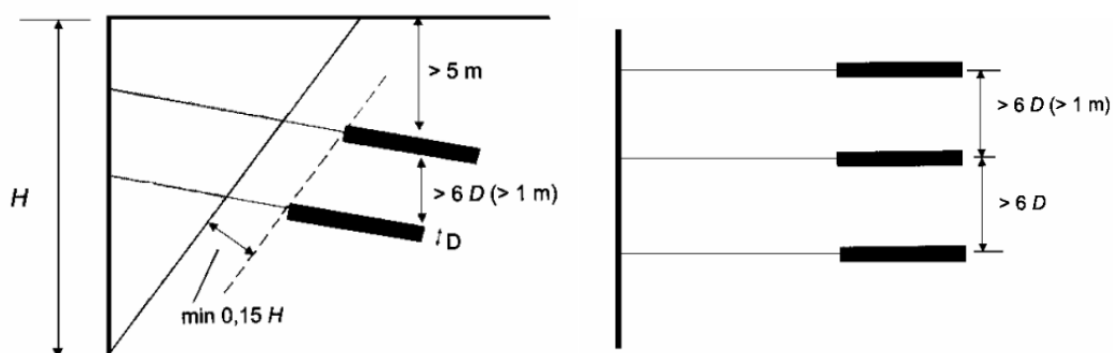


Figura 2.23 – Espaçamento entre ancoragens (Pinelo, 1980).

Segundo a NBR 5629:2018, o bulbo de ancoragem deve se iniciar no mínimo a 3 metros do início da perfuração e recobrimento mínimo de 5 m em relação em centro do trecho ancorado. Recobrimentos menores devem ser justificados.

Tanto os trechos livres como os trechos ancorados devem ser dotados de dispositivos espaçadores que garantam a centralização das barras de aço.

Conforme mencionado, a norma NBR 5629:2006 indicava que os centros do bulbo de ancoragem deviam estar situados, no mínimo, sobre a superfície de deslizamento que resultasse em fator de segurança de 1,5 sem levar em conta as forças dos tirantes, utilizando algum método consagrado na mecânica dos solos nas análises de estabilidade. Durante o desenvolvimento desta pesquisa, quando do lançamento da atualização da norma, para NBR 5629:2018, este item foi retirado. Assim, torna-se ainda mais importante o entendimento dos efeitos das reduções dos comprimentos das ancoragens nas análises de estabilidade, conforme são abordados no item 4.3.

A norma NBR 5629:2018 aceita, conforme já especificado nos ensaios descritos anteriormente, que o trecho livre efetivo seja de, no mínimo, 80% do trecho livre de projeto e, no máximo, o trecho livre de projeto acrescido de 50% do trecho ancorado.

## **2.3. Métodos de Dimensionamento**

### **2.3.1. Generalidades**

Segundo Krahn (2003), os métodos de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de taludes são agora usados rotineiramente na prática da engenharia geotécnica. Apesar desse uso extensivo, os fundamentos dos métodos muitas vezes não são bem compreendidos e as expectativas superam o que os métodos podem fornecer. O fato e as implicações que as formulações de equilíbrio limite são baseadas em apenas equações da estática com um único e constante fator de segurança frequentemente não é reconhecido. Um olhar mais detalhado revela que o método de equilíbrio limite tem sérias limitações.

Conforme Duncan (1996), grandes avanços foram feitos na área de estabilidade e análise de deformação. A ampla disponibilidade de computadores trouxe considerável mudança nos aspectos computacionais da análise de estabilidade de taludes. As análises podem ser feitas com muito mais cuidado e de forma mais precisa do que era possível sem computadores. Ainda assim, engenheiros que realizam análises de estabilidade devem ter mais do que um programa de computador, devem ter um domínio completo da mecânica dos solos, uma sólida compreensão dos programas de computador do qual são usuários, e a capacidade e paciência para testar e julgar os resultados de suas análises para evitar erros e uso indevido.

Segundo Massad (2010), os métodos para a análise de estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação geral de “métodos de equilíbrio limite”, quando a tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura assumida é igual à resistência ao cisalhamento do solo.

Na teoria do equilíbrio limite, a massa de solo acima da superfície de deslizamento é considerada como um corpo livre e pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer.

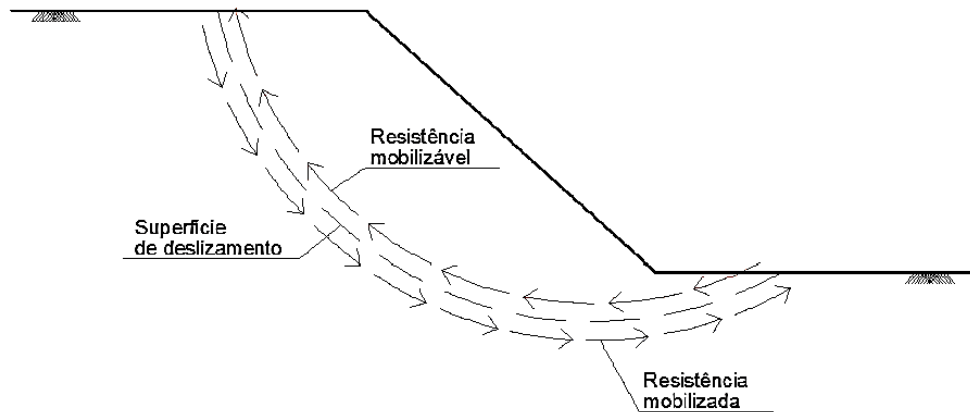


Figura 2.24 – Resistência mobilizável e resistência mobilizada (Silva, 2011).

As análises baseadas em equilíbrio limite pressupõem as seguintes premissas (Massad, 2010; Gerscovich, 2012):

- Postula-se um mecanismo de ruptura, ou seja, arbitra-se uma superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc).
- Comportamento rígido-plástico para o solo, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar. Assim, não há quaisquer informações sobre as deformações, impossibilitando a análise quanto a verificação das deformações admissíveis para o projeto.
- FS constante ao longo da linha de ruptura, obtido através de equações de equilíbrio estático (válidas até a iminência da ruptura). Por conta disso, sua aplicação não permite análises de fenômenos de ruptura progressiva.

Nas análises, a tensão cisalhante mobilizada ( $\tau_{mob}$ ) ao longo da superfície potencial de ruptura é determinada de forma que a massa esteja em estado de equilíbrio limite. Assim, segundo Duncan et al. (2014), o fator de segurança é descrito em função da resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau$ ), em geral pelo critério de Mohr-Coulomb, e corresponde ao número pelo qual se divide a resistência do solo para obter equilíbrio.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.11)$$

$$\tau_{mob} = \frac{\tau}{FS} = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{FS} \quad (2.12)$$

$$FS = \frac{c'}{c'_m} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_m} \quad (2.13)$$

Sendo,  $c'_m$  a coesão mobilizada do solo e  $\phi'_m$  o ângulo de atrito mobilizado.

A Teoria de Equilíbrio Limite é aplicada a vários tipos de análise de estabilidade que são comumente realizados pela aplicação de um dos três seguintes métodos:

Método geral – as condições de equilíbrio são aplicadas a toda a massa de solo potencialmente instável, cujo comportamento se admite ser o de um corpo rígido;

Método das fatias – a massa de solo potencialmente instável é dividida em fatias, geralmente verticais, e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada uma das fatias isoladamente;

Método das cunhas – a massa de solo potencialmente instável, dada a sua configuração e características resistentes, é dividida em cunhas, e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada zona isoladamente.

Segundo Gerscovich (2012), a vantagem do uso do método do equilíbrio limite está na sua simplicidade e precisão de resultados, porém, as premissas assumem um comportamento da massa de solo não compatível com a realidade, principalmente nos seguintes pontos:

1 – A hipótese de que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura atingem, simultaneamente, o mesmo fator de segurança, implica a adoção do modelo constitutivo rígido - plástico para o solo, incompatível com o modelo elastoplástico do solo (Figura 2.25). Assim, conforme mencionado anteriormente, não é possível obter informações a respeito das deformações do solo, tampouco verificar se as referidas deformações são compatíveis com a faixa admissível de projeto.



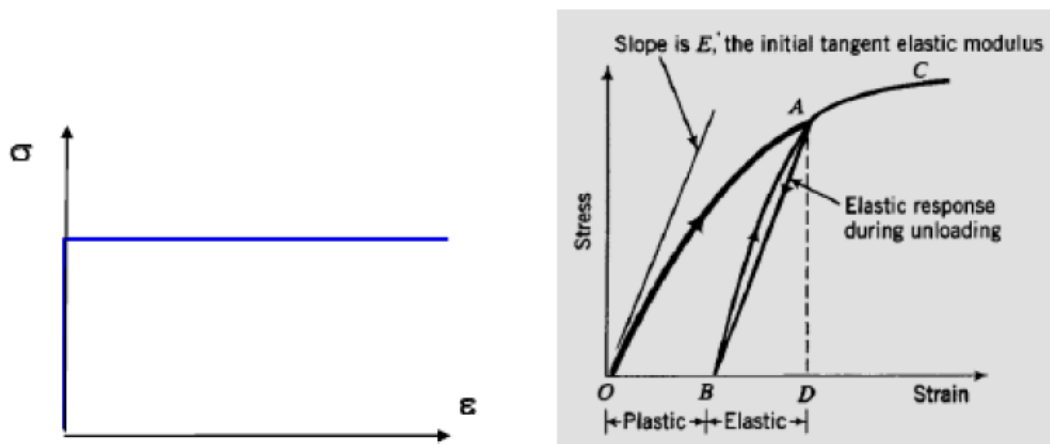


Figura 2.25 – Curvas tensão x deformação para material rígido plástico (a esquerda) e material elastoplástico (direita).

2 – As hipóteses simplificadoras de cálculo resultam em diferentes distribuições de tensão normal ao longo da superfície de ruptura, resultando em diferentes fatores de segurança, conseqüentemente. A figura 2.26 apresenta a comparação entre a distribuição de tensão normal entre um método de equilíbrio limite e um método de elementos finitos que incorpora modelo elástico/não linear para o solo. As diferenças nas distribuições de tensão efetiva ao longo da superfície de ruptura resultam em diferenças na resistência mobilizada e, conseqüentemente, na previsão do FS.

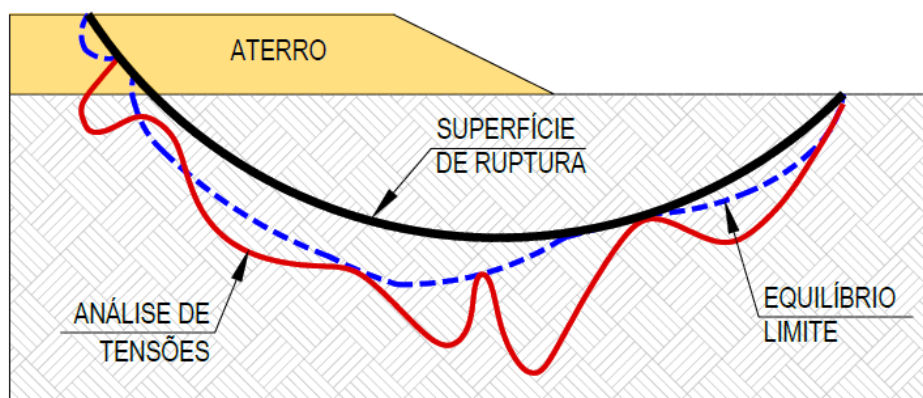


Figura 2.26 – Distribuição da tensão normal: equilíbrio limite x análise de tensões( adaptado, Gerscovich, 2012)

### Quanto aos Fatores de Segurança

Segundo a NBR 11682:2009, o valor de fator de segurança admissível de um projeto varia em função da situação potencial de ruptura do talude, no que diz respeito ao perigo de perdas de vidas humanas e à possibilidade de danos materiais e ambientais.

Devem ser consideradas as situações atuais e futuras, prevista ao longo da vida útil do talude estudado.

Ainda de acordo com a NBR 11682:2009, dependendo dos riscos envolvidos, o projeto deve ser enquadrado em classificações quanto ao nível de segurança a partir da possibilidade de perda de vidas humanas (tabela 2.5) e danos materiais e ambientais (tabela 2.6). A tabela 2.7 apresenta os fatores de segurança mínimos a serem adotados nos projetos, conforme os níveis de segurança considerados nas tabelas 2.5 e 2.6.

Tabela 2.5 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (NBR 11682:2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	- Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais, ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. - Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	- Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas.
	- Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	- Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. - Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Tabela 2.6 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (NBR 11682:2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	- <u>Danos Materiais</u> : Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. - <u>Danos ambientais</u> : Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	- <u>Danos Materiais</u> : Locais próximos a propriedades de valor moderado. - <u>Danos ambientais</u> : Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	- <u>Danos Materiais</u> : Locais próximos a propriedades de valor reduzido. - <u>Danos ambientais</u> : Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Tabela 2.7 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682:2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

Os valores sugeridos levam em consideração condições de estabilidade interna e externa do maciço, sendo independentes de outros fatores de segurança recomendados por normas de dimensionamento dos elementos estruturais de obras de contenção, como, por exemplo, do concreto armado e de tirantes injetados no terreno.

### 2.3.2. Método Brasileiro (Costa Nunes e Veloso, 1963)

Utilizado no primeiro projeto de cortina ancorada no Brasil, o método brasileiro foi desenvolvido pelo professor Costa Nunes. O método é baseado no método de Culmann e considera superfície de ruptura plana que passa pelo pé do talude (Figura 2.27), ficando restrito a taludes verticais ou quase verticais. O método é válido para solos homogêneos com terrapleno horizontal ou inclinado até 30°. Diferentemente do método de Culmann, o fator de segurança é obtido em função da coesão, considerando, portanto, todo atrito mobilizado.

De acordo com Taylor (1948) apud Craizer (1981): “pode-se concluir que a suposição de ruptura plana conduz a aproximações geralmente aceitáveis se o talude é vertical, ou próximo da vertical, mas não dá aproximação satisfatória para taludes pouco inclinados”.

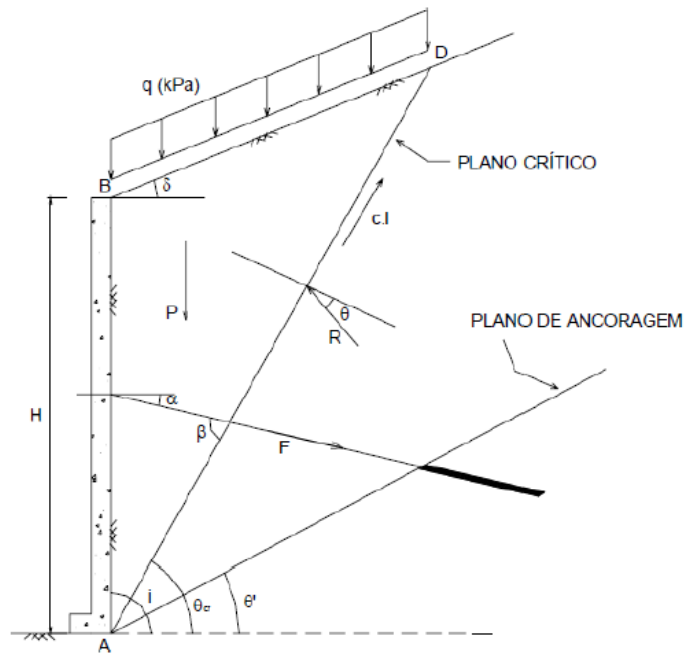


Figura 2.27 – Representação das forças atuantes no método Brasileiro.

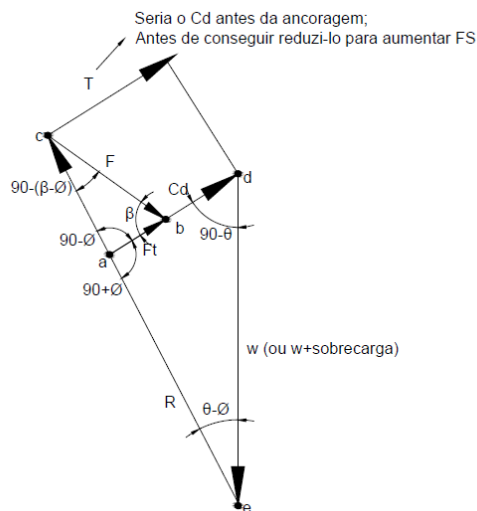


Figura 2.28 – Polígono de forças no método Brasileiro (esquemático).

O método considera as forças de protensão dos tirantes no equilíbrio da cunha, com o objetivo de elevar o fator de segurança até um nível satisfatório. O método não considera a participação dos bulbos de ancoragem no mecanismo de ruptura, pois considera-se que os bulbos iniciam-se a partir de um plano de ancoragem, conforme descrito adiante.

Partindo-se das formulações do método de Culmann, para  $i = 90^\circ$ , particularmente, tem-se:

$$\theta_{crit} = \frac{90^\circ + \phi}{2} \quad (2.14)$$

E, para a equação do FS, sem a consideração das ancoragens:

$$FS = \frac{\frac{C}{\gamma \cdot H}}{\frac{1 - \cos(i - \phi)}{4 \cdot \sin i \cdot \cos \phi}} \quad (2.15)$$

Para o caso de  $i = 90^\circ$  e  $\theta$  qualquer:

$$FS = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{\gamma \cdot H \cdot \cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi)} \quad (2.16)$$

Para o caso de  $\theta_{crit}$  :

$$FS = \frac{4 \cdot c \cdot \cos \phi}{\gamma \cdot H \cdot (1 - \sin \phi)} \quad (2.17)$$

Conforme definição:

$$FS = \frac{C}{C_d} \quad (2.18)$$

Sendo,  $C_d = T - F_t$  (figura 2.28).

Defini-se  $\lambda$  como:

$$\lambda = \frac{FS_{desejado}}{FS_{existente}} \quad (2.19)$$

Após a aplicação da lei dos senos no polígono de forças da figura 2.28, tem-se:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot W \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta + \alpha - \phi)} \quad (2.20)$$

E, assim, para o  $\theta_{crit}$ :

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot W \cdot \frac{\sin(45 - \frac{\phi}{2})}{\cos(45 + \alpha - \frac{\phi}{2})} \quad (2.21)$$

Sabendo-se a força F total dos tirantes, pode-se calcular o número de tirantes (n) na vertical:

$$n = \frac{F \times e_h}{F_{adm}} \quad (2.22)$$

Sendo,

$e_h$  = Espaçamento horizontal entre os tirantes

$F_{adm}$  = Força admissível de cada tirante.

Desta forma, pode se seguida a seguinte sequência de projeto:

- 1) Calcula-se o  $\theta_{crit}$  (eq. 2.14)
- 2) Calcula-se  $W$  (área da cunha delimitada pelo  $\theta_{crit}$  x peso específico do solo)
- 3) Calcula-se o FS do plano crítico (eq. 2.17)
- 4) Fixa-se  $\alpha$
- 5) Calcula-se  $\lambda$  (eq. 2.19)
- 6) Calcula-se a força de ancoragem ( $F$ ) para o plano crítico (eq. 2.21)
- 7) Distribuem-se os tirantes. (eq. 2.22)

Após a definição de  $F$  para o FS desejado, defini-se o plano de ancoragem, que constitui uma delimitação mínima para o início do bulbo de ancoragem (figura 2.27), isto é, o trecho de ancoragem deve estar situado, no mínimo, para além deste plano. Assim, pode-se definir os comprimentos dos trechos livres dos tirantes.

O ângulo de inclinação do plano de ancoragem é aquele cujo o FS do talude resulta num valor satisfatório, sem a consideração das cargas dos tirantes. Ressalta-se que este conceito, utilizando um  $FS \geq 1,5$ , era recomendado na norma NBR:5629:2006, conforme citado anteriormente, para quaisquer outras formas de superfícies de ruptura, e não apenas em cunha.

### 2.3.3. Método das fatias

Para os casos de maior complexidade, em função da geometria, da estratificação do solo, presença do lençol freático, variação de sobrecargas, superfícies reliquias, entre outros, pode-se fazer o uso de programas computacionais que utilizam análises por equilíbrio limite, com o emprego do método das fatias. A partir de adaptações em suas formulações matemáticas, é possível dimensionar a cortina atirantada, através do método do equilíbrio limite, com o uso de métodos consagrados na mecânica dos solos como Bishop simplificado, Morgenster and Price, Spencer, entre outros.

O método das fatias consiste em arbitrar uma superfície de deslizamento, podendo apresentar geometria circular ou não, e aplicar as equações da estática para calcular o equilíbrio da massa de solo.

$$\sum F_v = 0 \quad (2.23)$$

$$\sum F_h = 0 \quad (2.24)$$

$$\sum M_0 = 0 \quad (2.25)$$

É realizada a divisão do solo em fatias verticais e aplica-se as equações de equilíbrio às mesmas.

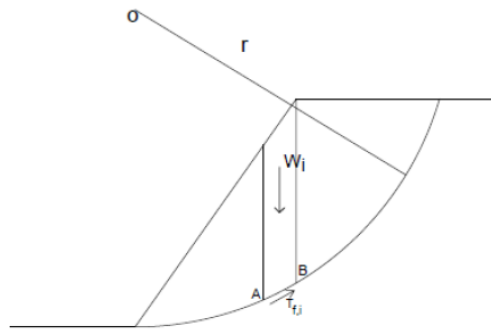


Figura 2.29 - Figura esquemática de uma fatia genérica.

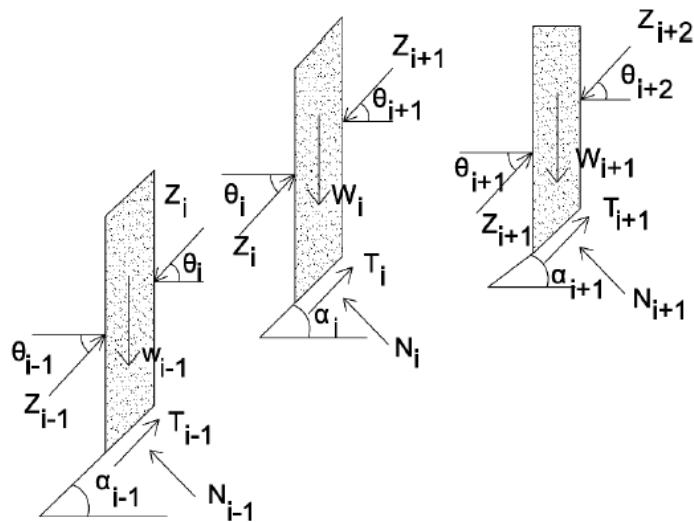


Figura 2.30 – Figura esquemática das forças de interação entre fatias.

Escrevendo a equação de momentos em relação ao ponto O (figura 2.29) e levando em consideração as forças representadas na figura 2.30, tem-se:

$$M_{est} = r \sum T_{f,i} \times l_{AB,i} \quad (2.26)$$

$$M_{inst} = r \sum W_i \times \sin \alpha_i \quad (2.27)$$

Onde:

$M_{est}$  - momento gerado pelas forças estabilizadoras;

$L_{AB,i}$  - largura da base de uma fatia genérica  $i$ ;

$M_{inst}$  - momento gerado pelas forças instabilizadoras.

O fator de segurança, no método das fatias, é definido como a relação entre os momentos estabilizantes e instabilizantes em relação ao centro do círculo de deslizamento, conforme equações 2.26 e 2.27.

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{inst}} \quad (2.28)$$

Substituindo o numerador e o denominador pelas equações 2.26 e 2.27, têm-se:

$$FS = \frac{\sum T_{f,i} \times L_{AB,i}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (2.29)$$

Sendo a definição de  $T_f$  a resistência ao cisalhamento do solo, a equação anterior pode ser escrita como:

$$FS = \frac{\sum (c'_i \times L_{AB,i} + \sigma'_i \tan \phi'_i \times L_{AB,i})}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (2.30)$$

Ou ainda, de forma simplificada:

$$FS = \frac{\sum (c'_i \times L_{AB,i} + \tan \phi'_i N'_i)}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (2.31)$$

Aplicando o equilíbrio de forças na direção horizontal, têm-se:

$$Z_i \cos \theta_i - Z_{i+1} \cos \theta_i - N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.32)$$

Sendo:  $Z_i$  e  $\theta_i$  as forças de interação entre fatias e a inclinação com a horizontal, respectivamente.  $N_i$ ,  $\alpha_i$  e  $T_i$  são o esforço normal, inclinação com a horizontal e força tangencial na base da fatia, respectivamente.

Aplicando o equilíbrio de forças na direção vertical, têm-se:

$$Z_i \sin \theta_i - Z_{i+1} \sin \theta_i + W_i - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.33)$$

Examinando o número de equações disponíveis e o número de incógnitas verifica-se que o problema é estaticamente indeterminado. Sendo  $n$  o número de fatias, têm-se



que as equações de equilíbrio e de resistência ao cisalhamento, aplicadas à todas as fatias, correspondem a um total de  $4n$  equações (tabela 2.8).

As incógnitas envolvem: fator de segurança; os esforços atuantes na base e no contato entre fatias e; ponto de aplicação dessas resultantes. Desta forma, conforme apresentado na tabela 2.9, o número de incógnitas é de  $6n-2$ .

Tabela 2.8 – Lista de equações.

Equações	Tipo de equação
$n$	Equilíbrio de momentos
$2n$	Equilíbrio de forças
$n$	Envoltória de resistência ( $T=f(N)$ )
$4n$	Total de equações

Tabela 2.9 – Lista de incógnitas.

Incógnitas	Tipo de variável
1	Fator de segurança
$n$	Força tangencial na base da fatia ( $T$ )
$n$	Força normal na base da fatia ( $N'$ )
$n$	Ponto de aplicação de $N'$ na base da fatia
$n-1$	Força tangencial entre fatias
$n-1$	Força normal entre fatias
$n-1$	Ponto de aplicação da força ( $Z$ ) entre fatias
$6n-2$	Total de incógnitas

Em função do grau de hiperstaticidade, diversos autores elaboraram simplificações adotando hipóteses para reduzir o número de incógnitas.

Em todos os métodos já consagrados, adota-se como hipótese simplificadora que o esforço normal na base atua no ponto central da fatia, sendo essa simplificação razoável para pequenas larguras de fatias. Assim, o número de incógnitas reduz e passa a ser de  $(5n-2)$ .

Para  $n > 2$  o problema ainda é indeterminado ( $n-2$  incógnitas), tornando necessária a introdução de outras hipóteses simplificadoras, resultando na origem de novos métodos de análise.

O primeiro método desenvolvido foi o de Fellenius, também conhecido por método sueco, desenvolvido em 1936, em seguida, outros métodos foram desenvolvidos como Jambu (1954) e Bishop (1955). Em seguida, com o surgimento dos computadores, tornou-se possível realizar um maior número de iterações matemáticas, as quais são inerentes aos métodos, em menor quantidade de tempo. Conseqüentemente, foram desenvolvidos métodos de cálculo mais rigorosos como o de Morgenstern and Price (1965) e Spencer (1967).

Segundo Krahn (2003), os diversos métodos são similares entre si. A diferença consiste em quais equações da estática são satisfeitas, quais forças entre fatias são consideradas, e qual relação assumida entre as forças cisalhantes e normais entre fatias. A figura 2.31 mostra uma fatia típica com as possíveis forças atuantes. As forças normais e cisalhantes atuam tanto na base como nas laterais da fatia.

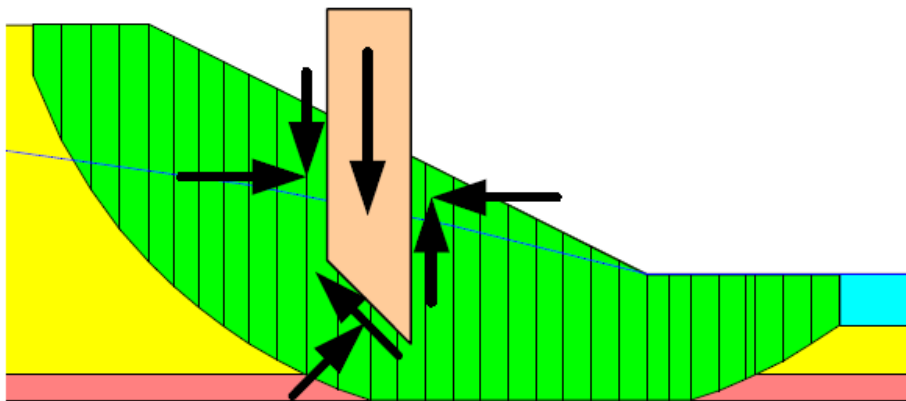


Figura 2.31 – Forças atuantes numa fatia típica (Krahn, 2003).

São denominados métodos rigorosos aqueles que satisfazem as três equações do equilíbrio, isto é, equilíbrio de forças na vertical e na horizontal, assim como equilíbrio de momentos. Os métodos não rigorosos são aqueles que satisfazem apenas duas equações de equilíbrio. A tabela 2.10 apresenta alguns métodos e quais equações da estática que são satisfeitas em cada método. A tabela 2.11 apresenta um resumo das forças entre fatias consideradas e as relações entre suas forças de cisalhamento e forças normais

Tabela 2.10 – Equações da estática que são satisfeitas para cada método de cálculo (Manual Geoslope).

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary or Fellenius	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers – 1	No	Yes
Corps of Engineers – 2	No	Yes
Lowe-Karafiath	No	Yes
Janbu Generalized	Yes (by slice)	Yes
Sarma – vertical slices	Yes	Yes

Tabela 2.11 – Consideração das forças entre fatias e as relações entre si (Manual Geoslope).

Method	Interslice Normal (E)	Interslice Shear (X)	Inclination of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary or Fellenius	No	No	No interslice forces
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Spencer	Yes	Yes	Constant
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Variable; user function
Corps of Engineers – 1	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to
Corps of Engineers – 2	Yes	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma – vertical slices	Yes	Yes	$X = C + E \tan \phi$

Neste trabalho será descrito detalhadamente o método de Bishop simplificado e o método de Spencer, devido à escolha dos mesmos para a elaboração das análises de estabilidade no programa computacional SLOPE/W, versão 2007, descritas no capítulo 4. As características dos principais métodos são descritos sucintamente na tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Características principais de algumas formulações para o métodos das fatias (Georio, 2014).

Formulações	Características principais
Fellenius (1936)	Método simplificado. Superfície circular. Assume que a resultante das forças entre fatias é paralela à base de cada fatia, razão pela qual pode apresentar erros significativos na determinação do fator

	de segurança, geralmente subestimando-o. Recomenda-se utilizar métodos mais acurados.
Simplificada de Bishop (Bishop, 1955)	Apesar de ser um método simplificado, tem boa acurácia. Superfície circular. Assume que a resultante das forças que atuam nas laterais das fatias é horizontal e obtém o fator de segurança através de equilíbrio de forças verticais e momentos.
Janbu (1954)	Método simplificado. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que as forças laterais são horizontais e obtém o FS através de equilíbrio de forças. Posteriormente, um ábaco de correção foi introduzido para melhorar a acurácia do FS.
Morgenstern e Price (1965)	Método rigoroso. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que a inclinação das forças laterais obedece a uma função $f(x)$ prescrita. As inclinações são determinadas durante o processo de cálculo para satisfazer às condições de equilíbrio de forças e momentos.
Spencer (1967)	Método rigoroso. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que a inclinação das forças laterais é a mesma para todas as fatias. A inclinação é determinada durante o processo de cálculo de modo a satisfazer às condições de equilíbrio de forças e momentos.

### 2.3.3.1. Método de Bishop Simplificado

Em 1955 o professor Bishop, do Imperial College, desenvolveu um método de análise que considera as forças normais entre fatias, mas ignora as forças cisalhantes entre as mesmas. Inicialmente, o referido método foi desenvolvido para superfícies circulares, mas também é válido para superfícies não circulares. O método satisfaz o equilíbrio de momentos e aplica o equilíbrio de forças na direção vertical.

Ressalta-se que, apesar de não considerar nos cálculos os esforços cisalhantes entre fatias, o método não considera que estes valores sejam nulos. A reação normal na base das fatias é obtida através do equilíbrio de forças na vertical. A figura 2.32 ilustra uma fatia genérica com as forças consideradas. A figura 2.33 apresenta a fatia com todos os termos que são considerados no desenvolvimento das equações dos métodos apresentados no presente trabalho.

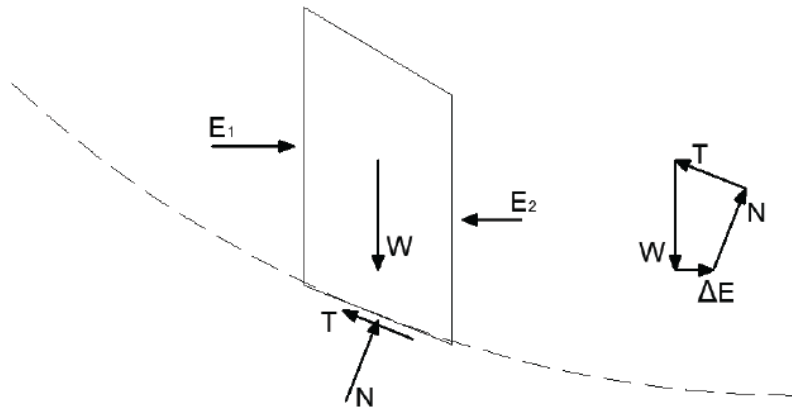


Figura 2.32 – Fatia genérica e polígono de forças no método de Bishop simplificado.

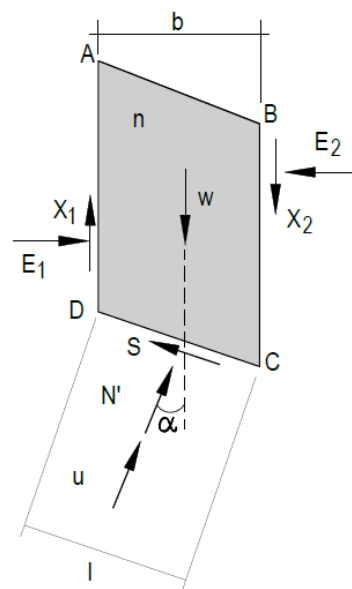


Figura 2.33 – Esforços na fatia.

Conforme mencionado, aplicando o equilíbrio de forças na direção vertical, tem-se:

$$N' \cdot \cos \alpha + u \cdot l \cdot \cos \alpha = W + X_1 - X_2 - \tau_{mob} \sin \alpha \quad (2.34)$$

Considerando  $b = l \cdot \cos \alpha$ , tem-se:

$$N' \cdot \cos \alpha + u \cdot b = W + X_1 - X_2 - \left[ \frac{c' \cdot l}{FS} + N' \frac{\tan \phi'}{FS} \right] \sin \alpha \quad (2.35)$$

Assim:

$$N' = \frac{W + X_1 - X_2 - u \cdot b - \frac{c' \cdot l}{FS} \sin \alpha}{\cos \alpha \cdot \left[ 1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS} \right]} \quad (2.36)$$

Designando  $m_\alpha$ , como:

$$m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left[ 1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS} \right] \quad (2.37)$$

Tem-se:

$$N' = \frac{W + X_1 - X_2 - u \cdot b - \frac{c' \cdot l}{FS} \sin \alpha}{m_\alpha} \quad (2.38)$$

Rearranjando os termos e substituindo a expressão de  $N'$  na equação 2.31, chega-se a expressão para o cálculo do FS:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \cdot \sum \left( [c' \cdot b + [(W - u \cdot b) + (X_1 - X_2)] \frac{\tan \phi'}{m_\alpha}] \right) \quad (2.39)$$

O método de Bishop propõe a eliminação do termo que envolve as tensões tangenciais entre as fatias, o que equivale a:

$$\sum [(X_1 - X_2)] \cdot \frac{\tan \phi'}{m_\alpha} = 0 \quad (2.40)$$

Conforme mencionado, esta consideração equivale a desprezar as parcelas de forças cisalhantes entre fatias. Com isso, o método não introduz qualquer consideração entre as forças horizontais entre as fatias, chegando ao seguinte cálculo do fator de segurança:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \cdot \sum \left( [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (2.41)$$

Observa-se que o fator de segurança aparece nos dois lados da equação, tornando o processo de cálculo do fator de segurança iterativo. Desta forma, são realizados cálculos iterativos até que se atinja a precisão desejada.

Massad (2010) destaca algumas dificuldades em relação ao método, a saber:

- Na região do pé do talude o valor de alfa pode ser negativo e, conseqüentemente, o denominador de  $N'$  pode ser também negativo, ou, ainda pior, nulo;e
- Se  $F$  for menor do que 1, e se a pressão neutra ( $u$ ) assumir grandes valores, então o denominador de  $N'$  pode se tornar negativo.

Gerscovich (2012) ressalta que, nesses casos, sejam aplicadas correções no valor de  $m_\alpha$ , conforme:

- Se  $\alpha < m_\alpha < 0,2$ , o valor de  $N'$  deve ser calculado de acordo com Fellenius ( $N' = W \cdot \cos \alpha$ )
- Se  $m_\alpha < 0$ , sugere-se considerar  $N' = 0$ .

### 2.3.3.2. Método de Spencer

Conforme mencionado, o método de Spencer é rigoroso, pois atende a todas as equações de equilíbrio, além de não desprezar as forças interlamelares. Neste método, é adotada uma relação constante entre as forças de cisalhamento e forças normais entre fatias, ou seja, é assumido que as forças interlamelares tem inclinação constante.

As forças interlamelares ( $X$  e  $E$ ), tanto de cisalhamento como normal, podem ser representadas por suas resultantes ( $Z_1$  e  $Z_2$ ), cuja soma é dada por uma força  $Q$  (em tensões totais. Isto é, incorpora a parcela efetiva e a pressão da água atuante na face da fatia) de inclinação  $\theta$ . Ao se assumir que as forças interlamelares têm uma inclinação constante, tem-se:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (2.42)$$

A partir das equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia, tem-se:

$$N' + U - W \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (2.43)$$

$$T - W \cdot \sin \alpha - Q \cdot \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (2.44)$$

Considerando o critério de ruptura de Morh-Coulomb e substituindo na equação 2.44, tem-se:

$$\frac{c' \cdot b \cdot \sec \alpha + N' \cdot \tan \phi'}{FS} - W \cdot \sin \alpha - Q \cdot \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (2.45)$$

Isolando  $N'$ , tem-se:

$$N' = \frac{FS}{\tan \phi'} \left( W \cdot \sin \alpha + Q \cdot \cos(\alpha - \theta) - \frac{c' \cdot b \cdot \sec \alpha}{FS} \right) \quad (2.46)$$

Substituindo  $N'$  na equação 2.43, tem-se:

$$\frac{FS}{\tan \phi'} \left( W \cdot \sin \alpha + Q \cdot \cos(\alpha - \theta) - \frac{c' \cdot b \cdot \sec \alpha}{FS} \right) + U - W \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (2.47)$$

Calcula-se a equação resultante  $Q$ , cuja magnitude depende de parâmetros geotécnicos e geométricos, assim como do valor adotado para  $\theta$ .

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{FS} (W \cos \alpha - u \cdot b \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left( 1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right)} \quad (2.48)$$

Como o valor de  $Q$  depende do  $FS$ , deve-se proceder um cálculo iterativo para chegar ao valor final de  $FS$ .

Em relação ao equilíbrio global, a soma das componentes vertical e horizontal das forças entre fatias deve ser nula, assim:

$$\sum Q \cdot \cos \theta = 0 \quad (2.49)$$

$$\sum Q \cdot \sin \theta = 0 \quad (2.50)$$

Conforme mencionado, assumindo  $\theta$  constante para todas as fatias, tem-se:

$$\sum Q \cdot \cos \theta = \sum Q \cdot \sin \theta = \sum Q = 0 \quad (2.51)$$

Em relação ao equilíbrio de momentos, tanto o somatório de momentos das forças externas quanto internas em relação ao centro do círculo deve ser nulo, assim, têm-se:

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] \times r = 0 \quad (2.52)$$

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.53)$$

Assim, a metodologia para o emprego do método de Spencer é a seguinte:

- 1) Arbitra-se uma superfície;
- 2) Assume-se um valor para a inclinação  $\theta$ . Sugere-se um valor inferior à inclinação do talude;
- 3) Calcula-se o valor da resultante  $Q$  para cada fatia, conforme equação 2.48, mantendo-se o  $FS$  como incógnita;



- 4) Calcula-se o FS substituindo o valor de  $Q$  na equação de equilíbrio de forças, associada à hipótese de inclinação  $\theta$  constante (equação 2.51), designando como  $FS_f$ ;
- 5) Calcula-se o FS substituindo o valor de  $Q$  na equação de equilíbrio de momentos (equação 2.53), designado  $FS_m$ ;
- 6) Para diferentes valores assumidos para a inclinação  $\theta$ , comparam-se os valores de FS até que sejam idênticos, como exemplificado na figura 2.34.

Gerscovich (2012) ressalta algumas considerações importantes sobre o método de spencer:

- O Fator de Segurança calculado por equilíbrio de momentos é pouco sensível ao valor de  $\theta$ , conforme apresentado na figura 2.34;
- Quando a inclinação da resultante das forças interlamelares é nula, o método resulta num valor de FS idêntico ao obtido pelo método de Bishop.

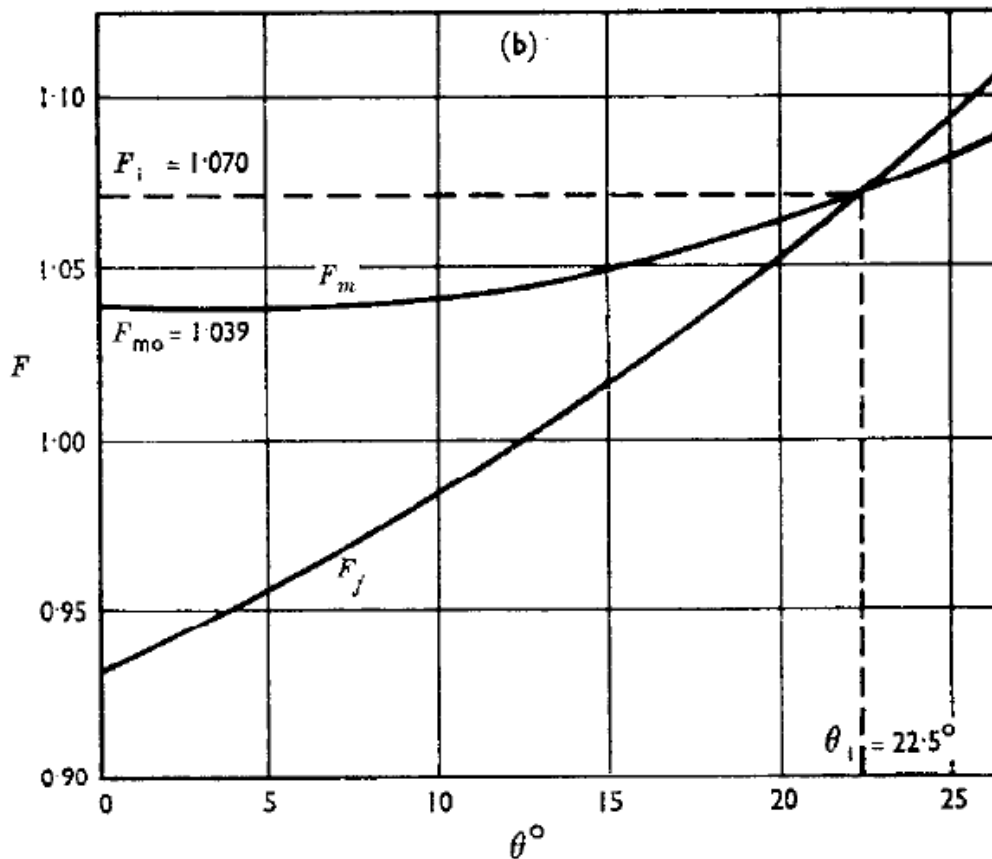


Figura 2.34 – Variação de FS em relação ao momento e FS em relação as forças, em função de  $\theta$  (Spencer, 1967).

#### **2.3.4. Método dos elementos finitos**

Diversos problemas de engenharia não possuem solução analítica viável devido a grandes variações na geometria, nos materiais e complexidade de condições de contorno. Com o avanço da tecnologia computacional, a modelagem numérica utilizando elementos finitos tornou-se uma ferramenta poderosa no meio geotécnico, pois é capaz de representar de forma aproximada problemas complexos.

Segundo Duncan (1996), análises realistas de deformações em encostas e aterros não eram possíveis por volta de 1970. Eles passaram a ser possíveis, principalmente porque o método dos elementos finitos foi desenvolvido e adaptado para estas aplicações. A experiência adquirida ao longo do tempo vem fornecendo uma série de lições valiosas sobre as vantagens e limitações do método dos elementos finitos para uso em problemas práticos de engenharia.

O método dos elementos finitos (MEF) consiste na divisão do domínio do problema em elementos, cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades, conectados apenas em alguns pontos que interagem entre si. Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa. Ainda, cada elemento pode ter propriedades próprias, o que permite resolver casos em maciços heterogêneos (Velloso & Lopes, 2010).

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.

Observa-se que nas análises usuais de estabilidade de taludes baseadas no conceito de equilíbrio limite, supõe-se uma distribuição de tensão decorrentes do equilíbrio de forças e/ou momentos sem levar em consideração as curvas tensão-deformação dos materiais envolvidos na superfície potencial de ruptura arbitrada. Assim, admiti-se que a ruptura ocorrerá quando as forças atuantes forem maiores que as forças resistentes, seguindo a hipótese de um material com comportamento rígido-perfeitamente plástico. Já no método dos elementos finitos, as tensões e deformações são conhecidas em

cada ponto e a ruptura ocorre quando se forma uma zona plastificada ao longo de uma superfície contínua.

A estratégia básica para a implementação de um modelo de elementos finitos passa em primeiro lugar pelos objetivos do estudo, qual o tipo de análise e a quantidade de qualidade dos dados disponíveis. A partir do conhecimento destas questões será possível definir-se qual o grau de aprofundamento que deverá possuir a análise do problema, se há sentido se desenvolver uma análise sofisticada ou devido às informações pobres sobre a estratigrafia do local é desejável uma análise mais simples (Lopes, 2006, apud, Rody, 2010). Tal estratégia, portanto, consiste basicamente na definição das seguintes questões:

- i. domínio de análise,
- ii. condições de contorno,
- iii. rede de elementos finitos,
- iv. modelo de comportamento dos materiais,
- v. propriedades dos materiais e,
- vi. formas de simular os principais fenômenos ou eventos.

Apesar do MEF apresentar diversas vantagens em seu uso, é importante destacar que este deve ser utilizado com muita cautela pelos engenheiros. Deve-se ter em mente que a simulação é uma aproximação da realidade, e o sucesso na análise depende da experiência do usuário (tanto como engenheiro geotécnico como usuário do programa), pois os resultados podem ser afetados por diversos fatores, como: seleção da malha de elementos finitos; condições de contorno; parâmetros de entrada; dentre outros; inclusive podendo incorrer em erros numéricos e de modelagem. Além disso, a acurácia do resultado dependerá do correto entendimento do modelo de solo e suas limitações, da seleção de parâmetros representativos, e da capacidade da análise crítica dos resultados gerados.

Uma abordagem mais detalhada do uso dos elementos finitos é apresentada no item 3.2.

### **3. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS**

No presente trabalho foram utilizados os programas Slope/W, versão 2007, e o Plaxis 2D, versão 8. A seguir, são apresentadas as principais características dos referidos programas, no intuito de fornecer uma melhor compreensão das análises apresentadas no capítulo 4.

#### **3.1. SLOPE/W (2007)**

##### **3.1.1. Generalidades**

A ideia de dividir a massa de solo da superfície potencial de ruptura em fatias foi introduzida no início do século XX e, conforme mencionado anteriormente, foram desenvolvidos diversos métodos de análise. Com o desenvolvimento dos computadores eletrônicos, tornou-se possível realizar os cálculos iterativos, inerentes ao método das fatias, em velocidades cada vez maiores, além de facilitar, também, o uso de métodos mais rigorosos, como de Morgenstern and Price (1965) e Spencer (1967).

Atualmente, o método das fatias ainda é o mais empregado usualmente nas análises de estabilidade que fazem parte dos projetos de engenharia geotécnica. As principais razões desta escolha provavelmente são devidos a facilidade de entendimento dos conceitos associados ao método das fatias e a fácil implementação das técnicas em programas computacionais. Lembrando que alguns métodos mais simples podem ser até feitos em planilhas eletrônicas.

Após o advento de computadores com melhores capacidades, tornou-se economicamente viável o desenvolvimento de softwares de estabilidade de encosta baseados nas técnicas do método das fatias e, em função de sua larga disponibilidade, tornou-se comum o uso de tais produtos nas análises de estabilidade através de equilíbrio limite na prática da engenharia geotécnica.

Os programas computacionais mais modernos já permitem análises cada vez mais complexas em relação à diversos fatores como: estratigrafia, poro pressão, critérios de resistência ao cisalhamento; formas de superfícies potenciais de ruptura; cargas concentradas e distribuídas; etc. O método do equilíbrio limite através do método das fatias também está sendo utilizado cada vez mais nas análises de estruturas como cortinas ancoradas e solo reforçado com grampos ou geossintéticos.

Além disso, os softwares mais modernos também dispõem de ferramentas capazes de fornecer detalhadamente as forças em cada fatia da superfície de deslizamento, assim

como possibilita visualizar a distribuição de diversos parâmetros ao longo da superfície, auxiliando no entendimento da aplicação da técnica do equilíbrio limite.

Segundo Krahn (2003), enquanto as ferramentas do software possibilitaram uma melhor compreensão dos métodos, também expuseram suas limitações. Tais limitações revelaram que talvez o método esteja sendo usado muito além de sua proposta inicial. O método das fatias foi inicialmente concebido para situações em que as tensões normais ao longo da superfície de deslizamento sejam influenciadas pela gravidade (peso próprio da fatia) e a inclusão de reforços vai muito além da proposta inicial. Entretanto, as limitações não impedem necessariamente o uso do método na prática, porém, é de suma importância entendê-las corretamente para ter mais confiança nos resultados.

Segundo o manual do Geoslope, o programa Slope/W está no mercado desde 1977. O código inicial foi desenvolvido pelo professor Fredlund, na Universidade de Saskatchewan.

Após diversas mudanças no código, de modo a se adaptar ao ambiente computacional, o software foi nomeado para Slope/W, passou a refletir o ambiente Windows e ser dotado de interface gráfica para o usuário. Atualmente o Slope/W é largamente utilizado tanto por profissionais da prática como da educação.

O programa tem como base os seguintes 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/geossintéticos, grampos, tirantes e estacas;
- Cargas impostas - sobrecargas ou cargas dinâmicas (sísmicas).

O Slope/W foi desenvolvido para ser uma ferramenta geral de análise de estabilidade de obras de terra e encostas. Não foi criado especificamente para muros de contenção. Entretanto, pode ser usado para calcular a estabilidade global de um muro de peso, avaliar os esforços ativos numa estrutura, assim como avaliar uma massa de solo reforçada com ancoragens, grampeamento, geossintéticos.

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 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.

### **3.1.2. Mobilização das forças de reforço**

O programa disponibiliza duas formas de considerar a mobilização dos reforços nos cálculos. Ao se considerar os reforços atuando como uma força estabilizante, isto é, somando a resistência do reforço com a resistência ao cisalhamento do solo, matematicamente a resistência do reforço também será dividida pelo fator de segurança do solo, conforme apresenta a equação 2.12, para o conceito de resistência mobilizada. Neste caso, como as forças nos reforços são divididas pelo mesmo fator de segurança que o solo, considera-se que a resistência ao cisalhamento do solo e as forças de resistência dos reforços são desenvolvidas e mobilizadas a uma mesma taxa, o que não é rigorosamente correto, mas pode ser uma aproximação razoável para alguns casos.

Quando se considera que os reforços reduzem as forças instabilizantes, é assumido que as forças dos reforços não são divididas pelo fator de segurança. Neste caso, o fator de segurança aplicado ao solo não é aplicado na resistência do reforço, sendo assumido, portanto, que as forças nos reforços são mobilizadas imediatamente.

Deve ser analisada qual a melhor abordagem a ser aplicada de acordo com o tipo de reforço a ser utilizado. No programa Slope/W, a escolha está na opção “F of S Dependent”. Se for selecionado “Yes”, os reforços são considerados aumentando a resistência ao cisalhamento do solo e, conforme já explicado, as forças dos reforços são divididas pelo fator de segurança, caso mais apropriado para geogrelhas, por exemplo. Se for selecionada a opção “No”, o valor do reforço é usado integralmente na análise, isto é, não é dividido pelo fator de segurança, sendo mais apropriado para tirantes, por exemplo.

Cabe observar que, escolhendo a opção F of S dependent No, como o fator de segurança é aplicado apenas no solo, não são levados em consideração fatores de segurança em relação aos reforços, os quais devem ser considerados separadamente.

No presente trabalho, foi utilizada a opção “No” para “F of S Dependent” nas análises de estabilidade das cortinas atirantadas, por representar uma condição ativa.

### **3.1.3. Distribuição de tensões nas fatias**

No programa Slope W, no momento em que se definem as propriedades dos tirantes, é dada como opção ao usuário a possibilidade de entrar com as cargas dos reforços nas fatias de duas formas, a saber:

- Cargas Concentradas;
- Cargas distribuídas.

De qualquer forma, os somatórios das cargas de ancoragem consideradas no maciço são exatamente os mesmos para ambos os casos.

#### **3.1.3.1. Cargas concentradas**

Ao selecionar esta opção, a força do tirante é introduzida integralmente na base da fatia (apenas nela) que intercepta a linha de ação do tirante. Ou seja, é considerada uma carga concentrada no referido ponto de aplicação.

Vale ressaltar que o programa considera as referidas forças na base da fatia na grandeza de força por unidade de comprimento. Como os tirantes são cargas pontuais

que possuem um espaçamento horizontal (definido pelo usuário), o valor adotado nos cálculos consiste na carga adotada para cada tirante dividida pelo seu espaçamento horizontal.

A figura 3.1 apresenta uma ilustração do caso, considerando uma cortina ancorada com dois níveis de tirantes e cargas de 150 kN/m aplicadas.

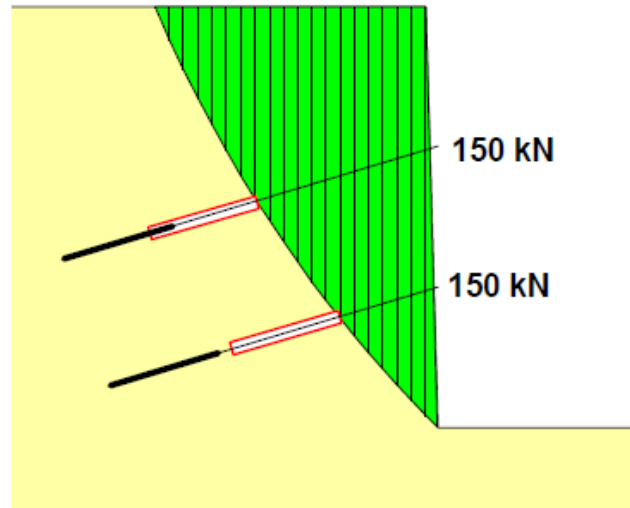


Figura 3.1 – Seção esquemática de uma cortina atirantada no Slope/W (Manual Geoslope).

A figura 3.2 apresenta os diagramas de corpo livre e polígono de forças das duas fatias que interceptam a linha de ação dos tirantes superior e inferior.

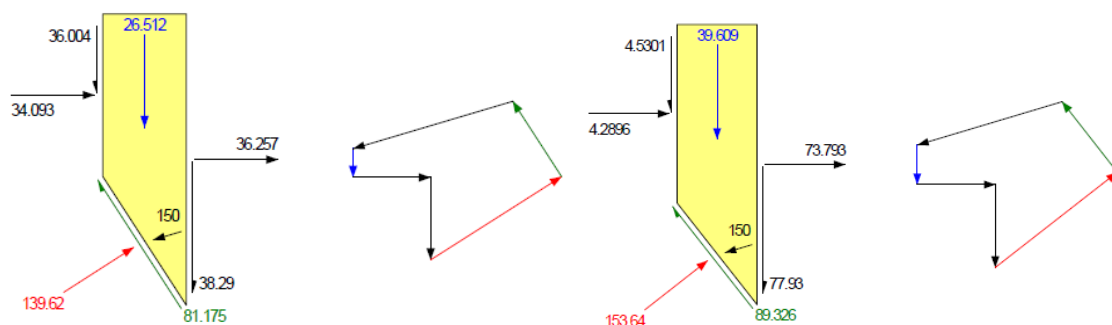


Figura 3.2 – Diagrama de corpo livre e polígono de forças das fatias cujas bases interceptam a linha de ação dos tirantes superior (esquerda) e inferior (direita) (Manual Geoslope).

Na figura 3.2 é possível observar o incremento de força de 150 kN junto à base da fatia que intercepta a linha de ação da força do tirante.

A figura 3.3 apresenta, no eixo das ordenadas, a tensão normal junto à base das fatias e, no eixo das abscissas, a fatia em questão, para a situação da figura 3.1. Conforme



esperado, observa-se na figura picos de tensão normal (linha azul) junto à base das fatias que interceptam os reforços.

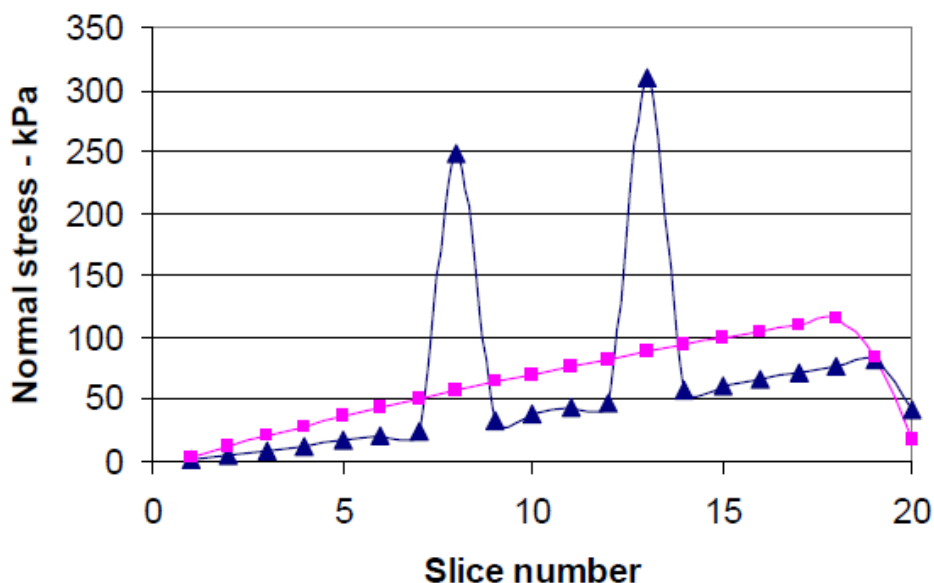


Figura 3.3 – Distribuição de tensões normais ao longo da superfície de ruptura quando são consideradas cargas concentradas (linha azul) (Manual Geoslope).

Um aspecto importante a ser observado é a direção da força entre fatias junto ao lado direito, a qual aponta para “fora” da fatia, representando tensão de tração, o que, evidentemente, não representa a condição de campo. Entretanto, tal condição se faz necessária para que sejam atendidas as condições de equilíbrio de forças da fatia (fechamento do polígono de forças).

As fatias cujas bases não interceptam a linha de ação dos tirantes têm seus diagramas de corpo livre e polígonos de forças afetados principalmente pelas forças oriundas do próprio solo e ação do nível d’água, porém, as forças entre fatias são afetadas indiretamente pelas forças dos tirantes em função do atendimento às condições de equilíbrio para todas as fatias.

Vale ressaltar que as forças nas fatias não são realistas, entretanto, são as forças que resultam em equilíbrio das mesmas, o qual é o objetivo fundamental do método.

### 3.1.3.2. Cargas distribuídas (“*Even along reinforcement*”)

Opção de análise adicionada ao programa posteriormente (denominada, no programa, de *even along reinforcement*), considera as forças dos tirantes distribuídas igualmente nas bases de todas as fatias que interceptam a linha de ação do tirante e não apenas

nas que possuem suas bases interceptadas. Por simplificação, esta condição será denominada como “cargas distribuídas”.

Desta forma, considera-se a carga do tirante dividida pelo espaçamento horizontal (conforme mencionado anteriormente), e ainda divide-se esta carga pelo número de fatias que cada tirante intercepta. Por exemplo, caso seja introduzida uma força de 150 kN em um reforço, e o mesmo intercepta 15 fatias (caso da primeira linha de tirantes da figura 3.1), temos uma força de 10 kN (150/15 kN) para cada fatia.

Como vantagem em relação às cargas concentradas, este método reduz os picos de tensão normal (figura 3.5), resultando numa distribuição mais realista das tensões normais no solo. Além disso, elimina o problema de tensão de tração entre fatias (figura 3.4), assim como permite superar problemas de convergência no programa.

A figura 3.5 apresenta, no eixo das ordenadas, a tensão normal junto à base das fatias e, no eixo das abscissas, a fatia em questão, para a situação da figura 3.1.

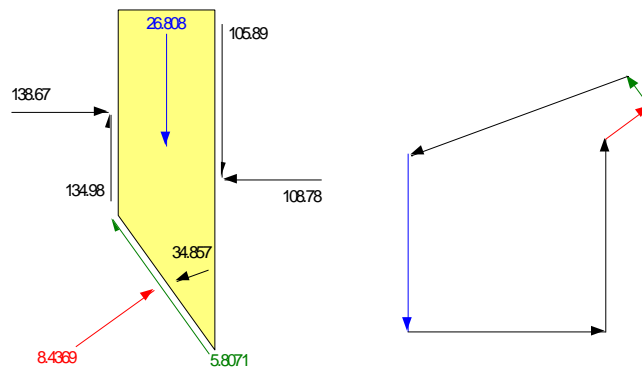


Figura 3.4 – Diagrama de corpo livre e polígono de forças para uma fatia genérica, com cargas distribuídas.

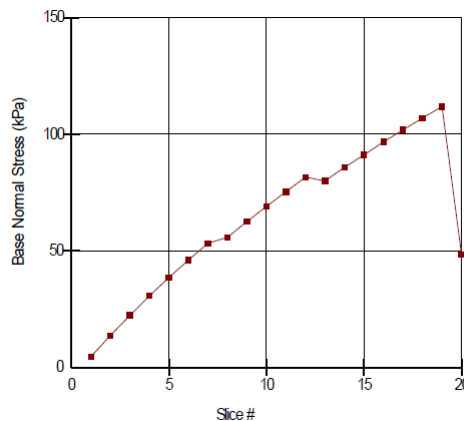


Figura 3.5 - Distribuição de tensões normais ao longo da superfície de ruptura quando são consideradas cargas distribuídas (Manual Geoslope).

Como desvantagem, as análises dos esforços nas fatias ficam mais difíceis de interpretar quando a fatia intercepta mais de uma linha de reforço, já que as forças são somadas e apresentadas como uma força única no diagrama de corpo livre e polígono de forças da fatia.

### **3.1.3.3. Cargas constantes e variáveis**

O valor das cargas das ancoragens a serem consideradas nos cálculos no programa Slope W pode ser feita de duas formas, denominadas:

- Constant applied load (por simplificação, será denominada “cargas constantes”);
- Variable working load (por simplificação, será denominada “cargas variáveis”).

#### Cargas constantes

Quando esta opção é selecionada, a carga introduzida para o tirante é considerada integralmente nos cálculos, independente de quaisquer outros fatores. Desta forma, independentemente da posição da superfície potencial de ruptura e dos valores introduzidos referentes ao reforço (capacidade de carga, comprimento do trecho livre, etc) e ao trecho ancorado (comprimento, diâmetro, atrito lateral, etc), o valor aplicado para o cálculo do fator de segurança é o mesmo. O único parâmetro que afeta os cálculos é o espaçamento entre ancoragens, já que o cálculo no Slope/W é realizado por unidade de comprimento.

Depois que as cargas de trabalho são conhecidas, podem ser verificadas se a barra de aço e o bulbo de ancoragem são adequados, considerando os parâmetros e fatores de segurança pertinentes.

A saída do programa indica, através da marcação de um retângulo em vermelho iniciando-se logo após a superfície de ruptura crítica, o tamanho mínimo do bulbo de ancoragem (tamanho do retângulo) em função da carga do tirante e dos para os parâmetros adotados para o bulbo (atrito lateral, comprimento, diâmetro, etc). No entanto, independentemente do valor do bulbo de ancoragem de fato atender ou não ao referido tamanho mínimo, em nada altera o valor utilizado no cálculo, qual seja, o valor introduzido para a carga do tirante.

Cabe ressaltar que, nesta opção, mesmo que a superfície potencial de ruptura se localize atrás do reforço, o cálculo do fator de segurança ainda leva em consideração a carga introduzida. Portanto, deve-se ter cautela neste tipo de análise, em especial para o caso de tirantes de menores comprimentos.

Este tipo de consideração, com cargas constantes, não está mais disponível nas versões mais recentes do programa. Atualmente está disponível apenas a opção de cargas variáveis.

### Cargas Variáveis

Quando esta opção é selecionada, a carga efetivamente a ser utilizada nos cálculos pode variar. A referida carga pode ser nula caso a superfície de ruptura se localize atrás da ancoragem (neste caso, a ancoragem passa a ser uma força interna na massa de solo). A carga também pode ser a máxima disponível entre a resistência ao arrancamento do bulbo (a partir do ponto onde passa a superfície potencial de ruptura) e a carga de tração do reforço. O menor destes dois valores resulta no valor da carga a ser utilizada efetivamente nos cálculos. Assim, resumidamente, tem-se:

Situação 1 (Superfície de ruptura intercepta o trecho livre) – Utiliza-se, nos cálculos, o maior valor entre resistência à tração da barra e a resistência ao arrancamento do bulbo, considerando o tamanho total do bulbo.

Situação 2 (superfície de ruptura intercepta o trecho ancorado) – Utiliza-se, nos cálculos, o maior valor entre a resistência à tração da barra e a resistência ao arrancamento do bulbo, considerando um comprimento parcial do bulbo, do ponto que intercepta a superfície de ruptura até o final do mesmo.

Situação 3 (superfície de ruptura localizada atrás da ancoragem) – Valor nulo. O tirante passa a ser uma força interna.

Ressalta-se que, tanto para o valor de resistência à tração da barra, quanto para a tensão bulbo-solo, o programa disponibiliza a opção de introduzir fatores de segurança. Assim, considerando a escolha *F of S dependent No*, o usuário tem a opção de introduzir diretamente o valor da carga de trabalho do tirante e da tensão de trabalho bulbo-solo utilizando o  $FS = 1$ . Também podem ser utilizados os valores de ruptura e aplicados os fatores de segurança pertinentes para cada caso.

### 3.2. Plaxis 2D (V8.2)

O Plaxis é um programa de cálculo por elementos finitos, desenvolvido especificamente para a realização de análises de tensão e deformação e, conseqüentemente, de estabilidade de obras de caráter geotécnico. Trata-se de um programa bi-dimensional, em que os cálculos são realizados através das hipóteses de estado plano de deformação ou estado axissimétrico.

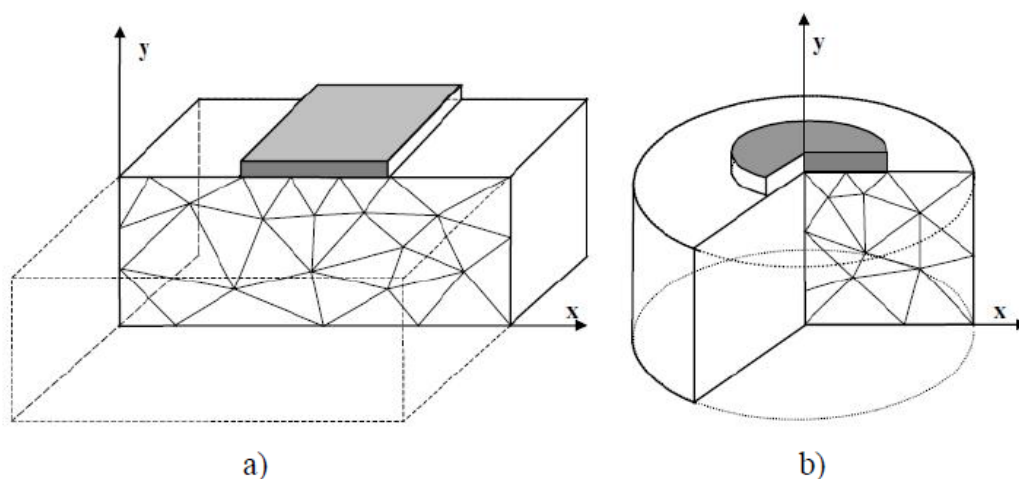


Figura 3.6 – a) Estado Plano de Deformação; b) estado axissimétrico (Manual Plaxis).

A interface gráfica é bastante simples e intuitiva. Cria-se uma geometria representativa do problema através de pontos e linhas no plano x-y, representando a seção transversal. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, podendo ser refinada posteriormente.

#### 3.2.1. Rotinas de Cálculo

O programa é dividido em quatro rotinas de cálculo, descritas a seguir (Echeverría fernandes, 2006):

Plaxis “Input”: Módulo de entrada de geometria, disposição dos elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais, cargas, condições iniciais de tensão ou deformação do problema, o modelo de comportamento do solo, as condições de fronteira e geração da malha de elementos finitos.

Plaxis “Calculations”: Executa o cálculo do estado de tensões e deformações resultante do problema. O usuário define fases de simulação, tais como: carregamento, descarregamento, escavação, construção, etc. Considera somente análise de deformações e distingue entre cálculo plástico, análise de adensamento e análise do fator de segurança.

Plaxis “Output”: O módulo de saída de resultados permite visualizar as deformações, os deslocamento, tensões totais ou efetivas tanto principais com as suas direções, quanto as cisalhantes relativas. Podem ser obtidas tabelas com resultados de deslocamentos, deformações e tensões totais e efetivas. Gera gráficos de força, tensões, deslocamentos e deformações nos diferentes elementos. Podem-se visualizar pontos de plastificação ou até zonas de tração.

Plaxis “Curves”: Permite gerar gráficos do tipo “carga-deslocamento” e “tensão-deformação”.

### 3.2.2. Elementos e geração da malha de elementos finitos

Como dito anteriormente, a análise é efetuada através da divisão do domínio em elementos que representam a massa de solo, sendo a união de todos os elementos a constituição da malha de elementos finitos. Quanto maior o número de elementos, mais aproximados serão os resultados do estado real de tensão e deformação. O Plaxis disponibiliza elementos triangulares de 6 nós ou 15 nós (Figura 3.7). O primeiro apresenta interpolação de 2ª ordem no cálculo de deslocamentos e integração numérica de 3 pontos de Gauss (pontos de tensão), já o segundo, interpolação de 4ª ordem para o cálculo dos deslocamentos e integração de 12 pontos de Gauss.

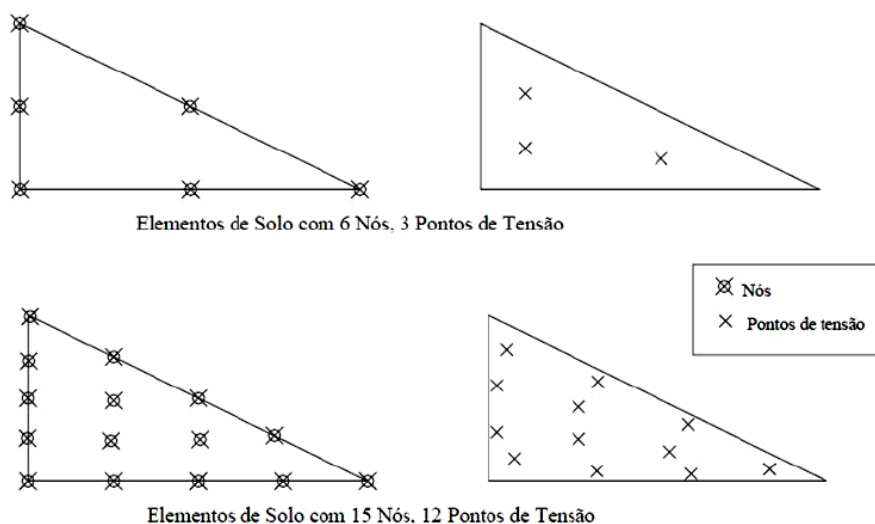


Figura 3.7 – Elementos triangulares (adaptado Manual do Plaxis)

Os elementos de 15 nós são mais acurados que os de 6, pois possuem maior grau na interpolação e mais pontos de cálculo, e assim são melhores em representar problemas mais complexos. Porém, o consumo de memória é mais alto e pode resultar em cálculos relativamente mais lentos. A geração da malha é feita

automaticamente, sendo definido anteriormente o grau de refinamento através do parâmetro “global coarseness”, o qual apresenta cinco graus:

- Muito grosseiro (Very Coarse)
- Grosseiro (Coarse)
- Médio (Medium)
- Fino (Fine)
- Muito fino (Very Fine)

Em locais onde são esperadas grandes concentrações de tensões e/ou grandes deslocamentos, a malha pode ser refinada manualmente. Primeiro defini-se uma região (Cluster) onde se deseja um melhor refinamento, e em seguida aplica-se a opção “Refine Cluster”.

### **3.2.3. Modelos de Solo**

A seguir são descritos, de modo sucinto, alguns modelos de solos (ou rocha) usualmente considerados nas análises de estabilidade por elementos finitos.

“Modelo de Mohr Coulomb”: Modelo elasto-plástico do solo, no qual envolve cinco parâmetros de entrada, são eles: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito interno, coesão e ângulo de dilatância. É o modelo mais simplificado de solo, que considera rigidez constante ao longo de toda a camada, assim, a modelagem costuma ser rápida.

“Hardening-Soil Model”: Modelo mais avançado do solo. A princípio são utilizados os mesmos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb, porém a rigidez do solo é modelada de maneira mais acurada, com o uso de três diferentes módulos de elasticidade, são eles: módulo de carregamento triaxial –  $E_{50}$  ; Módulo de descarregamento triaxial –  $E_{ur}$ , e o módulo oedométrico –  $E_{oed}$  . Além disto, há opção de crescer o módulo linearmente com a profundidade, ou seja, módulo dependente da tensão confinante.

“Soft-Soil-Creep model”: O modelo Hardening Soil aplica-se a uma vasta gama de solos, mas não leva em consideração os efeitos viscosos de creep e relaxação de tensões. De fato, todos os solos apresentam creep e o adensamento primário é seguido de uma parcela de adensamento secundário. Este último por sua vez, é preponderante em camadas de argilas moles e turfas, para as quais o modelo foi desenvolvido.

“Jointed Rock Model”: Modelo elasto-plástico e anisotrópico, especialmente destinado a simular camadas de rocha que tenham estratificação e planos de falhas. A plastificação pode ocorrer no máximo em três planos de cisalhamento, o qual tem os parâmetros  $c$  e  $\phi$  de resistência. A rocha sã é considerada com o comportamento puramente elástico com  $E$  e  $\nu$  constantes.

### 3.2.4. Modelos de Paredes – Beams

“Plates” são objetos estruturais utilizados para modelar estruturas delgadas em contato com o terreno. Possuem consideráveis valores de rigidez axial e à flexão, e podem ser utilizados para simular os comportamentos de cortinas atirantadas, cortinas de estacas-prancha, túneis, etc.

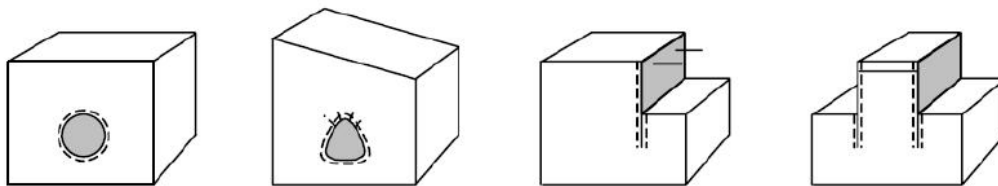


Figura 3.8 – Exemplos de aplicação de Plates em túneis e estruturas apoiadas e ancoradas (Manual Plaxis).

Estes objetos podem ser analisados sob comportamento elástico linear ou elasto-plástico. O primeiro admite uma relação tensão x deformação em regime elástico apenas, sem a formação de algum limite de plastificação, independentemente das cargas atuantes. Já o segundo, considera a interação entre esforço axial e momentos fletores para atingir um critério de plastificação. No comportamento elástico os parâmetros de rigidez são:

- Rigidez Axial:  $EA$
- Rigidez a Flexão:  $EI$

Com estes dados, o Plaxis calcula automaticamente uma seção retangular equivalente, de largura dada pela Eq. 3.1:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.1)$$



### 3.2.5. Elementos de Interface

Os elementos de interface são usados para modelar a interação entre o solo e a estrutura onde, usualmente, há grande contraste de rigidez e/ou mudanças abruptas nas condições de contorno, permitindo a possibilidade de deslocamentos relativos, além de considerar uma situação intermediária entre uma interação completamente lisa ou rugosa. Desta forma picos e oscilações nas tensões de contato são evitados (Figs. 3.9 e 3.10).

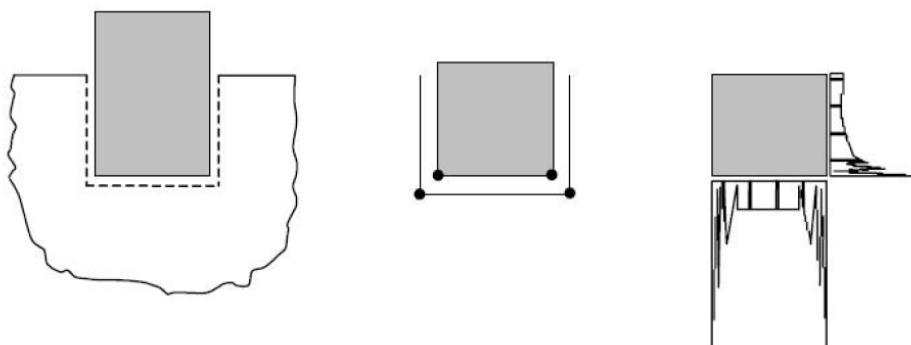


Figura 3.9 – Interação sem elementos de interface (Manual Plaxis).

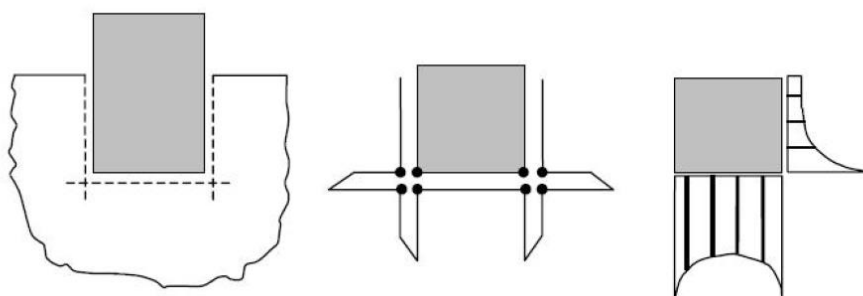


Figura 3.10 – Interação com elementos de interface (Manual Plaxis).

Tal como ilustra a Figura 3.10, os elementos estão mostrados com uma espessura finita, mas as coordenadas dos pares de nós são idênticas, ou seja, estes elementos não possuem espessura. Assim, para representar as propriedades do material na interface, o Plaxis utiliza, matematicamente, uma espessura virtual de interface, na qual são aplicadas as Eqs. 3.2 a 3.4, que regem o comportamento da interação. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é utilizado no comportamento mecânico da interface. A tensão de cisalhamento na interface é dada pela Eq. 3.2.

$$\tau = c_i + \sigma_n \tan \phi_i \quad (3.2)$$

Onde  $c_i$  e  $\phi_i$  são a coesão (ou adesão) e ângulo de atrito da interface, respectivamente. E, tem-se também, que:

$$c_i = R_{inter} \times c \quad (3.3)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \times \tan \phi \quad (3.4)$$

Onde  $R_{inter}$  é um fator de redução ( $R_{inter} \leq 1$ ) dos parâmetros de resistência do solo, definidos para cada camada de solo associada à interface.

### 3.2.6. Cálculo do Fator de Segurança (*PHI – C – Reduction*)

Diferentemente do modo tradicional para o cálculo do fator de segurança a partir das hipóteses do equilíbrio limite, no Plaxis, o cálculo do fator de segurança é feito através da redução gradual dos parâmetros  $c$  e  $\phi$  até que nenhuma distribuição de tensões pode ser encontrada de forma que satisfaça tanto o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o equilíbrio global. Essa redução é feita aplicando-se um fator redutor que tem valor inicial 1 e vai sendo incrementado até o valor em que ocorre a ruptura. A ruptura é caracterizada quando se forma uma superfície contínua de pontos plastificados, acompanhados de grandes deslocamentos. Estes deslocamentos não possuem significado físico real, pois estão associados à não convergência numérica do Plaxis, que na condição de plastificação, pode apresentar deslocamentos ilimitados, porém, permitem estimar a geometria da superfície de ruptura.

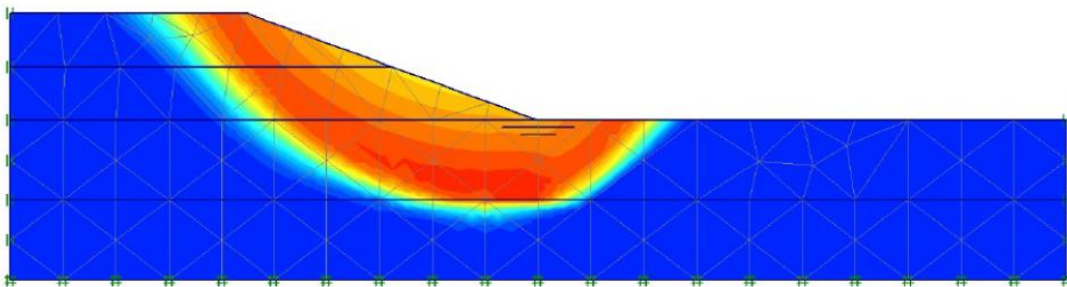


Figura 3.11 – Visualização em cores dos deslocamentos na ruptura (Manual Plaxis).

A visualização da ruptura do talude é verificada através de zonas, nas quais a resistência ao cisalhamento é insuficiente para resistir às tensões cisalhantes. Os parâmetros da interface, caso sejam usadas, são reduzidos da mesma maneira, porém, os parâmetros das estruturas não são influenciadas pela redução. Desta forma, o Fator de Segurança (FS) é o fator pelo qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são divididos até levá-lo à ruptura. No Plaxis, o fator de segurança é, portanto:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi'_{inicial}}{\tan \phi'_{reduzido}} = \frac{c'_{inicial}}{c'_{reduzido}} \quad (3.5)$$

$$FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência na ruptura}} = \sum M_{sf}, \text{ na ruptura} \quad (3.6)$$

Destacam-se algumas características na utilização do método dos elementos finitos comparado aos métodos tradicionais de equilíbrio limite na análise de estabilidade de taludes:

- Não é necessária a atribuição de hipóteses sobre a forma da superfície de ruptura. A ruptura ocorre “naturalmente” nas zonas da massa de solo na qual a resistência ao cisalhamento não é suficiente para resistir às tensões cisalhantes;
- Como não há o procedimento de fatias no Método dos Elementos Finitos, não existe necessidade de hipóteses com relação às forças laterais das fatias. O MEF mantém o equilíbrio global até a “ruptura” ser alcançada;
- O Método dos Elementos Finitos, com a Técnica de Redução da Resistência ao cisalhamento, possibilita o monitoramento, progressivamente, da ruptura total por cisalhamento.

#### 4. CASOS ANALISADOS

Para a elaboração das análises de estabilidade do presente trabalho, foram realizadas variações nos parâmetros geométricos da cortina atirantada, assim como diversas considerações quanto aos parâmetros geotécnicos, considerações dos tirantes nas análises, métodos, entre outros, conforme apresentado a seguir.

- Parâmetros geotécnicos do solo

Foram considerados parâmetros representativos de solos residuais, ou tropicais de maneira geral. Adotou-se os seguintes valores:

Peso específico natural,  $\gamma_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

Ângulo de atrito,  $\phi = 35^\circ$ .

Coesão,  $c = 10 \text{ kPa}$ .

Não foi considerado nível d'água dentro do limite das análises efetuadas. Ressalta-se que esta é uma condição comum nos projetos de cortinas atirantadas em encostas.

Ressalta-se, também, que os parâmetros adotados nas análises de estabilidade efetuadas não considera efeitos de sucção e/ou variações por efeitos de chuvas, tema que não faz parte do escopo desta pesquisa.

- Parâmetros da cortina atirantada

Foram consideradas três alturas de cortinas atirantadas nas análises de estabilidade: 6m, 9m e 12m. Além disso, foi considerada execução pelo método descendente.

Inclinação dos tirantes com a horizontal:  $20^\circ$ .

Comprimento do bulbo de ancoragem: 6m.

Diâmetro do furo: 100 mm.

Espaçamento horizontal dos tirantes: 2m.

- Métodos

Foram realizadas análises de estabilidade pelos seguintes métodos:

- Spencer (Slope/W).
- Bishop Simplificado (Slope/W).
- Elementos Finitos (Plaxis).

- Outras considerações

Para cada análise, foram considerados tirantes com cargas constantes, admitindo-se ser as cargas de protensão. Foram realizadas diversas análises, com as referidas cargas variando entre 60 a 400 kN.

No programa Slope/w (mais especificamente no método das fatias), a introdução das forças dos tirantes nas fatias foram consideradas das duas formas disponíveis no software (descritas no item 3.1.3), a saber:

- Cargas concentradas;
- Cargas distribuídas.

Ainda no programa Slope/W, no método das fatias, foi considerada a divisão da massa de solo em 30 fatias (valor default do programa) para ambos os métodos e foi escolhida a opção "*Factor of Safety depend*" como "Não", no intuito de não reduzir a carga do tirante pelo mesmo fator de segurança aplicado ao solo, conforme descrito no item 3.1.2 (considerou-se a carga de trabalho, que já inclui os devidos fatores de segurança).

A procura por superfícies de deslizamento foi feita através do método de entradas e saídas, sendo definidas 40 divisões de entrada à montante, 10 raios e 1 ponto de saída junto ao pé do talude, totalizando, para cada análise, a busca por 400 superfícies de deslizamento com saída junto ao pé do corte. Foi definido apenas 1 ponto de saída junto ao pé do corte no intuito de reduzir o número de superfícies calculadas e tornar os cálculos mais rápidos, tendo em vista que as superfícies críticas encontradas passaram junto ao pé do corte mesmo quando foram inseridos mais pontos de saída a jusante.

Outros parâmetros necessários para a elaboração das análises no método dos elementos finitos são apresentados no item correspondente.

#### 4.1. Análises no Slope/W (2007)

Conforme já mencionado, o programa Slope/W permite a elaboração de análise para diversos métodos já consagrados na mecânica dos solos. Adotaram-se, na presente pesquisa, os métodos de Bishop e Spencer.

##### 4.1.1. Análises de estabilidade iniciais

Inicialmente, foram realizadas análises de estabilidade para as três alturas do talude vertical (6, 9 e 12m), pelos métodos de Bishop e Spencer, e sem a introdução das cargas dos tirantes, para a apreciação dos respectivos fatores de segurança encontrados.

As figuras 4.1 a 4.6 apresentam os resultados das análises de estabilidade para as diversas alturas e para ambos os métodos. Observam-se, nas diversas figuras, que o ponto que indica o fator de segurança encontrado não corresponde ao centro do círculo de deslizamento.

##### H = 6m - Método de Bishop

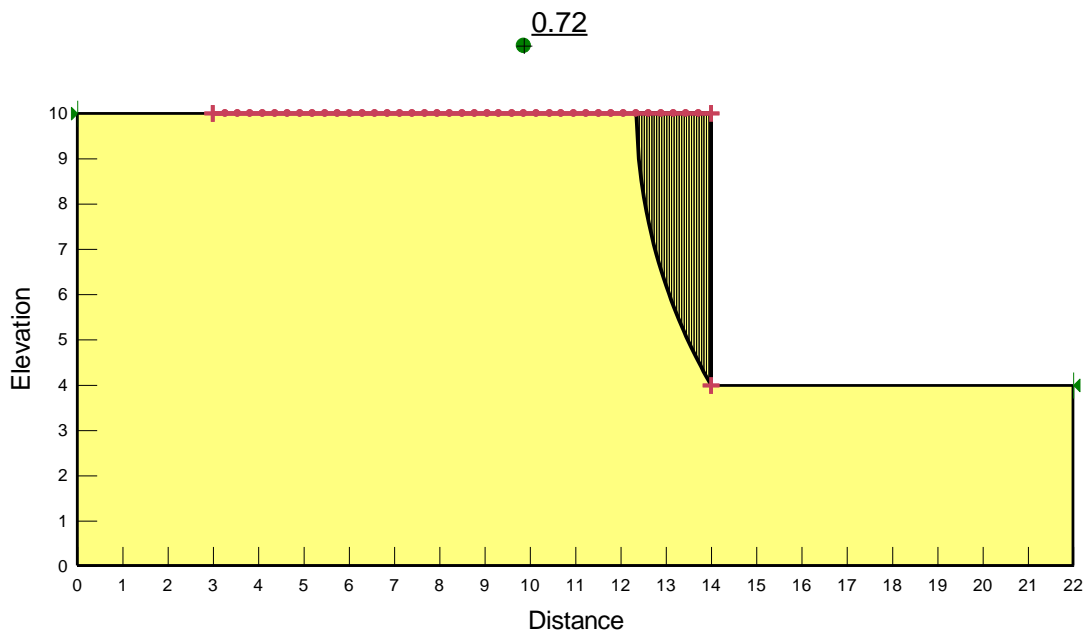


Figura 4.1 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 6m – Método de Bishop – FS=0,72.

H = 6m - Método de Spencer

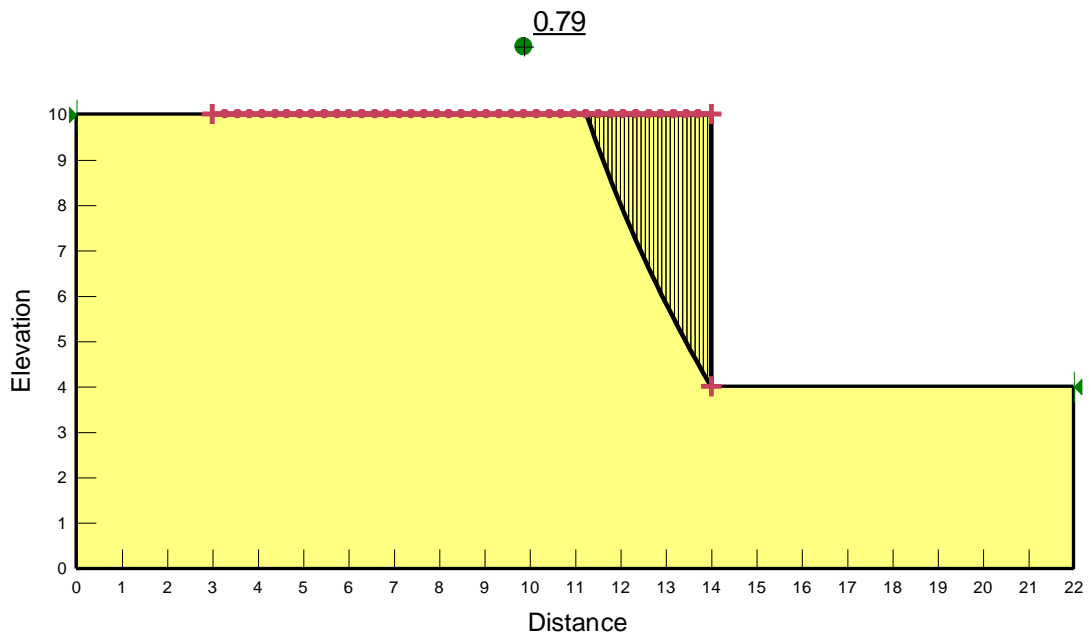


Figura 4.2 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 6m – Método de Spencer – FS=0,79.

H = 9m - Método de Bishop

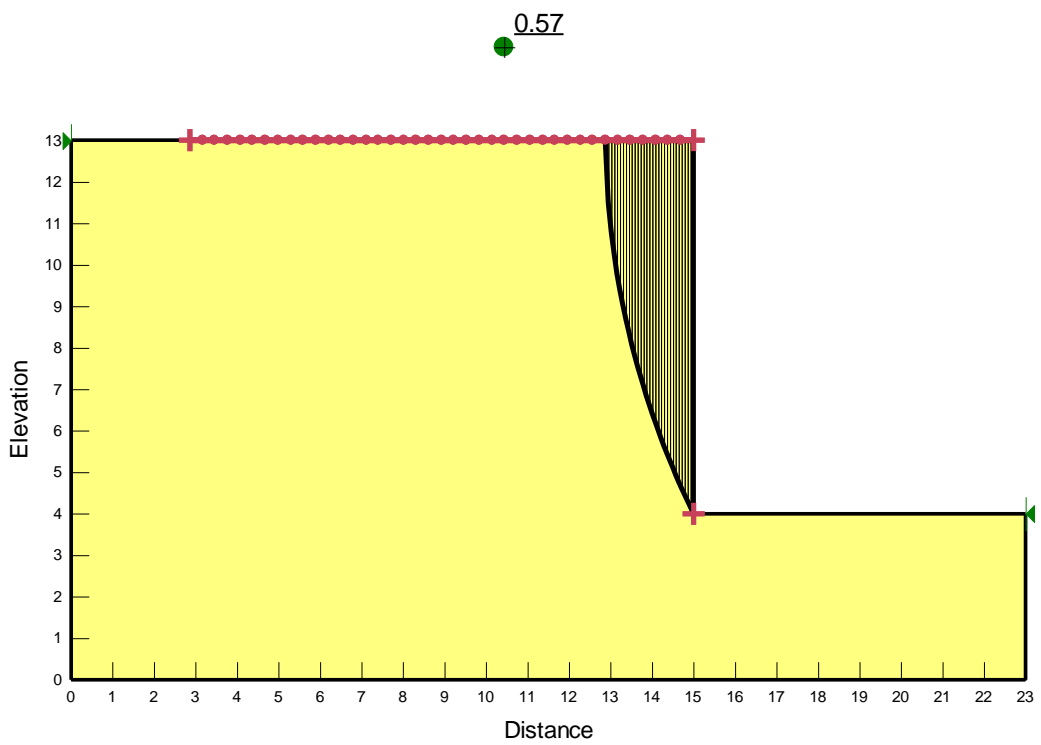


Figura 4.3 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 9m – Método de Bishop – FS=0,57.

H=9m - Método de Spencer

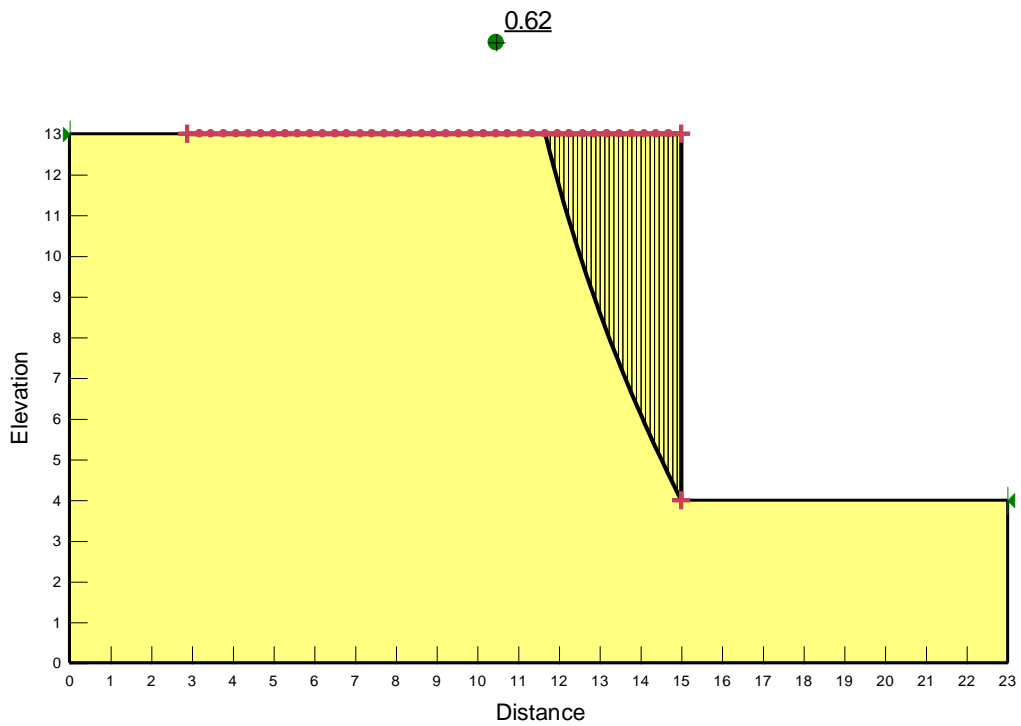


Figura 4.4 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 9m – Método de Spencer – FS=0,62.

H=12m - Método de Bishop

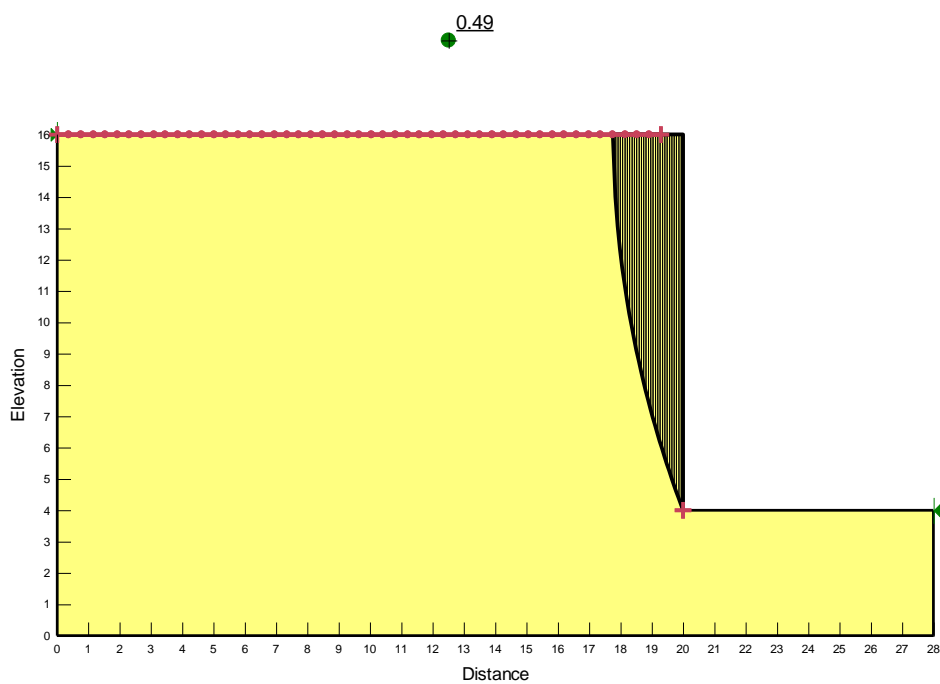


Figura 4.5 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 12m – Método de Bishop – FS=0,49.



## H=12m - Método de Spencer

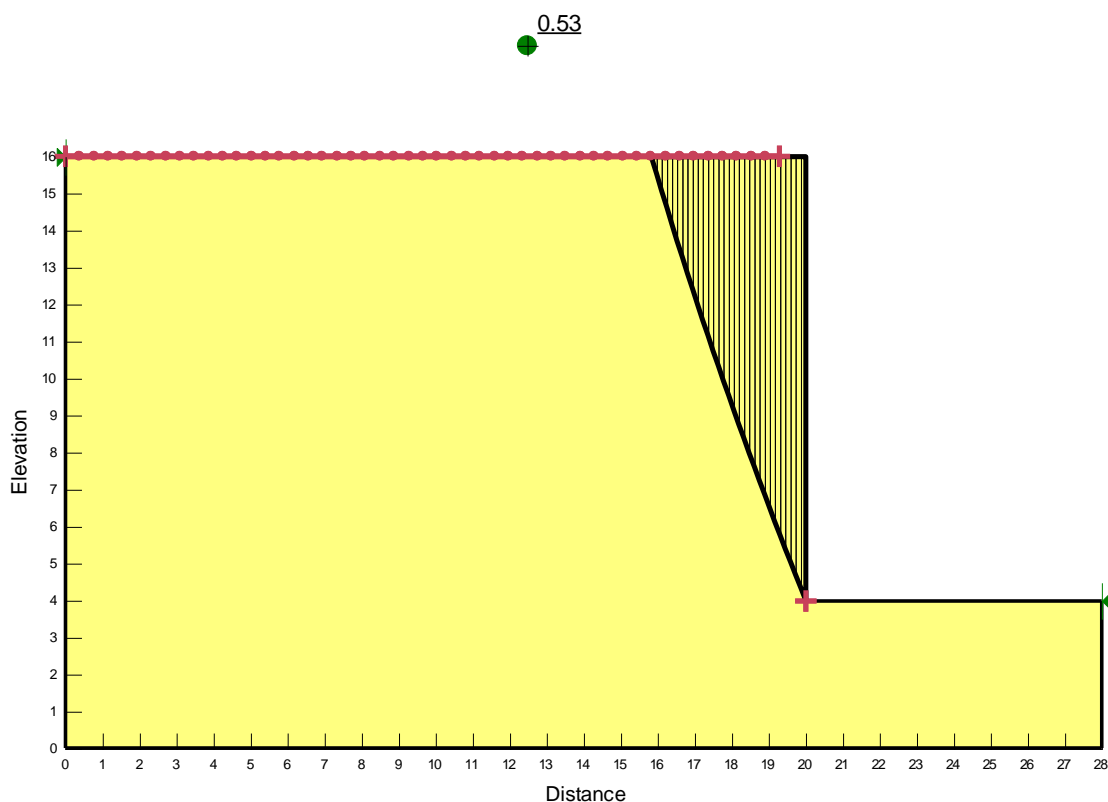


Figura 4.6 – Resultado da análise de estabilidade – Talude vertical, com altura de 12m – Método de Spencer – FS=0,53.

A tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados das análises com os fatores de segurança encontrados para as diversas alturas e métodos empregados. Foi acrescentada, também, a diferença percentual observada entre eles, considerando o método de Spencer como referência.

Tabela 4.1 – Fatores de segurança para taludes verticais com alturas de 6 m, 9 m e 12 m. Métodos de Bishop e Spencer.

Fator de Segurança (sem reforços)			
	Altura		
	6m	9m	12m
Bishop	0,72	0,57	0,49
Spencer	0,79	0,62	0,53
Dif. (%)	-9%	-8%	-8%

Verifica-se, pela tabela 4.1, que o corte se encontra em situação instável, já que os fatores de segurança encontrados são menores que a unidade ( $FS < 1$ ), evidenciando

a necessidade de uma estrutura de contenção, que, no caso, foi adotada como cortina atirantada. O método de Bishop apresentou resultados de 8% a 9% inferiores ao método de Spencer.

#### **4.1.2. Definição dos trechos livres**

Esta etapa segue a recomendação da norma NBR 5629:2006\*, qual seja o conceito de ancorar os tirantes a partir da superfície de deslizamento com um fator de segurança de, no mínimo, 1,5, sem levar em consideração as forças de prontensão introduzidas pelas ancoragens no maciço. Assim, é possível definir, baseado no referido conceito, os valores mínimos a serem adotados para os trechos livres dos tirantes.

Embora a recomendação da norma seja de ancorar o centro do bulbo junto à superfície que resulte em  $FS \geq 1,5$ , no presente trabalho será adotado, de forma preliminar, o início do bulbo no limite de FS de 1,5. Posteriormente, serão realizadas análises com variações nos comprimentos dos tirantes. Tais análises são apresentadas no item 4.3

Vale lembrar que o método Brasileiro, descrito no item 2.3.2, também apresenta consideração similar ao da norma NBR 5629:2006, considerando o início do bulbo de ancoragem num plano que forneça um fator de segurança adequado (em geral,  $FS \geq 1,5$ ) sem levar em consideração as forças dos tirantes.

A seguir, foi elaborada uma inspeção das superfícies potenciais de ruptura das análises realizadas no item anterior (sem a introdução das cargas dos tirantes), com o objetivo de encontrar as superfícies cujos fatores de segurança fossem maiores ou iguais a 1,5. Para tal, foi utilizada uma ferramenta disponível no programa que considera mapa de fatores de segurança através de cores, além de inspeção manual das superfícies encontradas.

As figuras 4.7 a 4.9 apresentam seções esquemáticas das disposições dos tirantes adotadas para as diversas alturas. Para as alturas de 6m, 9m e 12m, foram adotados 2, 3 e 5 níveis de ancoragens, respectivamente.

\* Esta recomendação foi eliminada na versão atualizada da norma (NBR 5629:2018), lançada durante o desenvolvimento do presente trabalho, tornando-se ainda mais importante o estudo ora efetuado.

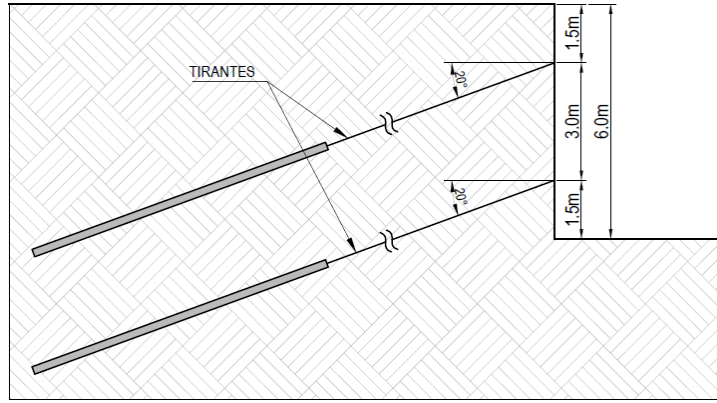


Figura 4.7 – Seção esquemática para altura de 6 m.

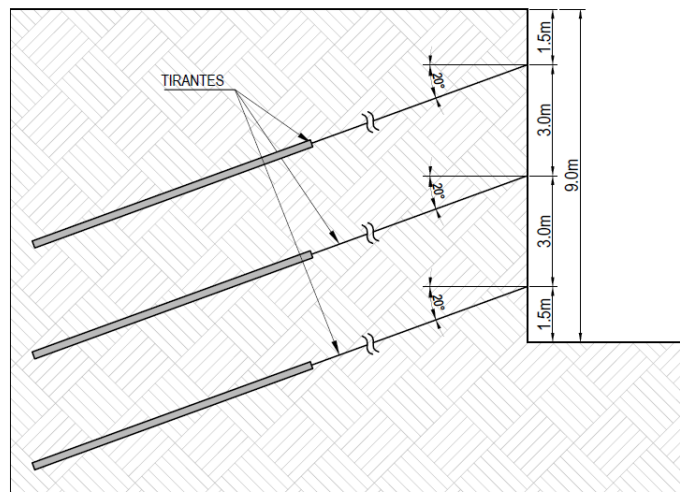


Figura 4.8 – Seção esquemática para altura de 9 m.

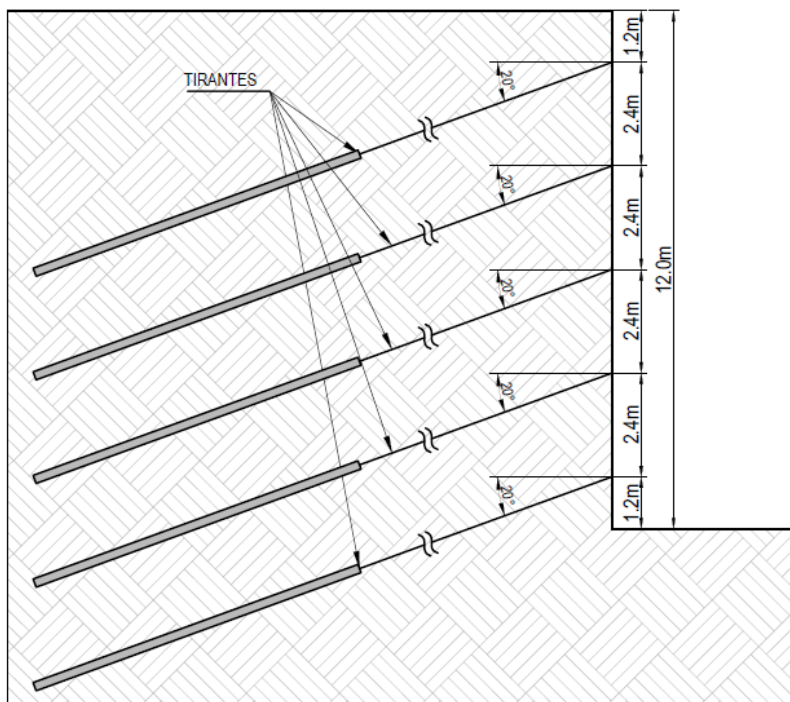


Figura 4.9 – Seção esquemática para altura de 12 m.

As figuras 4.10 a 4.15 apresentam os resultados dos mapas de fatores de segurança gerados, para as diversas alturas e para o método de Bishop e Spencer. Quanto à visualização do mapa, neste caso específico, foram definidas apenas duas cores (vermelho e verde). A cor em vermelho indica a região onde são encontradas superfícies de deslizamento com fatores de segurança menores ou iguais a 1,5, e a cor verde indica a região onde são encontradas superfícies de deslizamento com fatores de segurança maiores que 1,5. Desta forma, na região de fronteira entre as duas cores, encontra-se o local limite a partir do qual foram encontradas superfícies de deslizamento com  $FS \geq 1,5$ , que é o objetivo desta análise. As figuras também apresentam a superfície crítica (em branco) e uma superfície com  $FS = 1,50$  (em preto).

H=6m - Método de Bishop

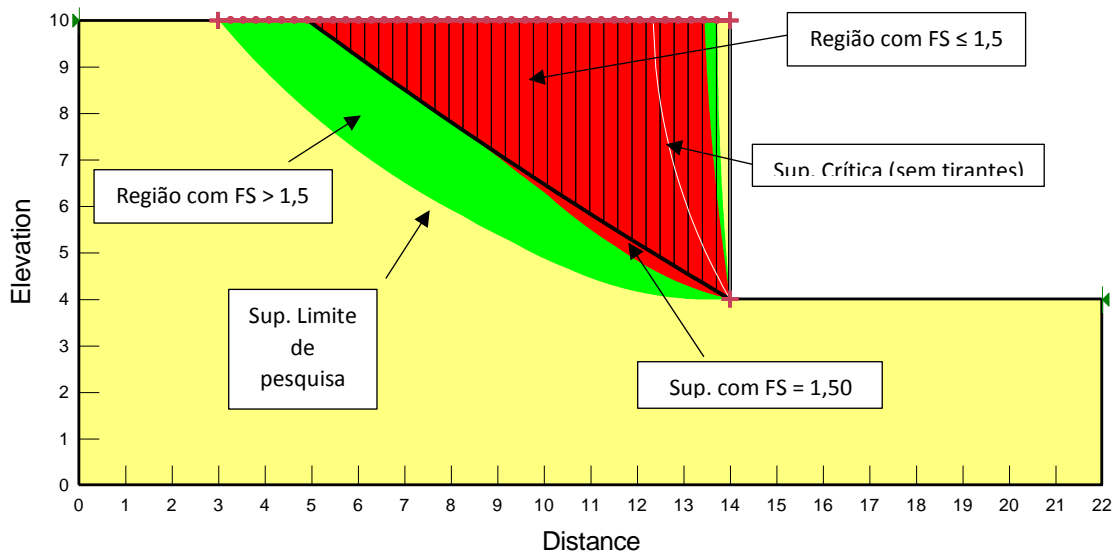


Figura 4.10 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 6 m de altura – Método de Bishop. Em vermelho:  $0,72 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,28$ .

### H=6m - Método de Spencer

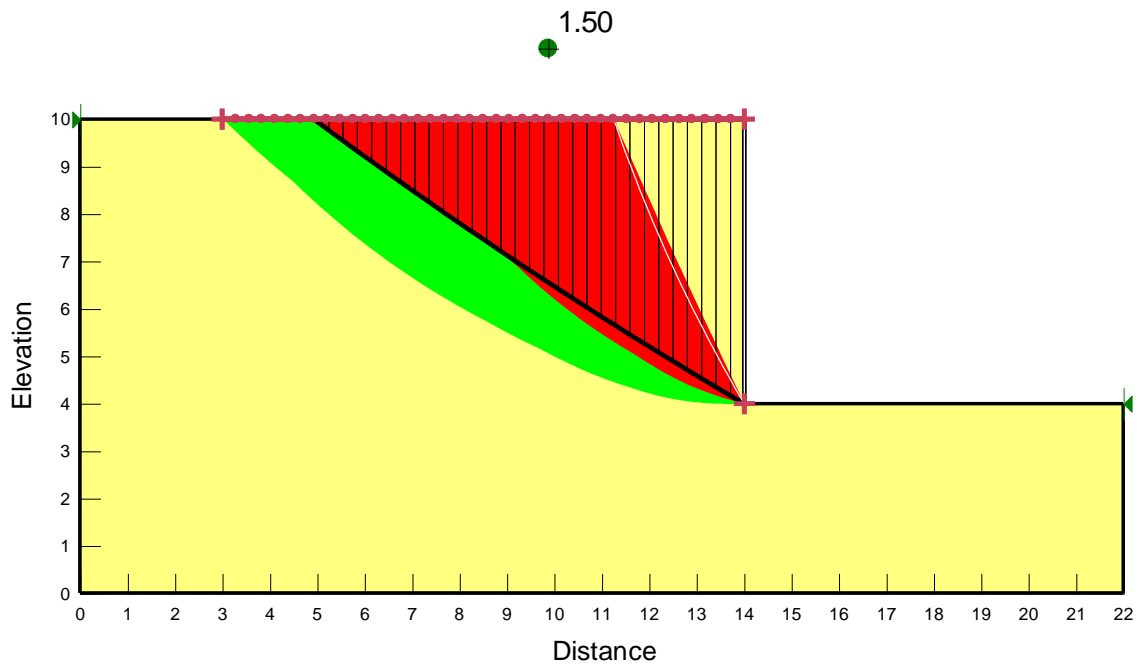


Figura 4.11 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 6 m de altura – Método de Spencer. Em vermelho:  $0,79 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,21$ .

### H=9m - Método de Bishop

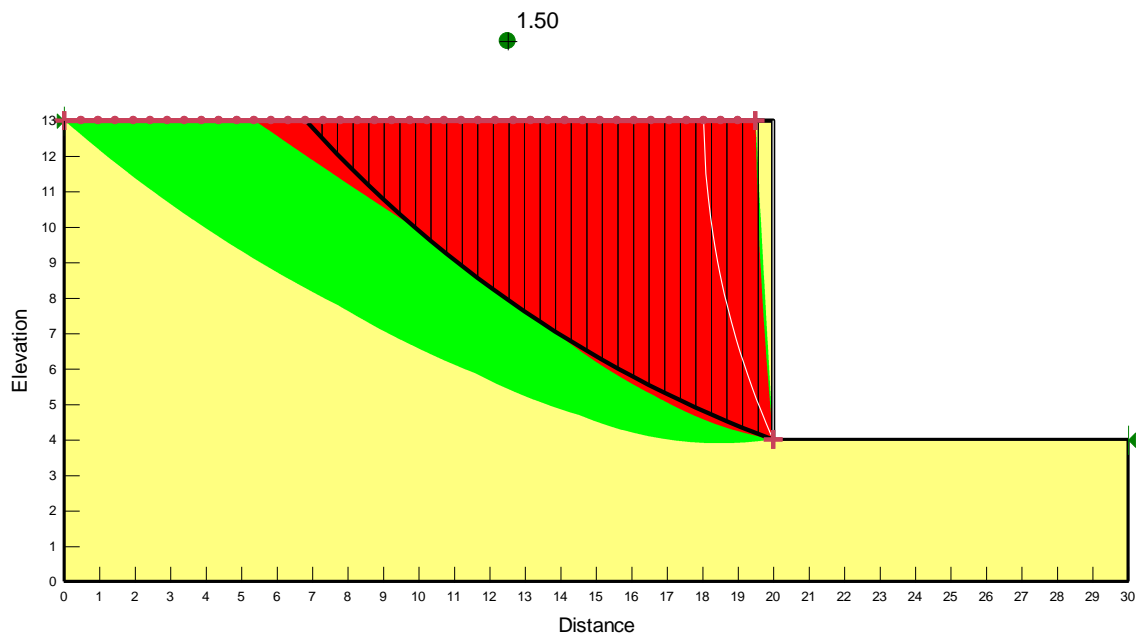


Figura 4.12 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 9 m de altura – Método de Bishop. Em vermelho:  $0,57 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,43$ .

### H=9m - Método de Spencer

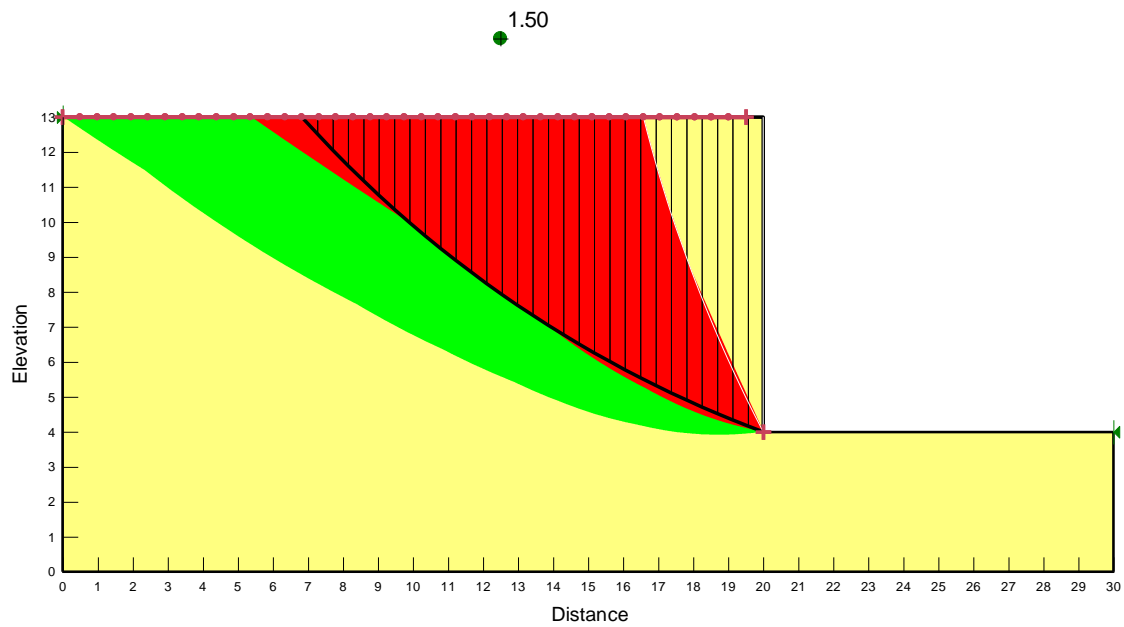


Figura 4.13 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 9 m de altura – Método de Spencer. Em vermelho:  $0,62 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,38$ .

### H=12m - Método de Bishop

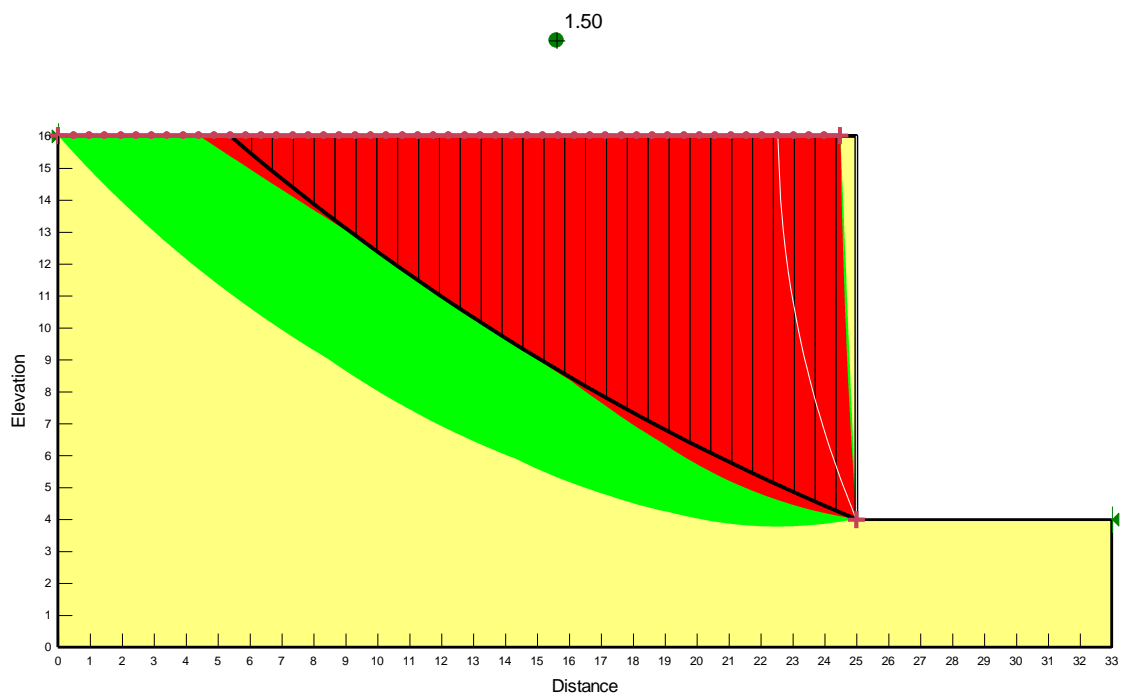


Figura 4.14 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 12 m de altura – Método de Bishop. Em vermelho:  $0,49 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,51$ .

## H=12m - Método de Spencer

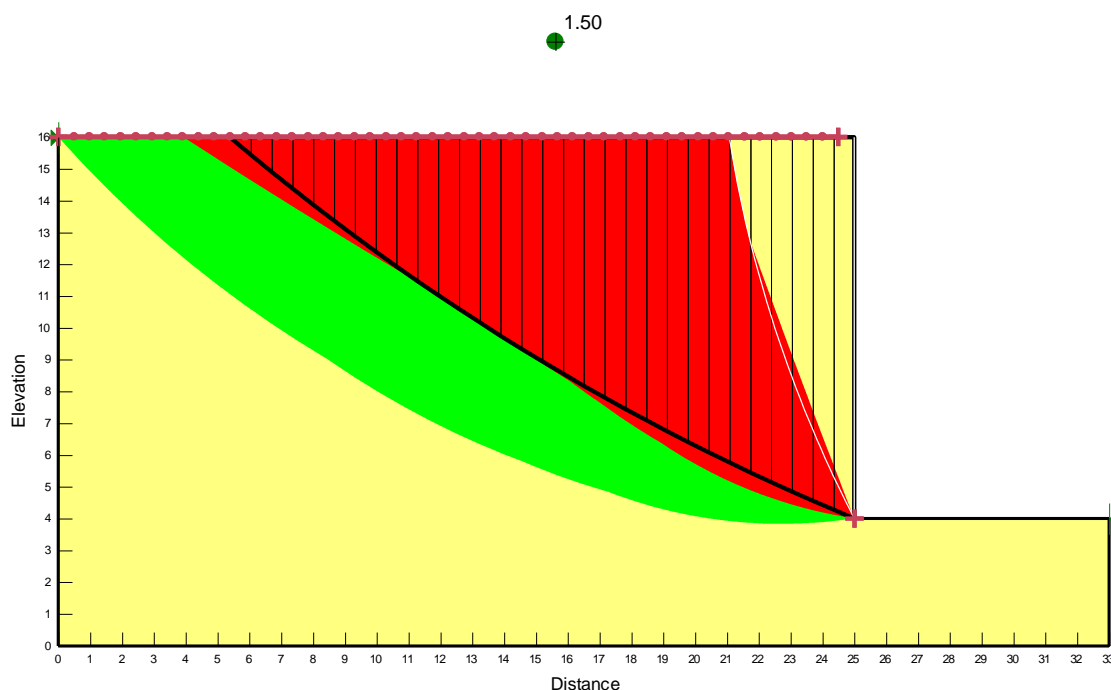


Figura 4.15 – Mapa de fator de segurança para talude vertical, com 12 m de altura – Método de Spencer. Em vermelho:  $0,53 \leq FS \leq 1,50$ ; em verde:  $1,50 < FS \leq 2,47$ .

A partir do conceito definido e com os resultados apresentados nas figuras 4.10 a 4.15, foi montada a tabela 4.2 com os valores mínimos encontrados para o trecho livre de cada tirante, considerando que o trecho ancorado se localiza, em sua totalidade, após as superfícies de  $FS \geq 1,5$ . A simbologia para os tirantes foi definida como T1 para o tirante no nível superior, T2 para o segundo nível e assim sucessivamente.

Tabela 4.2 – Comprimentos livres mínimos dos tirantes.

H (m)	Comprimento mínimo do trecho livre dos Tirantes (m)				
	T1	T2	T3	T4	T5
6	4,85	1,66	-	-	-
9	8,78	5,68	2,06	-	-
12	12,89	10,31	7,58	4,69	1,61

A tabela 4.3 apresenta um resumo dos valores adotados para os comprimentos dos trechos livres dos tirantes para as análises de estabilidade que considera os tirantes. Foi considerado um valor mínimo de 3m para os trechos livres, conforme recomendação da norma NBR 5629.

Tabela 4.3 – Comprimentos adotados para trechos livres.

H (m)	Comprimentos adotados para os trechos livres dos Tirantes (m)				
	T1	T2	T3	T4	T5
6	6	4	-	-	-
9	9	6	3	-	-
12	13	11	9	6	3

A tabela 4.4 apresenta os comprimentos totais dos tirantes, considerando os bulbos de ancoragem com 6m de comprimento.

Tabela 4.4 – Comprimentos totais adotados para os tirantes (bulbo com 6 m).

H (m)	Comprimentos totais adotados dos Tirantes (m) (Bulbo=6m)				
	T1	T2	T3	T4	T5
6	12	10	-	-	-
9	15	12	9	-	-
12	19	17	15	12	9

Vale ressaltar que, de forma preliminar, seguiu-se esse conceito para a definição dos trechos livres dos tirantes de modo a realizar análises de estabilidade em que não haja participação dos bulbos de ancoragem no mecanismo de ruptura. Isto é, os tirantes são suficientemente longos para que os bulbos de ancoragem não interfiram no processo de análise.

A verificação se o bulbo está de fato participando ou não do mecanismo de ruptura será apresentada adiante.

Nos itens a seguir, são apresentados os resultados das análises de estabilidade para os métodos de Bishop simplificado e Spencer, com a introdução das cargas dos tirantes (cargas variando de 60 a 400 kN) para as duas opções disponíveis no programa quanto à consideração das forças dos tirantes nas fatias: cargas concentradas e cargas distribuídas.

Foram apresentados, através de figuras, os resultados para as duas opções (cargas concentradas e cargas distribuídas) para as cargas cujo fator de segurança foi imediatamente maior que 1,5. Ao final de cada item são fornecidos, através de tabelas, os resultados para todas as outras análises efetuadas com as demais cargas, para cada cortina.



#### 4.1.3. Caso 1 – Cortina com 6 m de altura (Bishop Simplificado)

As figuras 4.16 e 4.17 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. Conforme podem ser observados nas figuras, os pontos que indicam o FS (saída do programa) não correspondem aos centros dos círculos das superfícies de deslizamento. Isto se repete em todas as análises realizadas no Slope/W.

A tabela 4.5 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

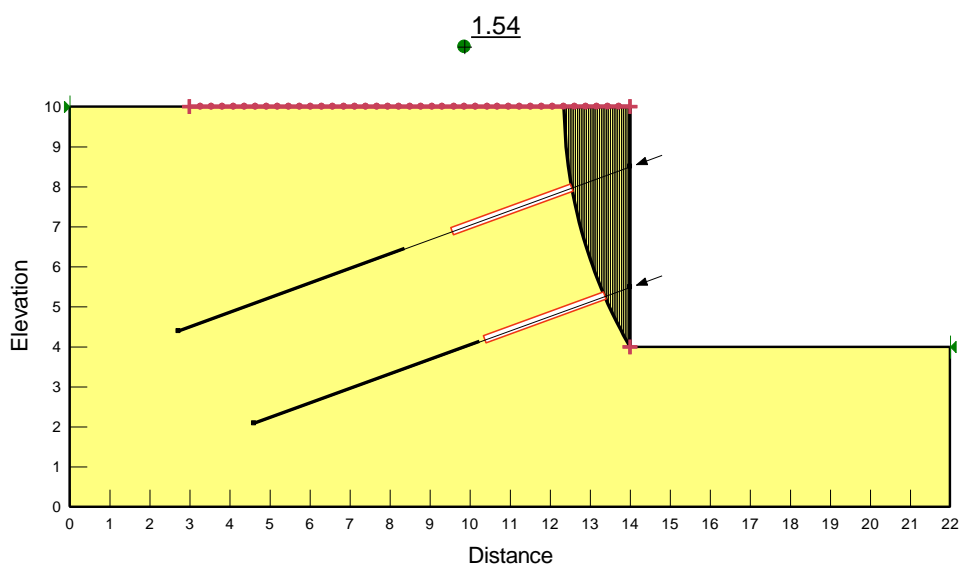


Figura 4.16 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop simplificado com cargas concentradas. Altura da cortina: 6 m. Carga nos tirantes: 160 kN - FS=1,54.

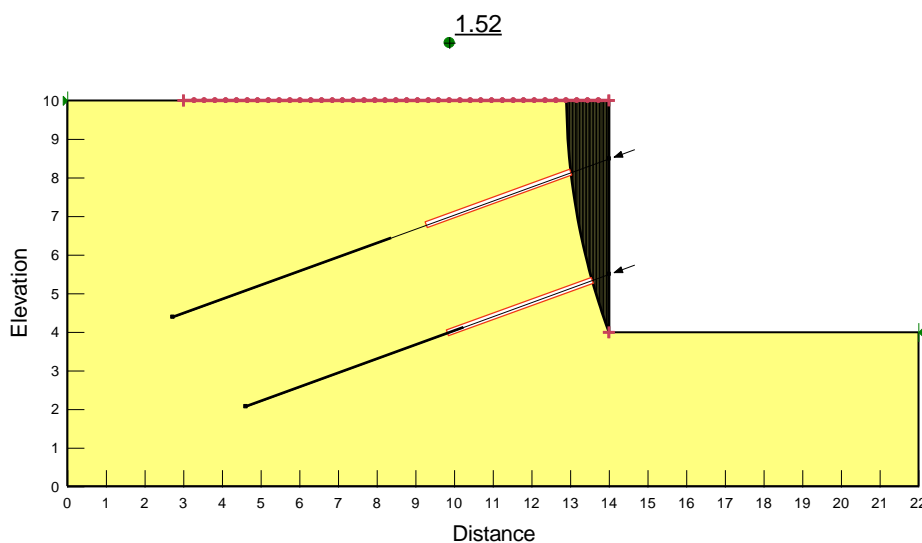


Figura 4.17 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop simplificado com cargas distribuídas. Altura da cortina: 6 m. Carga nos tirantes: 200 kN - FS=1,52.

Tabela 4.5 – Fatores de segurança para cortina com altura de 6 m. Método de Bishop.

H=6m	FS (Bishop Simplificado)	
Cargas (kN)	Concentradas	Distribuídas
60	1,03	0,99
80	1,13	1,08
100	1,23	1,16
120	1,33	1,25
140	1,44	1,33
160	1,54	1,40
180	1,64	1,46
200	1,73	1,52
220	1,82	1,57
240	1,9	1,61
260	1,97	1,63
280	2,04	1,64
300	2,10	1,63

#### 4.1.4. Caso 2 – Cortina com 6m de altura (Spencer)

As figuras 4.18 e 4.19 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. A tabela 4.6 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

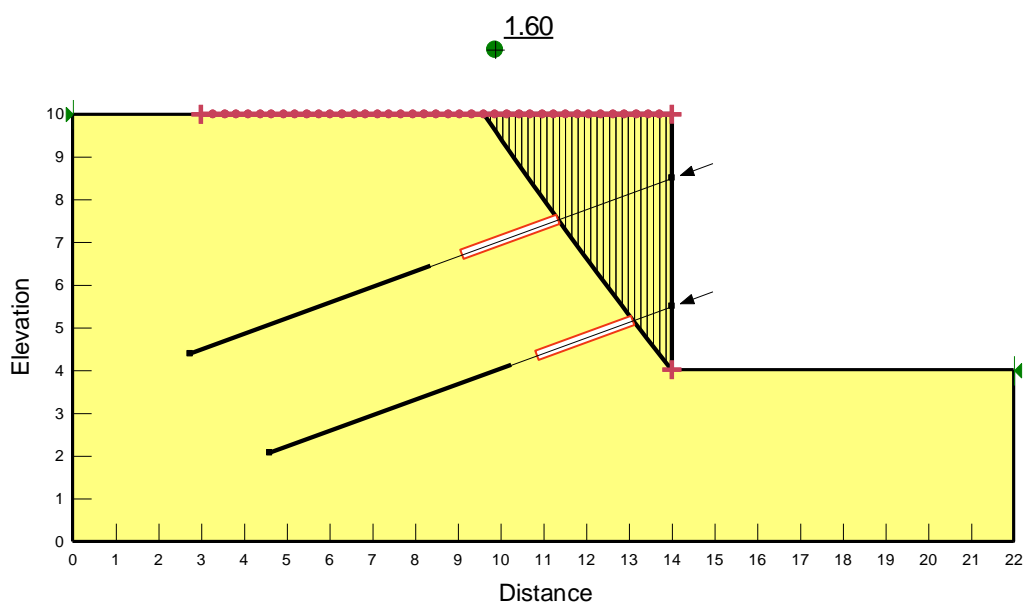


Figura 4.18 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas concentradas. Altura da cortina: 6 m. Carga nos tirantes: 120 kN - FS=1,60.

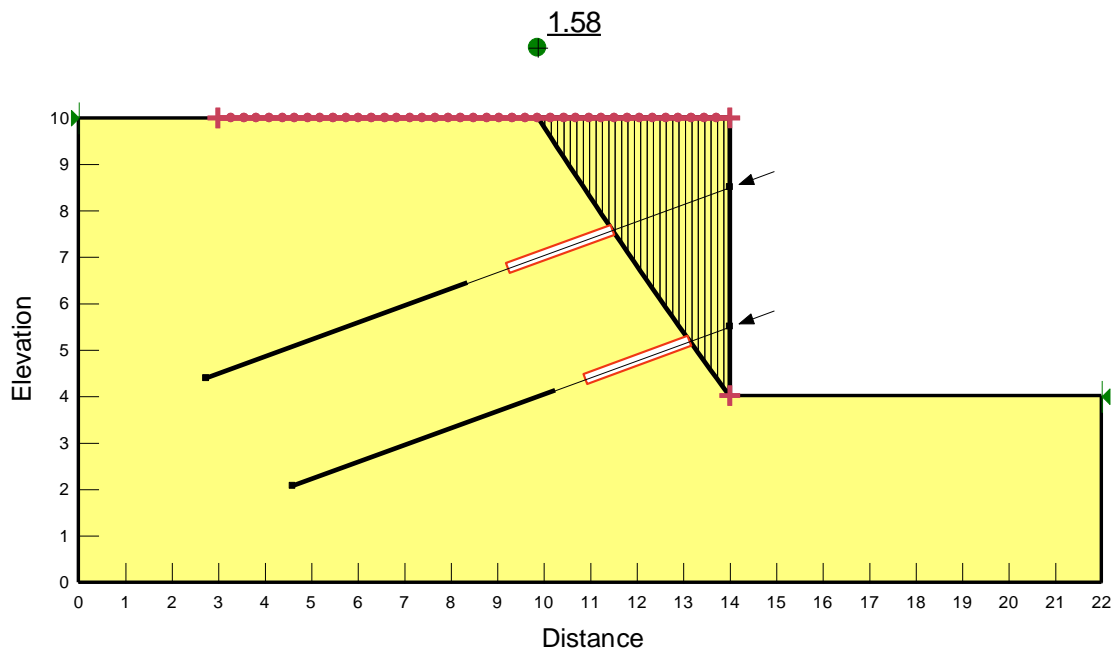


Figura 4.19 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas distribuídas. Altura da cortina: 6 m. Carga nos tirantes: 120 kN - FS=1,58.

Tabela 4.6 – Fatores de segurança para cortina com altura de 6 m. Método de Spencer.

H=6m Cargas (kN)	FS (Spencer)	
	Concentradas	Distribuídas
60	1,14	1,16
80	1,29	1,31
100	1,42	1,48
120	1,60	1,58
140	1,72	1,72
160	1,87	1,91
180	2,08	2,08
200	2,31	2,28
220	2,52	2,48
240	2,79	2,74
260	3,09	3,03
280	3,40	3,35
300	3,84	3,74

#### 4.1.5. Caso 3 – Cortina com 9m de altura (Bishop Simplificado)

As figuras 4.20 e 4.21 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. A tabela 4.7 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

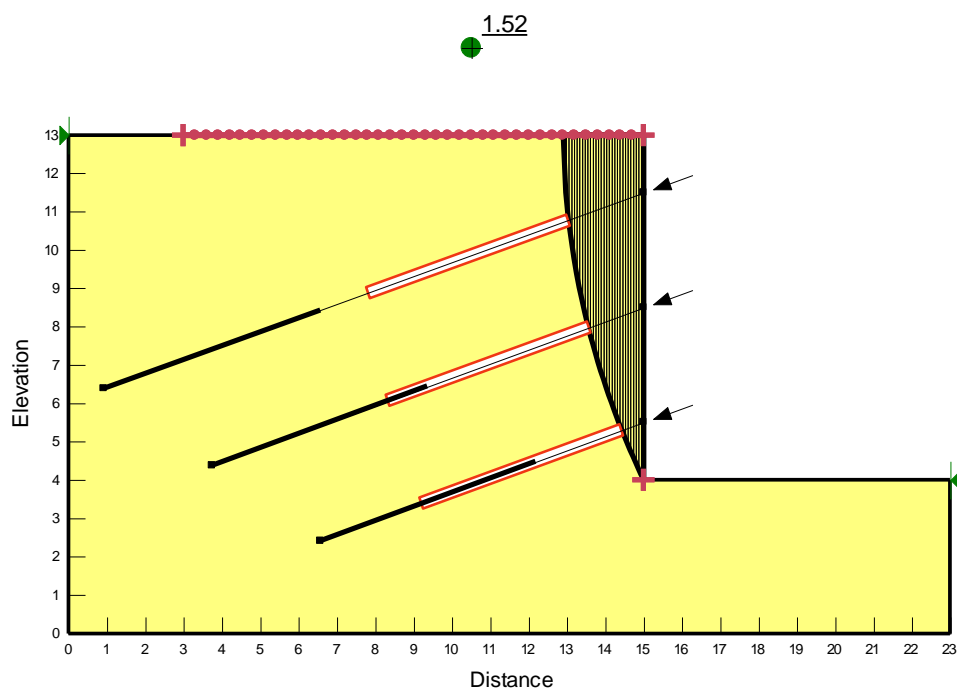


Figura 4.20 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop com cargas concentradas. Altura da cortina: 9 m. Carga nos tirantes: 280 kN - FS=1,52.

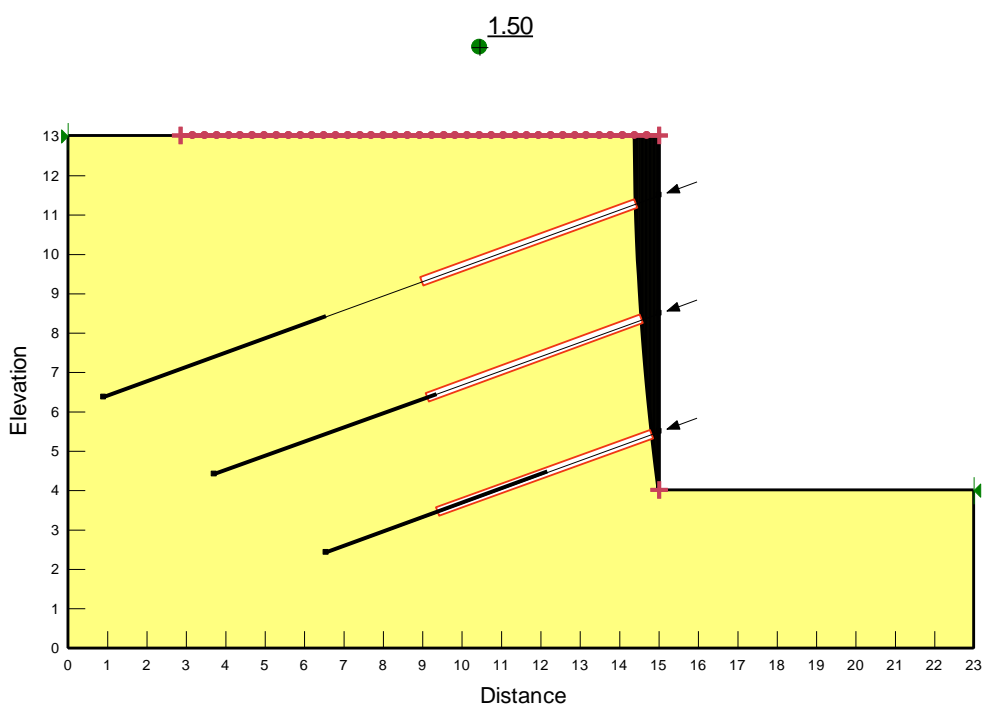


Figura 4.21 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop com cargas distribuídas. Altura da cortina: 9 m. Carga nos tirantes: 400 kN - FS=1,50.

Tabela 4.7 – Fatores de segurança para cortina com altura de 9 m. Método de Bishop.

H=9m Cargas (kN)	FS (Bishop Simplificado)	
	Concentradas	Distribuídas
60	0,78	0,76
80	0,85	0,82
100	0,92	0,88
120	0,99	0,94
140	1,05	1,00
160	1,12	1,05
180	1,19	1,11
200	1,26	1,16
220	1,32	1,21
240	1,39	1,26
260	1,46	1,3
280	1,52	1,35
300	1,58	1,38
320	1,64	1,42
340	1,70	1,45
360	1,76	1,47
380	1,82	1,49
400	1,87	1,50

#### 4.1.6. Caso 4 – Cortina com 9m de altura (Spencer)

As figuras 4.22 e 4.23 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. A tabela 4.8 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

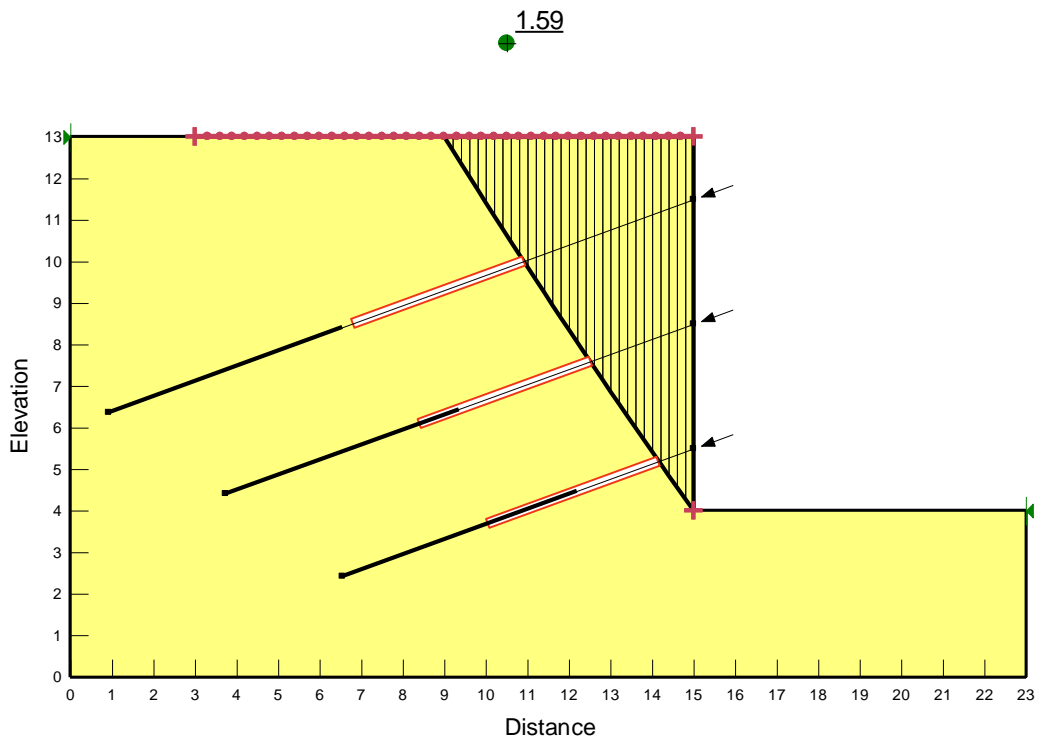


Figura 4.22 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas concentradas. Altura da cortina: 9 m. Carga nos tirantes: 220 kN - FS=1,59.

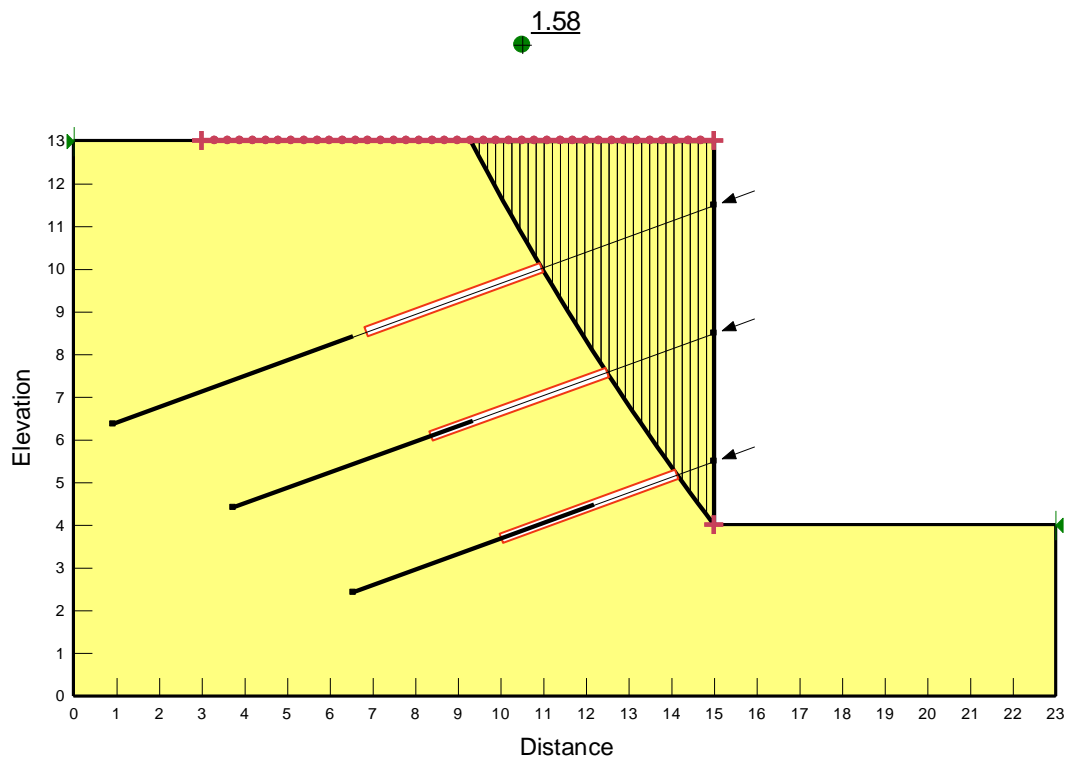


Figura 4.23 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas distribuídas. Altura da cortina: 9 m. Carga nos tirantes: 220 kN - FS=1,58.

Tabela 4.8 – Fatores de segurança para cortina com altura de 9 m. Método de Spencer.

H=9m	FS (Spencer)	
Cargas (kN)	Concentradas	Distribuídas
60	0,87	0,88
80	0,94	0,95
100	1,02	1,05
120	1,12	1,12
140	1,20	1,21
160	1,29	1,28
180	1,39	1,38
200	1,48	1,49
220	1,59	1,58
240	1,69	1,70
260	1,82	1,81
280	1,94	1,94
300	2,06	2,05
320	2,25	2,20
340	2,38	2,33
360	2,53	2,5
380	2,75	2,69
400	2,92	2,90

#### 4.1.7. Caso 5 – Cortina com 12m de altura (Bishop Simplificado)

As figuras 4.24 e 4.25 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. A tabela 4.9 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

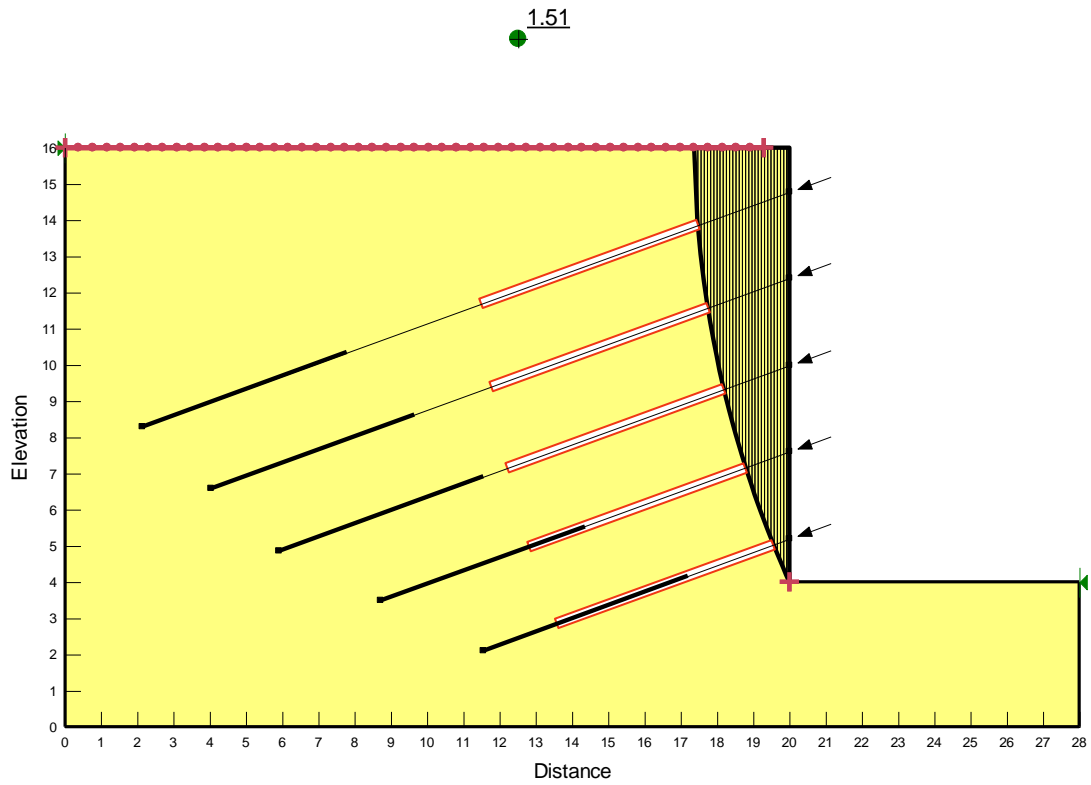


Figura 4.24 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop com cargas concentradas. Altura da cortina: 12 m. Carga nos tirantes: 320 kN - FS=1,51.

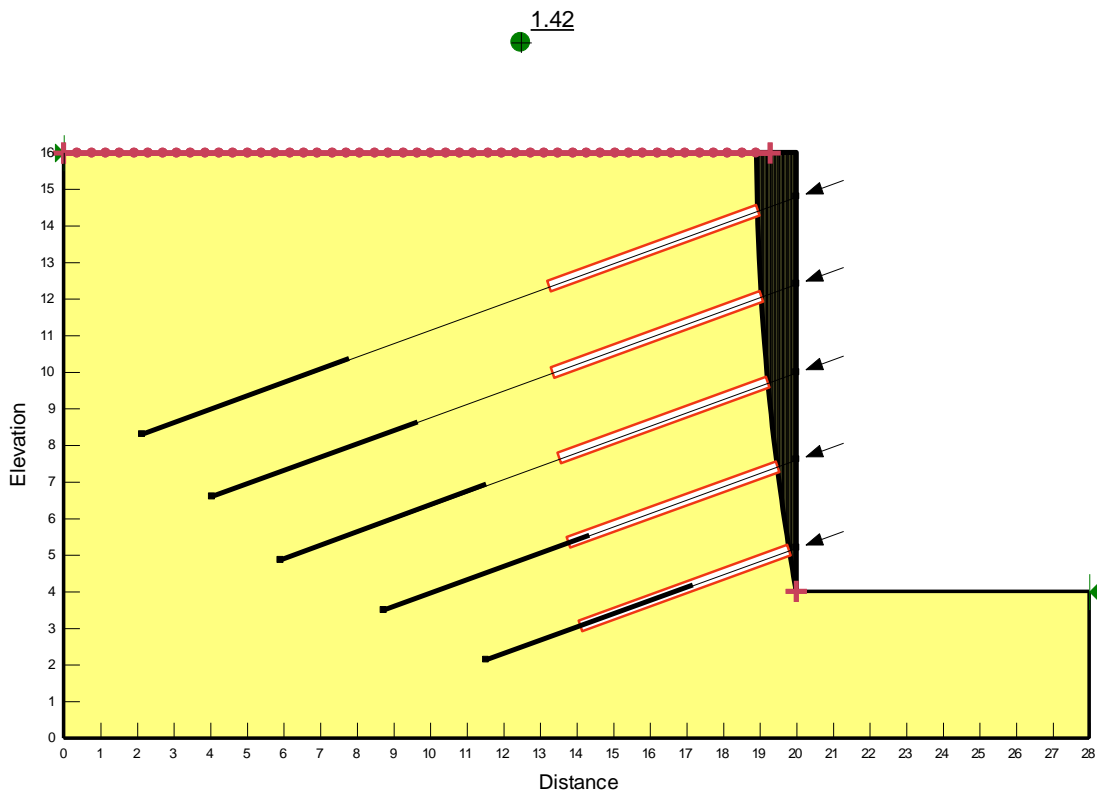


Figura 4.25 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop com cargas distribuídas. Altura da cortina: 12 m. Carga nos tirantes: 400 kN - FS=1,42.



Tabela 4.9 – Fatores de segurança para cortina com altura de 12 m. Método de Bishop.

H=12m	FS (Bishop Simplificado)	
Cargas (kN)	Concentradas	Distribuídas
60	0,70	0,68
80	0,76	0,74
100	0,83	0,79
120	0,89	0,85
140	0,95	0,9
160	1,02	0,95
180	1,08	1,01
200	1,14	1,05
220	1,21	1,10
240	1,27	1,15
260	1,33	1,19
280	1,39	1,23
300	1,45	1,27
320	1,51	1,31
340	1,57	1,34
360	1,62	1,38
380	1,67	1,40
400	1,72	1,42

#### 4.1.8. Caso 6 – Cortina com 12m de altura (Spencer)

As figuras 4.26 e 4.27 apresentam os resultados das análises de estabilidade para cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente. A tabela 4.10 apresenta um resumo dos valores encontrados de FS para os diversos valores de cargas.

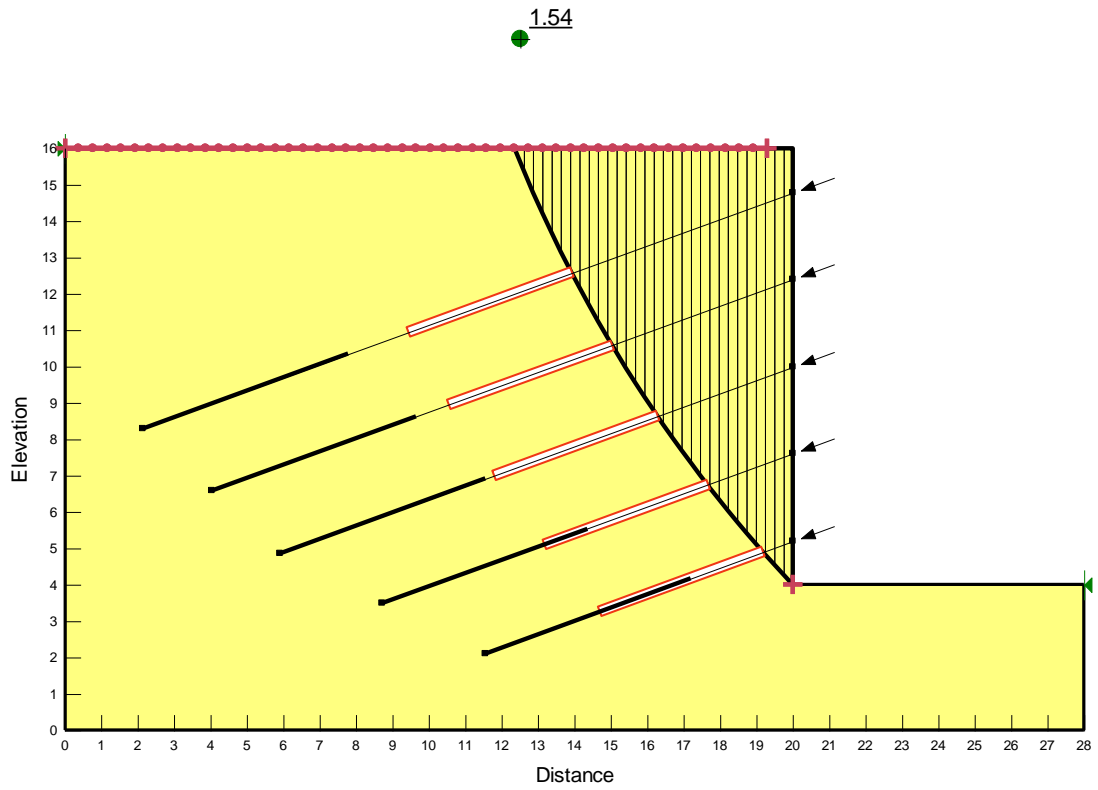


Figura 4.26 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas concentradas. Altura da cortina: 12 m. Carga nos tirantes: 240 kN - FS=1,54.

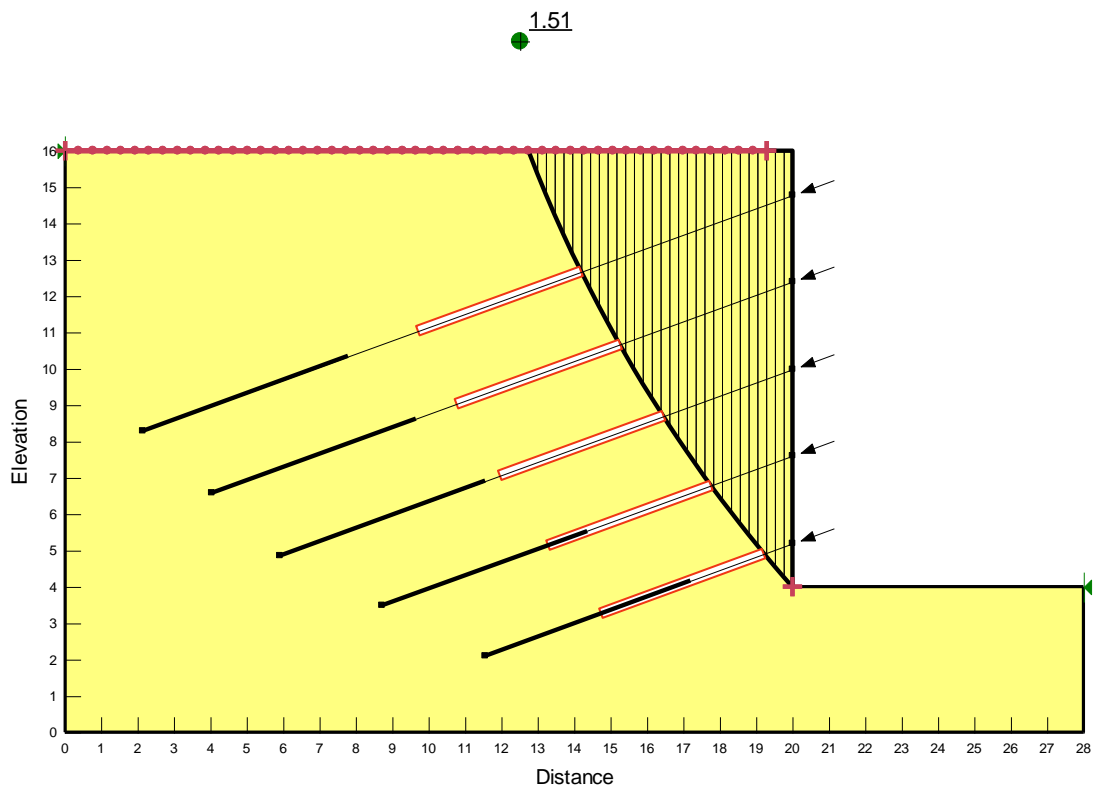


Figura 4.27 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Spencer com cargas distribuídas. Altura da cortina: 12 m. Carga nos tirantes: 240 kN - FS=1,51.

Tabela 4.10 – Fatores de segurança para cortina com altura de 12 m. Método de Spencer.

H=12m	FS (Spencer)	
Cargas (kN)	Concentradas	Distribuídas
60	0,76	0,77
80	0,84	0,85
100	0,91	0,92
120	0,99	1,00
140	1,09	1,08
160	1,16	1,15
180	1,25	1,24
200	1,33	1,33
220	1,43	1,41
240	1,54	1,51
260	1,63	1,60
280	1,73	1,72
300	1,85	1,83
320	1,97	1,94
340	2,11	2,07
360	2,27	2,22
380	2,39	2,37
400	2,55	2,54

As análises e discussões dos resultados encontrados são apresentadas no capítulo 5.

## 4.2. Análises pelo Método dos Elementos Finitos

As análises realizadas pelo Método de Elementos Finitos foram elaboradas no programa Plaxis 2D. Foi utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com os mesmos parâmetros de resistência  $c = 10 \text{ kPa}$  e  $\phi = 35^\circ$  e mesmo peso específico  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ . Também foram mantidas as características dos tirantes (comprimentos, espaçamento horizontal e cargas) utilizadas para as demais análises (item 4.1).

Além das situações de ruptura, as cortinas também foram analisadas para a situação de trabalho. Conforme será apresentado adiante, a situação de trabalho, com cálculo das deformações envolvidas, é uma etapa necessária de análise, ainda que o objetivo maior desta pesquisa não seja calcular as referidas deformações.

Desta forma, foram adotados para o solo, arbitrariamente, em todas as análises, módulo de young  $E = 15000 \text{ kN/m}^2$  e coeficiente de poisson  $\nu = 0,3$ . Foi tomado como 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  $N_{spt} = 10$ .

$$E = 3000 N_{spt}^{0,8} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.1)$$

Foram adotadas, para todos os tirantes, barras de aço de 32 mm de diâmetro, com módulo de young  $E = 2,0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ .

As barras de aço de 32 mm de diâmetro são utilizadas frequentemente nos projetos de cortinas atirantadas para as situações de cargas consideradas no presente trabalho. Por exemplo, utiliza-se o aço Dywidag de 32 mm, que possibilita cargas de trabalho de até 390 kN.

As paredes das cortinas atirantadas foram modeladas, em todas as análises, com espessura de 20 cm, sendo admitidas com comportamento linear-elástico, com módulo de young  $E = 2,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  e coeficiente de poisson  $\nu = 0,2$ . Vale ressaltar que a escolha de comportamento linear-elástico tem como consequência a impossibilidade de plastificação da parede da cortina. Como este modo de ruptura não faz parte do escopo desta pesquisa, foi admitido este comportamento. No entanto, para situações reais deve-se atentar para a possibilidade deste mecanismo de ruptura.

A interação da interface foi modelada com elemento de interface rígida, isto é, considerando os mesmos parâmetros do solo para a resistência da interface ( $R_{inter} = 1$ ). Esta consideração é justificável tendo em vista que foi admitida construção da

cortina atirantada pelo método descendente, com etapas de concretagem a cada nível de tirante, onde a concretagem dos painéis é feita diretamente contra o solo (o próprio solo serve como contra-forma). Cabe salientar que a contração do concreto durante o processo de cura, assim como diversos outros fatores, podem afetar estes valores. Além disso, valores de  $R_{inter} < 1$  podem afetar os resultados.

Tal como nos casos anteriores, as simulações foram realizadas para cortinas com dois níveis de tirantes (altura de 6m), três níveis (H=9m) e cinco níveis (H=12m). As figuras 4.28 a 4.31 apresentam de forma esquemática as etapas construtivas para a altura de 9m de cortina. Para as outras alturas procedeu-se de forma semelhante.

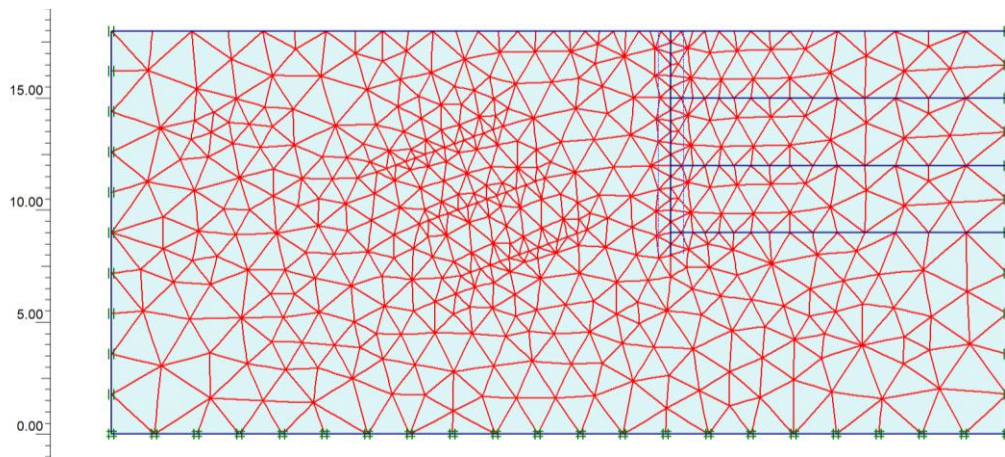


Figura 4.28 – Malha de elementos triangulares isoparamétricos – Geometria inicial.

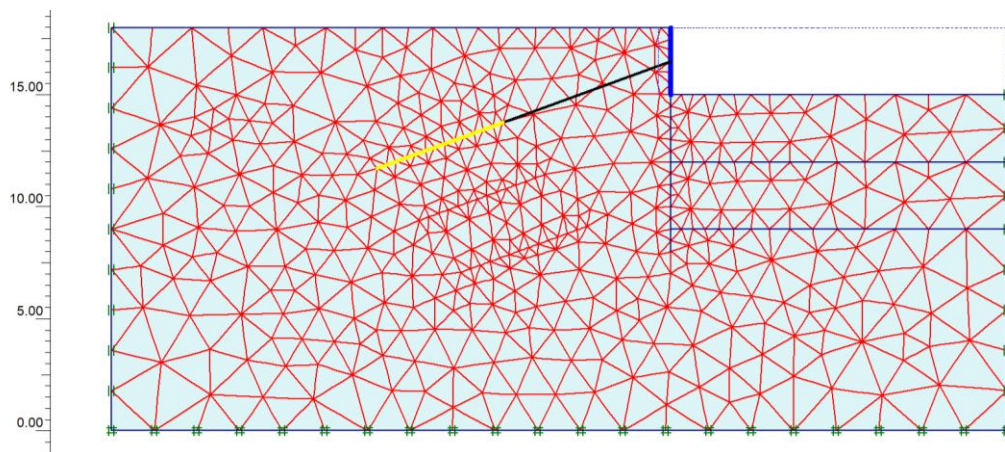


Figura 4.29 - Escavação para o primeiro nível de tirantes

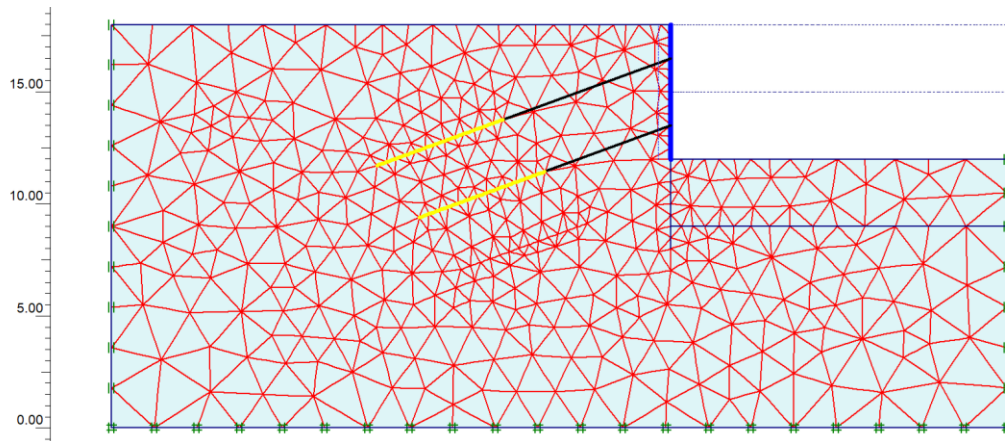


Figura 4.30 – Escavação para o segundo nível de tirantes.

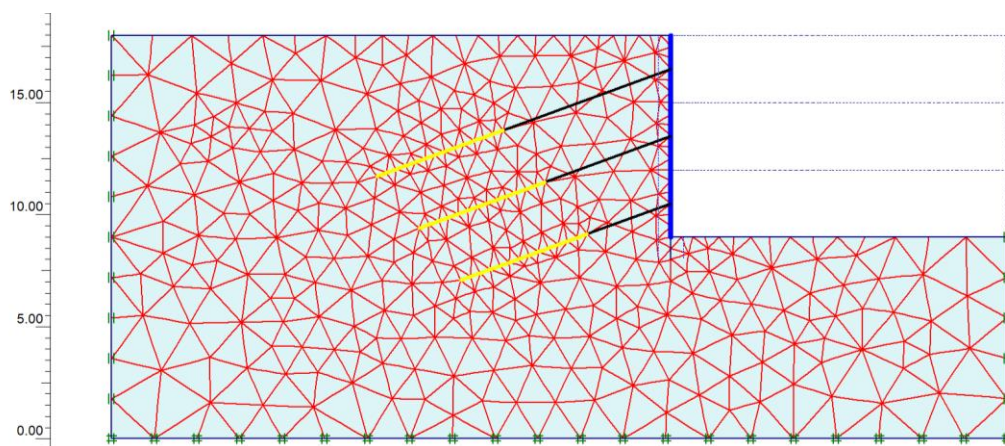


Figura 4.31 – Escavação para o terceiro nível de tirantes.

No Plaxis, a análise foi realizada mediante as seguintes fases:

Fase 1 – Introdução da geometria.

Fase 2 – Geração da malha de elementos triangulares isoparamétricos.

Fase 3 – Geração de tensões e poropressões iniciais.

No presente estudo, as poropressões são nulas.

Em relação às tensões horizontais, foi adotada, de forma simplificada, a formulação *default* do programa, denominado como procedimento  $K_0$ , sendo  $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$ , a formulação de Jaki.

Diversas formulações empíricas para estimativa dos valores de tensões horizontais foram propostas na literatura, porém, vale lembrar que tais formulações em geral aplicam-se apenas a solos sedimentares.

Solos residuais e solos que sofreram transformações pedológicas posteriores apresentam tensões horizontais que dependem das tensões internas originais da rocha ou do processo de evolução que sofreram (Pinto, 2006).

Fase 4 – Escavações e aplicação de cargas de protensão.

Fase 4.1 – Escavação 1º nível e aplicação de carga da 1ª Linha de tirantes. (para todas as alturas)

Fase 4.2 – Escavação 2º nível e aplicação de carga da 2ª Linha de tirantes. (para todas as alturas)

Fase 4.3 – Escavação 3º nível e aplicação de carga da 3ª Linha de tirantes (alturas de 9m e 12m).

Fase 4.4 – Escavação 4º nível e aplicação de carga da 4ª Linha de tirantes (altura de 12m).

Fase 4.5 – Escavação 5º nível e aplicação de carga da 5ª Linha de tirantes (altura de 12m).

Fase 5 – Reprotensão para as cargas de trabalho iniciais.

Esta fase foi introduzida devido às alterações observadas nas cargas dos tirantes nas etapas anteriores de escavação. Conforme será apresentado adiante, em tabelas e gráficos.

Fase 6 – Estimativa do Fator de Segurança - Aplicação do *procedimento PHI-C Reduction*.

Com o objetivo de realizar uma análise comparativa com os métodos de equilíbrio limite (Spencer e Bishop), nesta etapa foi utilizada, como técnica de modelagem, alteração do comportamento do tirante de elástico para elasto-plástico, limitando o valor máximo da carga do tirante ao valor da carga de protensão inicial.

Procedendo desta forma, pôde-se avaliar o comportamento das ancoragens em relação às mudanças de cargas durante as etapas construtivas, assim como realizar análises comparativas nas estimativas de fator de segurança com os resultados dos métodos de Spencer e Bishop.

### 4.2.1. Análises iniciais

Para uma visualização geral, são apresentados os resultados quanto às tensões iniciais no terreno (fase 3), para a altura de 9m. As figuras 4.32 a 4.35 apresentam, nesta ordem, as tensões iniciais: Verticais; horizontais; médias (p) e desviadoras (q). Para as demais alturas, os resultados são semelhantes.

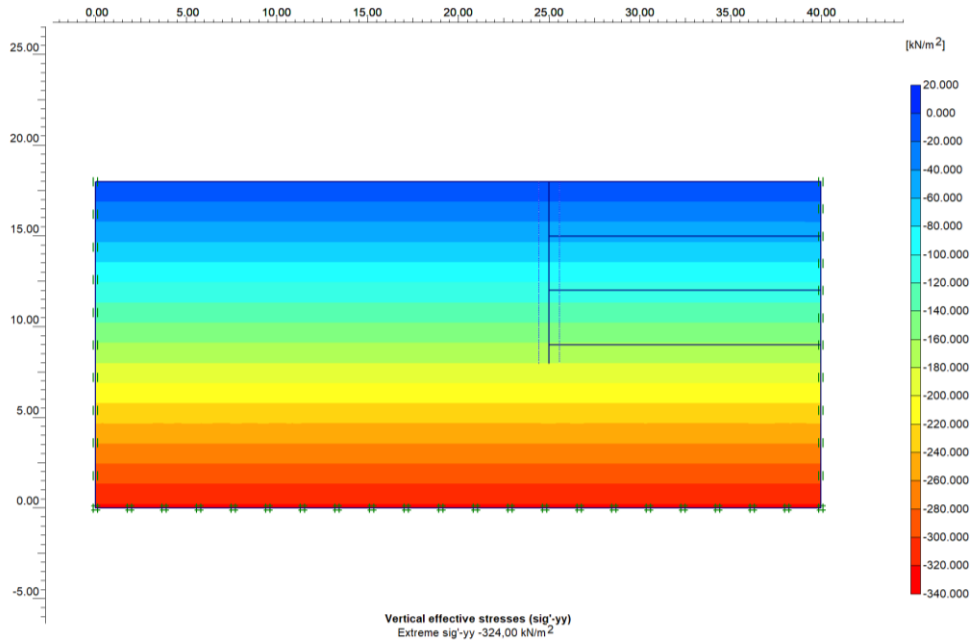


Figura 4.32 – Tensões verticais iniciais (Fase 3) – Cortina com 9m de altura.

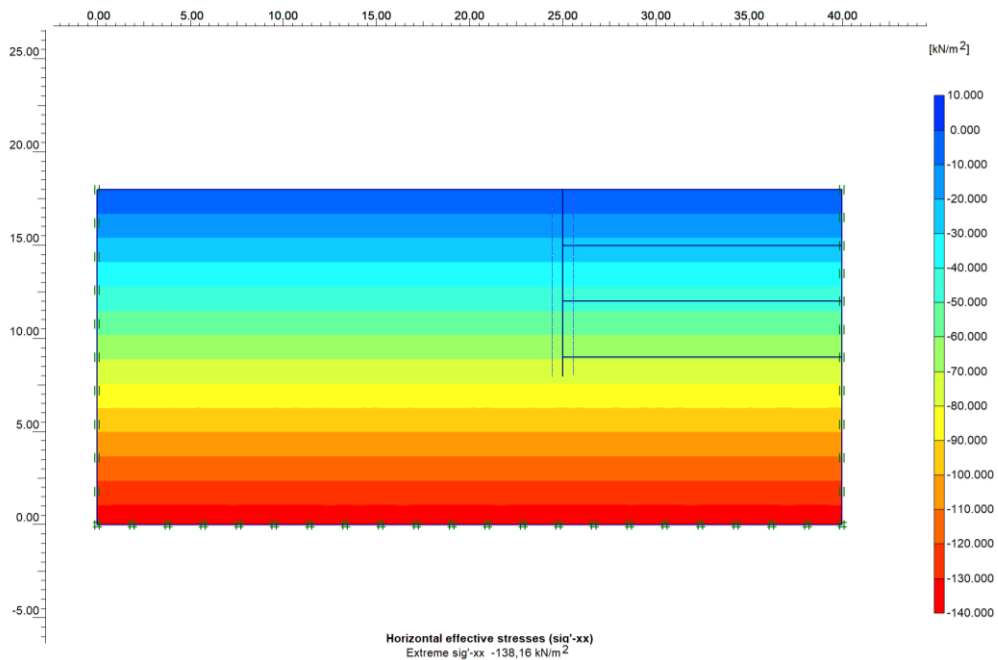


Figura 4.33 – Tensões horizontais iniciais (Fase 3) – Cortina com 9m de altura.



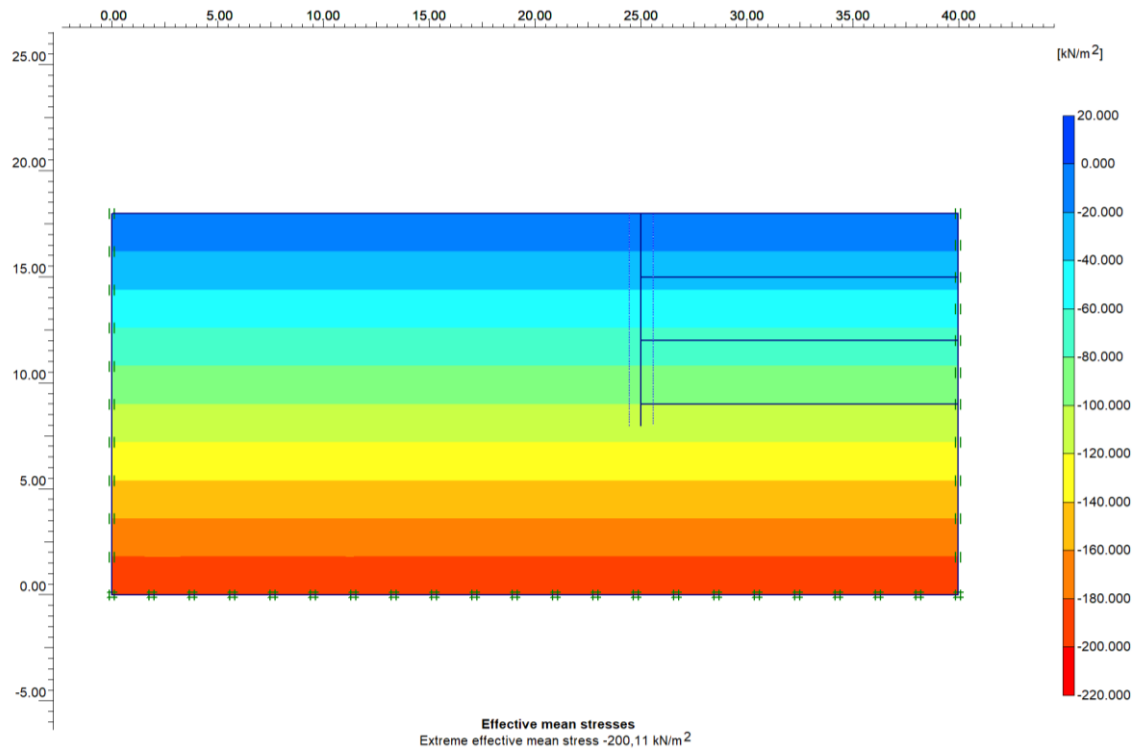


Figura 4.34 – Tensões médias ( $p$ ) iniciais (Fase 3) – Cortina com 9m de altura.

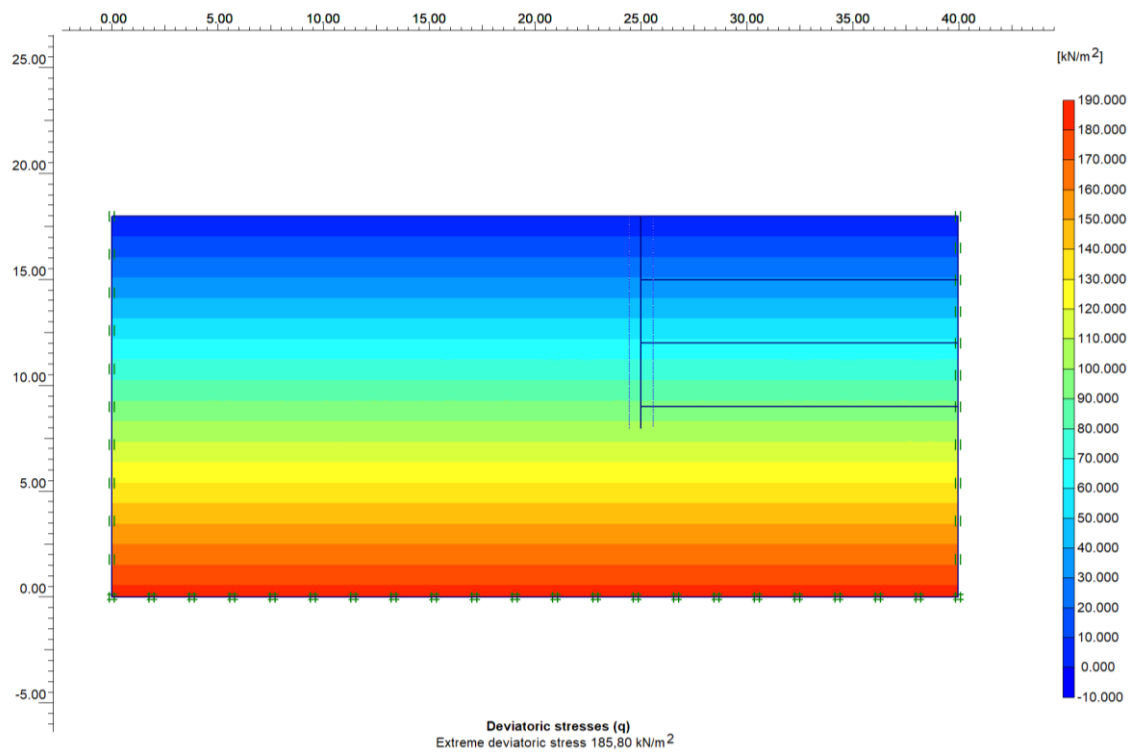


Figura 4.35 – Tensões desviadoras ( $q$ ) iniciais (Fase 3) – Cortina com 9m de altura.

Foi simulada, inicialmente, para as diversas alturas, as etapas de escavação para o menor valor de carga (60 kN). Para a cortina de 6 m de altura, a simulação foi possível, porém, para as alturas de 9 m e de 12 m não foi possível chegar à etapa de cálculo do fator de segurança (fase 6) pois houve colapso da estrutura nas etapas anteriores. Desta forma, para as alturas de 9 m e de 12 m, foram aumentadas gradualmente as cargas de protensão (a cada 20 kN) até que fosse possível chegar à fase de estimativa do FS sem que houvesse colapso da estrutura nas fases anteriores.

Para a cortina de 9 m de altura, com cargas iniciais de 80 kN, a ruptura ocorreu na fase 4.3 (terceiro nível de escavação). Para cargas iniciais de 100 kN a ruptura ocorreu na fase 5 (reprotensão para as cargas de trabalho iniciais). Assim, a primeira análise que chegou à fase correspondente à estimativa do fator de segurança (Fase 6) se deu com cargas iniciais de protensão de 120 kN.

Para a cortina de 12 m de altura, com cargas iniciais de 100 kN, a ruptura ocorreu na fase 4.3 (terceiro nível de escavação). Para cargas iniciais de 120 kN e de 140 kN a ruptura ocorreu na fase 5 (reprotensão para as cargas de trabalho iniciais). Desta forma, a primeira análise que chegou à fase de estimativa do fator de segurança (Fase 6) se deu com cargas iniciais de protensão de 160 kN.

A seguir, com o objetivo de mostrar esta situação de ruptura para valores baixos de carga, são apresentados os resultados da fase 4.3 para a cortina de 9 m de altura, com cargas de protensão iniciais de 80 kN. Para as demais alturas, os resultados são semelhantes.

### **Cortina com 9m de altura (cargas de protensão iniciais de 80 kN)**

Aplicando-se cargas de protensão iniciais de 80 kN, ao final da etapa de escavação para implantação do terceiro nível de tirantes (fase 4.3) foi observada a condição de ruptura.

A figura 4.36 mostra os pontos onde ocorreu plastificação no solo. Nota-se a formação de uma superfície contínua de pontos plastificados, o que caracteriza a ruptura, com inclinação próxima à cunha ativa de Rankine ( $45^\circ + \phi/2$ ). Os pontos em vermelho representam ruptura por cisalhamento (critério de Mohr – Coulomb, conforme definido anteriormente) e os pontos em preto representam os pontos de ruptura por tração no solo (não foi considerado resistência à tração no solo).

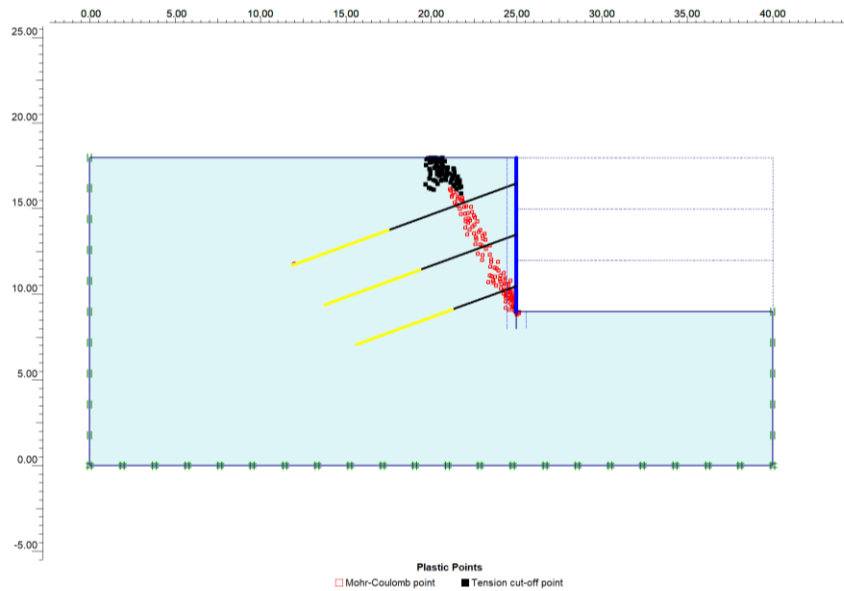


Figura 4.36 – Pontos plastificados. Altura de 9 m. Fase 4.3. Carga: 80 kN.

Em função do processo de escavação e alívio de tensões, nesta etapa as cargas nos tirantes sofreram aumentos, sendo encontrados os seguintes valores: T1 = 128 kN (aumento de 60%); T2 = 120 kN (aumento de 50%); T3 = 80 kN.

Quanto às tensões horizontais, nota-se uma redução das mesmas ao se aproximar da parede da cortina, mostrando que os baixos valores de carga nos tirantes resultaram em alívio de tensões próximas ao paramento. A figura 4.37 apresenta as tensões horizontais ao final da escavação.

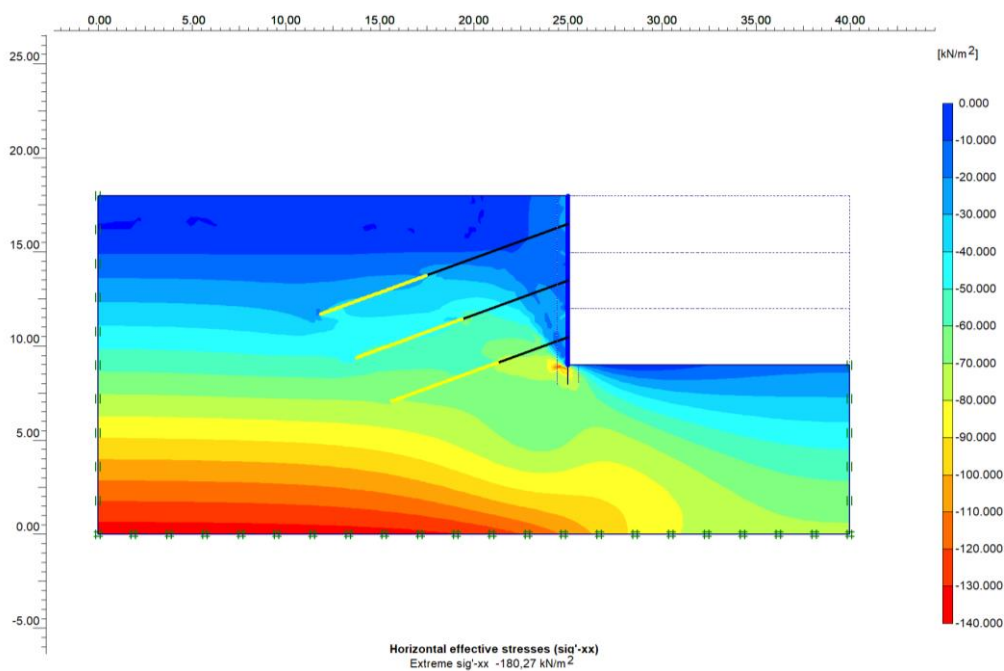


Figura 4.37 – Tensões horizontais. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 80 kN.

As figuras 4.38 a 4.40 apresentam as tensões verticais, médias ( $p$ ) e desviadores ( $q$ ), respectivamente. Observam-se aumentos de tensão junto ao local da superfície de ruptura e, em seguida, uma redução das tensões em direção ao paramento. Tais aumentos de tensão são mais pronunciados junto à região inferior da cortina.

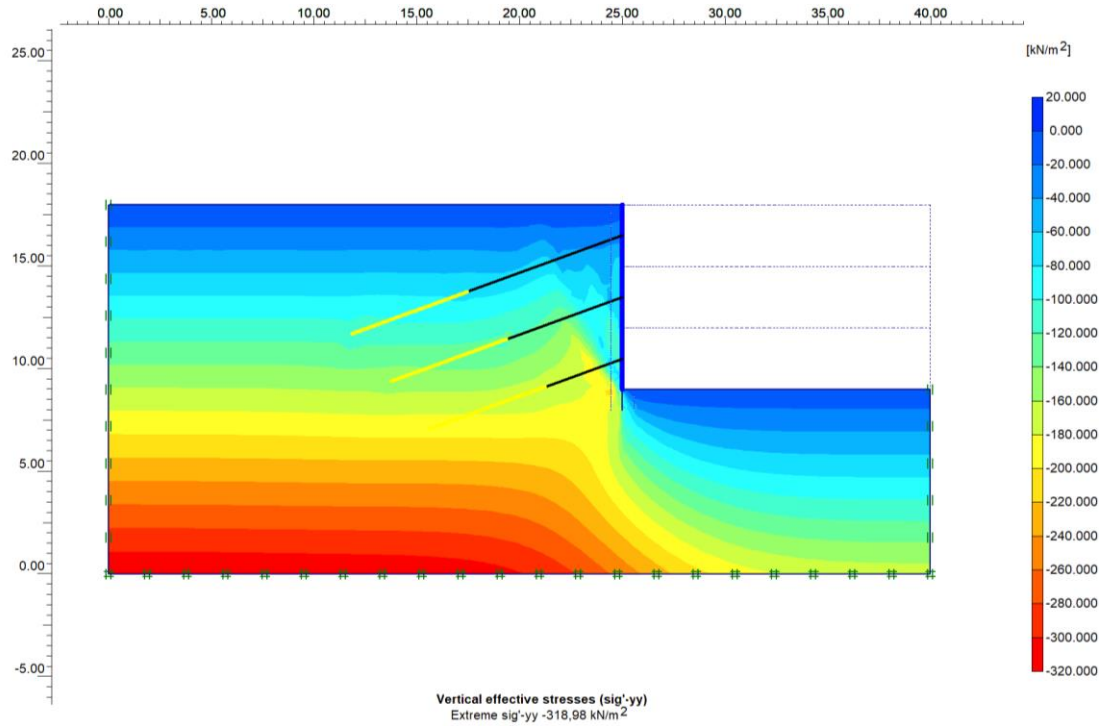


Figura 4.38 – Tensões verticais. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 80 kN.

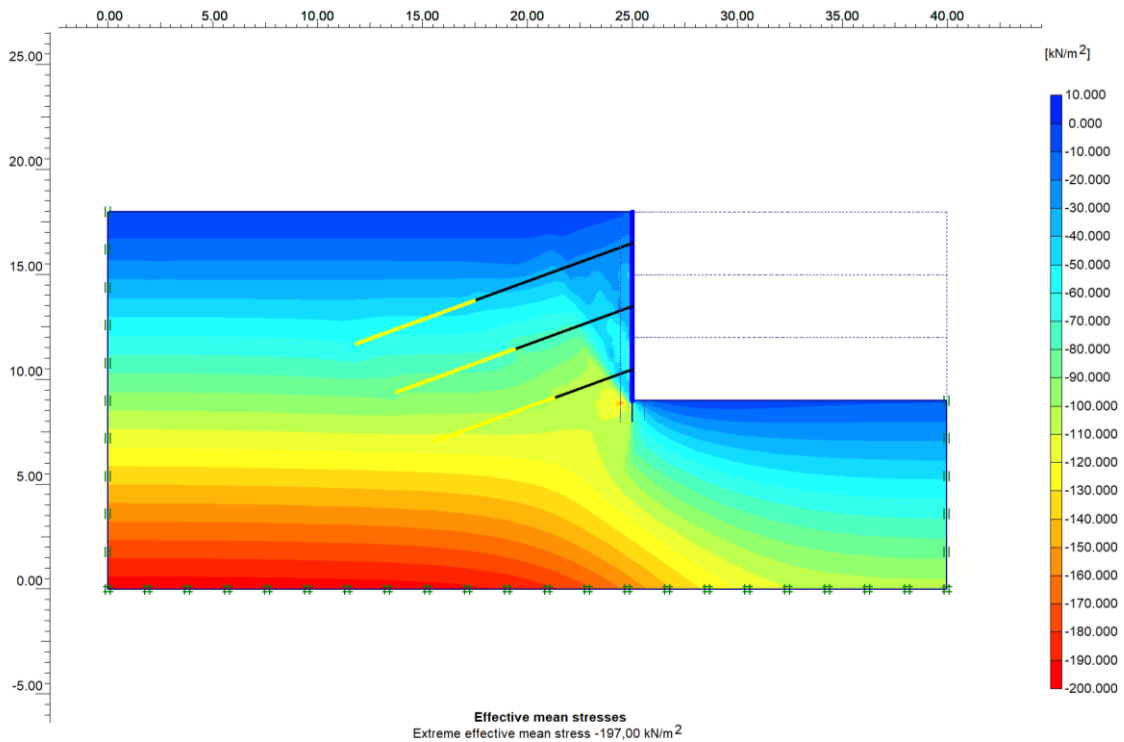


Figura 4.39 – Tensões médias ( $p$ ). Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 80 kN.

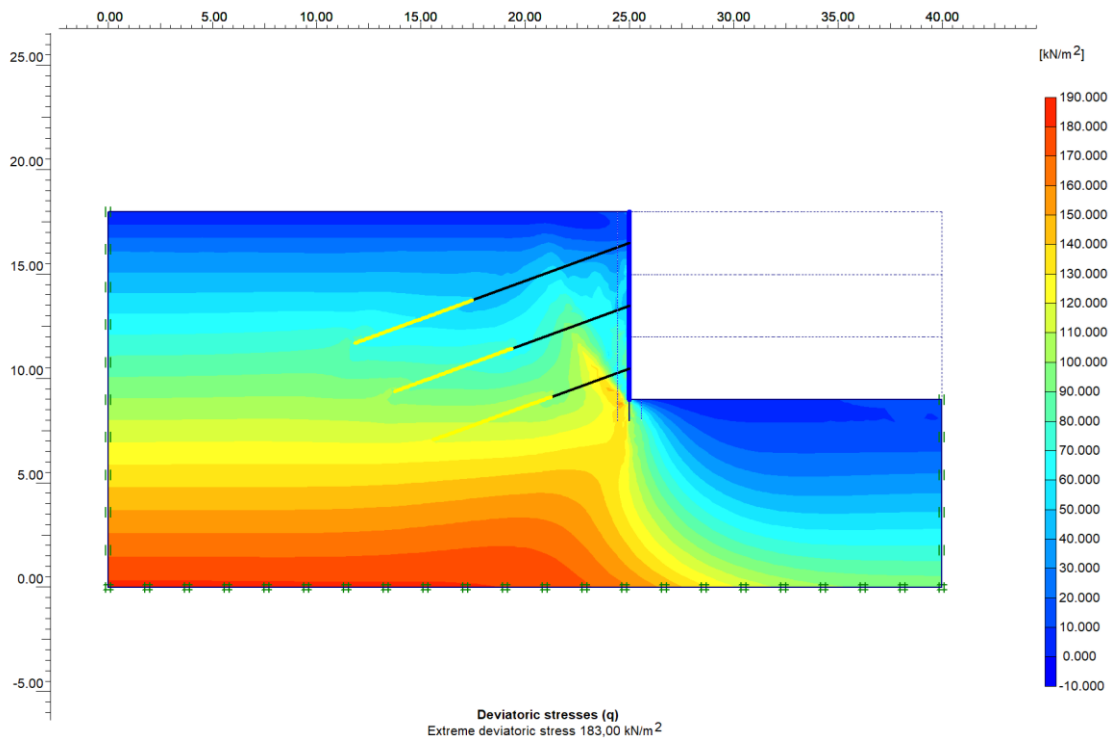


Figura 4.40 – Tensões desviadoras (q). Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 80 kN.

A figura 4.41 mostra as tensões cisalhantes relativas ao valor máximo resistente. O valor 1 significa ruptura por cisalhamento. Na figura, é possível observar a formação de uma região junto ao local da superfície de ruptura (Figura 4.36) de mobilização da resistência ao cisalhamento igual ou próxima a 1, além de uma região localizada junto ao pé da cortina.

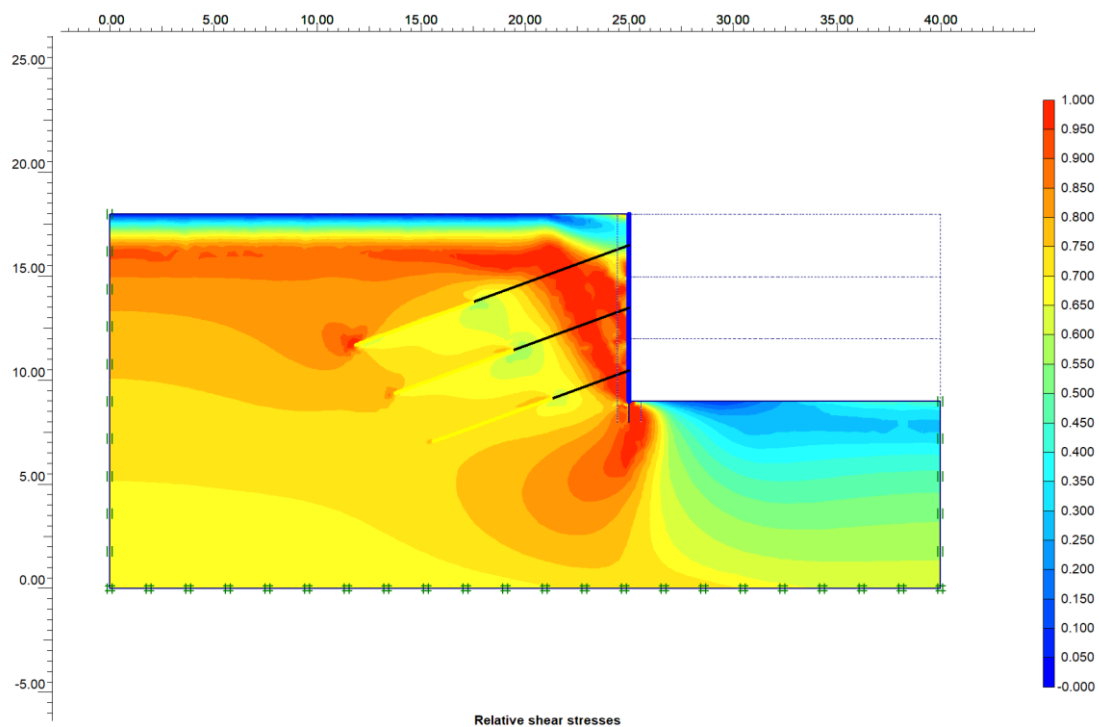


Figura 4.41 – Tensões cisalhantes relativas. Fase 4.3. Altura: 9 m. Cargas: 80 kN.

Em função da grande quantidade de análises realizadas e, com o objetivo de apresentar os resultados de forma similar ao que foi apresentado para as análises no Slope/W, a seguir, são apresentados os principais resultados das análises de estabilidade para cada altura de cortina (6 m, 9 m e 12 m), para os valores de cargas que resultaram em fatores de segurança imediatamente acima de 1,5. Ao final dos resultados apresentados para cada altura são apresentadas tabelas resumida dos resultados para os demais valores de cargas iniciais. As referidas tabelas apresentam: valores de carga de protensão iniciais; as cargas ao final das escavações; diferenças percentuais entre estes dois valores; e o fator de segurança encontrado na fase 6 (estimativa do fator de segurança).

Para os casos com valores de carga que corresponderam a baixos fatores de segurança (próximos a 1), o comportamento foi similar ao apresentado anteriormente, para a cortina de 9 m de altura, com cargas iniciais de protensão de 80 kN (figuras 4.36 a 4.41).

Conforme descrito no item 3.2.6, no Plaxis o cálculo dos fatores de segurança é realizado através da redução progressiva da resistência ao cisalhamento do solo por um fator até que ocorra a ruptura. Uma característica deste tipo de análise do programa é que não exige uma suposição prévia em relação à forma e localização da superfície de ruptura. O programa calcula automaticamente o modo de ruptura e ao valor correspondente do fator que reduz a resistência do solo é atribuído o fator de segurança.

#### **4.2.2. Cortina com 6 m de altura - Cargas iniciais de 160 kN**

##### Situação de trabalho (Fase 4.2)

Em situação de trabalho, ao final da etapa 4.2 (escavação e protensão do segundo nível de tirantes), foi observado um aumento de carga no tirante T1, de 160 kN para 168 kN, correspondendo à um aumento percentual de 5%.

Como houve pequena alteração de cargas na fase 5, de reprotensão do tirante T1 de 168 kN para 160 kN, não houve alteração significativa nos resultados quanto aos deslocamentos e estado de tensão no solo.

Quanto ao deslocamentos horizontais (figura 4.42) verifica-se que junto ao topo houve um pequeno deslocamento negativo, da ordem de 1 mm, entretanto, os deslocamentos se invertem com a profundidade, ficando positivo em torno da cota do

tirante T1 com valores crescentes até a cota do pé da cortina, onde atinge seu máximo, em torno de 7 mm. Observam-se, também, que os maiores deslocamentos horizontais acumulados ocorrem alguns metros abaixo da estrutura de contenção.

Quanto às tensões horizontais, verticais e médias (p) (figuras 4.43 a 4.45), observam-se aumentos de tensão ao se aproximar do paramento da cortina, sendo tais aumentos mais pronunciados junto ao pé da estrutura. Quanto às tensões desviadoras (figura 4.46), observam-se reduções das tensões junto aos trechos livres dos tirantes e aumentos de tensão próximo ao paramento e ao pé da estrutura.

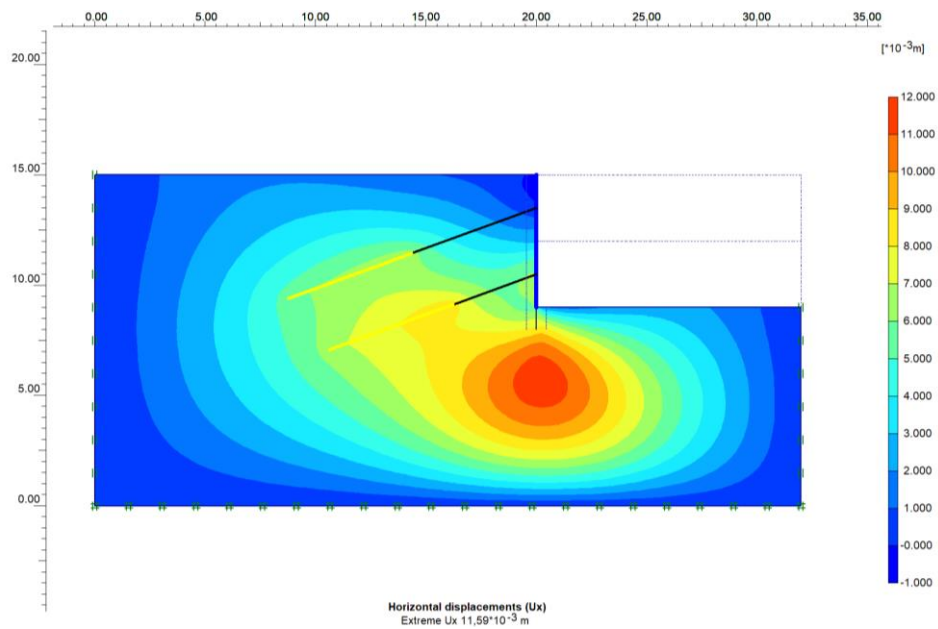


Figura 4.42 – Deslocamentos horizontais acumulados. Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.

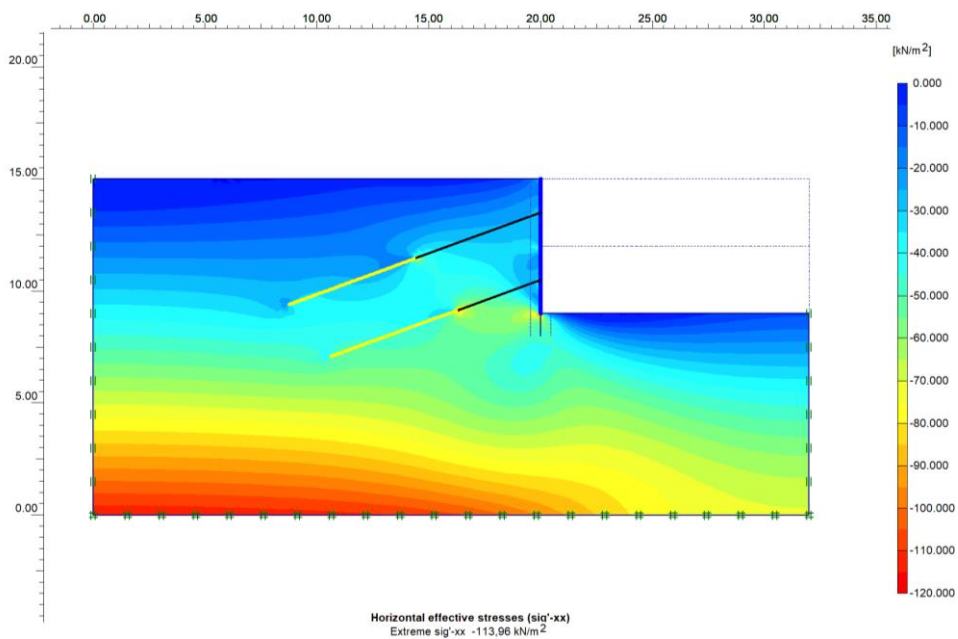


Figura 4.43 – Tensões horizontais. Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.

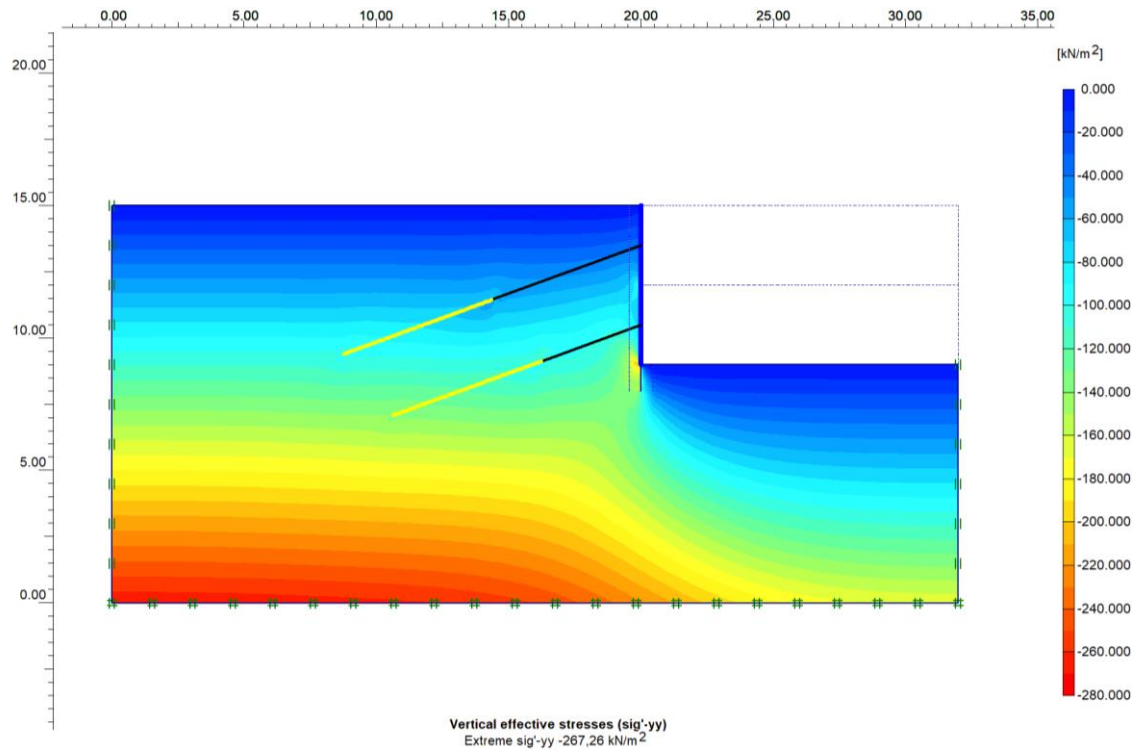


Figura 4.44 – Tensões verticais. Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.

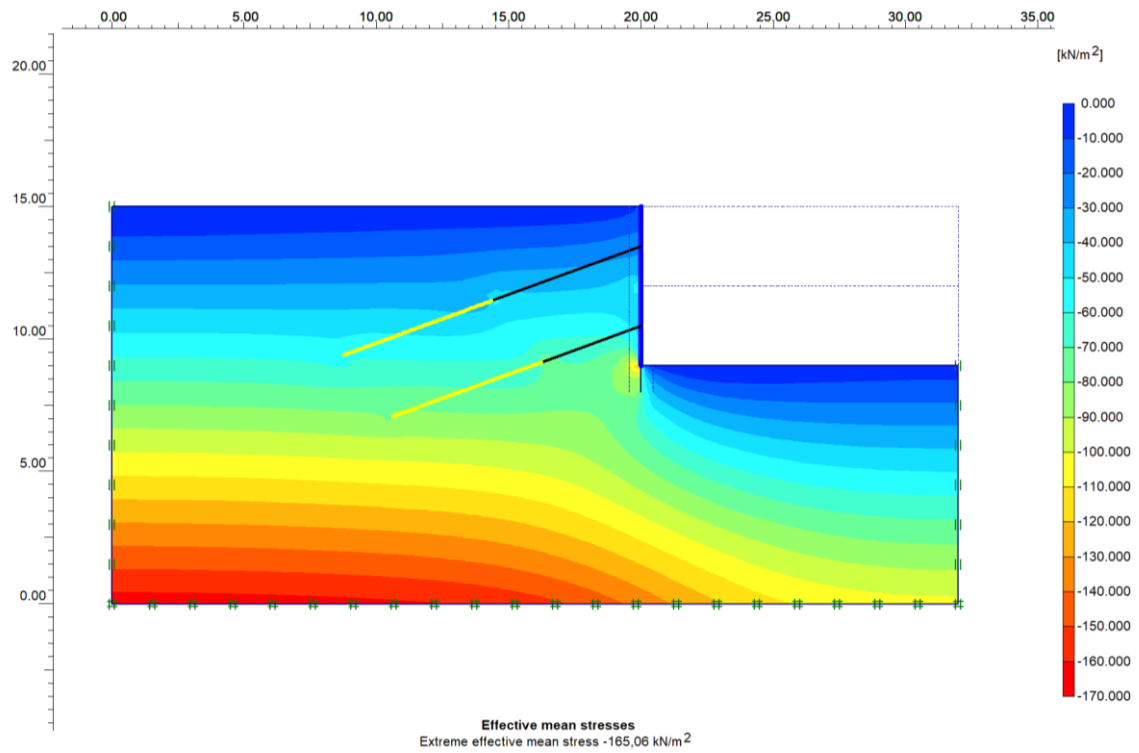


Figura 4.45 – Tensões médias ( $p$ ). Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.



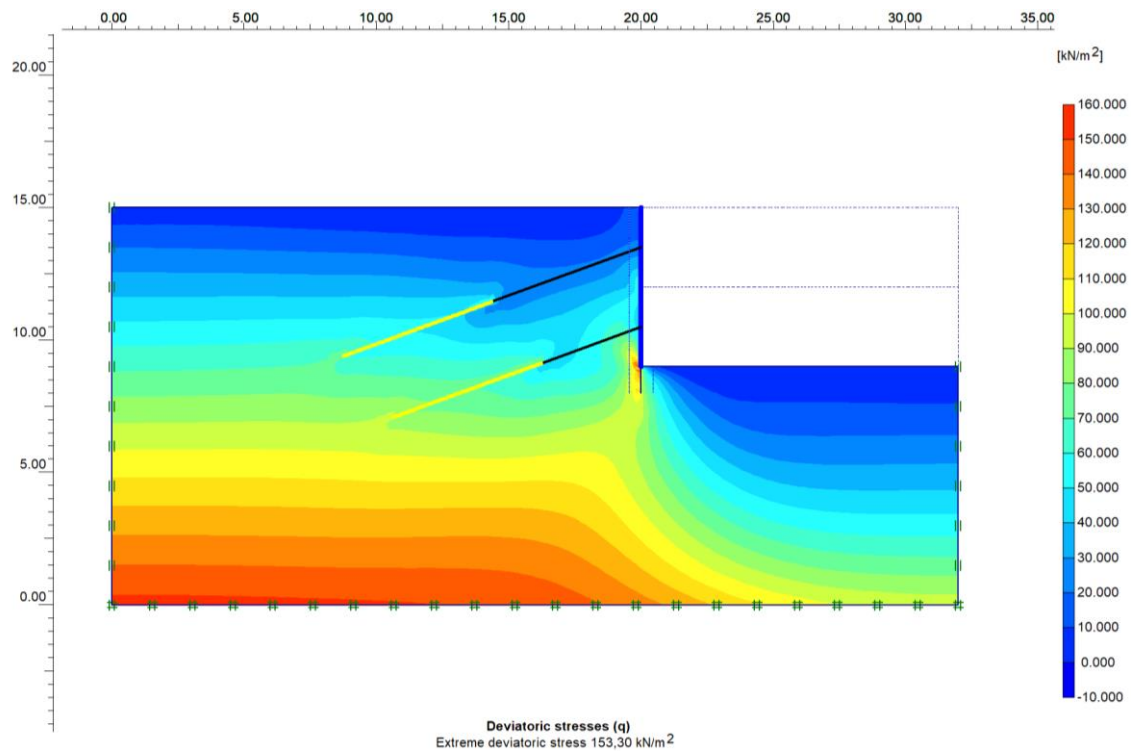


Figura 4.46 – Tensões desviadores (q). Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.

A figura 4.47 apresenta as tensões cisalhantes relativas. Observa-se que, diferentemente da situação da figura 4.41 (para baixos valores de cargas), para o valor de carga desta análise (cujo fator de segurança correspondente é próximo de 1,5), não foi observada a região de cunha ativa (figura 4.41) com tensões cisalhantes próximas da máxima. Entretanto, observam-se tensões cisalhantes relativas acentuadas junto ao pé da estrutura.

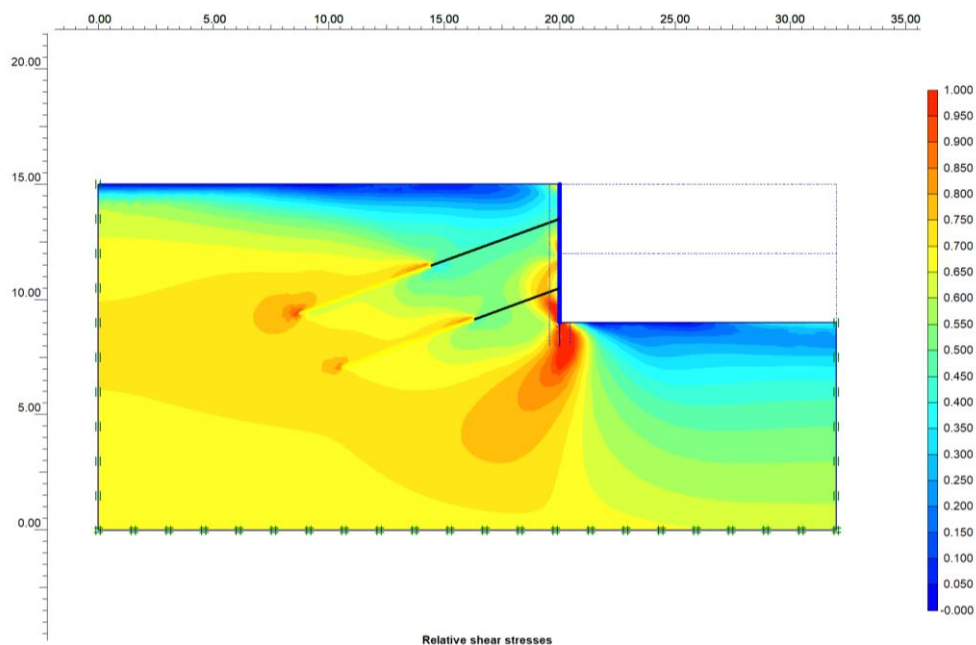


Figura 4.47 – Tensões cisalhantes relativas. Fase 4.2. Altura: 6 m. Carga: 160 kN.

### Situação de Ruptura (Fase 6) – FS=1,51

A seguir, são apresentados os principais resultados para a situação da fase 6 (estimativa do fator de segurança). O fator de segurança encontrado foi de 1,51.

A figura 4.48 apresenta a malha triangular deformada (com escala ajustada automaticamente pelo programa para melhor visualização). A figura 4.49 mostra os deslocamentos obtidos, na ruptura. A figura 4.50 apresenta as deformações cisalhantes, na ruptura. Observam-se nas figuras que a superfície de ruptura é próxima à cunha ativa de Rankine.

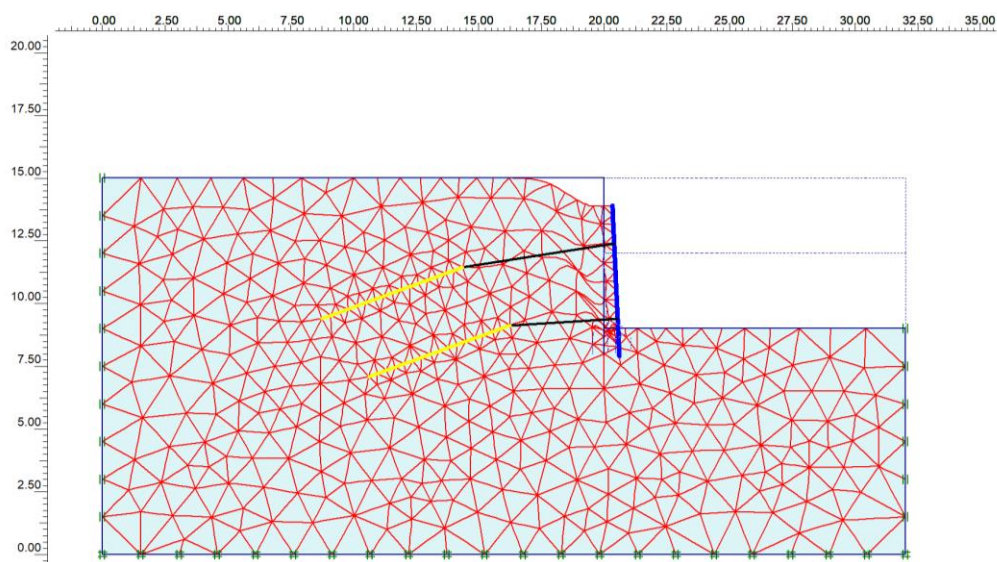


Figura 4.48 – Malha deformada. Fase 6. Altura: 6 m. Carga: 160 kN. FS = 1,51.

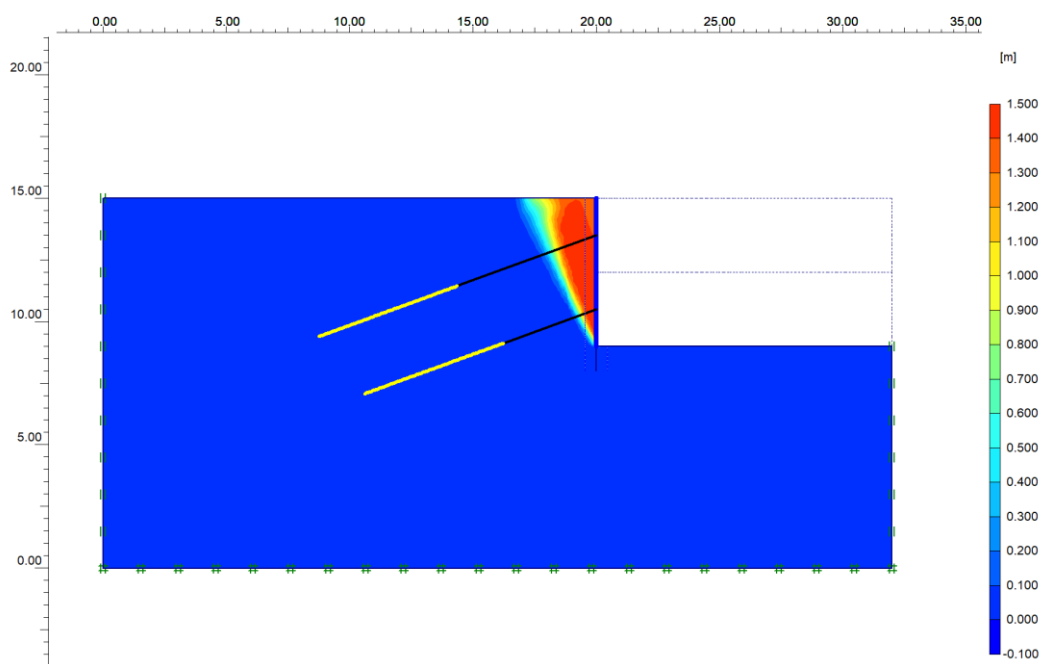


Figura 4.49 – Deslocamentos totais, na ruptura. Fase 6. Altura: 6 m. Carga: 160 kN. FS = 1,51.

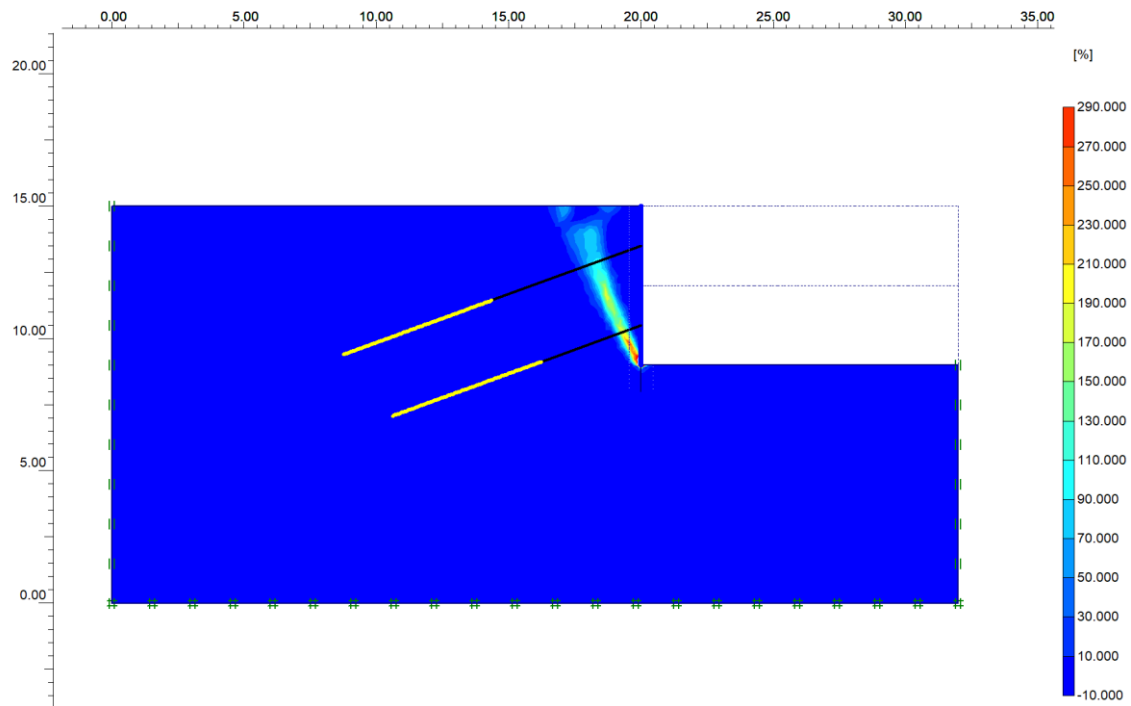


Figura 4.50 – Deformações cisalhantes, na ruptura. Fase 6. H: 6 m. Carga: 160 kN. FS = 1,51.

As figuras 4.51 e 4.52 apresentam as tensões médias ( $p$ ) e as tensões desviadoras ( $q$ ), na situação de ruptura. Observam-se acréscimos de tensão na região onde se localiza a superfície de ruptura.

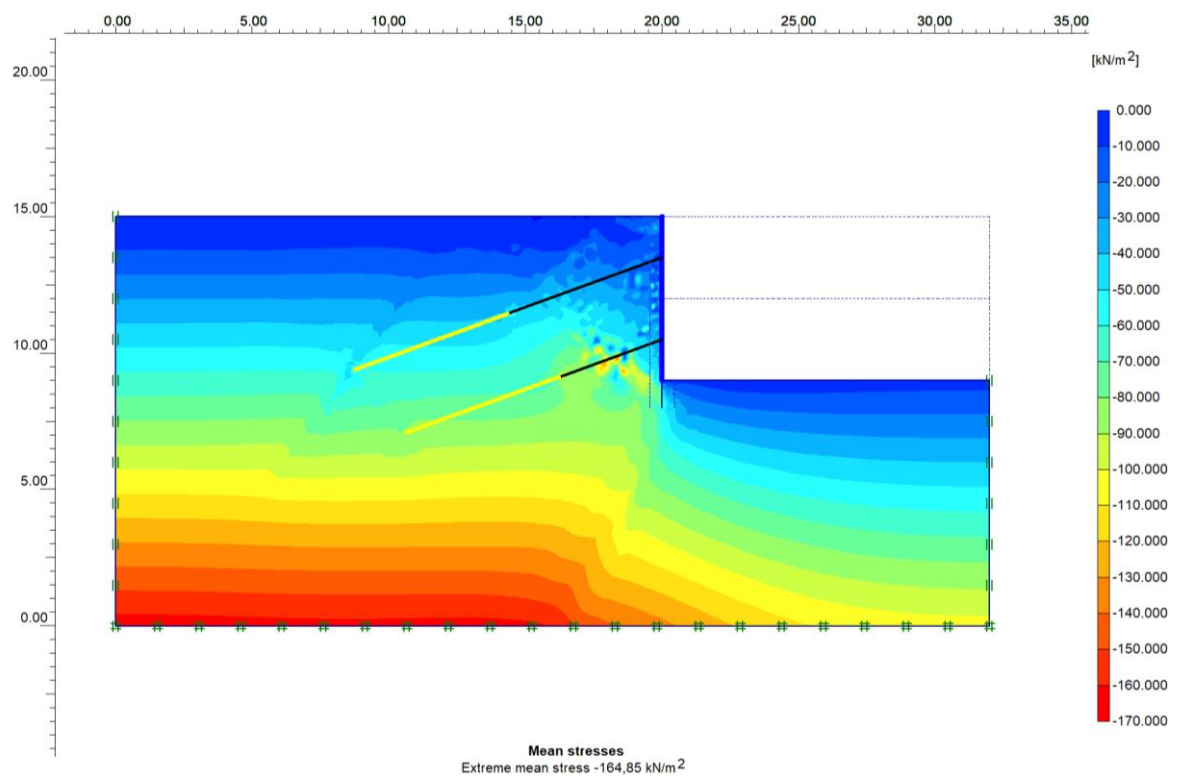


Figura 4.51 – Tensões médias ( $p$ ), na ruptura. Fase 6. H: 6 m. Carga: 160 kN. FS = 1,51.

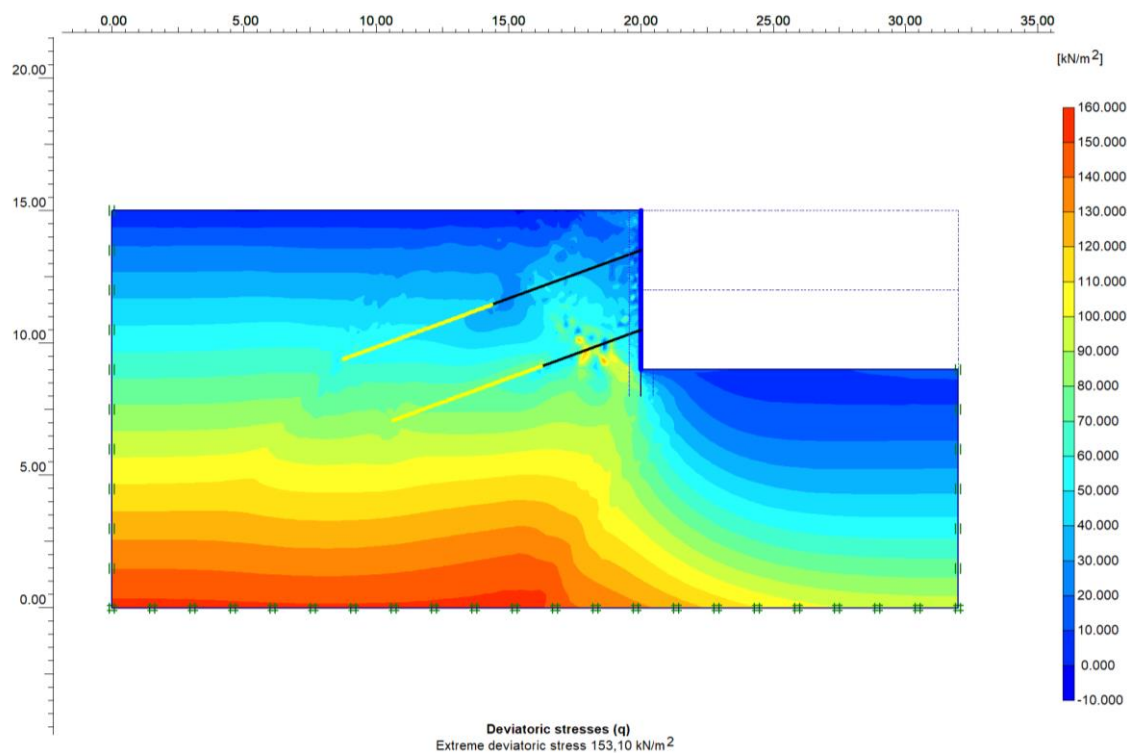


Figura 4.52 – Tensões desviadoras (q), na ruptura. Fase 6. H: 6 m. Carga: 160 kN. FS = 1,51.

Tabela 4.11 – Resumo dos resultados das análises em função das cargas. Altura de 6 m.

Carga Inicial (kN)	Tirante	Carga ao final da escavação (kN)	Diferença %	FS
	T1	82	37%	
	T2	60	0%	
	T1	98	23%	
	T2	80	0%	
	T1	116	16%	
	T2	100	0%	
	T1	133	11%	
	T2	120	0%	
	T1	151	8%	
	T2	140	0%	
	T1	168	5%	
	T2	160	0%	
	T1	185	3%	
	T2	180	0%	
	T1	203	1%	
	T2	200	0%	
	T1	220	0%	
	T2	220	0%	

240	T1	237	-1%	1,77
	T2	240	0%	
	T1	254	-2%	
	T2	260	0%	
	T1	271	-3%	
	T2	280	0%	
	T1	289	-4%	
	T2	300	0%	

#### 4.2.3. Cortina com 9 m de altura– Cargas iniciais de 300 kN

##### Situação de Trabalho (Fase 4.3)

Em situação de trabalho, ao final da etapa 4.3 (escavação e protensão do terceiro nível de tirantes), foi observada uma pequena redução de carga no tirante T1, de 300 kN para 297 kN, correspondendo a uma redução percentual de 1%, e no tirante T2, de 300 kN para 293 kN, que corresponde a uma redução percentual de 2,3%.

Como houve pequena alteração de cargas ao final da escavação em relação às cargas de protensão iniciais, na fase 5, de reprotensão dos tirantes T1 e T2 para as cargas iniciais de protensão (300 kN), não houve alteração significativa nos resultados quanto aos deslocamentos e estados de tensões no solo.

Quanto aos deslocamentos horizontais acumulados (figura 4.53) verifica-se que junto ao topo da contenção os deslocamentos são pequenos, da ordem de 0 a 4 mm, entretanto, aumentam com a profundidade, chegando a um valor em torno de 1,5 cm próximo ao pé da contenção. Observa-se, também, uma concentração de deslocamentos junto a região dos bulbos de ancoragens, com valores em torno de 1,5 cm a 1,8 cm. Tal como observado para a cortina de 6 m de altura, observam-se que os maiores deslocamentos horizontais acumulados ocorrem alguns metros abaixo da estrutura de contenção.

Quanto às tensões horizontais, verticais e médias ( $p$ ) (figuras 4.54 a 4.56), tal para o caso anterior, observam-se aumentos de tensão ao se aproximar do paramento da cortina, sendo tais aumentos mais pronunciados junto ao pé da estrutura. Quanto às tensões desviadoras, observam-se reduções de tensão junto aos trechos livres dos tirantes superiores e aumentos de tensão próximo ao paramento e ao pé da estrutura.

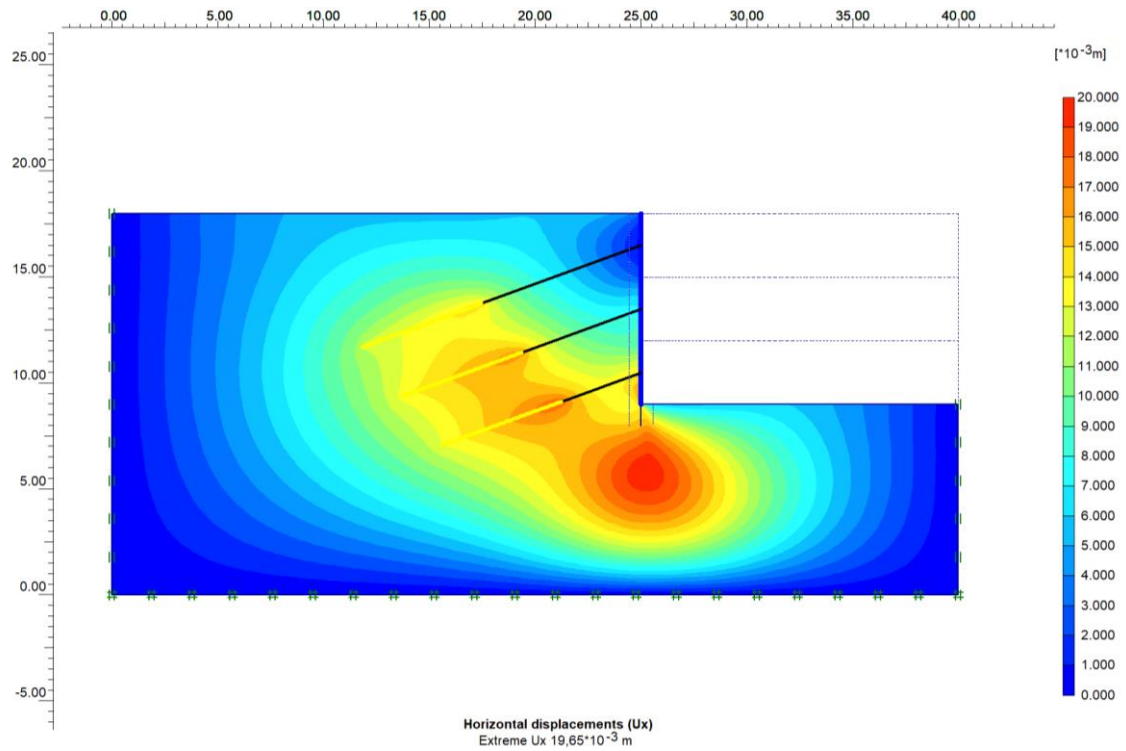


Figura 4.53 – Deslocamentos horizontais acumulados. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.

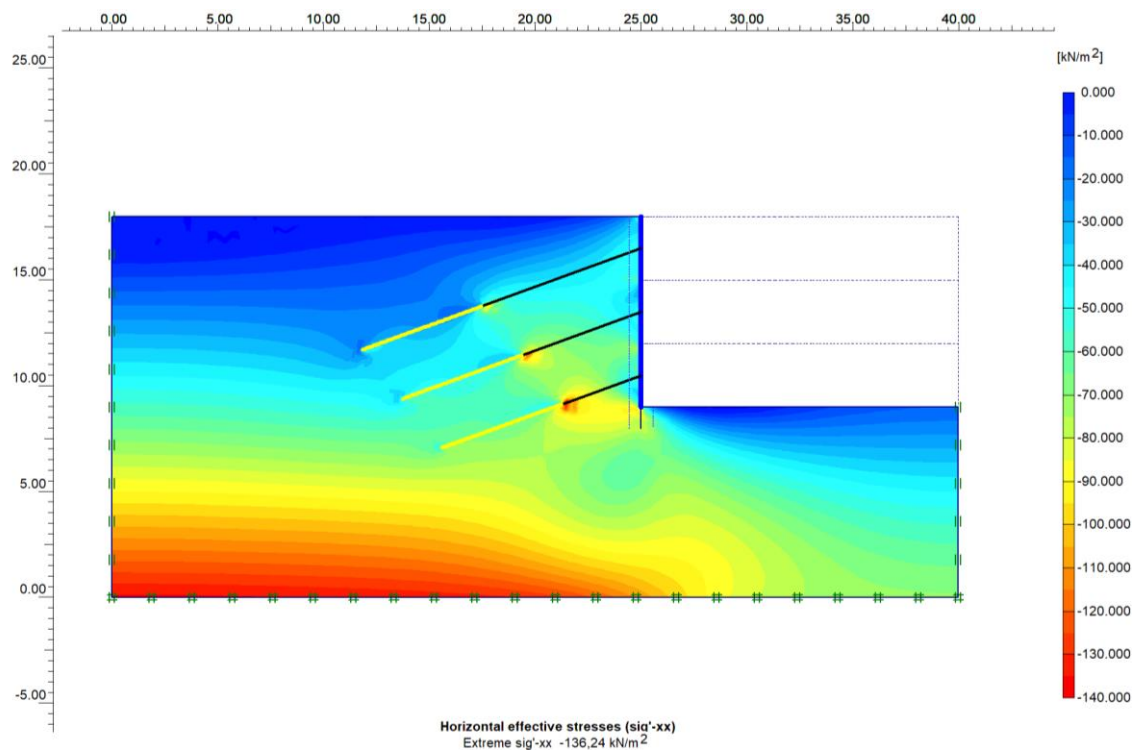


Figura 4.54 – Tensões horizontais. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.

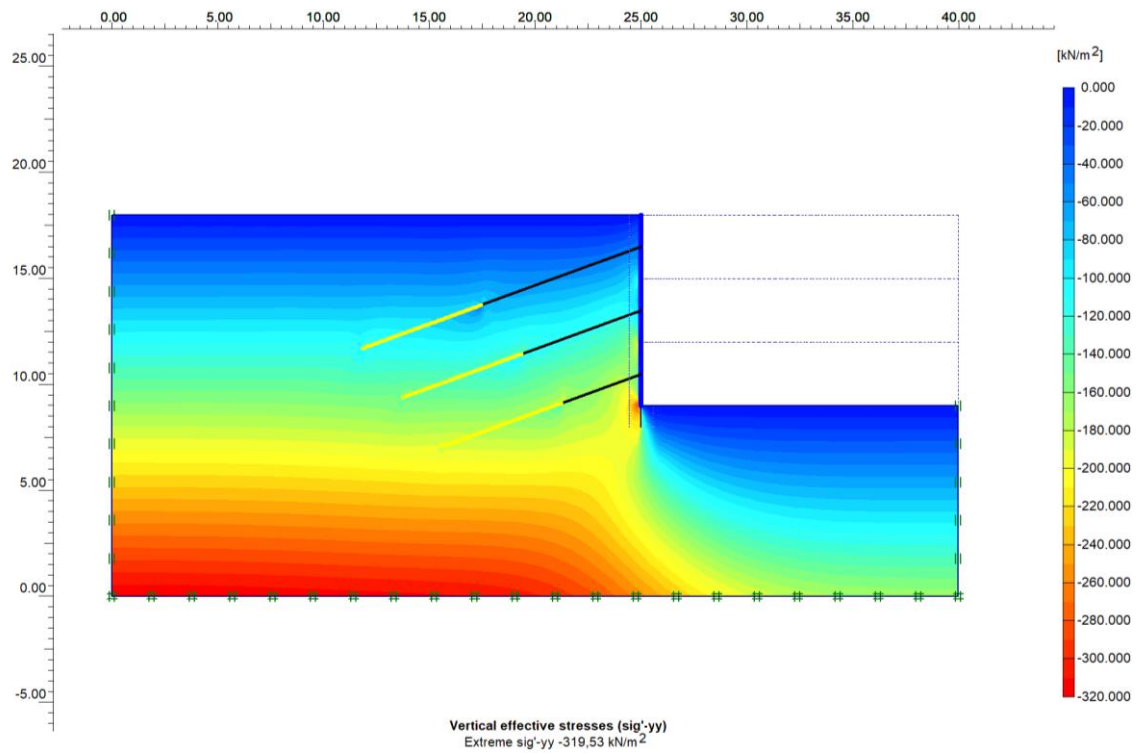


Figura 4.55 – Tensões verticais. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.

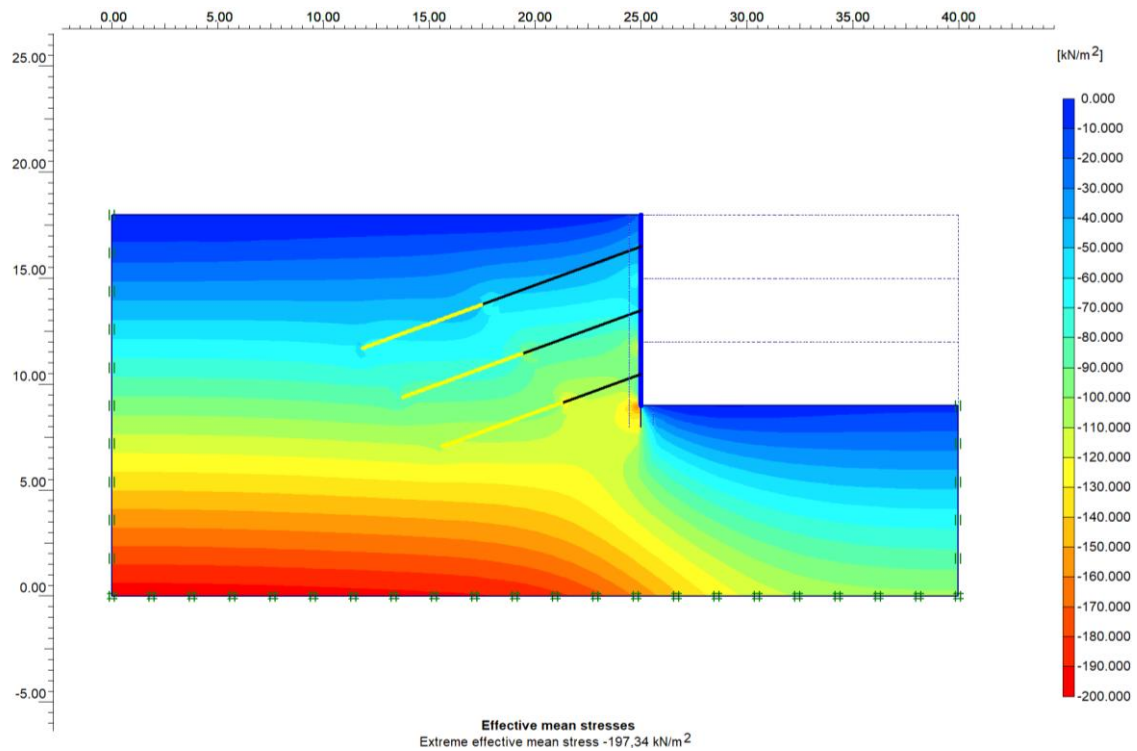


Figura 4.56 – Tensões médias ( $p$ ). Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.

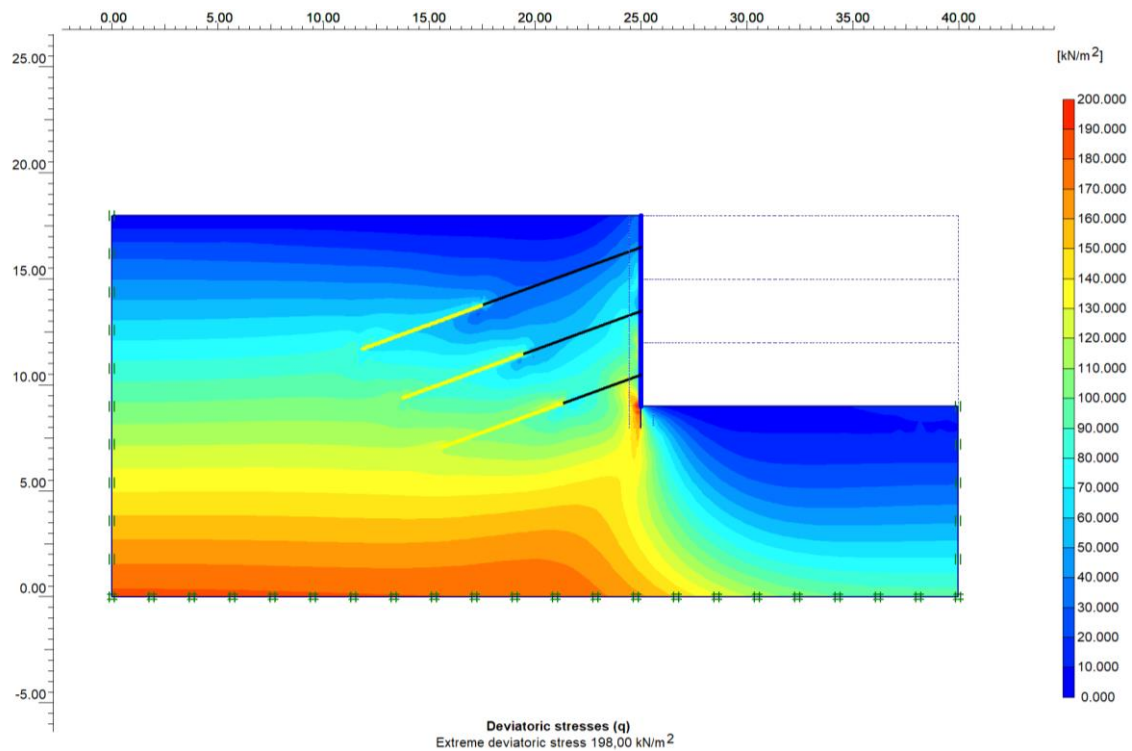


Figura 4.57 – Tensões desviadoras (q). Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.

A figura 4.58 apresenta as tensões cisalhantes relativas. Observa-se que, tal como no caso anterior, para o valor de carga desta análise (cujo fator de segurança correspondente é próximo de 1,5), não foi observada a região de cunha ativa com tensões cisalhantes próximas da máxima. Entretanto, observam-se tensões cisalhantes relativas próximas de 1 junto ao pé da estrutura e em torno do paramento.

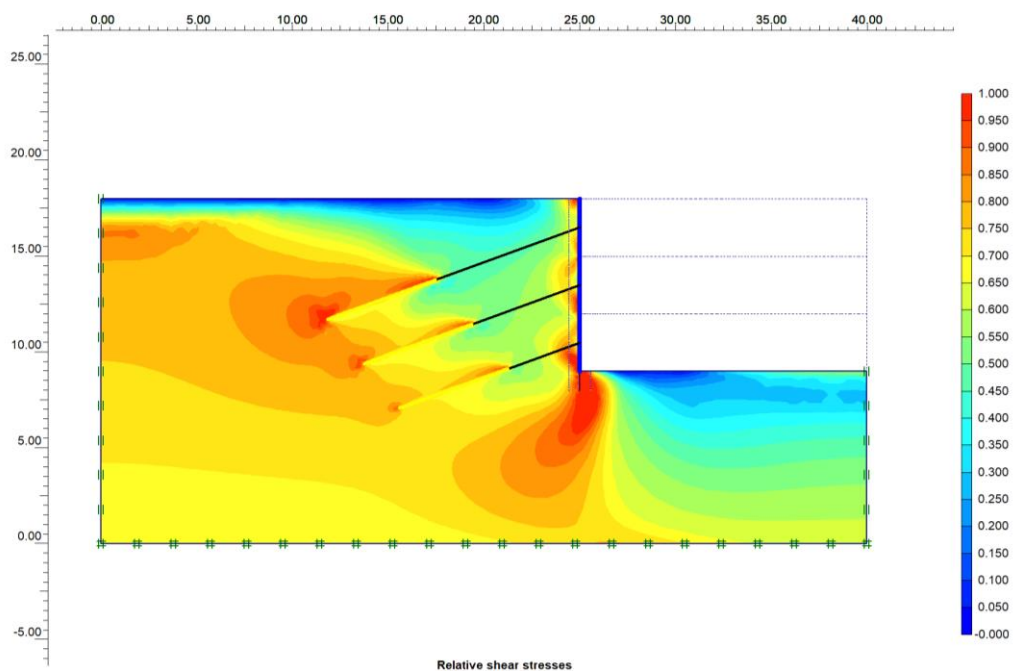


Figura 4.58 – Tensões cisalhantes relativas. Fase 4.3. Altura: 9 m. Carga: 300 kN.



### Situação de Ruptura (Fase 6) – FS = 1,54

A seguir, são apresentados os principais resultados para a situação da fase 6 (estimativa do fator de segurança). O fator de segurança encontrado foi de 1,54.

A figura 4.59 apresenta a malha triangular deformada (com escala ajustada automaticamente pelo programa para melhor visualização). A figura 4.60 mostra os deslocamentos obtidos, na ruptura. A figura 4.61 apresenta as deformações cisalhantes, na ruptura. Observam-se nas figuras que a superfície de ruptura é próxima à condição cunha ativa de Rankine.

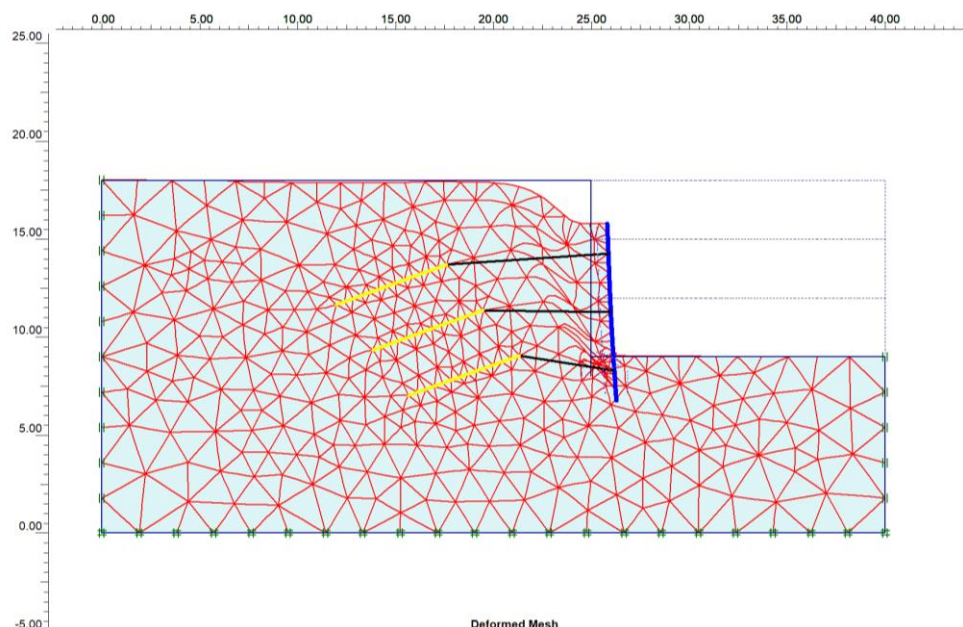


Figura 4.59 – Malha deformada. Fase 6. Altura: 9 m. Carga: 300 kN. FS = 1,54.

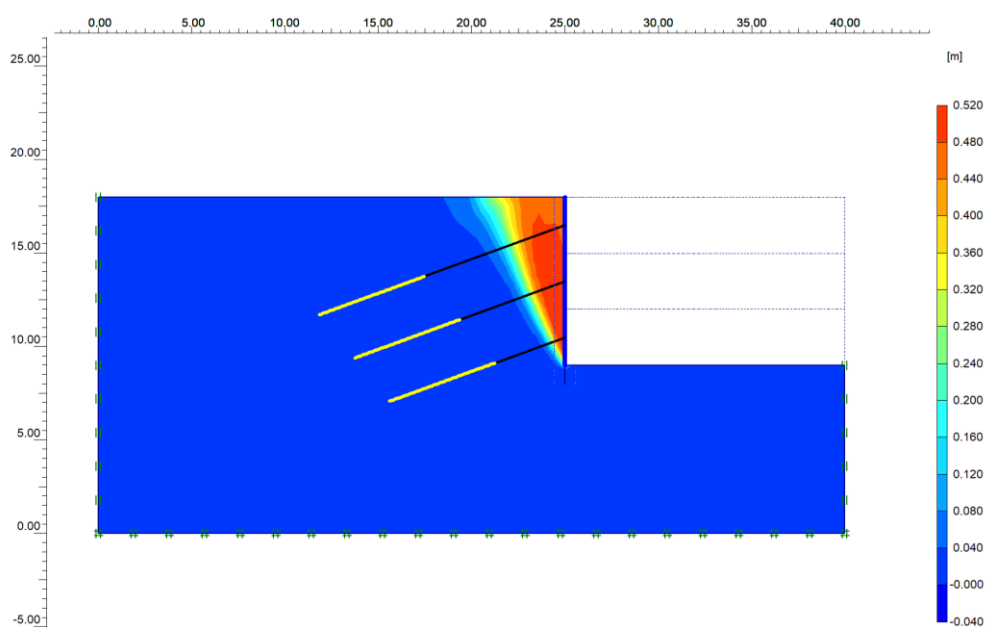


Figura 4.60 – Deslocamentos totais, na ruptura. Fase 6. Altura: 9 m. Carga: 300 kN. FS = 1,54.

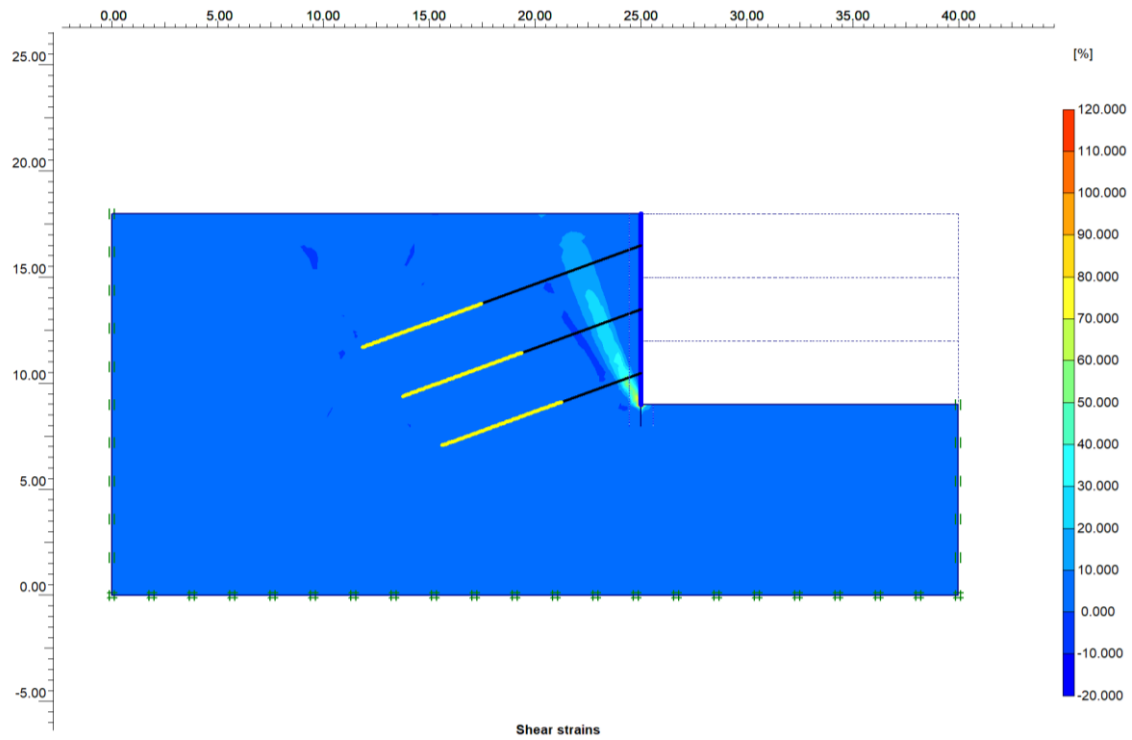


Figura 4.61 – Deformação cisalhantes, na ruptura. Fase 6. H: 9 m. Carga: 300 kN. FS = 1,54.

As figuras 4.62 e 4.63 apresentam as tensões médias ( $p$ ) e as tensões desviadoras ( $q$ ), na situação de ruptura. Tal como no caso anterior, observam-se acréscimos de tensão na região onde se localiza a superfície de ruptura.

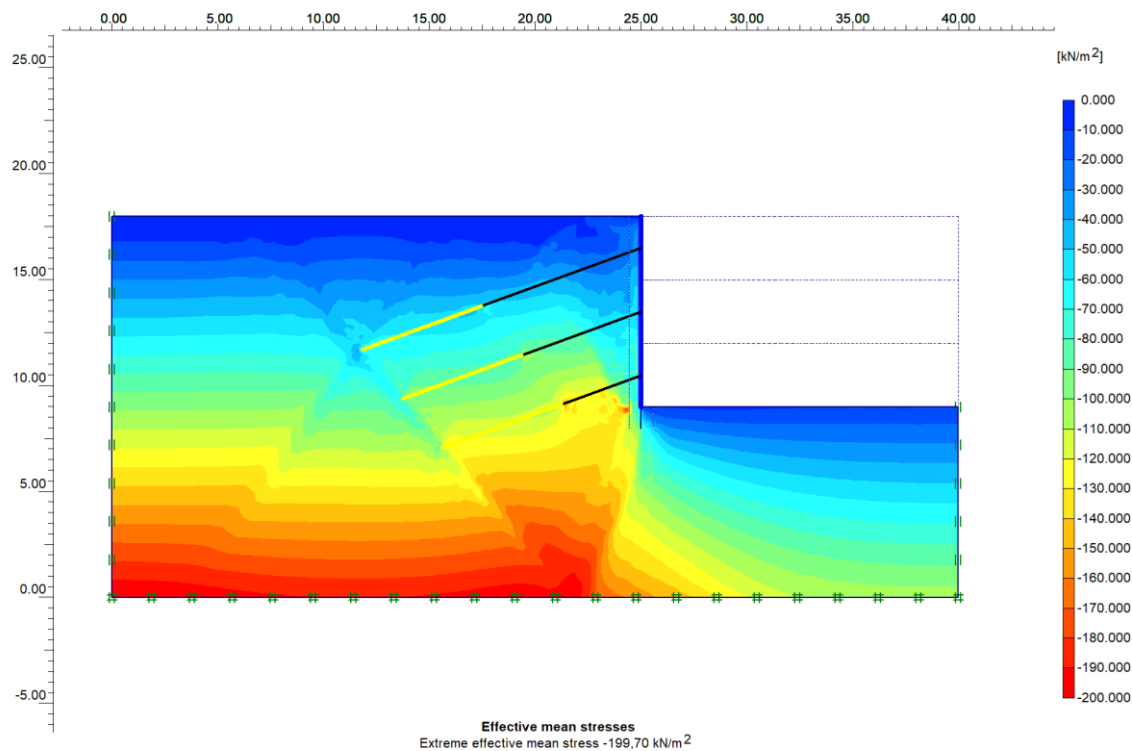


Figura 4.62 – Tensões médias ( $p$ ), na ruptura. Fase 6. H: 9 m. Carga: 300 kN. FS = 1,54

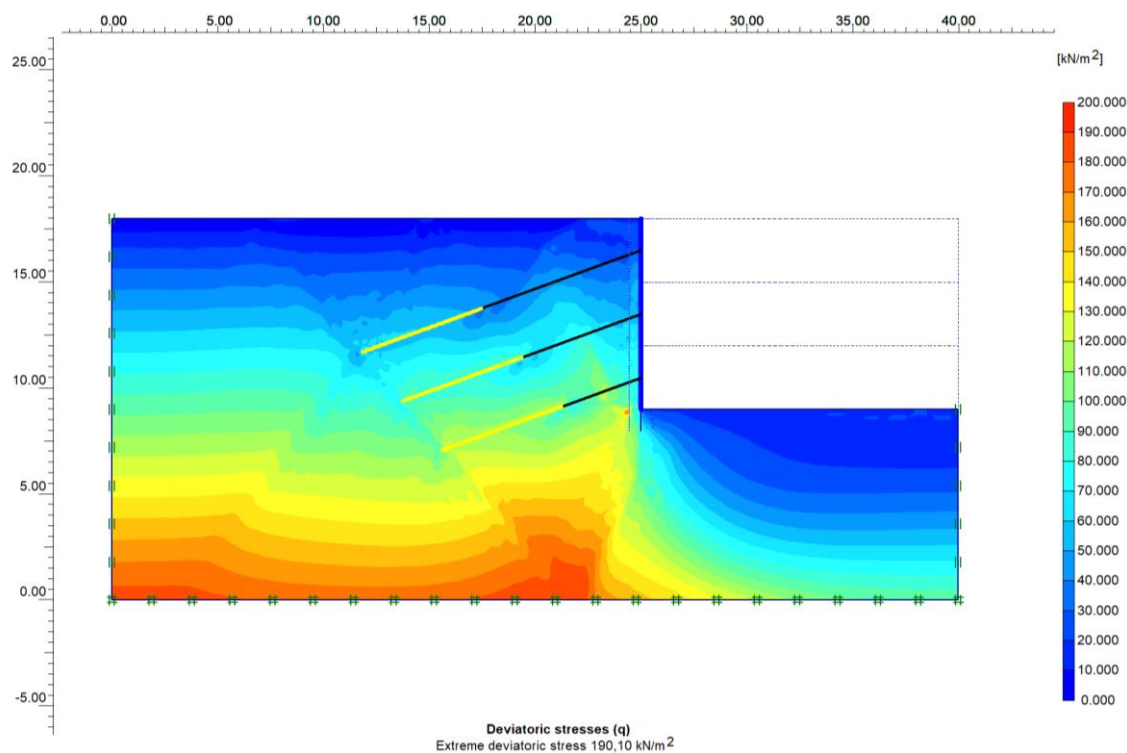


Figura 4.62 – Tensões desviadoras (q), na ruptura. Fase 6. H: 9 m. Carga: 300 kN. FS = 1,54.

Tabela 4.12 – Resumo dos resultados das análises em função das cargas. Altura de 9 m.

Carga Inicial (kN)	Tirante	Carga ao final da escavação (kN)	Diferença %	FS
	T1	128	60,0%	
	T2	120	50,0%	
	T3	76	-5,0%	
	T1	145	45,3%	
	T2	132	31,8%	
	T3	100	0,0%	
	T1	153	27,5%	
	T2	137	14,2%	
	T3	120	0,0%	
	T1	167	19,6%	
	T2	153	9,6%	
	T3	140	0,0%	
	T1	181	13,3%	
	T2	173	7,8%	
	T3	160	0,0%	
	T1	198	9,8%	

	T2	190	5,3%	
	T3	180	0,0%	
	T1	214	6,9%	
	T2	207	3,7%	
	T3	200	0,0%	
	T1	231	4,8%	
	T2	224	1,8%	
	T3	220	0,0%	
	T1	247	2,9%	
	T2	241	0,2%	
	T3	240	0,0%	
	T1	263	1,3%	
	T2	258	-0,6%	
	T3	260	0,0%	
	T1	280	0,0%	
	T2	276	-1,6%	
	T3	280	0,0%	
	T1	297	-1,1%	
	T2	293	-2,5%	
	T3	300	0,0%	
	T1	313	-2,1%	
	T2	310	-3,1%	
	T3	320	0,0%	
	T1	330	-2,9%	
	T2	327	-3,8%	
	T3	340	0,0%	
	T1	347	-3,6%	
	T2	344	-4,4%	
	T3	360	0,0%	
	T1	364	-4,3%	
	T2	361	-4,9%	
	T3	380	0,0%	
	T1	380	-4,9%	
	T2	378	-5,4%	
	T3	400	0,0%	

#### **4.2.4. Cortina com 12 m de altura – Cargas iniciais de 340 kN**

##### Situação de Trabalho (Fase 4.5)

Em situação de trabalho, ao final da etapa 4.5 (escavação e protensão do quinto nível de tirantes), foram observadas pequenas reduções nas cargas dos tirantes. Para o tirante T1,

Como houve pequena alteração de cargas ao final da escavação em relação às cargas de protensão iniciais, na fase 5, de reprotensão dos tirantes para as cargas iniciais de protensão (340 kN), não houve alteração significativa nos resultados quanto aos deslocamentos e estados de tensões no solo.

Quanto aos deslocamentos horizontais acumulados (figura 4.64) verifica-se que junto ao trecho superior da contenção os deslocamentos são pequenos, da ordem de 0 a 4 mm, entretanto, aumentam com a profundidade, chegando a um valor em torno de 2,2 cm próximo ao pé da contenção. Observa-se, também, uma concentração de deslocamentos junto a região dos bulbos de ancoragens, com valores em torno de 1,6 cm a 2,4 cm. Tal como observado para os casos anteriores, observam-se que os maiores deslocamentos horizontais acumulados ocorrem alguns metros abaixo da estrutura de contenção.

Quanto às tensões horizontais, verticais e médias ( $p$ ) (figuras 4.65 a 4.67), tal como para os casos anteriores, observam-se aumentos de tensão ao se aproximar do paramento da cortina, sendo tais aumentos mais pronunciados junto ao pé da estrutura. Quanto às tensões desviadoras (figura 4.68), observam-se reduções junto aos trechos livres dos tirantes superiores e aumentos de tensão próximo ao paramento e ao pé da estrutura.

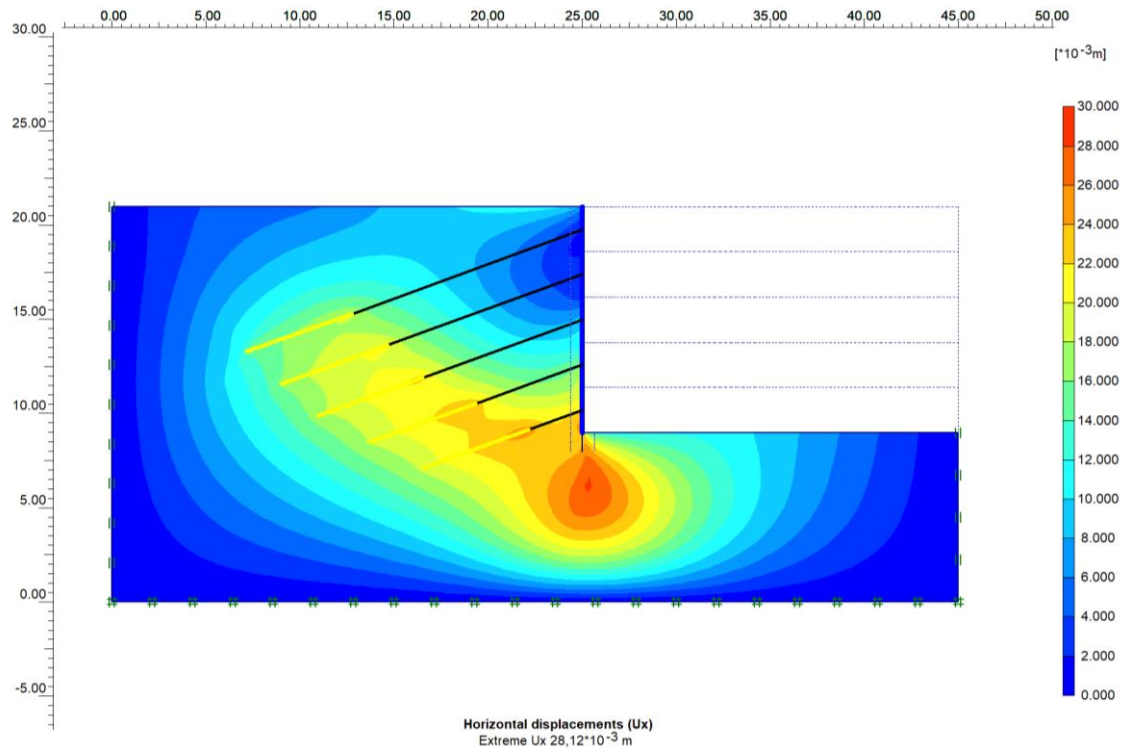


Figura 4.64 – Deslocamentos horizontais acumulados. Fase 4.5. Altura: 12 m. Carga: 340 kN.

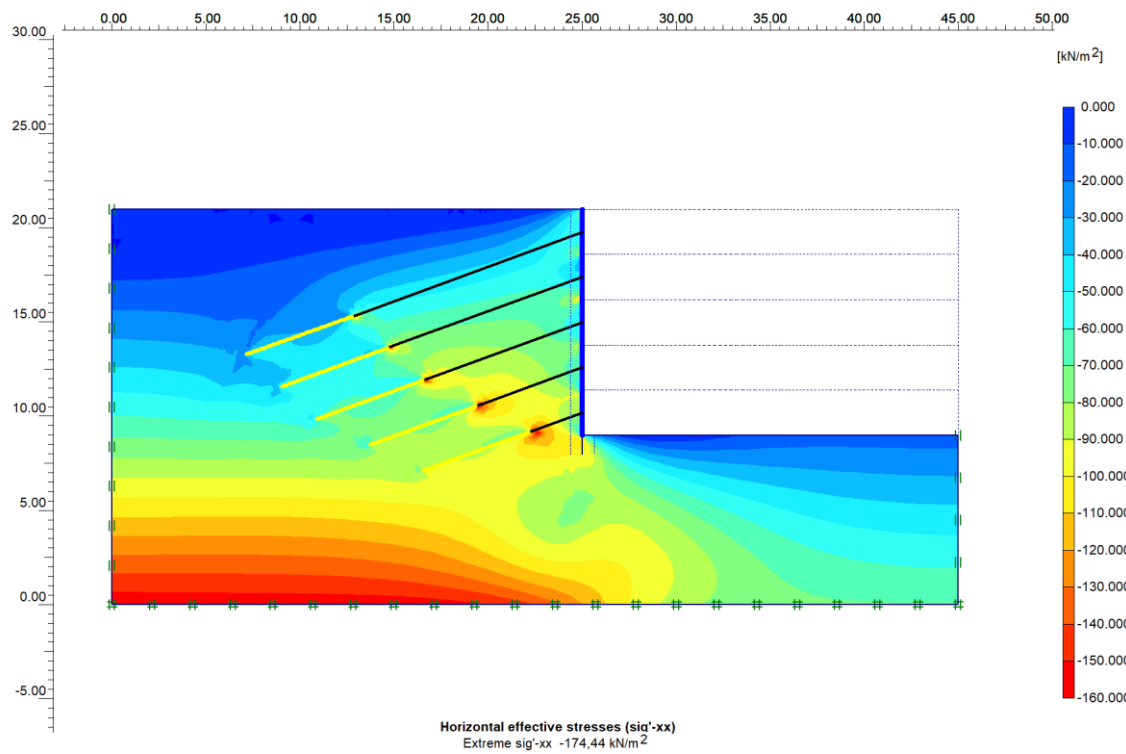


Figura 4.65 – Tensões horizontais. Fase 4.5. Altura de 12 m. Carga: 340 kN.

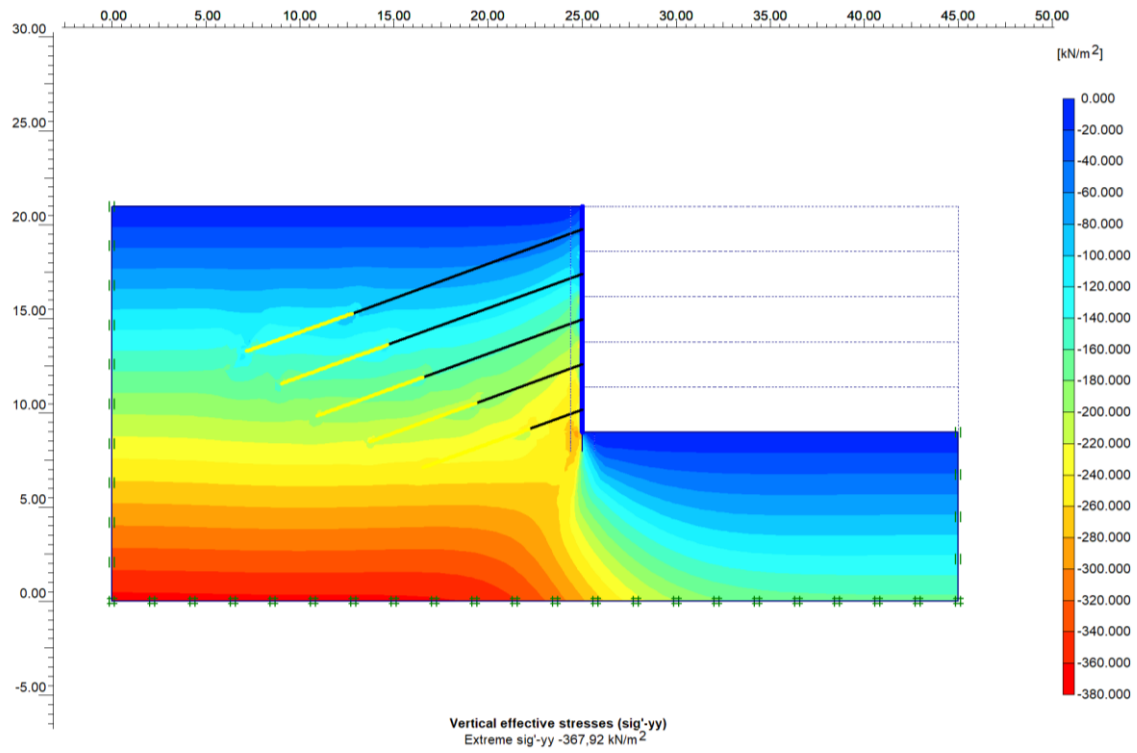


Figura 4.66 – Tensões verticais. Fase 4.5. Altura de 12 m. Carga: 340 kN.

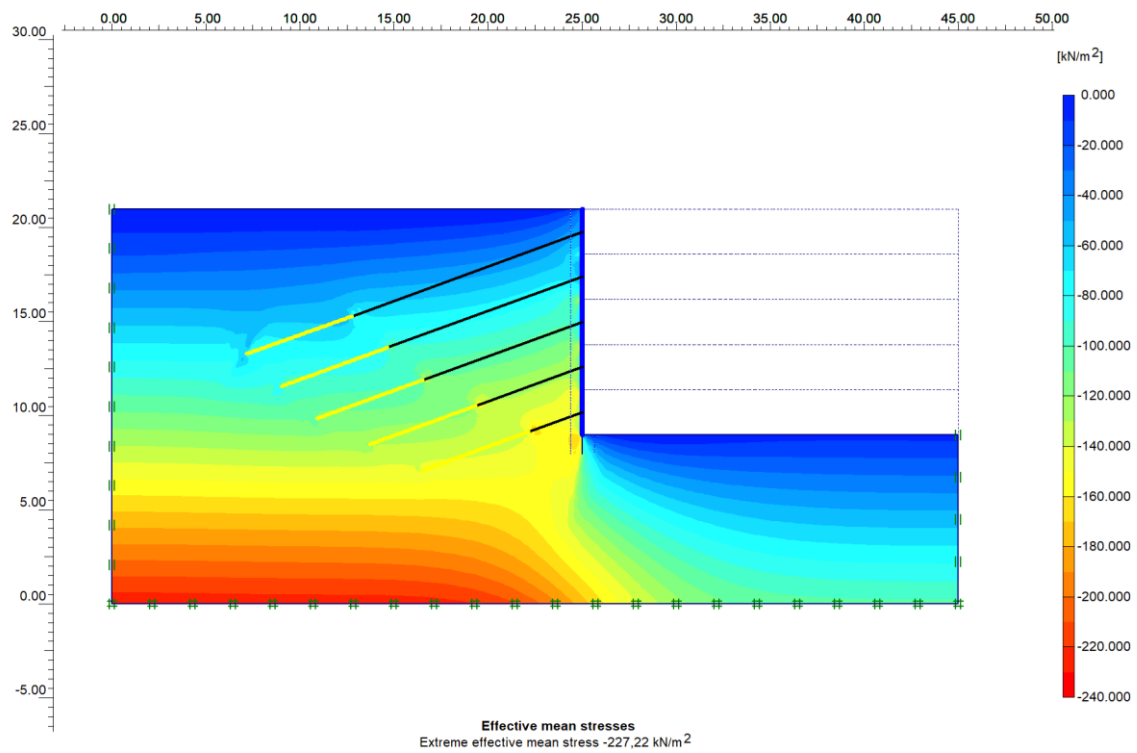


Figura 4.67 – Tensões médias ( $p$ ). Fase 4.5. Altura de 12 m. Carga: 340 kN.

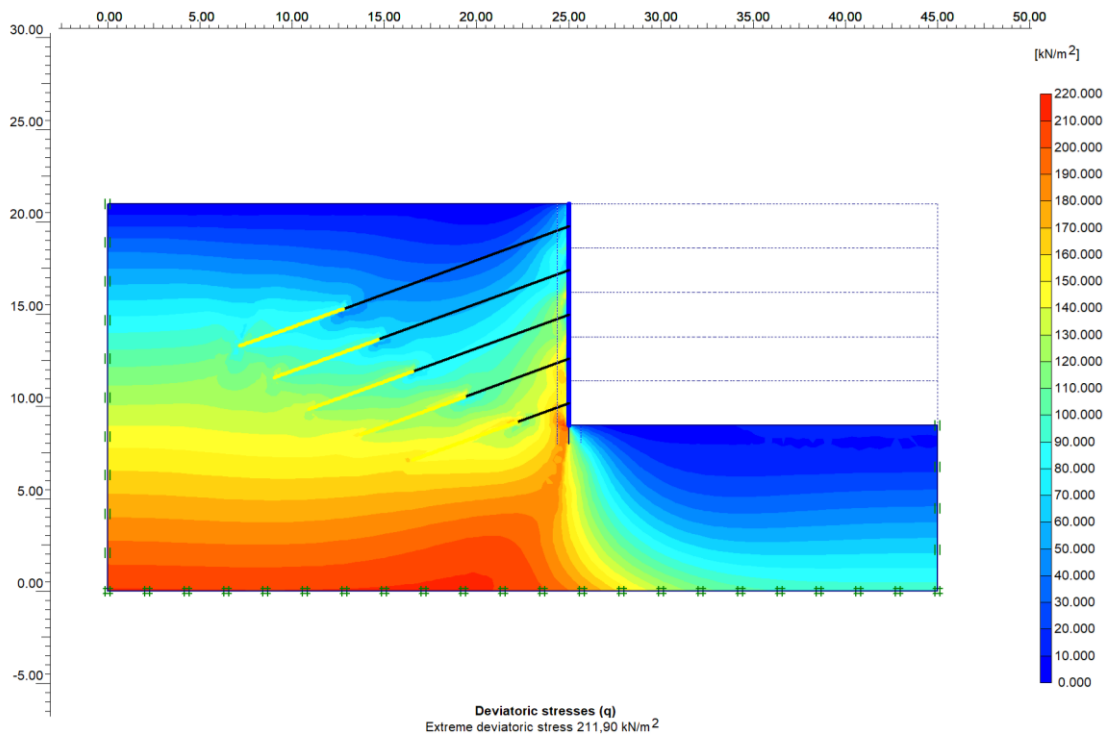


Figura 4.68 – Tensões desviadoras (q). Fase 4.5. Altura de 12 m. Carga: 340 kN.

A figura 4.69 apresenta as tensões cisalhantes relativas. Observa-se que, tal como nos casos anteriores, para o valor de carga desta análise (cujo fator de segurança correspondente é próximo de 1,5), não foi observada a região de cunha ativa com tensões cisalhantes próximas da máxima. Entretanto, observam-se tensões cisalhantes relativas próximas de 1 junto ao pé da estrutura e em torno do paramento.

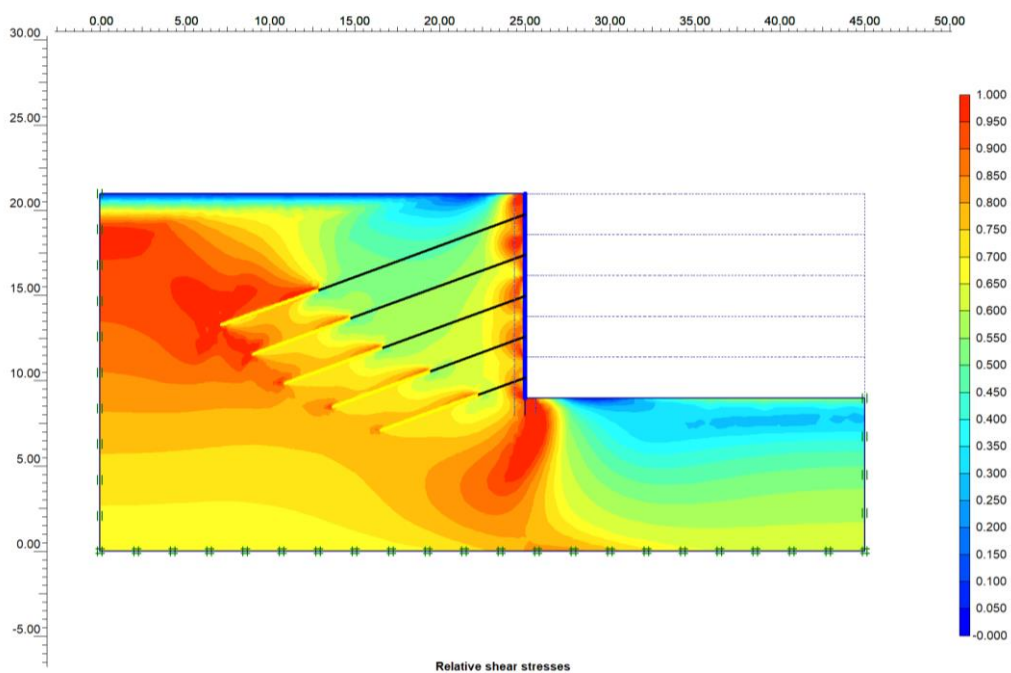


Figura 4.69 – Tensões cisalhantes relativas. Fase 4.5. Altura: 12 m. Carga: 340 kN.



### Situação de Ruptura (Fase 6)

A seguir, são apresentados os principais resultados para a situação da fase 6 (estimativa do fator de segurança). O fator de segurança encontrado foi de 1,52.

A figura 4.70 apresenta a malha triangular deformada (com escala ajustada automaticamente pelo programa para melhor visualização). A figura 4.71 mostra os deslocamentos obtidos, na ruptura. A figura 4.72 apresenta as deformações cisalhantes, na ruptura. Observam-se nas figuras que a superfície de ruptura encontrada é próxima à cunha ativa de Rankine.

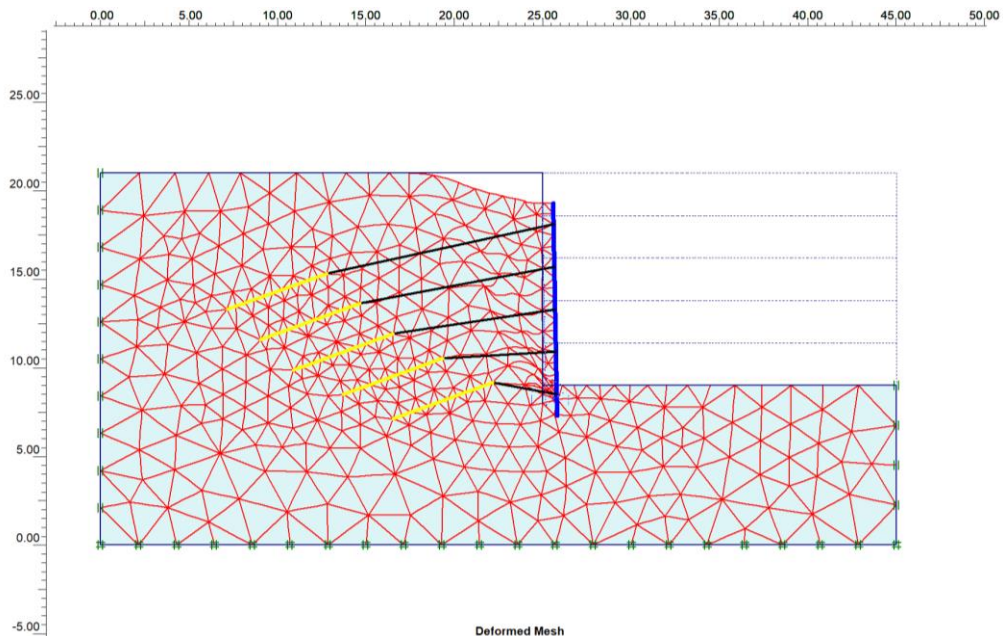


Figura 4.70 – Malha deformada. Fase 6. Altura de 12 m. Carga: 340 kN. FS = 1,52.

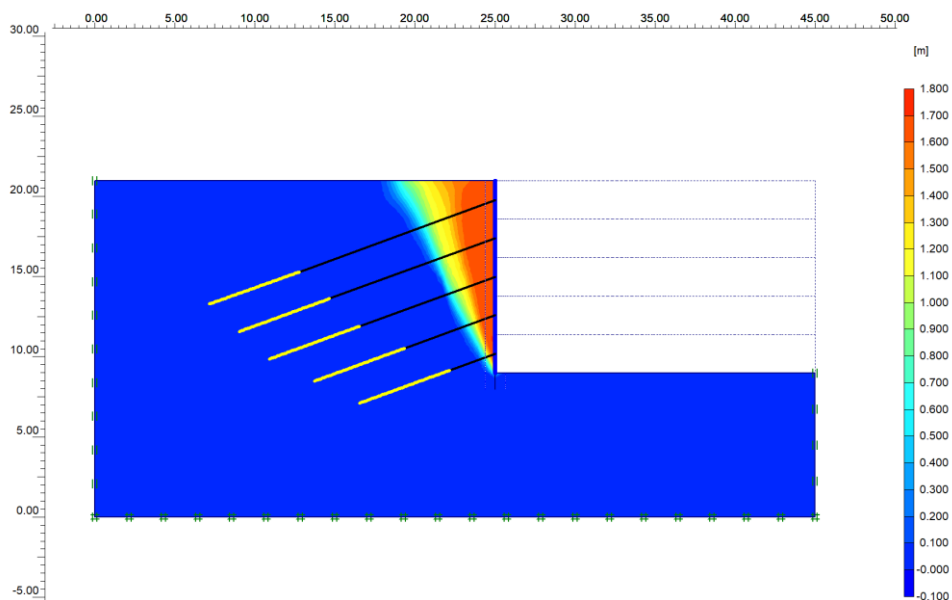


Figura 4.71 – Deslocamentos totais, na ruptura. Fase 6. Altura:12 m. Carga: 340 kN. FS = 1,52.

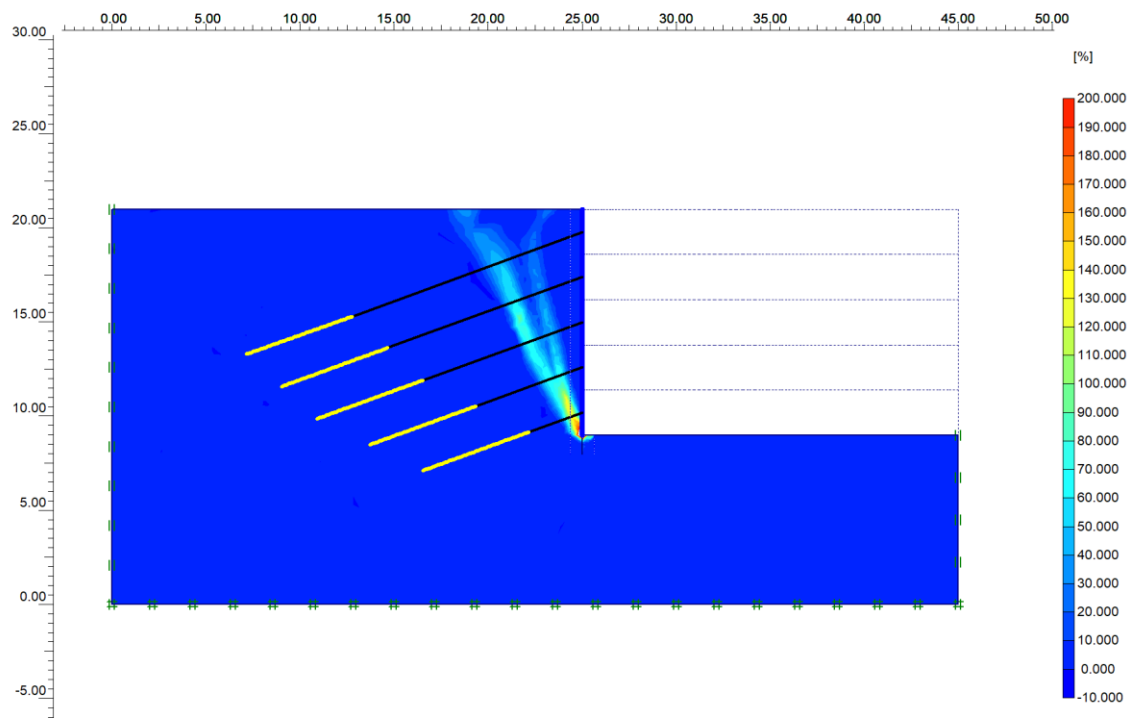


Figura 4.72 – Deformações cisalhantes, na ruptura. Fase 6. H: 12 m. Carga: 340 kN. FS = 1,52.

As figuras 4.73 e 4.74 apresentam as tensões médias ( $p$ ) e as tensões desviadoras ( $q$ ), respectivamente, na situação de ruptura. Tal como nos casos anteriores, observam-se acréscimos de tensão na região onde se localiza a superfície de ruptura.

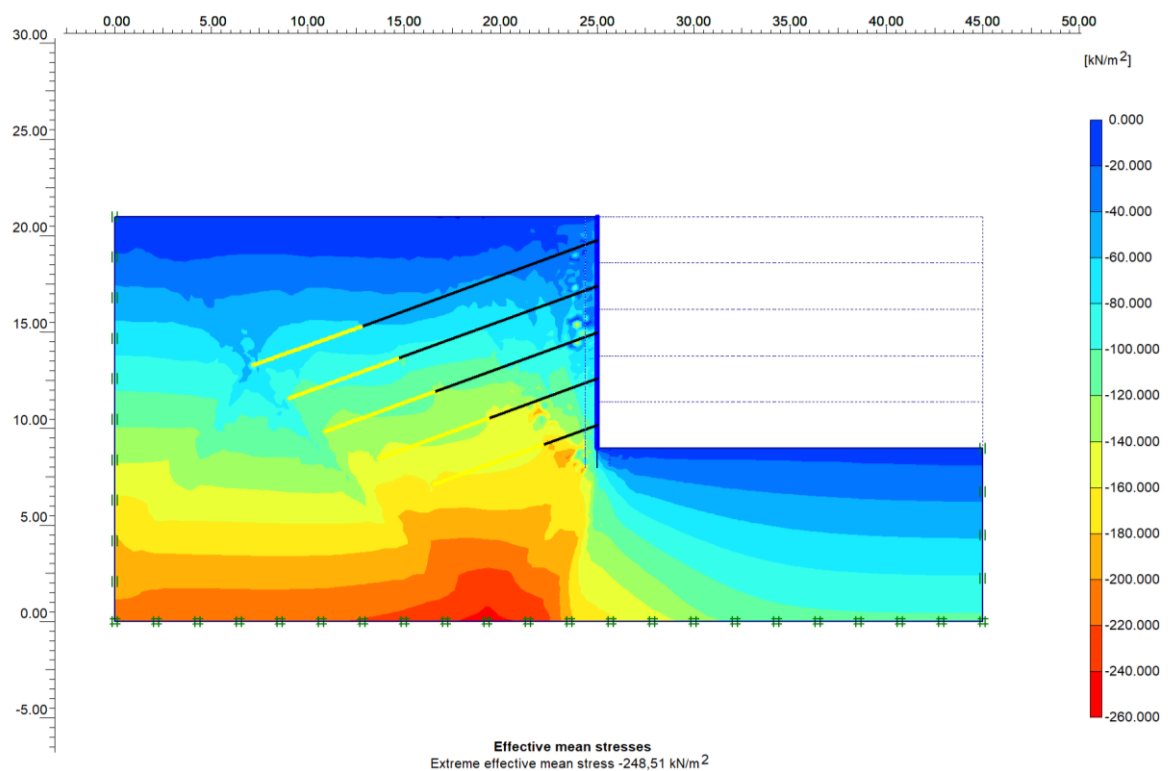


Figura 4.73 – Tensões médias ( $p$ ), na ruptura. Fase 6. H: 12 m. Carga: 340 kN. FS = 1,52.

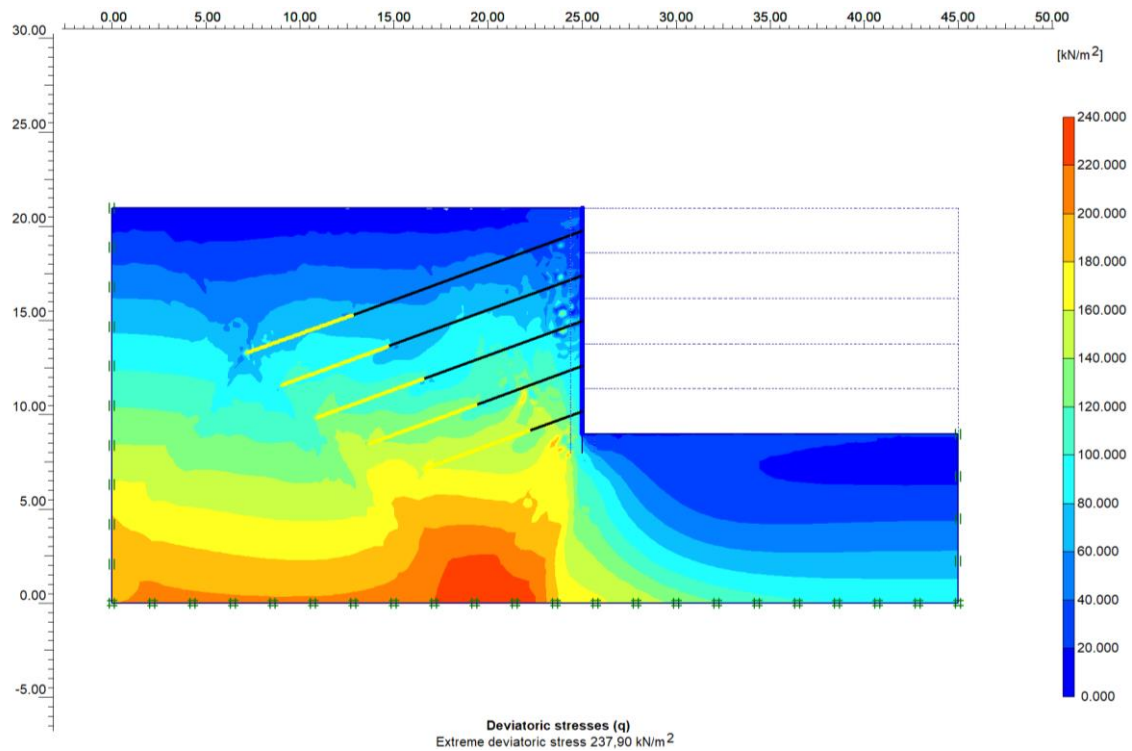


Figura 4.74 – Tensões desviadoras (q), na ruptura. Fase 6. H: 12 m. Carga: 340 kN. FS = 1,52.

Tabela 4.13 – Resumo dos resultados das análises em função das cargas. Altura de 12 m.

Carga Inicial	Tirante	Carga ao final da	Diferença %	FS
	T1	183	52,8%	
	T2	128	6,4%	
	T3	137	14,4%	
	T4	203	69,5%	
	T5	120	0,0%	
	T1	191	36,1%	
	T2	143	2,4%	
	T3	148	5,4%	
	T4	200	42,9%	
	T5	140	0,0%	
	T1	194	21,5%	
	T2	158	-1,1%	
	T3	167	4,6%	
	T4	197	23,4%	
	T5	160	0,0%	
	T1	207	15,0%	
	T2	173	-3,8%	
	T3	183	1,5%	
	T4	210	16,8%	
	T5	180	0,0%	
	T1	220	10,1%	
	T2	188	-6,0%	
	T3	198	-0,9%	
	T4	224	12,1%	

	T5	200	0,0%	
	T1	234	6,4%	
	T2	202	-8,0%	
	T3	213	-3,0%	
	T4	238	8,4%	
	T5	220	0,0%	
	T1	248	3,3%	
	T2	217	-9,6%	
	T3	229	-4,7%	
	T4	254	5,7%	
	T5	240	0,0%	
	T1	262	0,8%	
	T2	232	-10,9%	
	T3	245	-5,9%	
	T4	269	3,5%	
	T5	260	0,0%	
	T1	277	-1,2%	
	T2	246	-12,1%	
	T3	260	-7,0%	
	T4	285	1,9%	
	T5	280	0,0%	
	T1	291	-2,9%	
	T2	261	-13,1%	
	T3	276	-8,1%	
	T4	301	0,3%	
	T5	300	0,0%	
	T1	306	-4,5%	
	T2	275	-14,1%	
	T3	291	-9,0%	
	T4	318	-0,7%	
	T5	320	0,0%	
	T1	320	-5,9%	
	T2	289	-14,9%	
	T3	307	-9,8%	
	T4	334	-1,8%	
	T5	340	0,0%	
	T1	335	-7,1%	
	T2	304	-15,6%	
	T3	322	-10,6%	
	T4	350	-2,7%	
	T5	360	0,0%	
	T1	349	-8,1%	
	T2	318	-16,2%	
	T3	338	-11,2%	
	T4	367	-3,5%	
	T5	380	0,0%	
	T1	364	-9,1%	
	T2	333	-16,9%	
	T3	353	-11,8%	
	T4	384	-4,1%	
	T5	400	0,0%	

### 4.3. Análises alterando o comprimento dos tirantes (MEL e MEF)

Conforme citado anteriormente, considerou-se que, com o bulbo de ancoragem iniciando para além da superfície de deslizamento com FS = 1,5, o mesmo não alteraria o cálculo do fator de segurança, ou seja, não participaria do mecanismo de ruptura.

Neste item são realizadas análises considerando reduções nos comprimentos dos tirantes, no intuito de verificar eventuais alterações nos fatores de segurança considerando as metodologias disponíveis no programa Slope/W, e, também, realizando a simulação pelo MEF, no Plaxis.

Conforme pode ser observado nas figuras 4.16 a 4.27, o programa apresenta um retângulo branco para indicar qual o tamanho mínimo do bulbo de ancoragem (tamanho do retângulo) seria necessário para resistir à carga do tirante utilizada.

Este valor é calculado da seguinte forma:

$$L_b = \frac{F}{\pi \times D \times \tau} \quad (4.2)$$

Sendo:

$L_b$  = Comprimento mínimo do bulbo de ancoragem (valor calculado pelo programa);

F = Carga do tirante (valor introduzido pelo usuário);

D = Diâmetro do bulbo de ancoragem (valor introduzido pelo usuário);

$\tau$  = Tensão resistente na superfície lateral do bulbo (valor introduzido pelo usuário).

Observa-se que o programa sugere que os bulbos poderiam ser menores para resistir às cargas consideradas. Além disso, o programa também sugere que os trechos livres poderiam ser menores, iniciando-se logo após a superfície crítica encontrada.

A figura 4.75 apresenta um dos resultados (Figura 4.27: cortina com 12m de altura; carga dos tirantes de 240 kN; método de Spencer com cargas distribuídas) com a projeção da superfície de deslizamento de FS = 1,5 sem as cargas das ancoragens (figura 4.15).

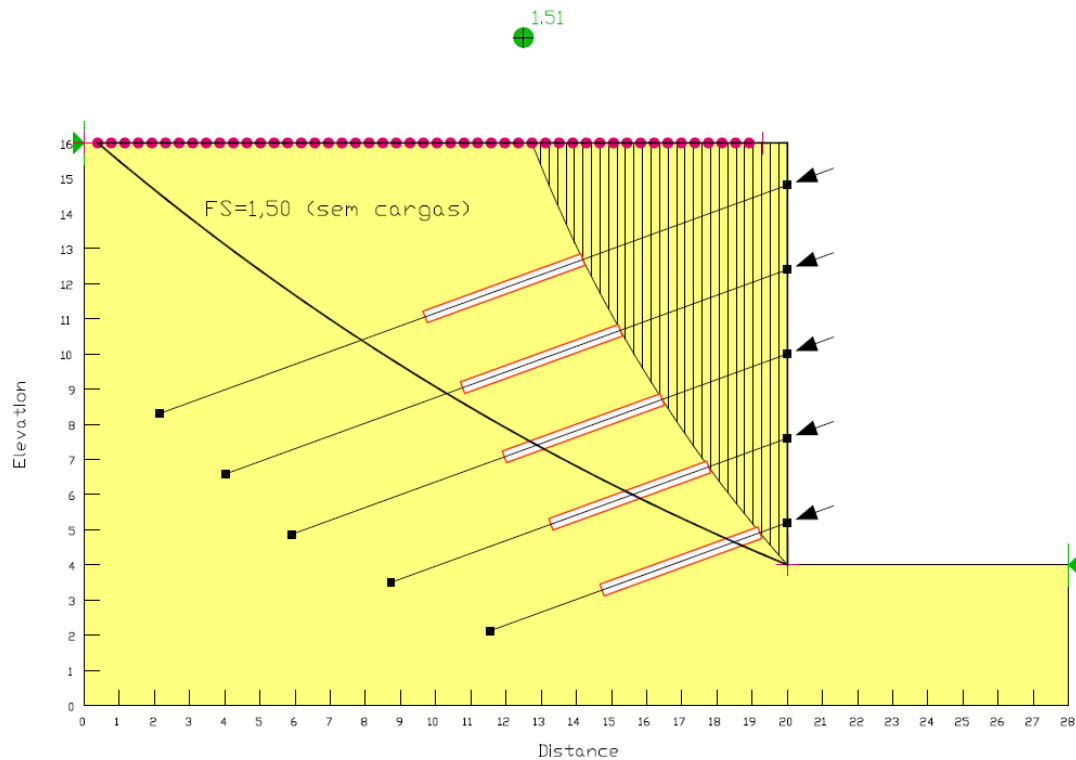


Figura 4.75 – Caso da figura 4.27 e projeção da superfície de FS=1,5 sem carga dos tirantes.

Chama-se a atenção para o fato de que se os bulbos de ancoragem estivessem nos locais indicados, os mesmos estariam dentro da região na qual as superfícies resultam em  $FS \leq 1,5$  (sem a carga dos tirantes), mas esta é a situação sugerida pelo programa.

Conforme descrito no manual do programa Slope/W, explicitado no item 3.1.3.2, para a opção “cargas constantes”, apenas são levados em consideração as cargas introduzidas para os tirantes e os espaçamentos horizontais dos mesmos. Assim, mesmo que sejam feitas análises com trechos livres e/ou trechos ancorados muito curtos, os FS não se alteram. Para verificar este aspecto de modelagem foi realizada uma análise com a opção “cargas constantes”, para a mesma situação da figura 4.27 (cortina com 12m de altura; carga dos tirantes de 240 kN; método de Spencer - cargas distribuídas), reduzindo os comprimentos tanto dos trechos livres quanto dos bulbos.

Foram adotados os seguintes valores: Comprimento do bulbo de 5m e comprimento do trecho livre de 3m, totalizando tirantes de 8 m de comprimento.

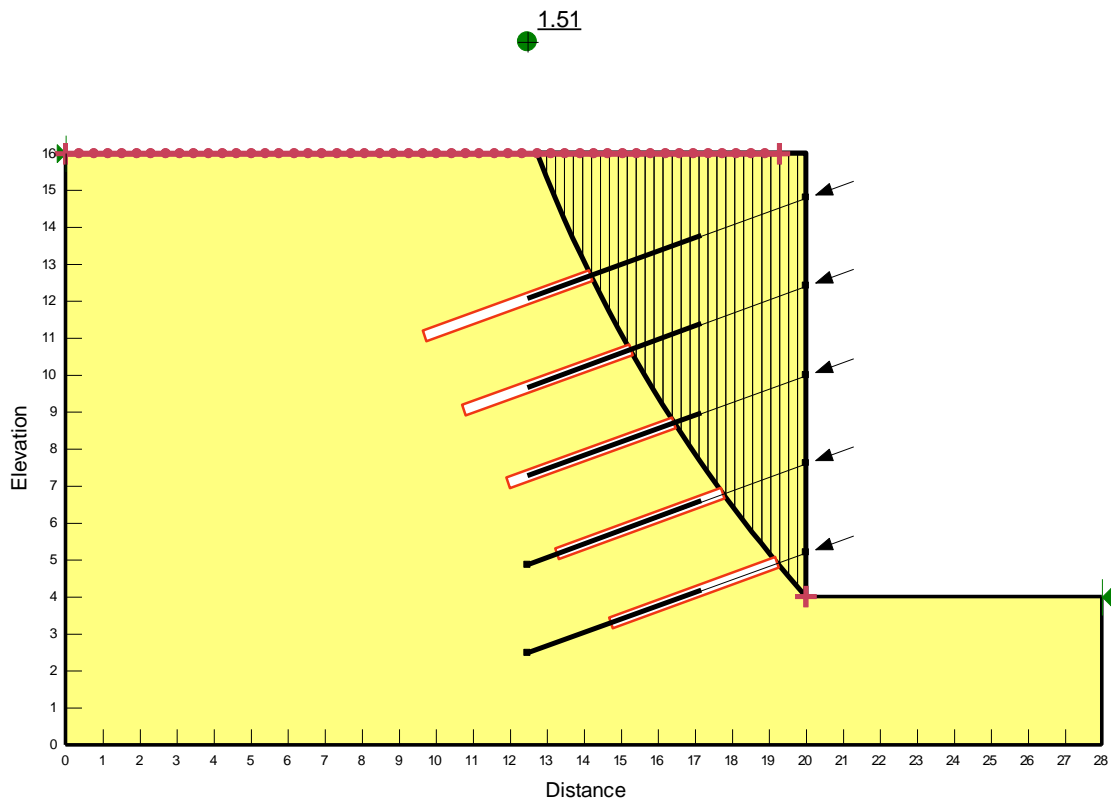


Figura 4.76 – Resultado da análise de estabilidade com a opção de cargas constantes. Tirantes com 3 m de trecho livre e 5 m de trecho ancorado.  $H = 12\text{m}$ , método de Spencer com cargas distribuídas. Carga: 240 kN.  $FS = 1,51$ .

Observa-se, na figura 4.76, que resulta no mesmo fator de segurança, de 1,51. Pode-se concluir, portanto, que a marcação do retângulo que representa o tamanho do bulbo e seu posicionamento são apenas indicativos e que é preciso ter muito cuidado ao analisar a estrutura com os tirantes pela opção “cargas constantes”, sobretudo quando os tirantes possuem comprimentos reduzidos, já que os fatores de segurança calculados apenas levam em consideração as cargas e espaçamentos horizontais dos tirantes.

Vale lembrar que esta opção, com cargas constantes, não se encontra mais disponível nas versões mais recentes do Slope/W.

#### **Verificação com reduções dos comprimentos dos tirantes (Slope/W, opção “cargas variáveis”)**

Neste item são apresentados os resultados de análises para duas considerações de redução nos comprimentos dos tirantes, denominadas, por conveniência: redução 1 e redução 2. No programa Slope/W, foi empregada a opção de “cargas variáveis”.

## Redução 1

Foi realizada análise para cortina com 12m de altura, para a mesma situação da figura 4.27 (carga dos tirantes de 240 kN; método de Spencer - cargas distribuídas), alterando os comprimentos de trecho livre e trecho ancorado conforme sugerido, rigorosamente, na saída do programa. A tabela 4.14 apresenta os valores sugeridos pelo programa. Nota-se que são comprimentos substancialmente inferiores aos considerados na análise efetuada anteriormente.

Tabela 4.14 – Comprimentos de trechos livre e ancorados sugeridos pelo Slope/W para a situação da Figura 4.27. Redução 1.

Tirante	Trecho Livre (m)	Trecho ancorado (m)	Total (m)
T1	6,16		10,96
T2	5,03		9,83
T3	3,76		8,56
T4	2,36		7,16
T5	0,81		5,61

Cabe salientar que, para fins de pesquisa, os valores adotados na tabela 4.14 foram aqueles rigorosamente indicados pela saída do programa, não sendo seguidas recomendações de valores mínimos e/ou valores utilizados na prática. Sabe-se que, na prática de projeto e de obra, estes valores não são utilizados normalmente, por diversos motivos.

A figura 4.77 apresenta o resultado obtido considerando os comprimentos dos tirantes da tabela 4.14.



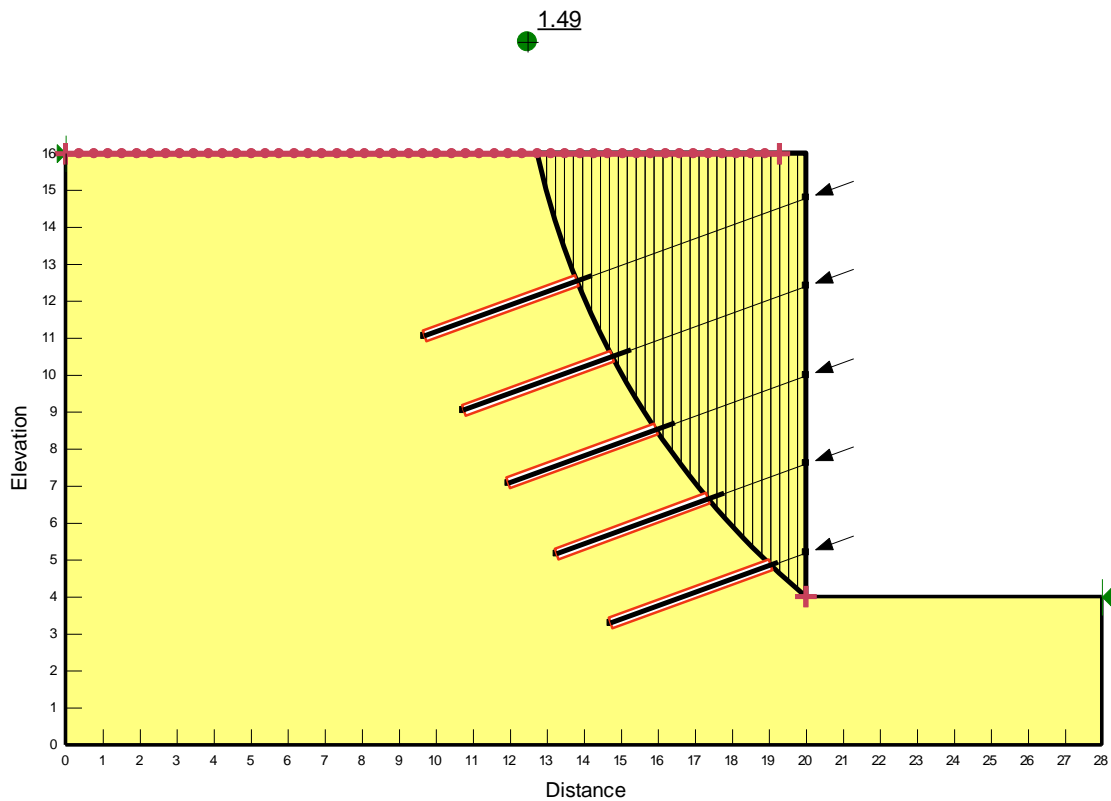


Figura 4.77 – Resultado da análise de estabilidade para o caso 6, com cargas distribuídas (fig. 4.27), e com comprimentos de trecho livre e trecho ancorado sugerido pela saída do programa.

$$FS = 1,49.$$

Observa-se, na figura 4.77, que o FS encontrado teve uma pequena redução (de 1,51 para 1,49), mostrando que, para o caso analisado, considerando comprimentos dos tirantes (livres e ancorados) menores, conforme sugerido pela saída do programa (tabela 4.14), os referidos comprimentos poderiam ser reduzidos sem resultar em redução significativa no fator de segurança.

Assim, pode-se concluir que, para este caso específico, segundo a metodologia empregada no programa, caso os tirantes sejam ancorados para além da superfície de  $FS = 1,5$  (sem introdução da carga dos tirantes) ou ancorando o centro do bulbo na superfície com  $FS = 1,5$ , isso significaria valores conservadores de comprimentos dos tirantes, tendo em vista que poderiam ser aplicadas reduções significativas em seus comprimentos sem que fosse reduzido de maneira expressiva o fator de segurança.

## Redução 2

A seguir, é apresentada mais uma análise considerando os comprimentos dos tirantes superiores ainda mais reduzidos. A tabela 4.15 apresenta os valores adotados para os comprimentos dos tirantes.

Tabela 4.15 – Comprimentos de trechos livre e ancorados.

Tirante	Trecho Livre (m)	Trecho ancorado (m)	Total (m)
T1			
T2			
T3			
T4			
T5			

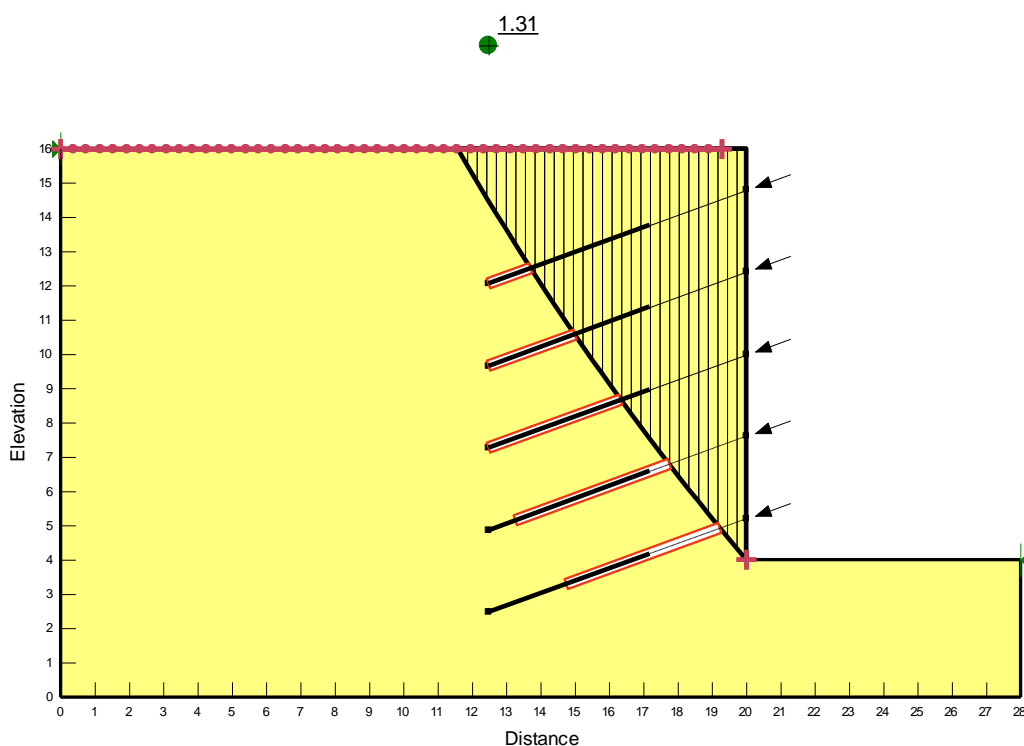


Figura 4.78 – Resultado da análise de estabilidade para o caso 6, com cargas distribuídas (fig. 4.27), com comprimentos de trecho livre e trecho ancorado conforme tabela 4.15.

Observa-se, na figura 4.78, que houve redução no fator de segurança, para  $FS=1,31$ . Para a superfície crítica encontrada, o mecanismo de ruptura junto aos três primeiros tirantes se deu pelo bulbo de ancoragem. Nos dois tirantes inferiores, se deu pela carga máxima de trabalho.

## Verificação com reduções dos comprimentos dos tirantes (Método dos Elementos Finitos – Plaxis 2D)

De forma similar ao apresentado anteriormente, a seguir são mostrados os resultados para a “redução 1” e redução 2” no MEF.

Considerando a mesma situação, para cortinas de 12 m de altura, e cargas de protensão de 240 kN, as análises para tirantes com os comprimentos na situação inicial (tirantes longos) resultaram em FS de 1,26, conforme tabela 4.13.

### Redução 1 – FS = 1,24

A figura 4.79 apresenta a malha triangular deformada (com escala ajustada automaticamente pelo programa para melhor visualização). A figura 4.80 mostra os deslocamentos obtidos, na ruptura. A figura 4.81 apresenta as deformações cisalhantes, na ruptura. Observam-se nas figuras que a superfície de ruptura encontrada é próxima à cunha ativa de Rankine e muito próxima ao resultado da “redução 1” encontrado no Slope/W (figura 4.77), embora os fatores de segurança sejam diferentes.

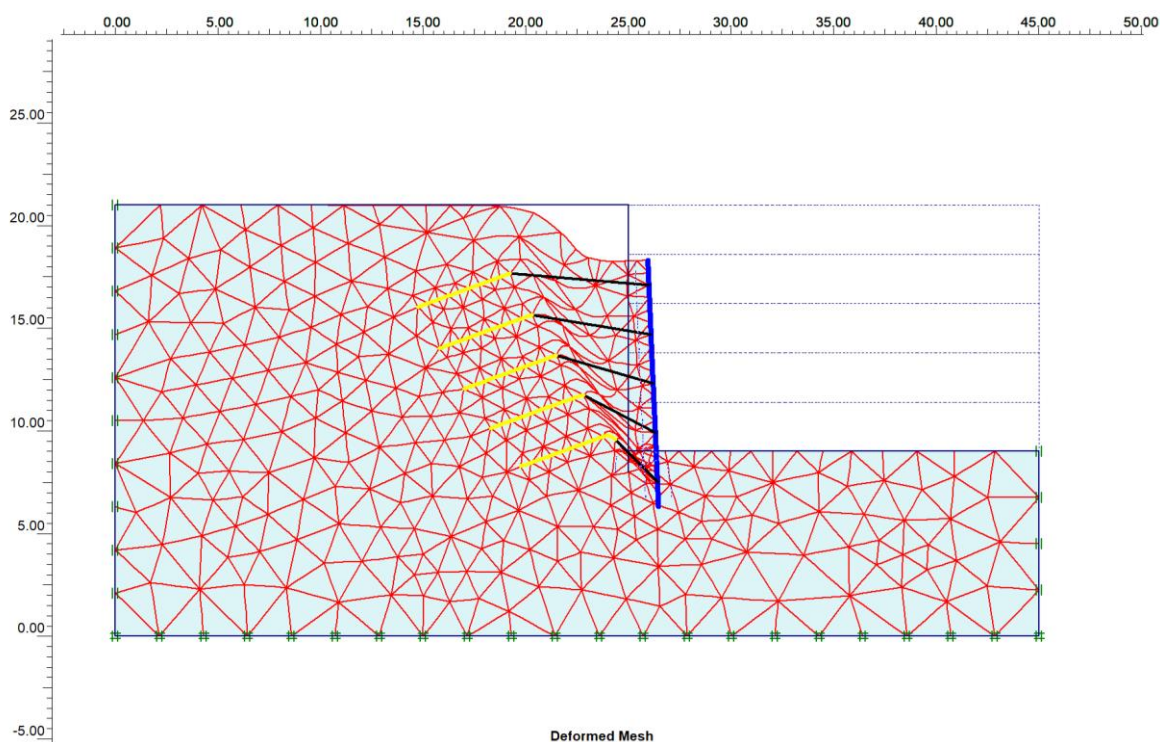


Figura 4.79 – Malha deformada. Fase 6. H: 12 m. Redução 1. FS = 1,24.

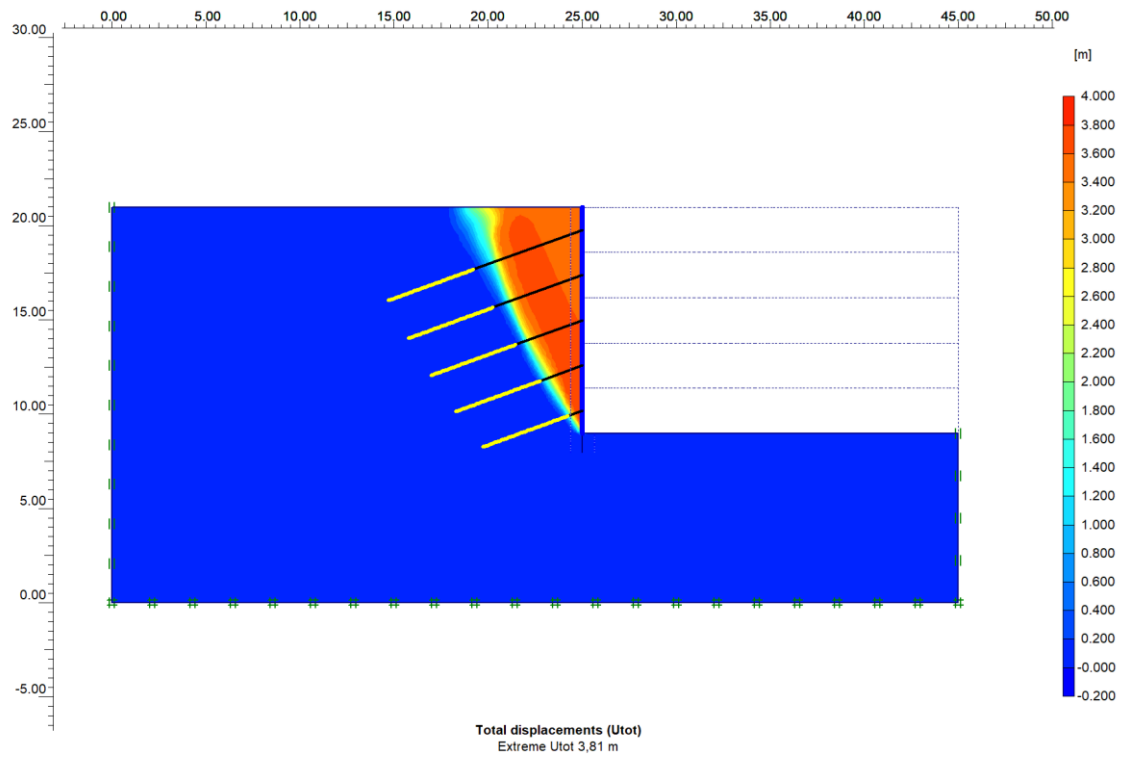


Figura 4.80 – Deslocamentos, na ruptura. Fase 6. H: 12 m. “Redução 1”. FS = 1,24.

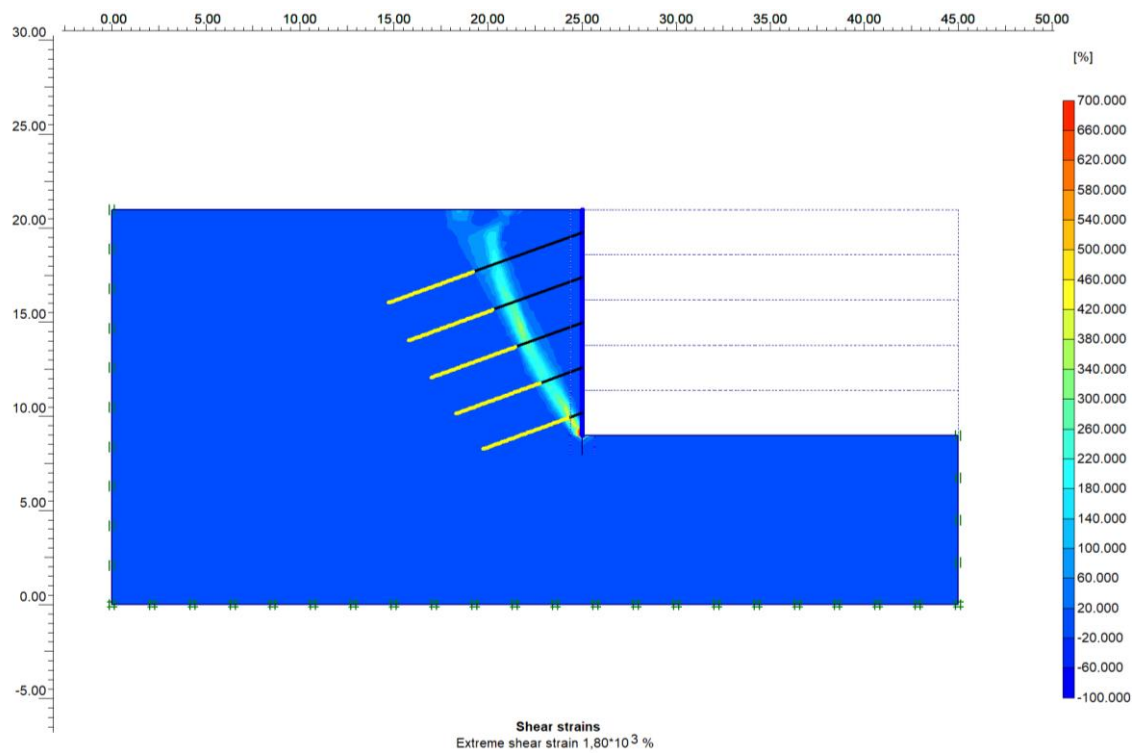


Figura 4.81 – Deformações cisalhantes, na ruptura. Fase 6. H: 12 m. “Redução 1”. FS = 1,24.

### Redução 2 – FS = 1,20

A figura 4.82 apresenta a malha triangular deformada (com escala ajustada automaticamente pelo programa para melhor visualização). A figura 4.83 mostra os deslocamentos obtidos, na ruptura. A figura 4.84 apresenta as deformações cisalhantes, na ruptura. Observam-se nas figuras que a superfície de ruptura encontrada é próxima à cunha ativa de Rankine e muito próxima ao resultado da “redução 1” encontrado no Slope/W (figura 4.77), embora os fatores de segurança sejam diferentes.

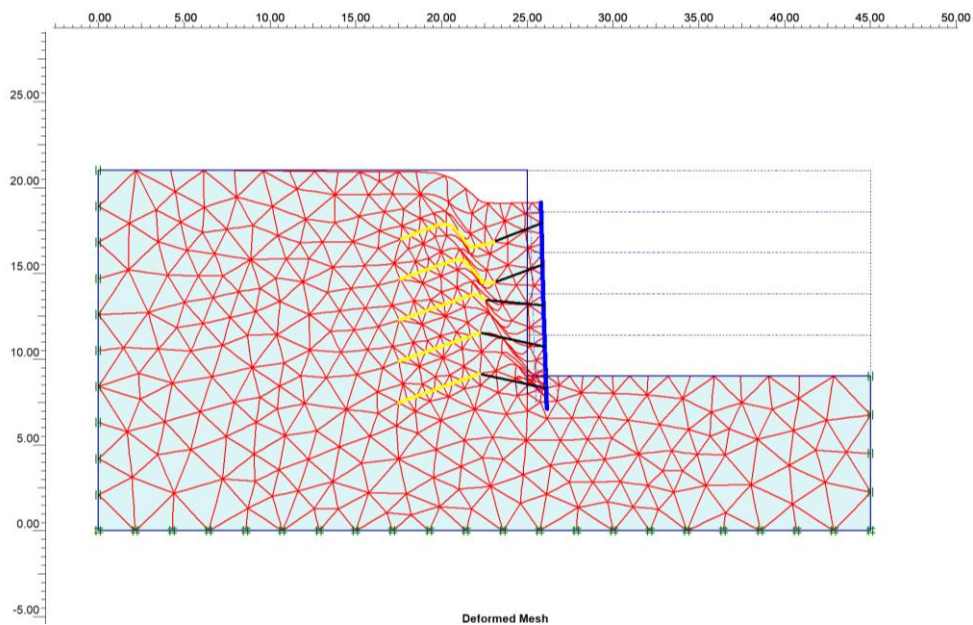


Figura 4.82 – Malha deformada. Fase 6. H: 12 m. “Redução 2”. FS = 1,20.

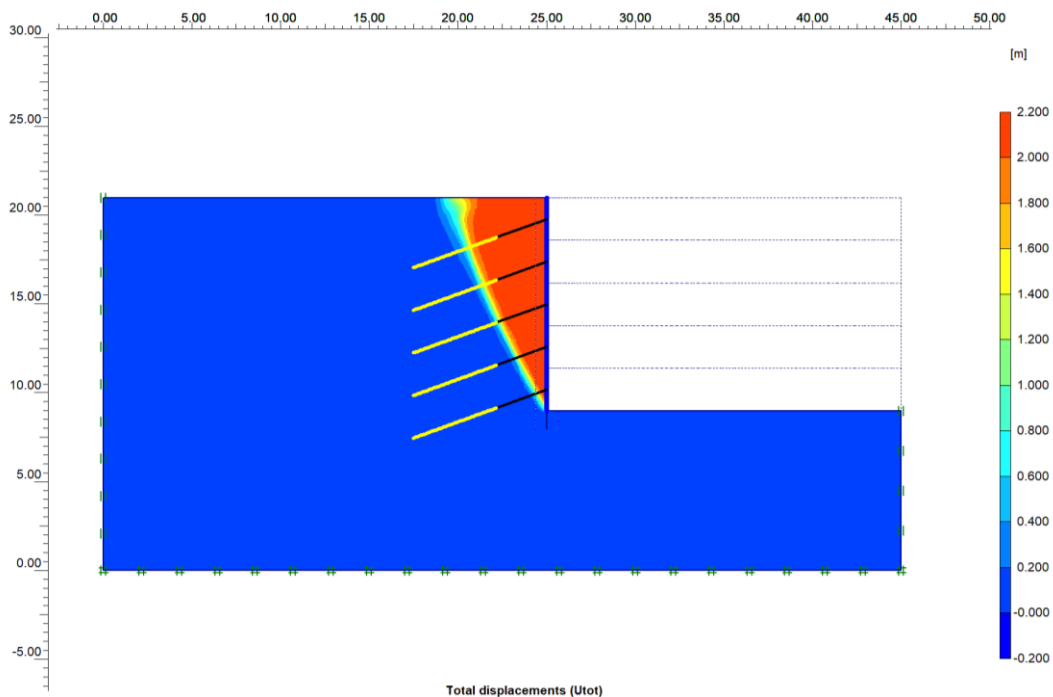


Figura 4.83 – Deslocamentos, na ruptura. Fase 6. H: 12 m. “Redução 2”. FS = 1,20.

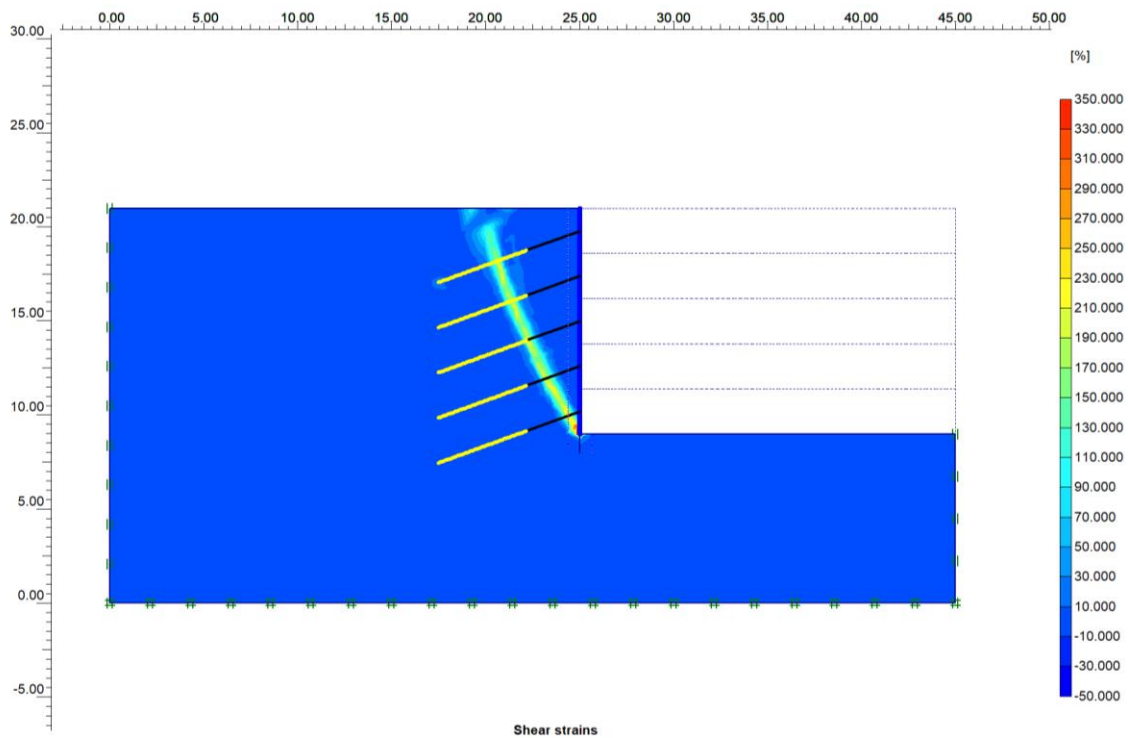


Figura 4.84 – Deformações cisalhantes, na ruptura. Fase 6. H: 12 m. Redução 2. FS = 1,20.

As figuras 4.85 a 4.87 apresentam os deslocamentos horizontais para os comprimentos dos tirantes na situação inicial, “redução 1” e “redução 2”, respectivamente.

Apesar das modelagens por elementos finitos terem apresentado, após as reduções nos comprimentos dos tirantes, pequena redução no fator de segurança final, é importante destacar que os valores dos deslocamentos horizontais cresceram de forma expressiva, sobretudo junto ao topo da contenção.

Inicialmente, para tirantes longos, foram observados deslocamentos horizontais em torno de 1,6 cm junto ao topo da contenção (Figura 4.85). Para a “redução 1”, foi observado um aumento nos deslocamentos para algo em torno de 4 cm junto ao topo da contenção (figura 4.86). Finalmente, para a “redução 2”, foi observado deslocamento em torno de 7,6 cm junto ao topo da contenção (figura 4.87). Além disso, nas situações de reduções, os deslocamentos ficaram mais concentrados nas regiões dos tirantes. Na situação inicial (tirantes longos) os deslocamentos horizontais ficaram mais distribuídos.

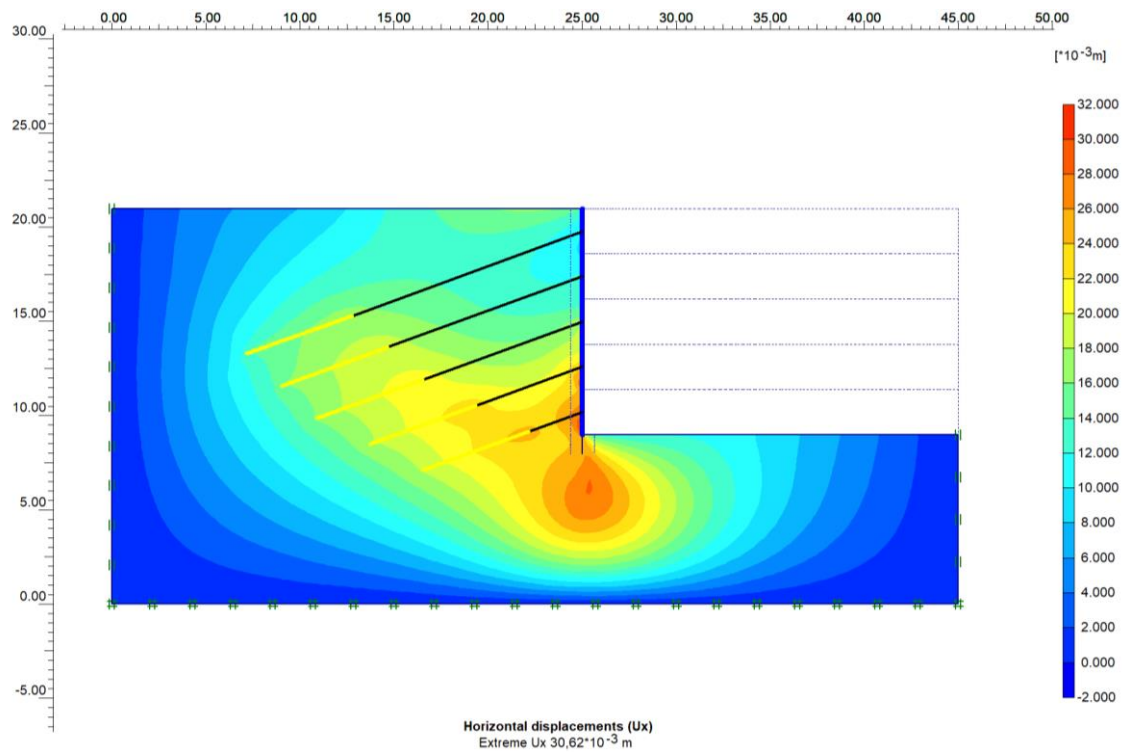


Figura 4.85 – Deslocamentos horizontais ao final da escavação (fase 4.5). Situação inicial.

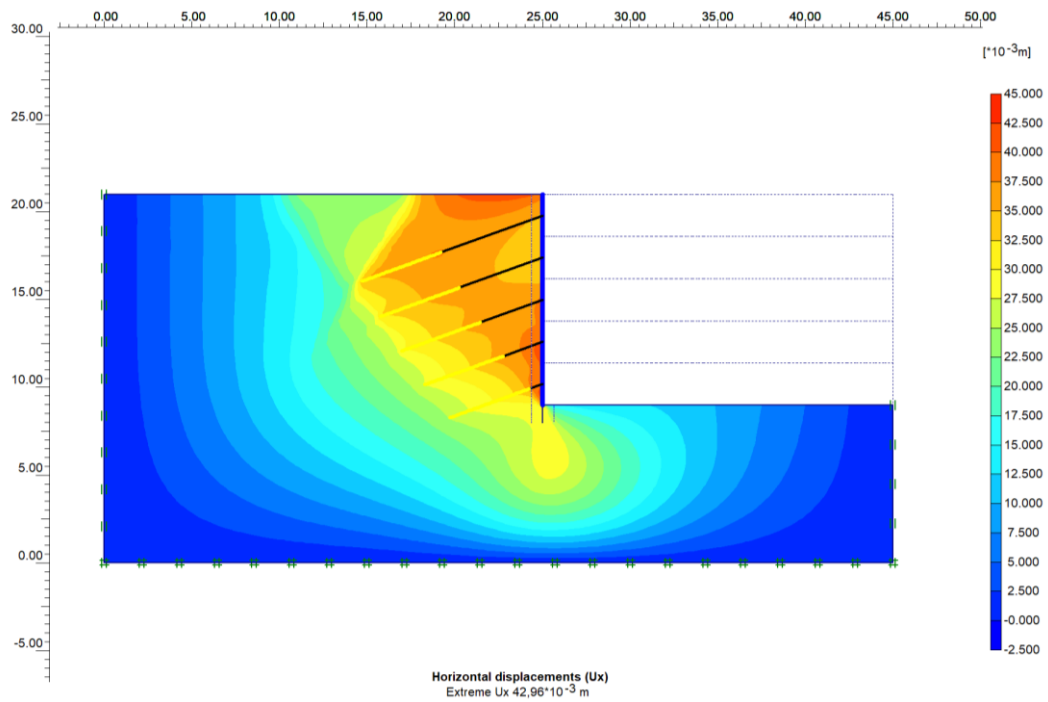


Figura 4.86 – Deslocamentos horizontais ao final da escavação (fase 4.5). “Redução 1”.

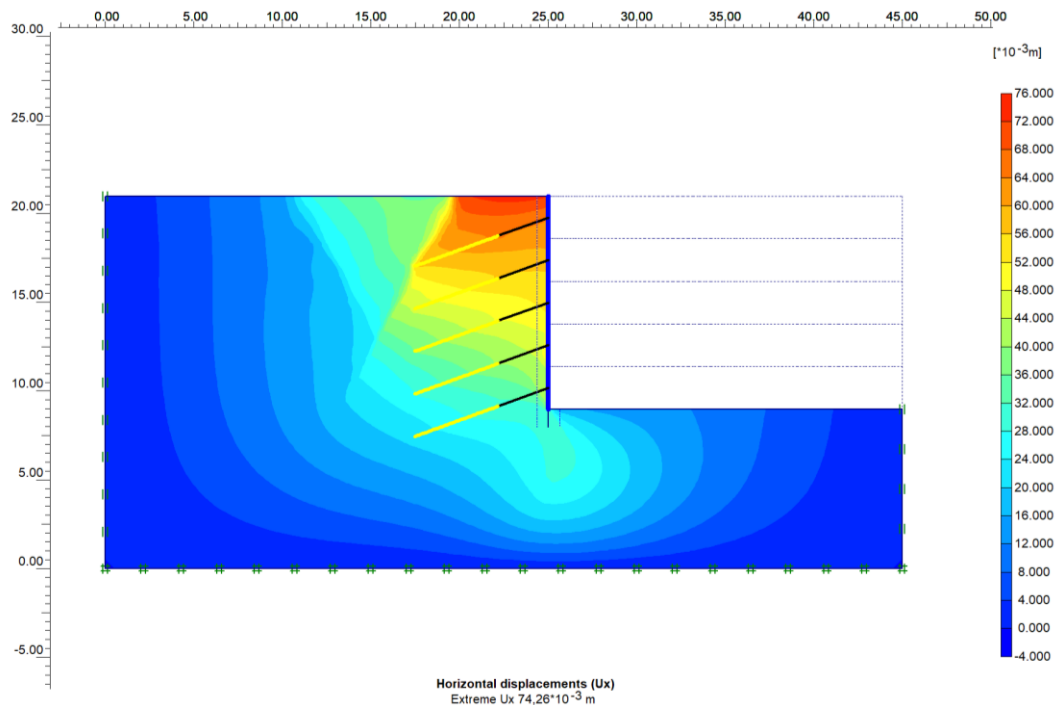


Figura 4.87 – Deslocamentos horizontais ao final da escavação (fase 4.5). “Redução 2”.

As figuras 4.88 a 4.90 apresentam os pontos plastificados ao final das escavações (fase 4.5) para a situação inicial (tirantes longos), “redução 1” e “redução 2”, respectivamente. Atenta-se para a formação de pontos plastificados junto à região superior do terreno próxima aos bulbos de ancoragem (formando uma região de estado ativo no solo), para os casos de redução nos comprimentos dos tirantes, se comparados à situação de tirantes mais longos.

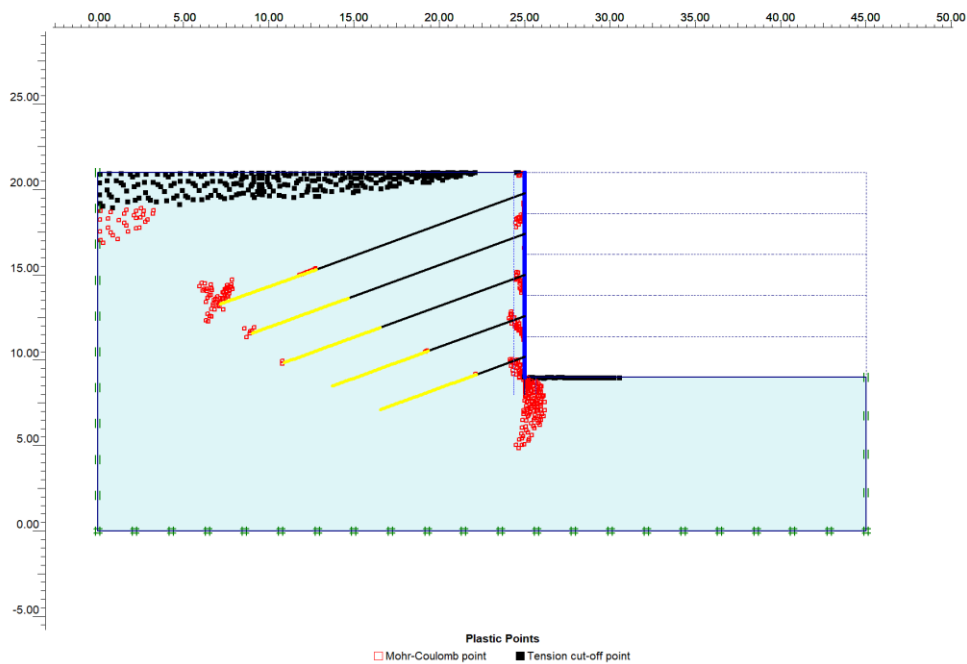


Figura 4.88 – Pontos plastificados ao final da escavação (fase 4.5). Situação inicial.



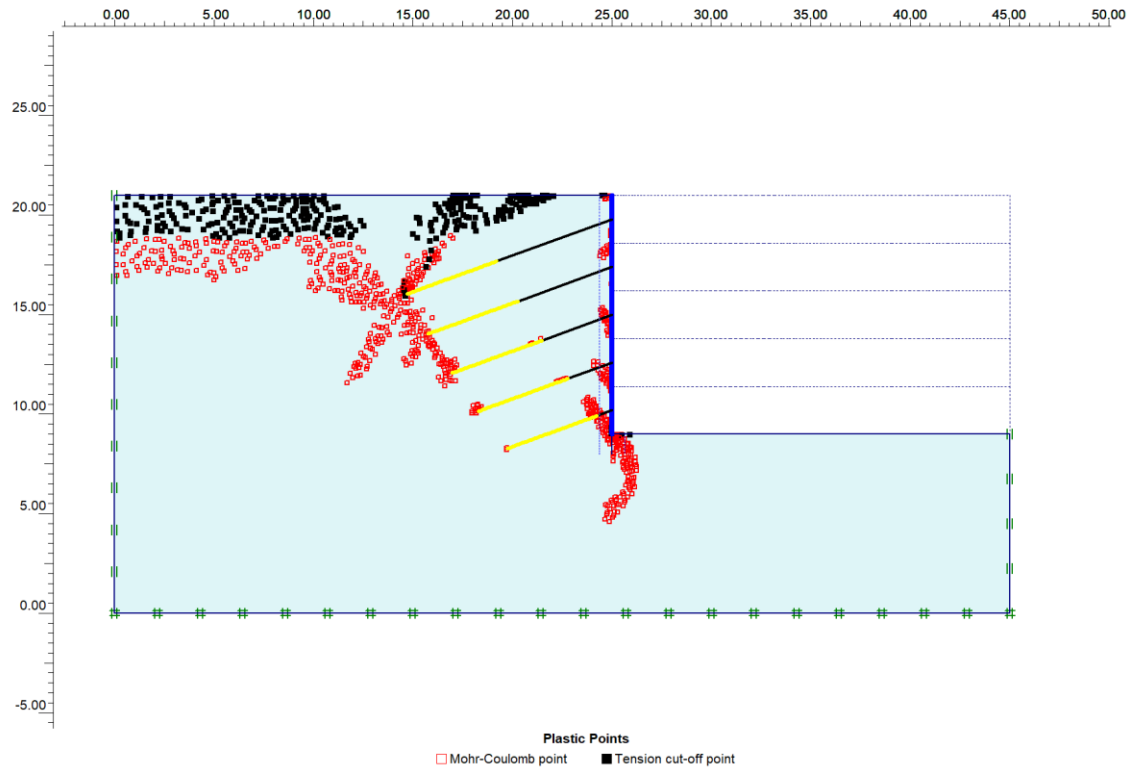


Figura 4.89 – Pontos plastificados ao final da escavação (fase 4.5). “Redução 1”.

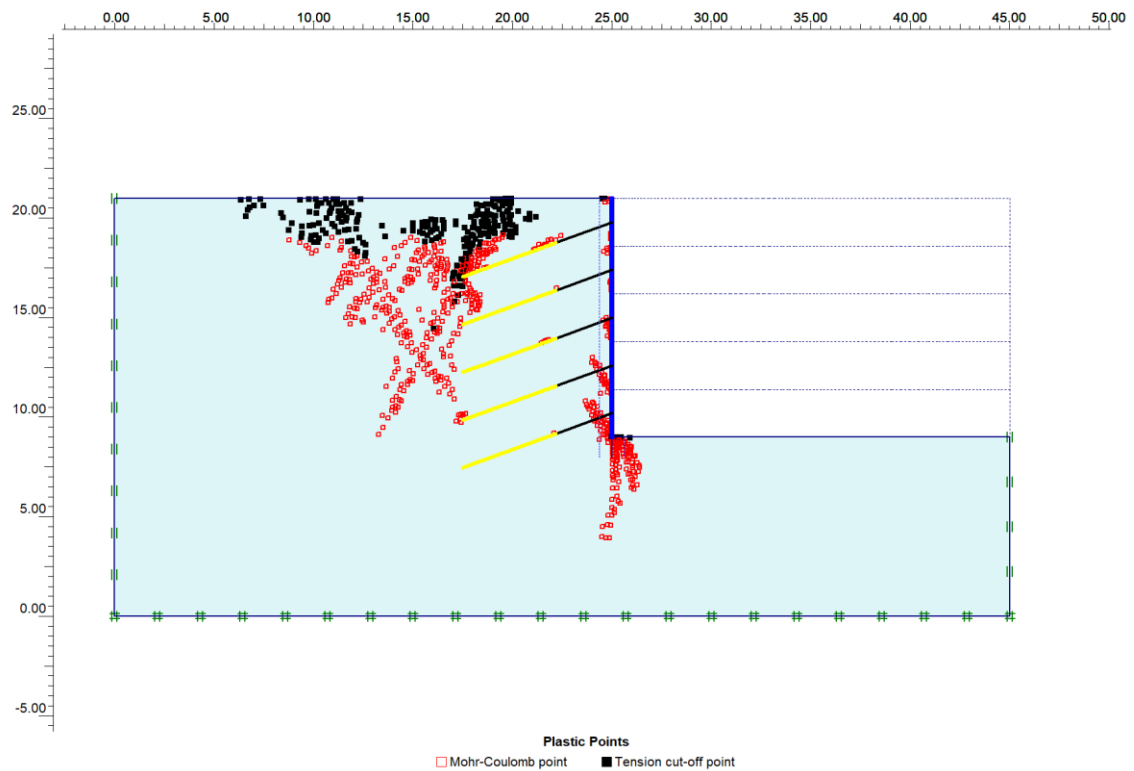


Figura 4.90 – Pontos plastificados ao final da escavação (fase 4.5). “Redução 2”.

## 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1. Resumo dos resultados

As tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam resumos de todos os resultados encontrados para os fatores de segurança pelas diversas metodologias, para cada altura de cortina atirantada. As figuras 5.1 a 5.3 apresentam os gráficos, de cada altura de cortina atirantada, para os valores das referidas tabelas.

Tabela 5.1 – Resumo dos resultados de FS para os diversos métodos. Altura de 6 m.

H=6m Carga (kN)	FS (Bishop Simplificado)		FS (Spencer)		FS - Plaxis
	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	
60	1,03	0,99	1,14	1,16	1,00
80	1,13	1,08	1,29	1,31	1,11
100	1,23	1,16	1,42	1,48	1,24
120	1,33	1,25	1,60	1,58	1,32
140	1,44	1,33	1,72	1,72	1,42
160	1,54	1,40	1,87	1,91	1,51
180	1,64	1,46	2,08	2,08	1,59
200	1,73	1,52	2,31	2,28	1,65
220	1,82	1,57	2,52	2,48	1,72
240	1,9	1,61	2,79	2,74	1,77
260	1,97	1,63	3,09	3,03	1,85
280	2,04	1,64	3,40	3,35	1,90
300	2,10	1,63	3,84	3,74	1,94

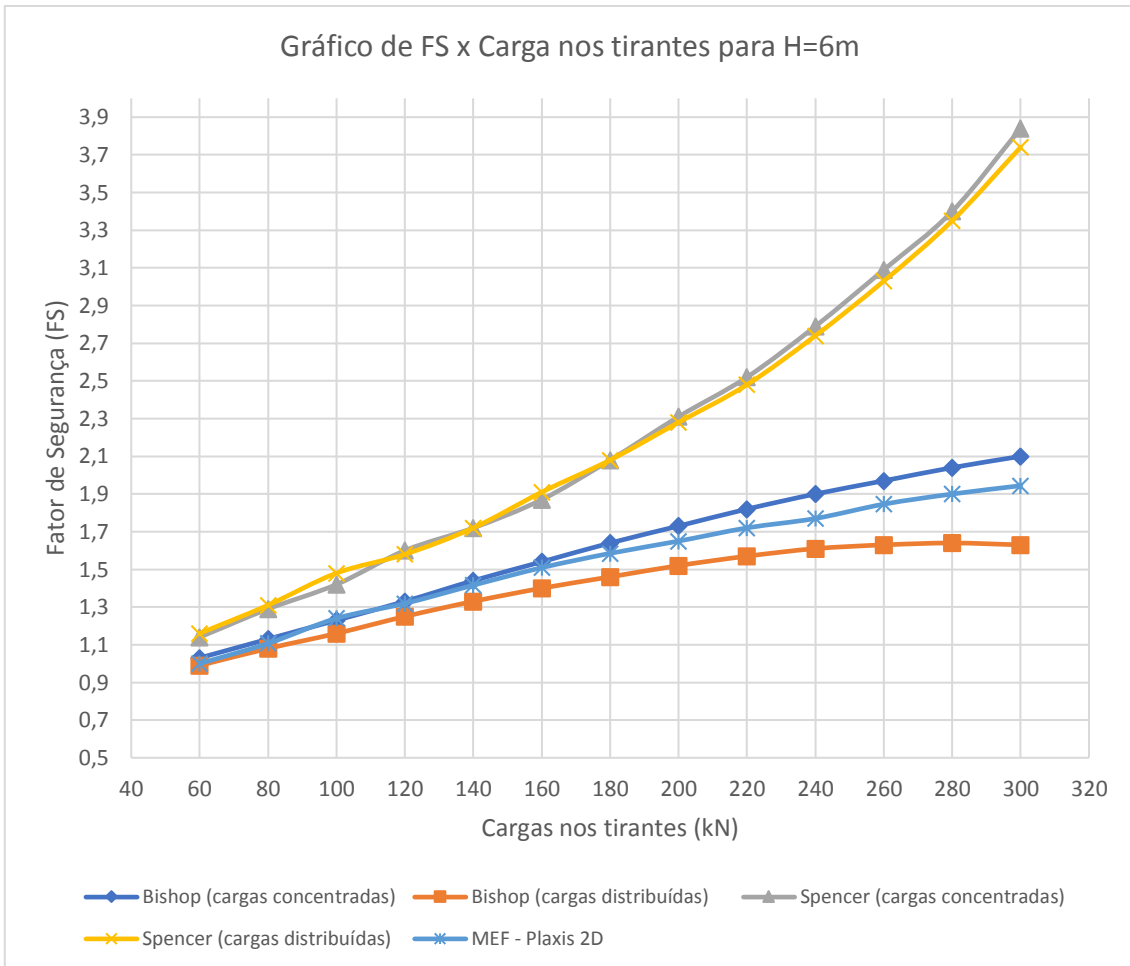


Figura 5.1 – Gráfico de FS x cargas, para as diversas metodologias. H = 6 m.

Tabela 5.2 – Resumo dos resultados de FS para os diversos métodos. Altura de 9 m.

H=9m Carga (kN)	FS (Bishop Simplificado)		FS (Spencer)		FS - Plaxis
	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	
60	0,78	0,76	0,87	0,88	
80	0,85	0,82	0,94	0,95	
100	0,92	0,88	1,02	1,05	
120	0,99	0,94	1,12	1,12	0,98
140	1,05	1,00	1,20	1,21	1,03
160	1,12	1,05	1,29	1,28	1,1
180	1,19	1,11	1,39	1,38	1,2
200	1,26	1,16	1,48	1,49	1,26
220	1,32	1,21	1,59	1,58	1,31
240	1,39	1,26	1,69	1,70	1,37
260	1,46	1,3	1,82	1,81	1,42
280	1,52	1,35	1,94	1,94	1,49
300	1,58	1,38	2,06	2,05	1,54
320	1,64	1,42	2,25	2,20	1,6

340	1,70	1,45	2,38	2,33	1,65
360	1,76	1,47	2,53	2,5	1,68
380	1,82	1,49	2,75	2,69	1,74
400	1,87	1,50	2,92	2,90	1,78

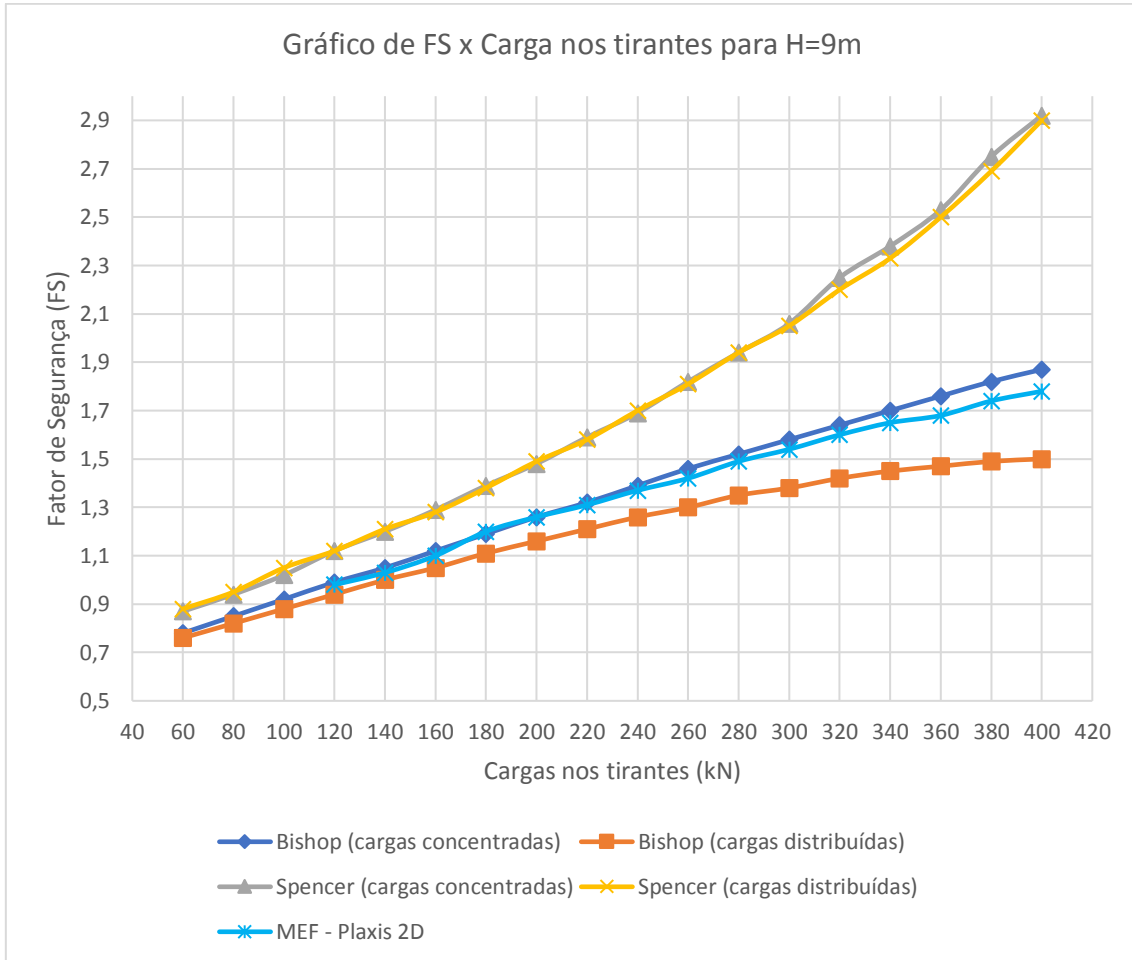


Figura 5.2 - Gráfico de FS x cargas, para as diversas metodologias. H = 9 m.

Tabela 5.3 – Resumo dos resultados de FS para os diversos métodos. Altura de 12 m.

H=12m Carga (kN)	FS (Bishop Simplificado)		FS (Spencer)		FS - Plaxis
	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	
60	0,70	0,68	0,76	0,77	
80	0,76	0,74	0,84	0,85	
100	0,83	0,79	0,91	0,92	
120	0,89	0,85	0,99	1,00	
140	0,95	0,9	1,09	1,08	
160	1,02	0,95	1,16	1,15	0,97
180	1,08	1,01	1,25	1,24	1,04
200	1,14	1,05	1,33	1,33	1,12
220	1,21	1,10	1,43	1,41	1,18

240	1,27	1,15	1,54	1,51	1,26
260	1,33	1,19	1,63	1,60	1,31
280	1,39	1,23	1,73	1,72	1,38
300	1,45	1,27	1,85	1,83	1,42
320	1,51	1,31	1,97	1,94	1,47
340	1,57	1,34	2,11	2,07	1,52
360	1,62	1,38	2,27	2,22	1,56
380	1,67	1,40	2,39	2,37	1,61
400	1,72	1,42	2,55	2,54	1,66

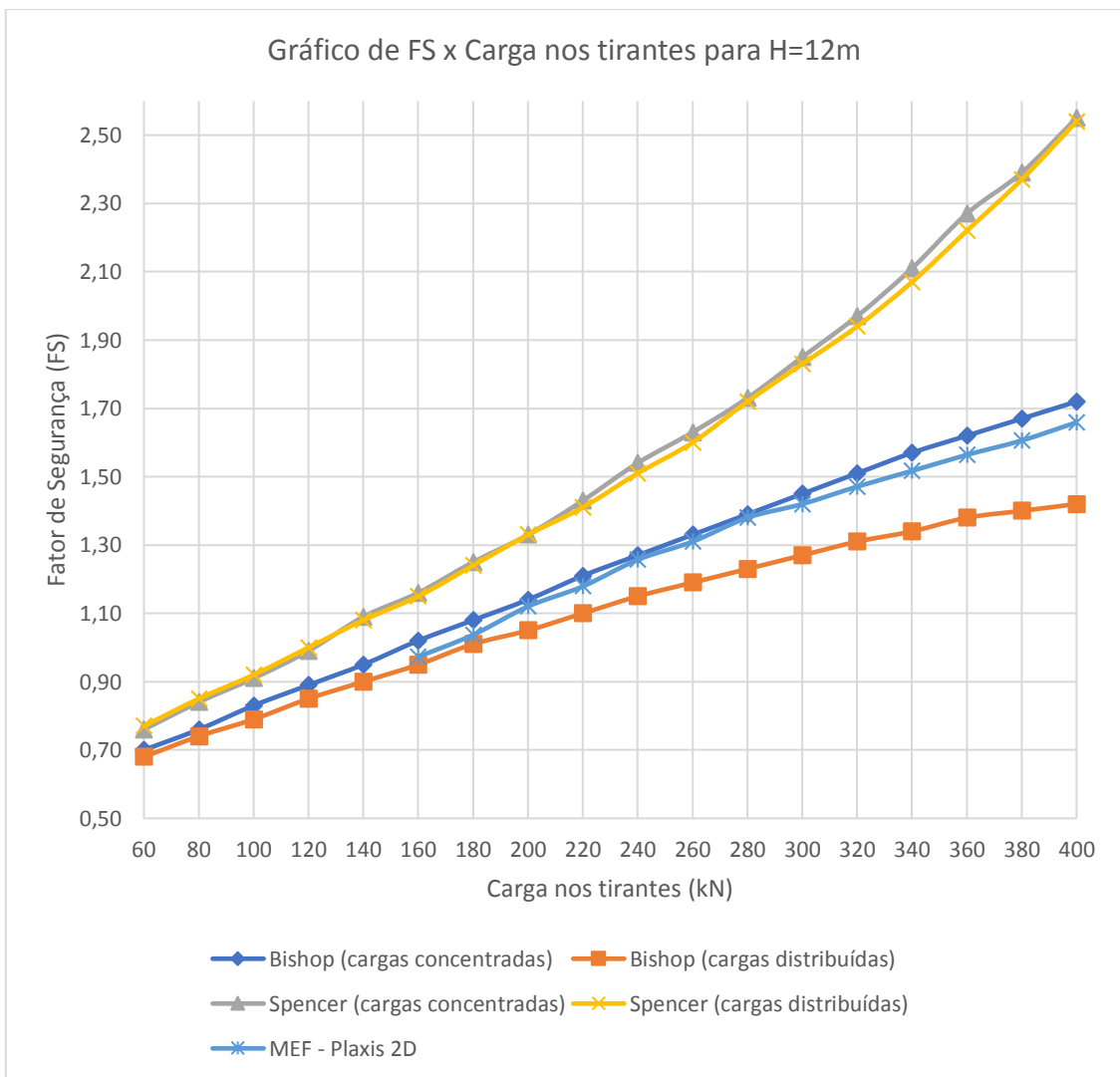


Figura 5.3 - Gráfico de FS x cargas, para as diversas metodologias. H = 12 m.

## 5.2. Quanto aos fatores de segurança

O método de Bishop com cargas distribuídas apresentou os valores mais conservadores, resultando nos menores fatores de segurança para os mesmos valores de cargas. O método de Spencer apresentou os maiores valores de FS. E o MEF apresentou valores próximos aos de Bishop para cargas concentradas.

Os resultados para o método de Spencer, comparando-se quanto à forma da aplicação de cargas nas fatias (cargas concentradas e cargas distribuídas), não apresentaram diferenças significativas, conforme são apresentadas nas tabelas 5.4 a 5.6 e no gráfico da figura 5.4, o qual apresenta a relação de fatores de segurança para mesmas cargas, para todas as alturas analisadas. Maior diferença observada para altura de 6m e carga de 300 kN, com variação de 0,1 no FS, que corresponde a uma diferença percentual de apenas -2,6% tomando a coluna de cargas concentradas como referência.

Tabela 5.4 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 6 m.

FS (Spencer) - H=6m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	1,14	1,16	0,02	1,8%
80	1,29	1,31	0,02	1,6%
100	1,42	1,48	0,06	4,2%
120	1,60	1,58	-0,02	-1,3%
140	1,72	1,72	0,00	0,0%
160	1,87	1,91	0,04	2,1%
180	2,08	2,08	0,00	0,0%
200	2,31	2,28	-0,03	-1,3%
220	2,52	2,48	-0,04	-1,6%
240	2,79	2,74	-0,05	-1,8%
260	3,09	3,03	-0,06	-1,9%
280	3,40	3,35	-0,05	-1,5%
300	3,84	3,74	-0,10	-2,6%

Tabela 5.5 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 9 m.

FS (Spencer) - H=9m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	0,87	0,88	0,01	1,1%

80	0,94	0,95	0,01	1,1%
100	1,02	1,05	0,03	2,9%
120	1,12	1,12	0,00	0,0%
140	1,20	1,21	0,01	0,8%
160	1,29	1,28	-0,01	-0,8%
180	1,39	1,38	-0,01	-0,7%
200	1,48	1,49	0,01	0,7%
220	1,59	1,58	-0,01	-0,6%
240	1,69	1,70	0,01	0,6%
260	1,82	1,81	-0,01	-0,5%
280	1,94	1,94	0,00	0,0%
300	2,06	2,05	-0,01	-0,5%
320	2,25	2,20	-0,05	-2,2%
340	2,38	2,33	-0,05	-2,1%
360	2,53	2,5	-0,03	-1,2%
380	2,75	2,69	-0,06	-2,2%
400	2,92	2,90	-0,02	-0,7%

Tabela 5.6 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 12 m.

FS (Spencer) - H=12m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	0,76	0,77	0,01	1,3%
80	0,84	0,85	0,01	1,2%
100	0,91	0,92	0,01	1,1%
120	0,99	1,00	0,01	1,0%
140	1,09	1,08	-0,01	-0,9%
160	1,16	1,15	-0,01	-0,9%
180	1,25	1,24	-0,01	-0,8%
200	1,33	1,33	0,00	0,0%
220	1,43	1,41	-0,02	-1,4%
240	1,54	1,51	-0,03	-1,9%
260	1,63	1,60	-0,03	-1,8%
280	1,73	1,72	-0,01	-0,6%
300	1,85	1,83	-0,02	-1,1%
320	1,97	1,94	-0,03	-1,5%
340	2,11	2,07	-0,04	-1,9%
360	2,27	2,22	-0,05	-2,2%
380	2,39	2,37	-0,02	-0,8%
400	2,55	2,54	-0,01	-0,4%

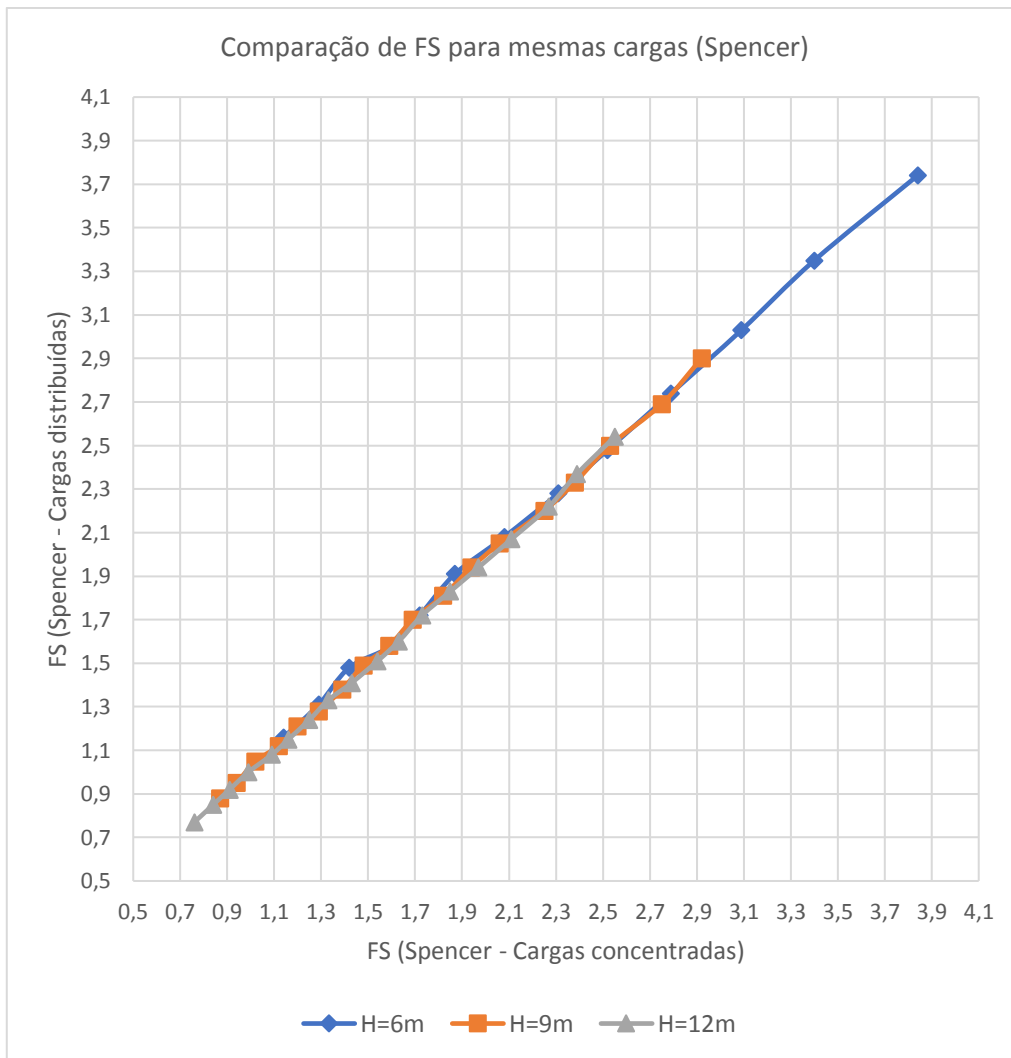


Figura 5.4 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Spencer com cargas concentradas e cargas distribuídas, para todas as alturas.

Para o método de Bishop existem diferenças relevantes nos resultados de FS quando se consideram as duas hipóteses de aplicação de cargas nas fatias (cargas concentradas e cargas distribuídas) e, além disso, tais diferenças se acentuam à medida que se aumentam as cargas dos tirantes (e maiores são os fatores de segurança), conforme são apresentadas nas tabelas 5.7 a 5.9 e nos gráficos das figuras 5.5 a 5.10, para todas as alturas. Observa-se que para cargas mais elevadas chegam-se a diferenças percentuais da ordem de -20%, tomando como referência “cargas concentradas”.



Tabela 5.7 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 6 m.

FS (Bishop) - H=6m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	1,03	0,99	-0,04	-3,9%
80	1,13	1,08	-0,05	-4,4%
100	1,23	1,16	-0,07	-5,7%
120	1,33	1,25	-0,08	-6,0%
140	1,44	1,33	-0,11	-7,6%
160	1,54	1,40	-0,14	-9,1%
180	1,64	1,46	-0,18	-11,0%
200	1,73	1,52	-0,21	-12,1%
220	1,82	1,57	-0,25	-13,7%
240	1,9	1,61	-0,29	-15,3%
260	1,97	1,63	-0,34	-17,3%
280	2,04	1,64	-0,40	-19,6%
300	2,10	1,63	-0,47	-22,4%

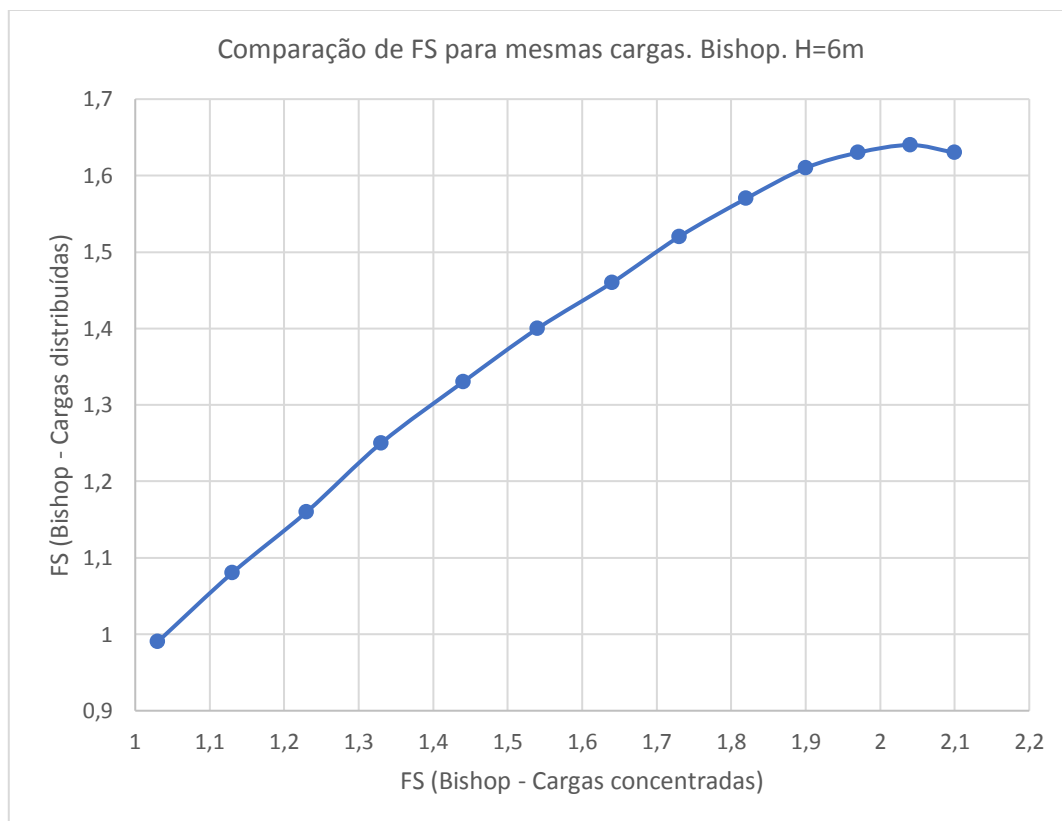


Figura 5.5 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Bishop com cargas concentradas e cargas distribuídas, para altura de 6 m.

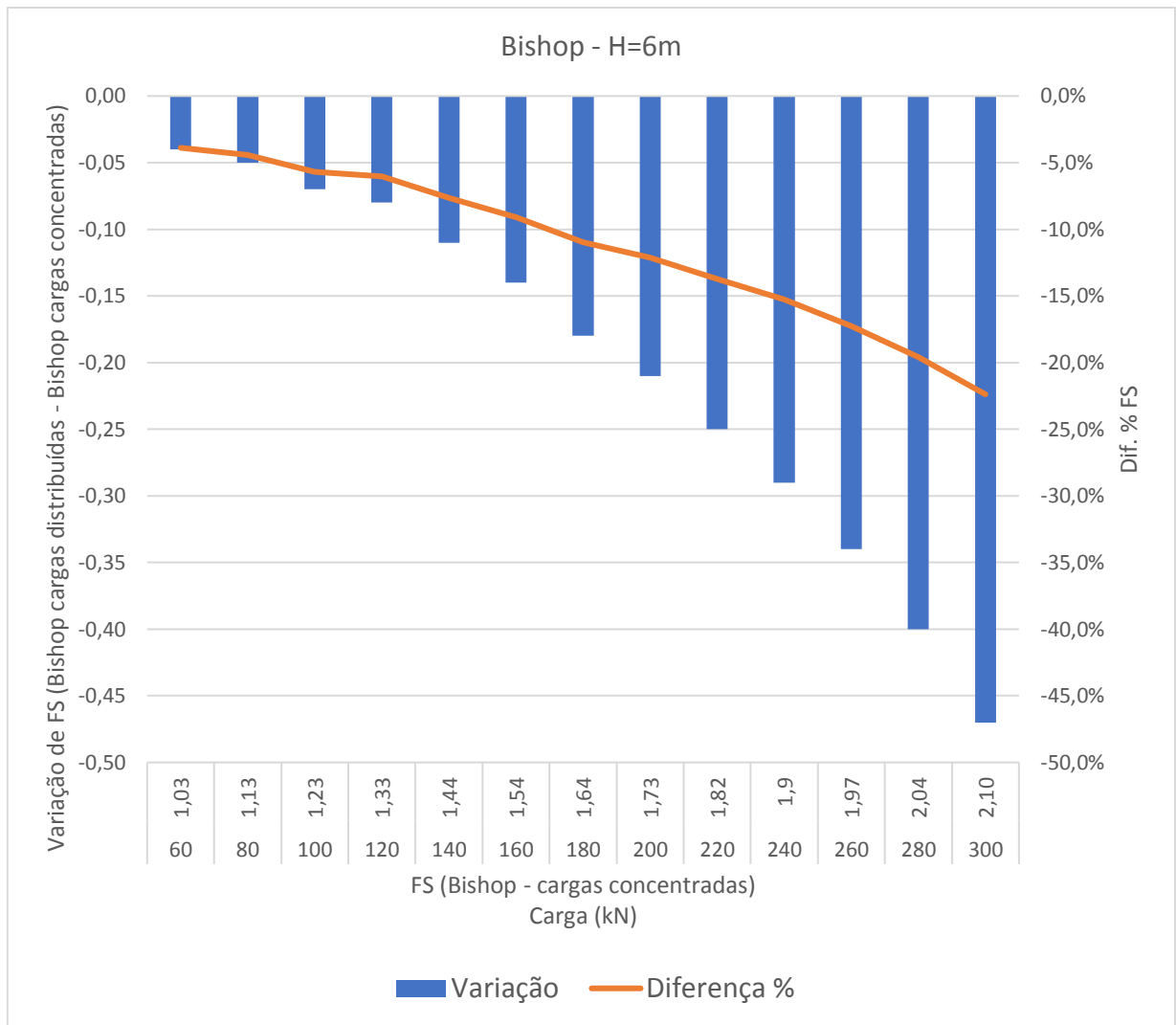


Figura 5.6 – Variação de FS e diferença % entre Bishop com cargas concentradas e Bishop com cargas distribuídas, para altura de 6 m.

Tabela 5.8 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 9 m.

FS (Bishop) - H=9m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	0,78	0,76	-0,02	-2,6%
80	0,85	0,82	-0,03	-3,5%
100	0,92	0,88	-0,04	-4,3%
120	0,99	0,94	-0,05	-5,1%
140	1,05	1,00	-0,05	-4,8%
160	1,12	1,05	-0,07	-6,3%
180	1,19	1,11	-0,08	-6,7%

200	1,26	1,16	-0,10	-7,9%
220	1,32	1,21	-0,11	-8,3%
240	1,39	1,26	-0,13	-9,4%
260	1,46	1,3	-0,16	-11,0%
280	1,52	1,35	-0,17	-11,2%
300	1,58	1,38	-0,20	-12,7%
320	1,64	1,42	-0,22	-13,4%
340	1,70	1,45	-0,25	-14,7%
360	1,76	1,47	-0,29	-16,5%
380	1,82	1,49	-0,33	-18,1%
400	1,87	1,50	-0,37	-19,8%

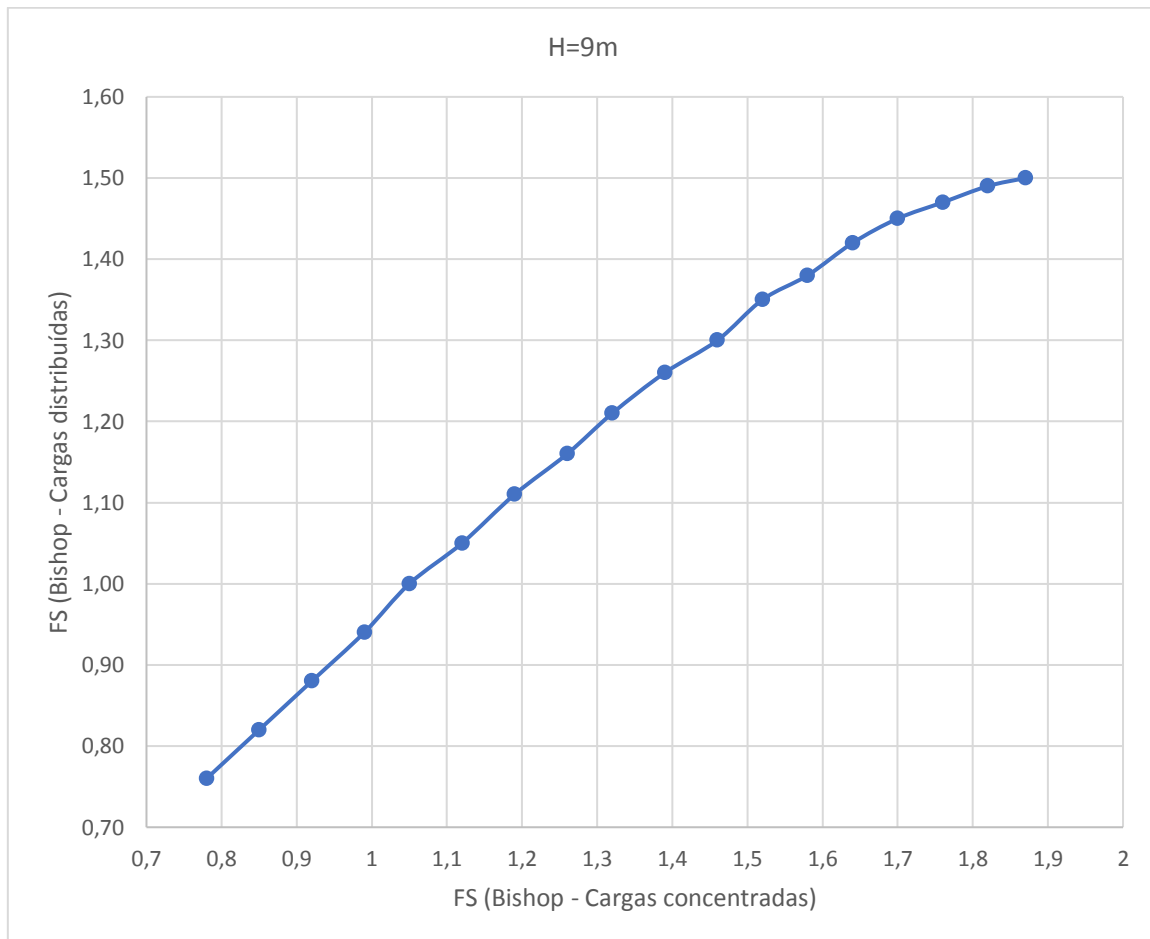


Figura 5.7 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Bishop com cargas concentradas e cargas distribuídas, para altura de 9 m.

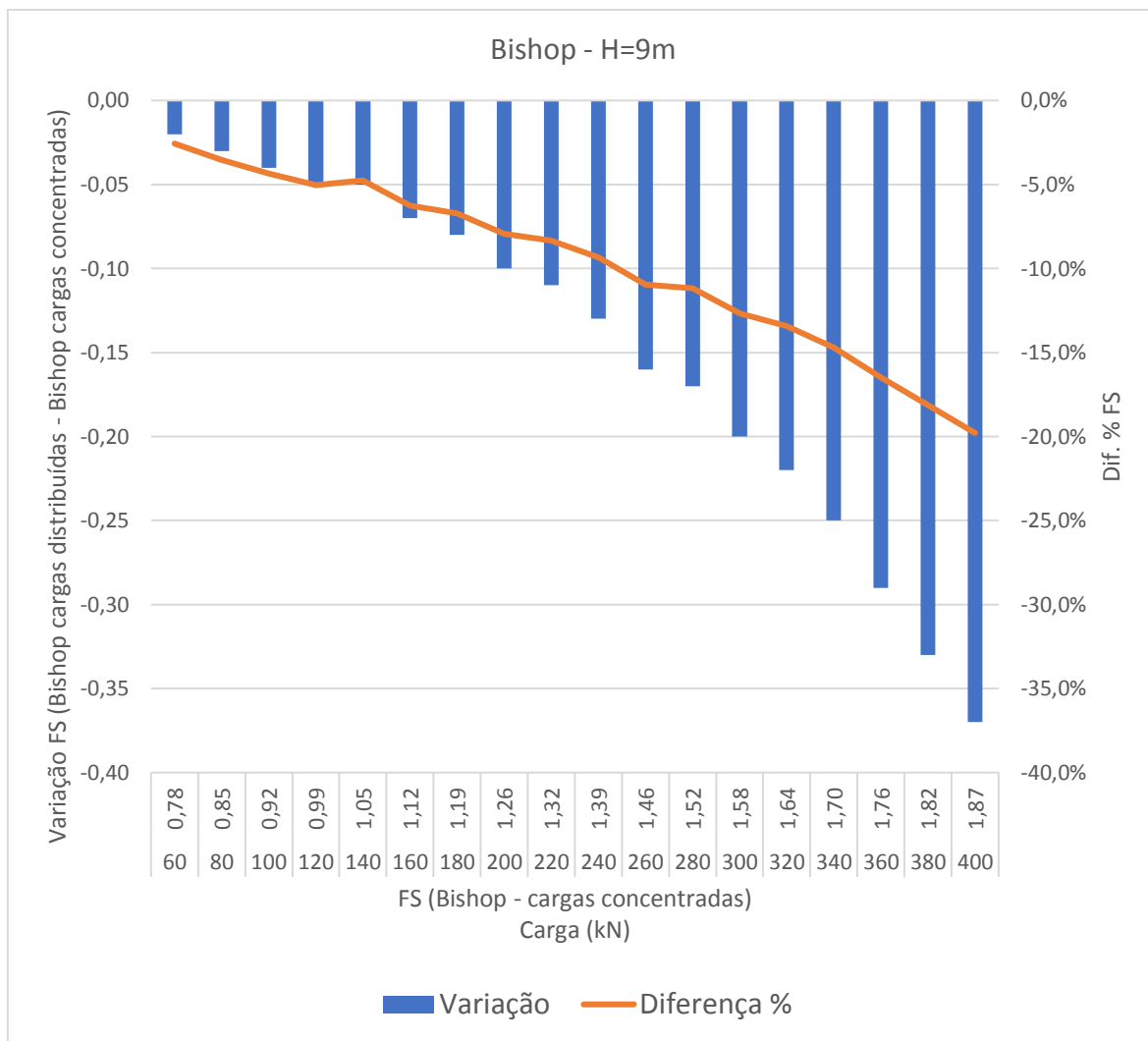


Figura 5.8 – Variação de FS e diferença % entre Bishop com cargas concentradas e Bishop com cargas distribuídas, para altura de 9 m.

Tabela 5.9 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 12 m.

FS (Bishop) - H=12m				
Carga (kN)	Cargas Concentradas	Cargas Distribuídas	Variação	Diferença %
60	0,70	0,68	-0,02	-2,9%
80	0,76	0,74	-0,02	-2,6%
100	0,83	0,79	-0,04	-4,8%
120	0,89	0,85	-0,04	-4,5%
140	0,95	0,9	-0,05	-5,3%
160	1,02	0,95	-0,07	-6,9%
180	1,08	1,01	-0,07	-6,5%
200	1,14	1,05	-0,09	-7,9%

220	1,21	1,10	-0,11	-9,1%
240	1,27	1,15	-0,12	-9,4%
260	1,33	1,19	-0,14	-10,5%
280	1,39	1,23	-0,16	-11,5%
300	1,45	1,27	-0,18	-12,4%
320	1,51	1,31	-0,20	-13,2%
340	1,57	1,34	-0,23	-14,6%
360	1,62	1,38	-0,24	-14,8%
380	1,67	1,40	-0,27	-16,2%
400	1,72	1,42	-0,30	-17,4%

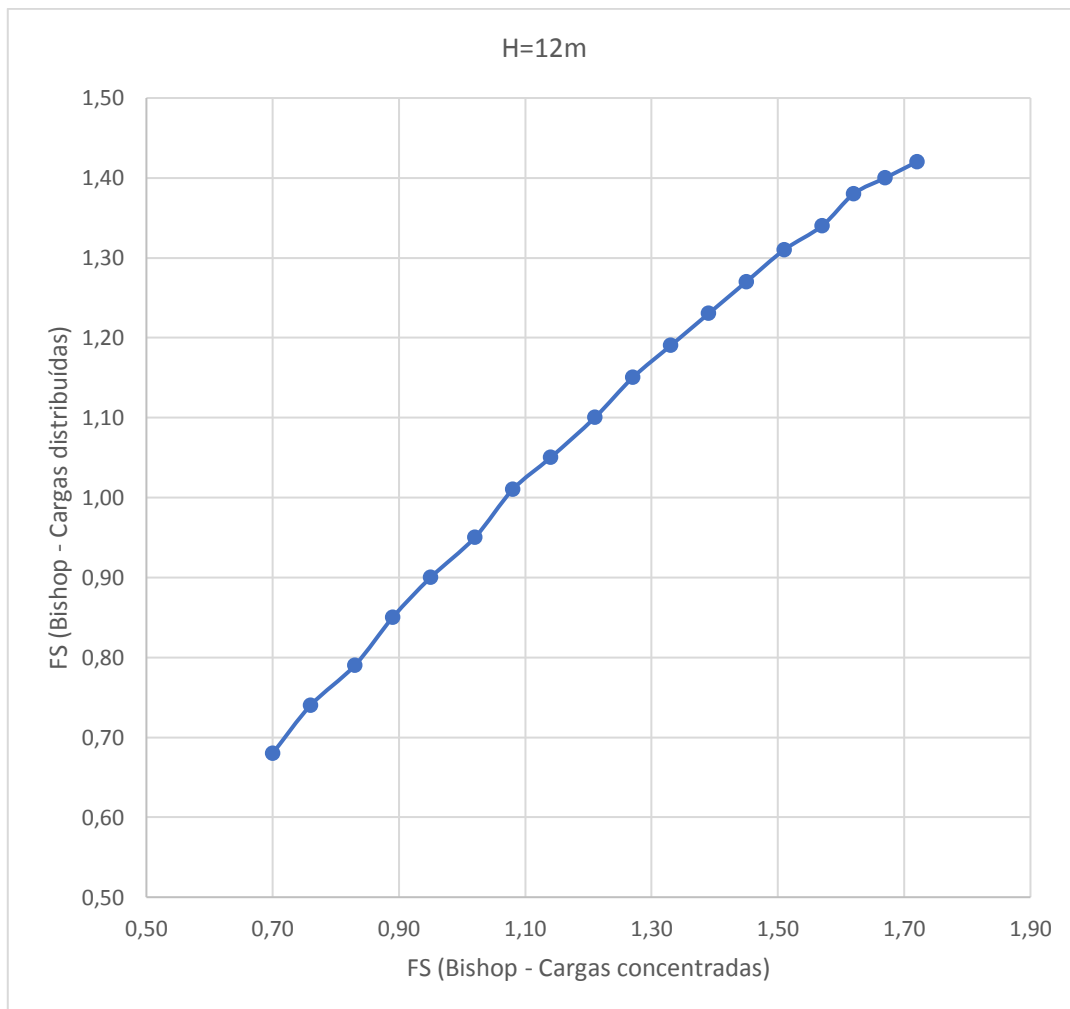


Figura 5.9 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Bishop com cargas concentradas e cargas distribuídas, para altura de 6 m.

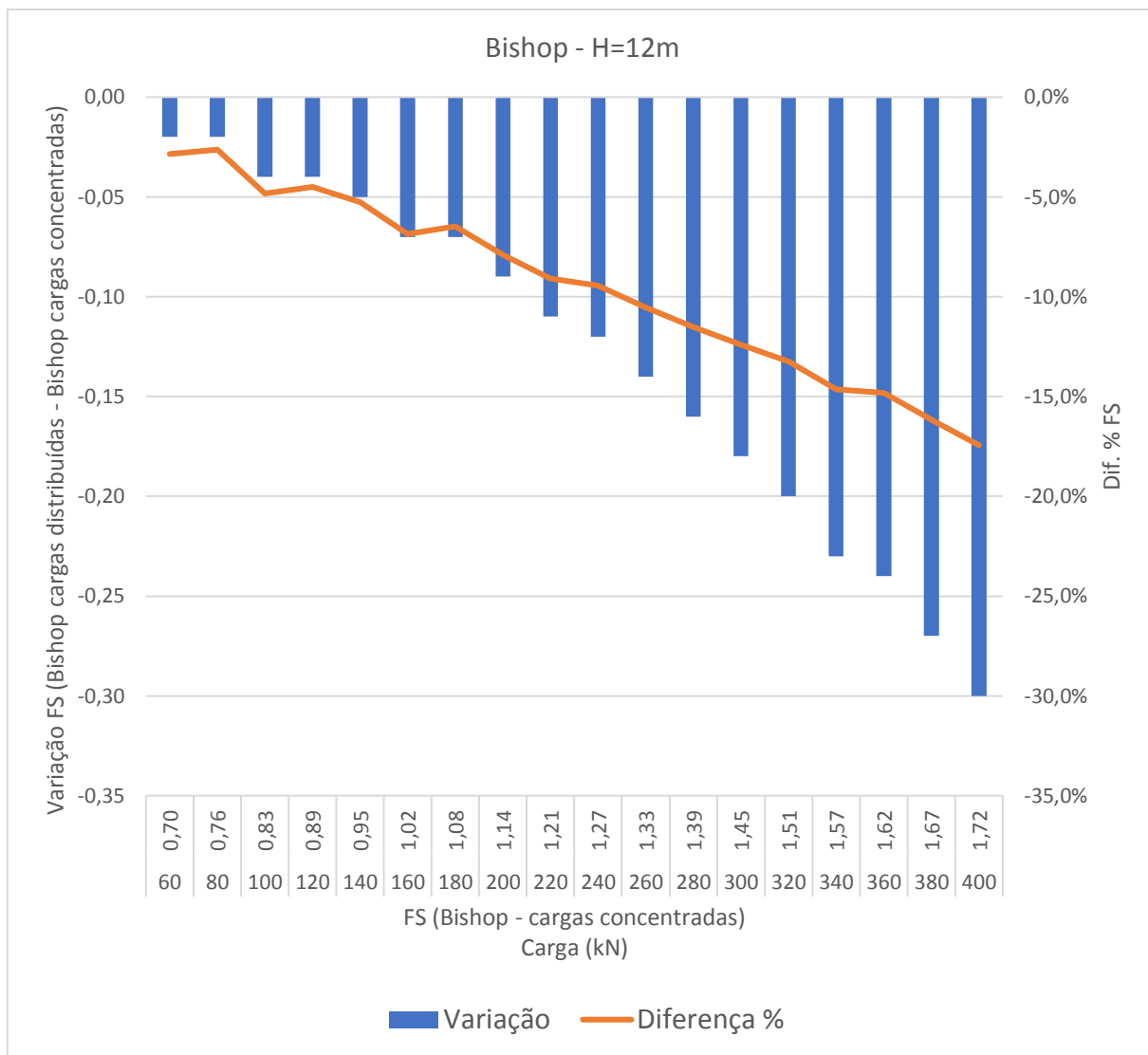


Figura 5.10 – Variação de FS e diferença % entre Bishop com cargas concentradas e Bishop com cargas distribuídas, para altura de 6 m.

Cabe observar que para valores de cargas que resultam em FS da ordem de 1,5 (tomando-se como referência hipótese de cargas concentradas), obtiveram-se diferenças percentuais entre -9% e -13% nos fatores de segurança para cargas distribuídas.

O gráfico da figura 5.11 apresenta os resultados consolidados para as diversas alturas, quanto à comparação de fatores de segurança para mesmas cargas. Observa-se que as diferenças verificadas entre as hipóteses de carga concentrada e carga distribuída são pouco influenciadas pela altura, mas tais diferenças aumentam com o aumento do fator de segurança (aumento de cargas nos tirantes).

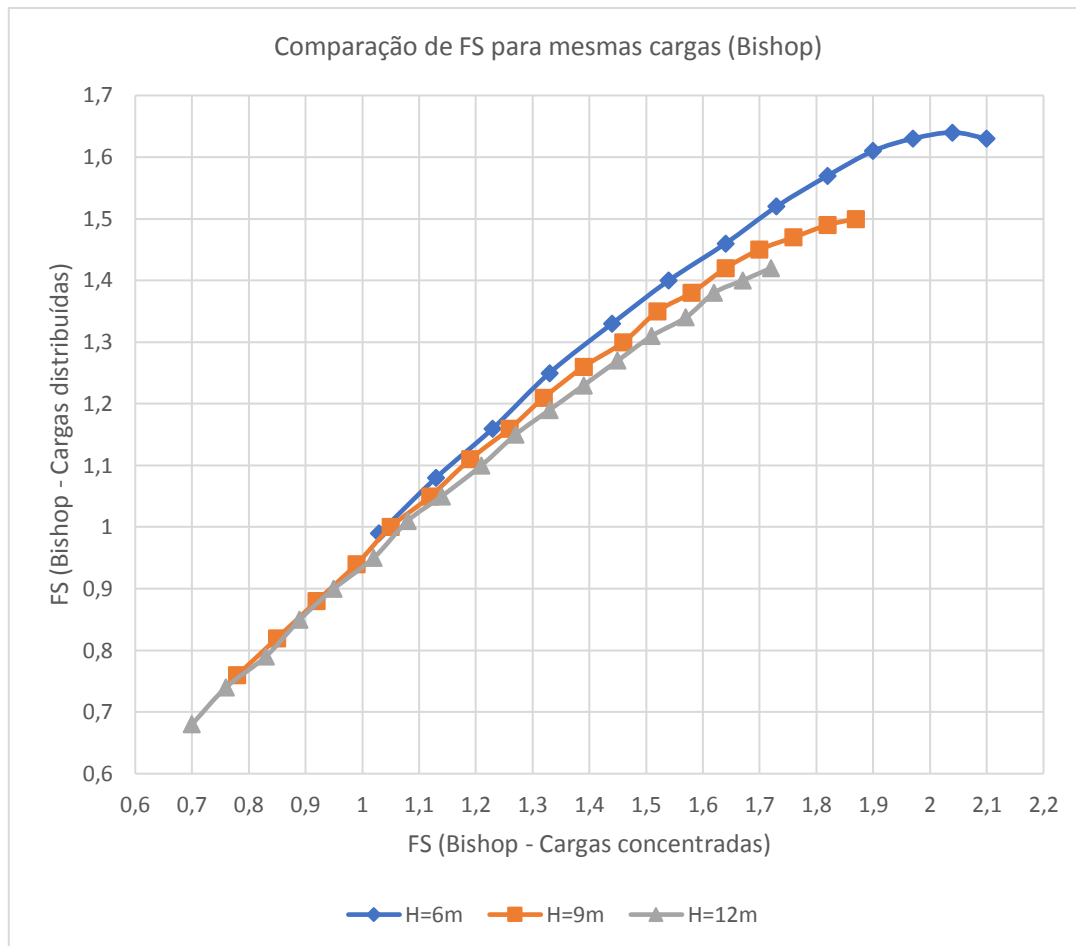


Figura 5.11 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Bishop com cargas concentradas e cargas distribuídas, para todas as alturas.

Comparando os métodos de Spencer e Bishop, para mesmas cargas, o primeiro apresenta fatores de segurança maiores que o segundo, conforme esperado, já que o método de Bishop tende a apresentar valores mais conservadores de fator de segurança por ser um método simplificado. No entanto, nota-se que as diferenças se acentuam e se tornam mais significativas conforme se aumentam as cargas dos tirantes (e, conseqüentemente, maiores são os FS), conforme apresentado nas tabelas 5.10 a 5.12 e nos gráficos das figuras 5.12 a 5.14, para todas as alturas. Observa-se, também, que as diferenças são ainda maiores para o método de Bishop com cargas distribuídas.

Nas tabelas e nos gráficos, foi tomado como referência o método de Spencer com cargas distribuídas. Entretanto, também poderia ser utilizado o método de Spencer para cargas concentradas, já que os fatores de segurança entre eles não apresentam grandes variações, conforme demonstrado anteriormente.

Tabela 5.10 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer e de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 6 m.

H=6m Carga (kN)	FS - Spencer (Cargas distribuídas)	Bishop (Cargas concentradas)			Bishop (Cargas distribuídas)		
		FS	Variação	Diferença %	FS	Variação	Diferença %
60	1,16	1,03	-0,13	-11,2%	0,99	-0,17	-14,7%
80	1,31	1,13	-0,18	-13,7%	1,08	-0,23	-17,6%
100	1,48	1,23	-0,25	-16,9%	1,16	-0,32	-21,6%
120	1,58	1,33	-0,25	-15,8%	1,25	-0,33	-20,9%
140	1,72	1,44	-0,28	-16,3%	1,33	-0,39	-22,7%
160	1,91	1,54	-0,37	-19,4%	1,40	-0,51	-26,7%
180	2,08	1,64	-0,44	-21,2%	1,46	-0,62	-29,8%
200	2,28	1,73	-0,55	-24,1%	1,52	-0,76	-33,3%
220	2,48	1,82	-0,66	-26,6%	1,57	-0,91	-36,7%
240	2,74	1,9	-0,84	-30,7%	1,61	-1,13	-41,2%
260	3,03	1,97	-1,06	-35,0%	1,63	-1,40	-46,2%
280	3,35	2,04	-1,31	-39,1%	1,64	-1,71	-51,0%
300	3,74	2,10	-1,64	-43,9%	1,63	-2,11	-56,4%

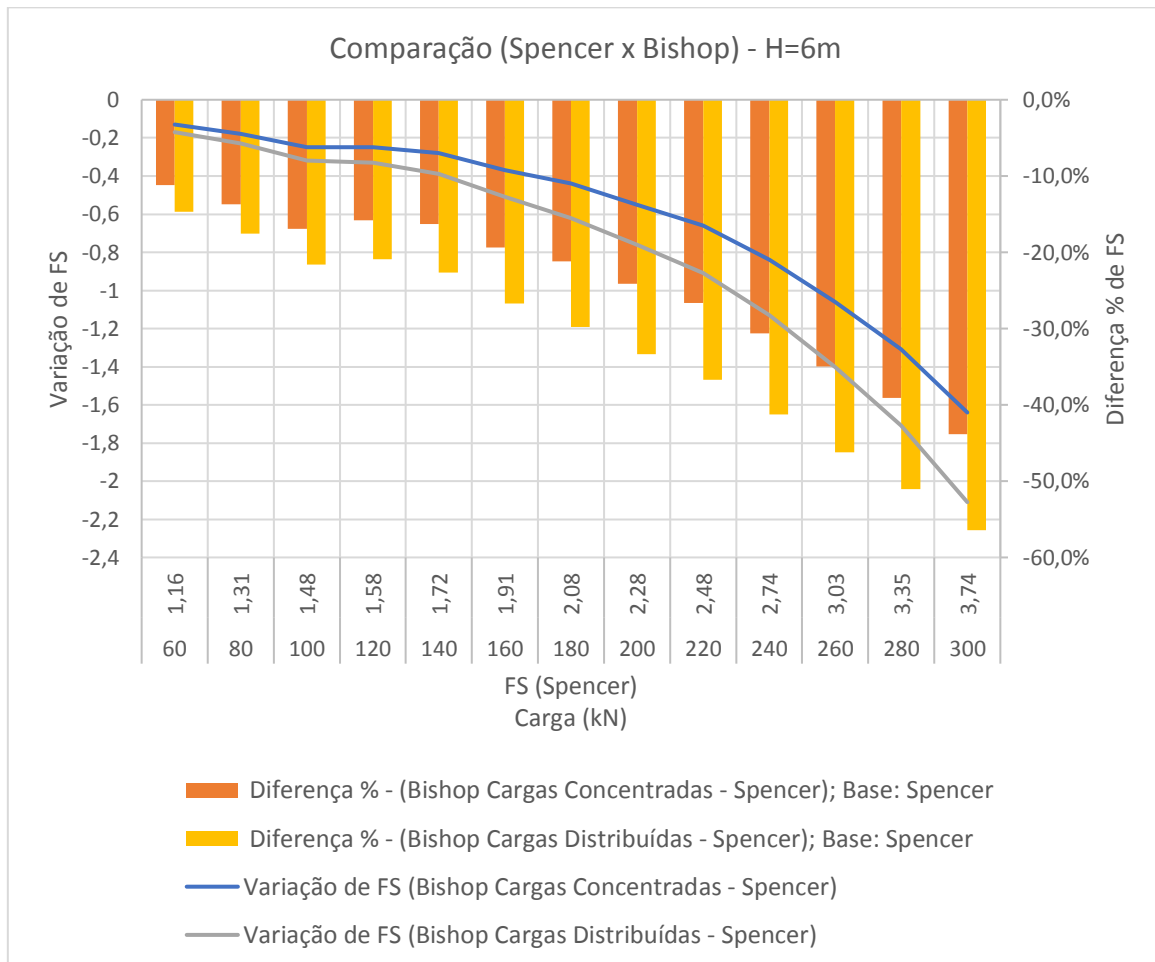


Figura 5.12 - Variação de FS e diferença % entre Spencer e Bishop com cargas concentradas e Spencer e Bishop com cargas distribuídas – H = 6m.



Tabela 5.11 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer e de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 9 m.

H=9m Carga (kN)	FS - Spencer (Cargas distribuídas)	Bishop (Cargas concentradas)			Bishop (Cargas distribuídas)		
		FS	Variação	Diferença %	FS	Variação	Diferença %
60	0,88	0,78	-0,1	-11,4%	0,76	-0,12	-13,6%
80	0,95	0,85	-0,1	-10,5%	0,82	-0,13	-13,7%
100	1,05	0,92	-0,13	-12,4%	0,88	-0,17	-16,2%
120	1,12	0,99	-0,13	-11,6%	0,94	-0,18	-16,1%
140	1,21	1,05	-0,16	-13,2%	1,00	-0,21	-17,4%
160	1,28	1,12	-0,16	-12,5%	1,05	-0,23	-18,0%
180	1,38	1,19	-0,19	-13,8%	1,11	-0,27	-19,6%
200	1,49	1,26	-0,23	-15,4%	1,16	-0,33	-22,1%
220	1,58	1,32	-0,26	-16,5%	1,21	-0,37	-23,4%
240	1,70	1,39	-0,31	-18,2%	1,26	-0,44	-25,9%
260	1,81	1,46	-0,35	-19,3%	1,3	-0,51	-28,2%
280	1,94	1,52	-0,42	-21,6%	1,35	-0,59	-30,4%
300	2,05	1,58	-0,47	-22,9%	1,38	-0,67	-32,7%
320	2,20	1,64	-0,56	-25,5%	1,42	-0,78	-35,5%
340	2,33	1,70	-0,63	-27,0%	1,45	-0,88	-37,8%
360	2,5	1,76	-0,74	-29,6%	1,47	-1,03	-41,2%
380	2,69	1,82	-0,87	-32,3%	1,49	-1,20	-44,6%
400	2,90	1,87	-1,03	-35,5%	1,50	-1,40	-48,3%

Tabela 5.12 – Variação de fator de segurança e diferença %, para mesmas cargas. Método de Spencer e de Bishop para cargas concentradas e cargas distribuídas. Altura de 6 m.

H=12m Carga (kN)	FS - Spencer (Cargas distribuídas)	Bishop (Cargas concentradas)			Bishop (Cargas distribuídas)		
		FS	Variação	Diferença %	FS	Variação	Diferença %
60	0,77	0,70	-0,07	-9,1%	0,68	-0,09	-11,7%
80	0,85	0,76	-0,09	-10,6%	0,74	-0,11	-12,9%
100	0,92	0,83	-0,09	-9,8%	0,79	-0,13	-14,1%
120	1,00	0,89	-0,11	-11,0%	0,85	-0,15	-15,0%
140	1,08	0,95	-0,13	-12,0%	0,9	-0,18	-16,7%
160	1,15	1,02	-0,13	-11,3%	0,95	-0,20	-17,4%
180	1,24	1,08	-0,16	-12,9%	1,01	-0,23	-18,5%
200	1,33	1,14	-0,19	-14,3%	1,05	-0,28	-21,1%
220	1,41	1,21	-0,2	-14,2%	1,10	-0,31	-22,0%
240	1,51	1,27	-0,24	-15,9%	1,15	-0,36	-23,8%
260	1,60	1,33	-0,27	-16,9%	1,19	-0,41	-25,6%
280	1,72	1,39	-0,33	-19,2%	1,23	-0,49	-28,5%
300	1,83	1,45	-0,38	-20,8%	1,27	-0,56	-30,6%
320	1,94	1,51	-0,43	-22,2%	1,31	-0,63	-32,5%
340	2,07	1,57	-0,5	-24,2%	1,34	-0,73	-35,3%

360	2,22	1,62	-0,6	-27,0%	1,38	-0,84	-37,8%
380	2,37	1,67	-0,7	-29,5%	1,40	-0,97	-40,9%
400	2,54	1,72	-0,82	-32,3%	1,42	-1,12	-44,1%

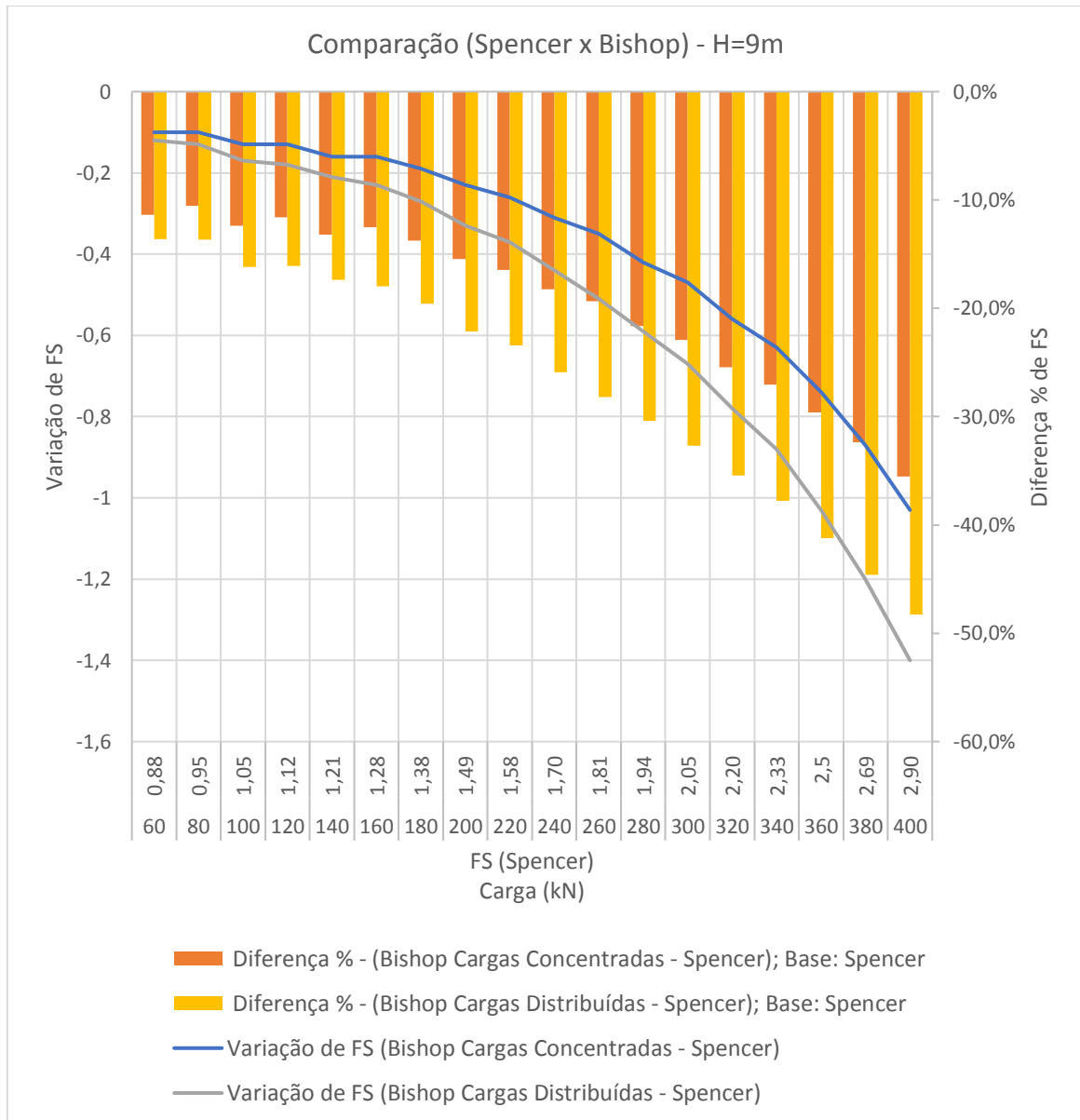


Figura 5.13 - Variação de FS e diferença % entre Spencer e Bishop com cargas concentradas e Spencer e Bishop com cargas distribuídas – H = 9m.

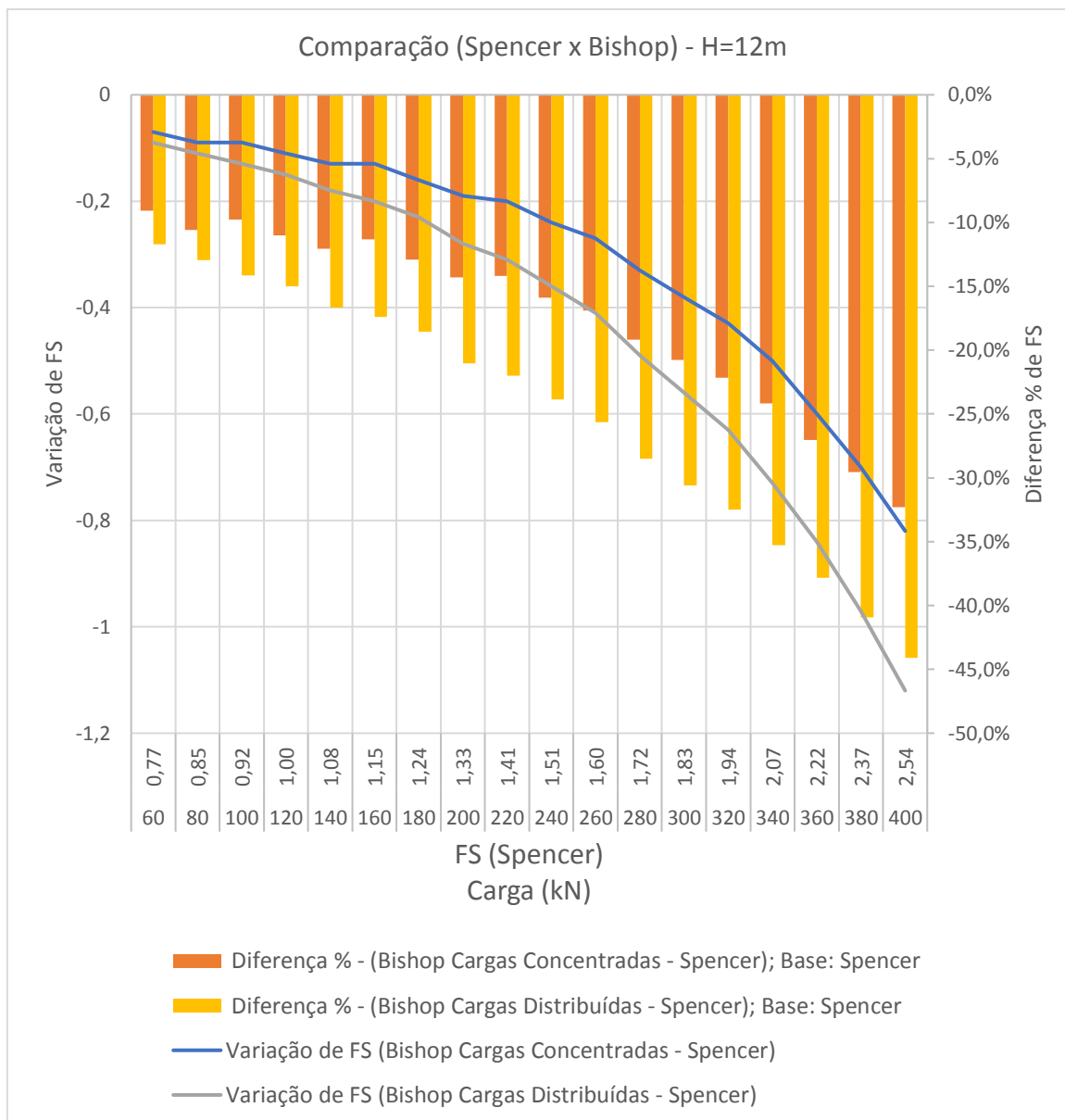


Figura 5.14 - Variação de FS e diferença % entre Spencer e Bishop com cargas concentradas e Spencer e Bishop com cargas distribuídas – H =12m.

Chama-se atenção para o fato de que para cargas mais elevadas, que resultam em elevados FS no método de Spencer, as diferenças se acentuam fortemente, chegando a diferença de valores, em percentuais, entre os dois métodos da ordem de -40% para Bishop (cargas concentradas) e de -55% para Bishop (cargas distribuídas).

Para valores de cargas que resultam em FS da ordem de 1,5 (referência: Spencer), obtiveram-se diferenças percentuais entre -15% e -24% nos fatores de segurança para Bishop com cargas concentradas e cargas distribuídas, respectivamente.

As figuras 5.15 e 5.16 apresentam os resultados consolidados para as diversas alturas, quanto à comparação de fatores de segurança para mesmas cargas. Observam-se que as diferenças verificadas entre as hipóteses de cargas concentradas e cargas distribuídas são pouco influenciadas pela altura, mas tais diferenças aumentam com o aumento do fator de segurança (aumento de cargas nos tirantes). Observa-se que as diferenças, ainda que pequenas, começam a se acentuar a partir do FS = 1,5 (referência: método de Spencer).

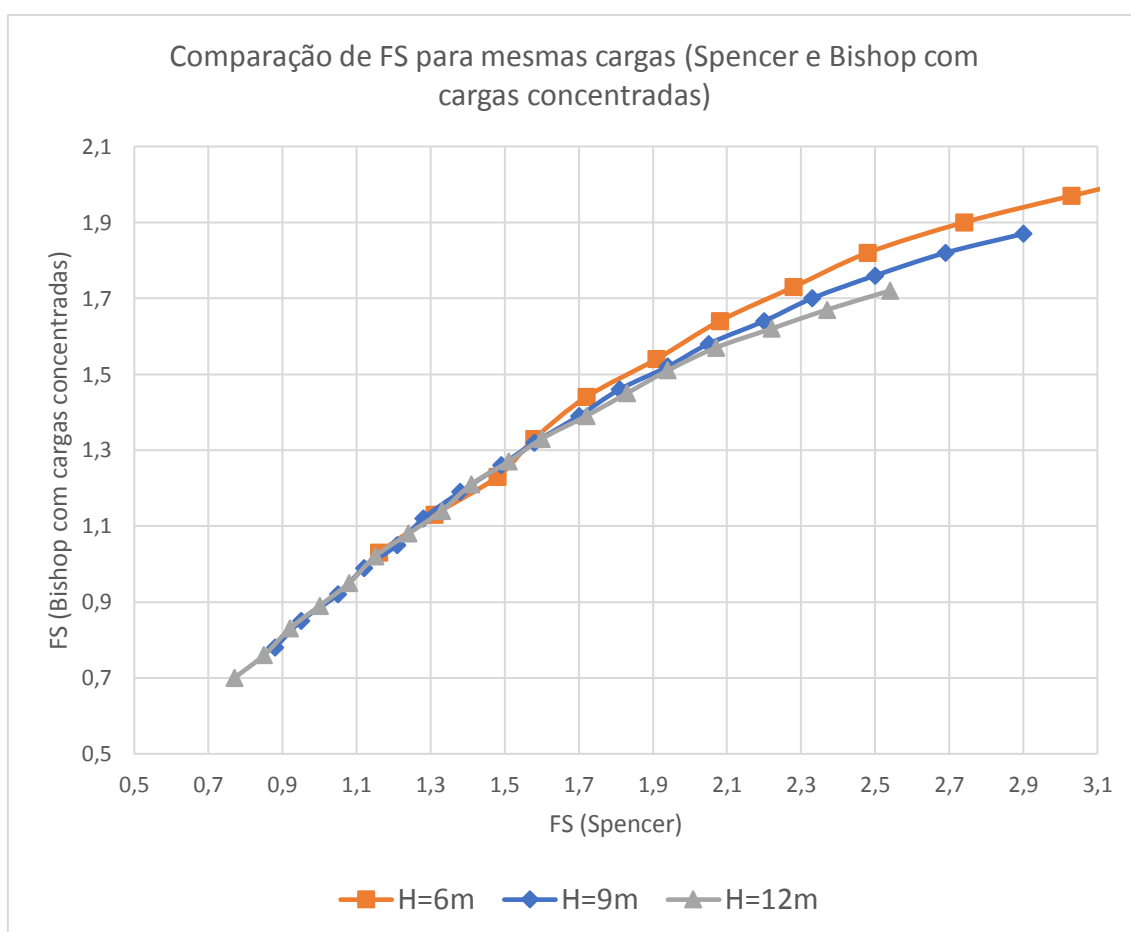


Figura 5.15 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Spencer e Bishop com cargas concentradas, para todas as alturas.

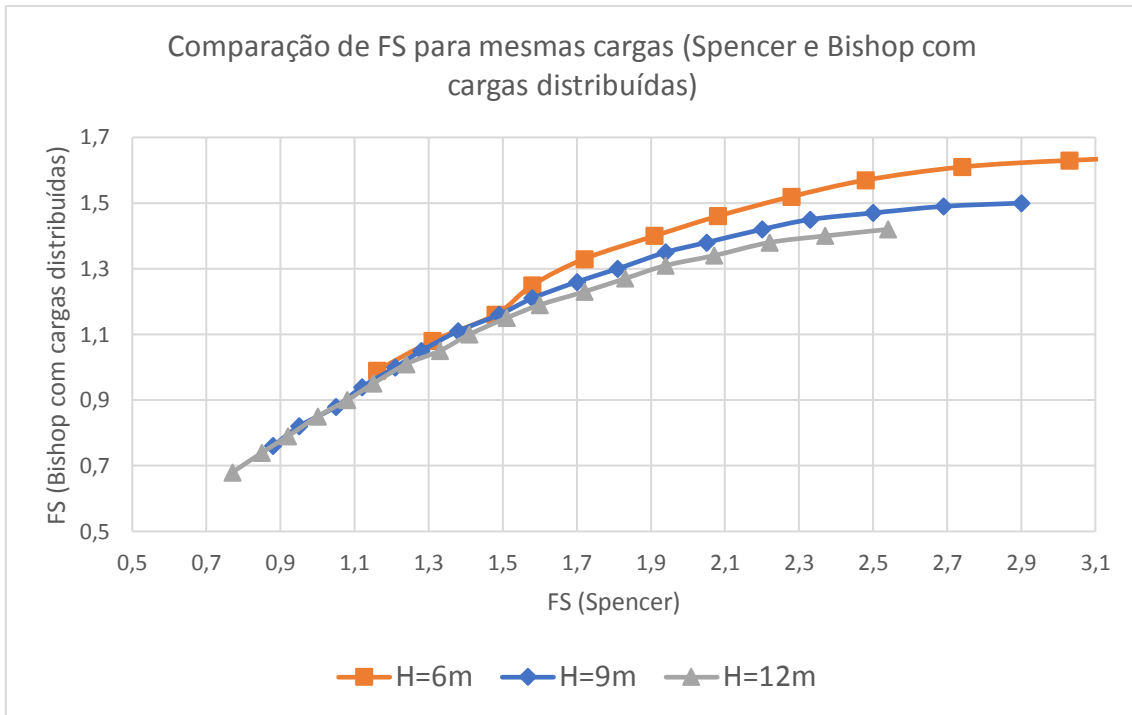


Figura 5.16 – Comparação de FS para mesmas cargas. Método de Spencer e Bishop com cargas distribuídas, para todas as alturas.

### 5.3. Quanto às cargas nos tirantes

Nas figuras 5.17 a 5.19 são apresentados os gráficos dos valores de cargas *versus* FS (mesmos gráficos apresentados nas figuras 5.1 a 5.3) para valores de carga que correspondem a fatores de segurança usuais de projeto, entre 1,2 e 1,5, conforme a norma brasileira.

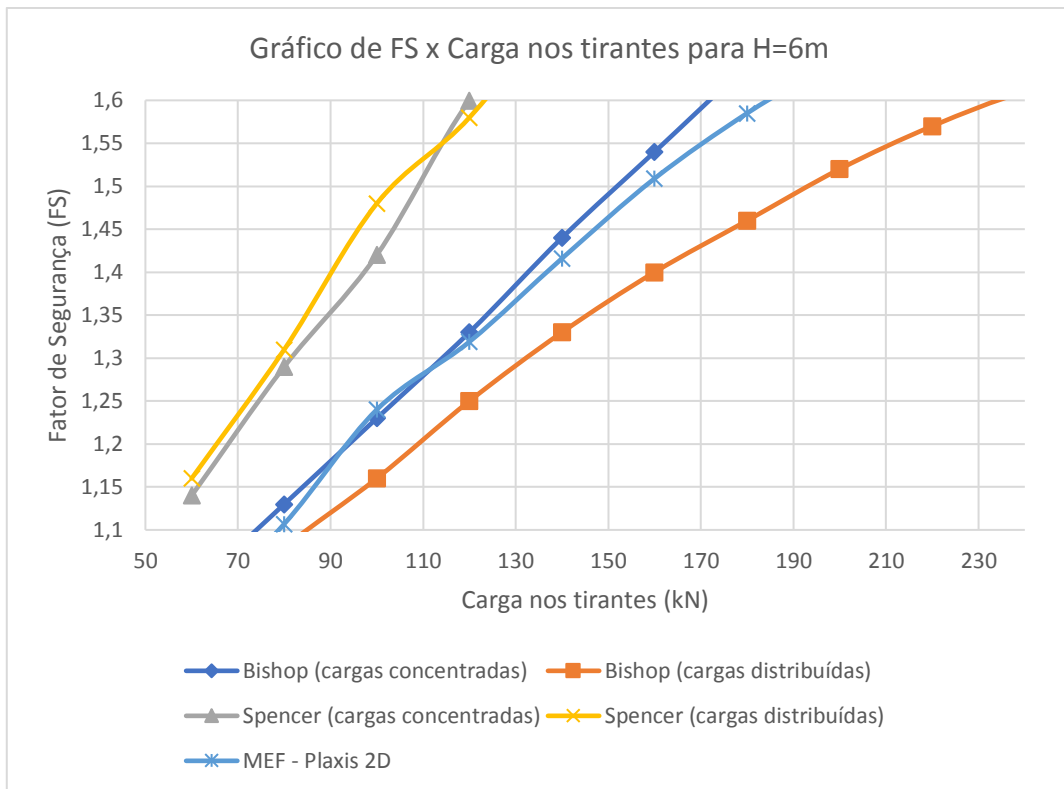


Figura 5.17 - Gráfico FS (entre 1,1 e 1,6) x Carga, para as diversas metodologias – H=6m.

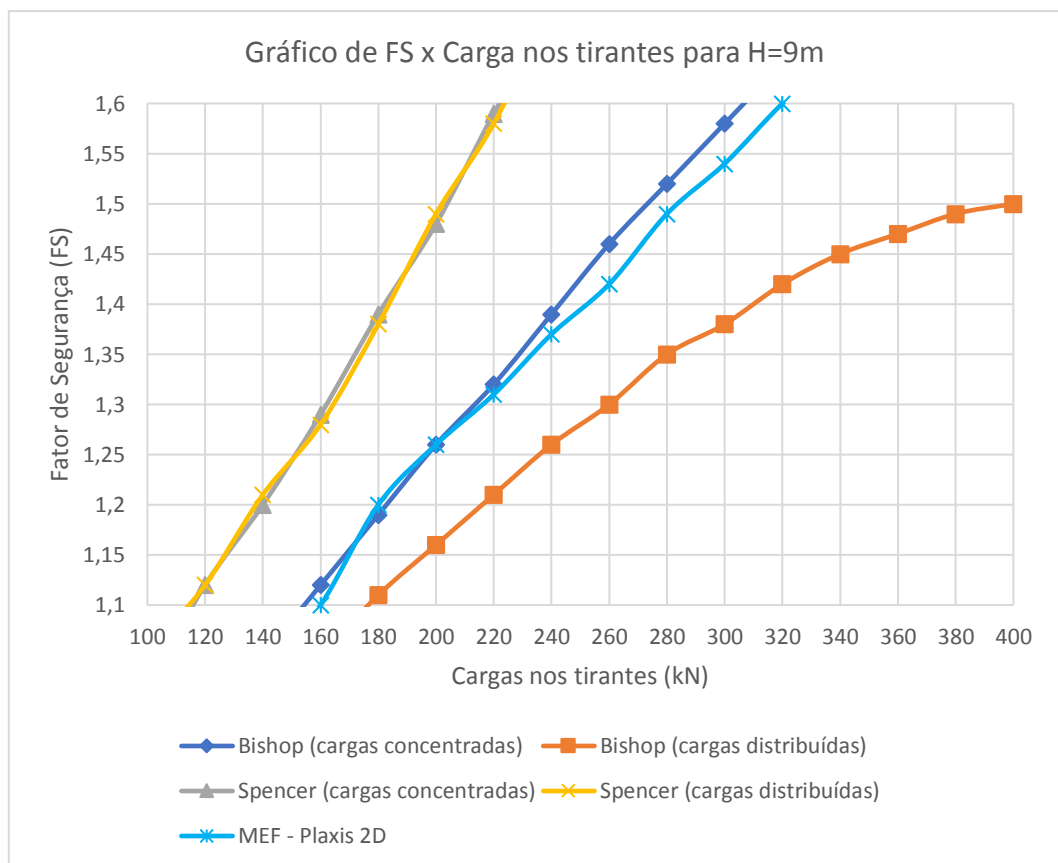


Figura 5.18 - Gráfico FS (entre 1,1 e 1,6) x Carga, para as diversas metodologias – H = 9 m.

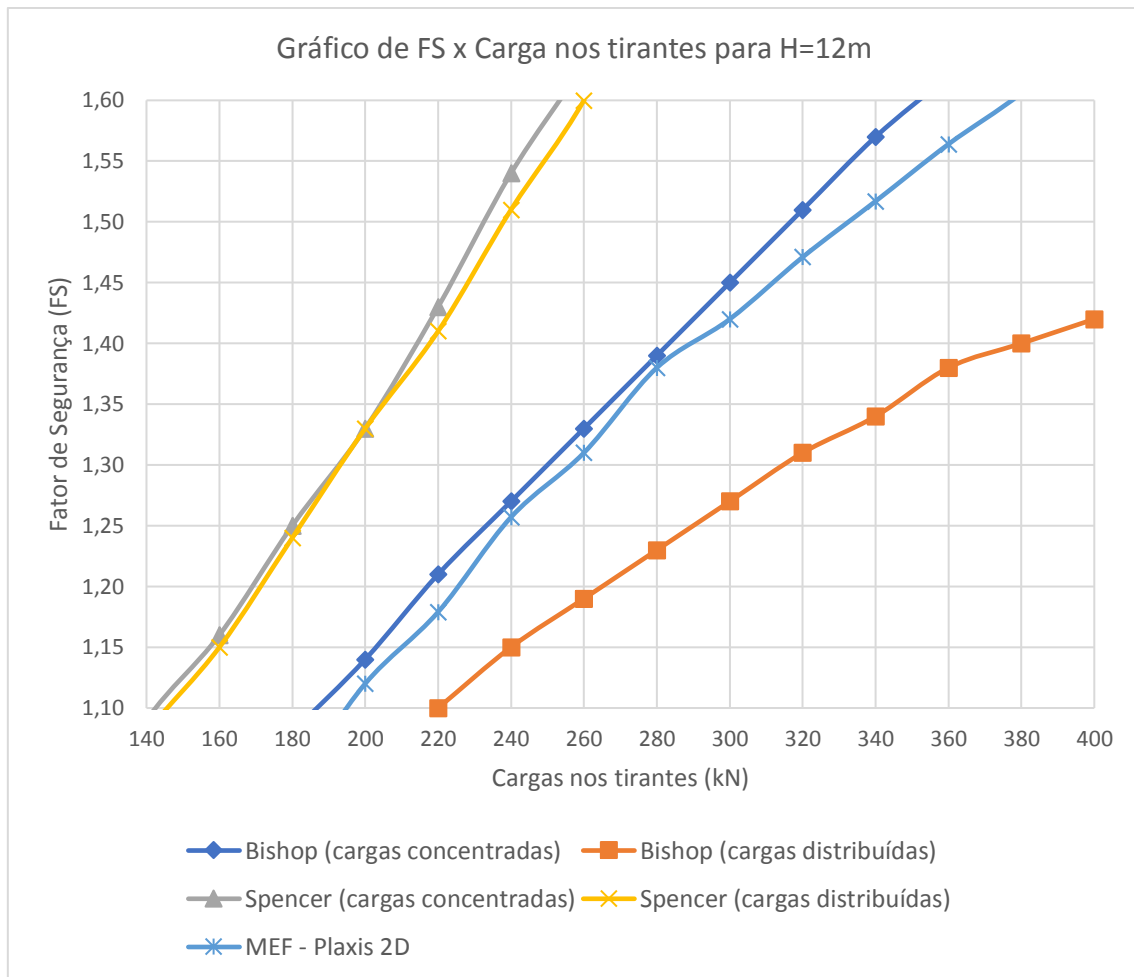


Figura 5.19 - Gráfico FS (entre 1,1 e 1,6) x Carga, para as diversas metodologias – H =12 m.

De maneira geral, observam-se nos gráficos das figuras 5.17 a 5.19, que os valores de FS variam de forma aproximadamente linear com a variação das cargas dos tirantes, ainda que sob diferentes inclinações (a depender do método), exceto para o método de Bishop com cargas distribuídas, onde observam-se curvas que crescem em menores taxas conforme aumentam-se as cargas nos tirantes.

Verificam-se, para as diversas alturas, que para atingir determinado FS de segurança são exigidas cargas nos tirantes na seguinte sequência crescente: Spencer (para cargas concentradas e cargas distribuídas); Bishop (cargas concentradas); MEF; Bishop (cargas distribuídas).

A tabela 5.13 apresenta, baseado nas figuras 5.17 a 5.19, um resumo com valores de cargas necessárias nos tirantes para que resultem em fatores de segurança de 1,2 e 1,5, assim como suas diferenças percentuais. Adotou-se o MEF como referência na tabela.

Tabela 5.13 – Resumo dos resultados dos valores de cargas para FS de 1,2 e 1,5, para todos os métodos e alturas.

Altura	FS	MEF	Spencer		Bishop (cargas concentradas)		Bishop (cargas distribuídas)	
			Carga (kN)	Dif. %	Carga (kN)	Dif. %	Carga (kN)	Dif. %
	1,2	95	70	-26%	95	0%	110	16%
	1,5	160	110	-31%	150	-6%	195	22%
	1,2	180	140	-22%	180	0%	220	22%
	1,5	285	200	-30%	275	-4%	400	40%
	1,2	225	170	-24%	220	-2%	260	16%
	1,5	330	240	-27%	320	-3%	-	-

Tomando como referência o MEF, observa-se que o método de Spencer apresenta cargas inferiores, da ordem de -20 a -30%, para fatores de segurança entre 1,2 e 1,5, sendo, portanto, contrárias à segurança. Para Bishop (cargas concentradas) não foram observadas diferenças relevantes. Para Bishop (cargas distribuídas) foram encontradas cargas de 16% a 20% acima, para FS = 1,2 e cargas de 22% e 40% acima para FS = 1,5 para as alturas de 6 e 9m. Para altura de 12m, não foi atingido o FS de 1,5 até as cargas estudadas.

Comparando os métodos de equilíbrio limite (Spencer e Bishop), para altura de 6m verifica-se que para chegar ao FS de 1,2 (Spencer), é necessária uma carga de trabalho em torno de 70 kN, já para o método de Bishop com cargas concentradas, 95 kN, e Bishop com cargas distribuídas este valor chega a ser da ordem de 110 kN, representando aumentos de cargas de 36% e 57%, respectivamente. Para FS de 1,5 (Spencer), é necessária uma carga de trabalho em torno de 110 kN e para Bishop com cargas concentradas, 150 kN e Bishop com cargas distribuídas algo em torno de 195 kN, representando aumentos de cargas de 36% e 77%, respectivamente.

Para altura de 9m, procedendo da mesma forma, chegam-se a aumentos percentuais de cargas de 29% e de 57% para FS de 1,2, e aumentos de 38% e 100% para FS de 1,5. Para altura de 12m chega-se a um aumento de cargas de 29% e 53% para FS de 1,2, e aumento de 33% para FS de 1,5 (Bishop com cargas concentradas).

### **Cargas nos tirantes (MEF)**

A seguir, baseado nas tabelas 4.11 a 4.13, apresentadas nos resultados das análises realizadas pelo MEF, são apresentados gráficos da diferença percentual da carga dos



tirantes ao final da escavação (em relação à carga inicial de protensão), para as diversas alturas (figuras 5.20 e 5.21).

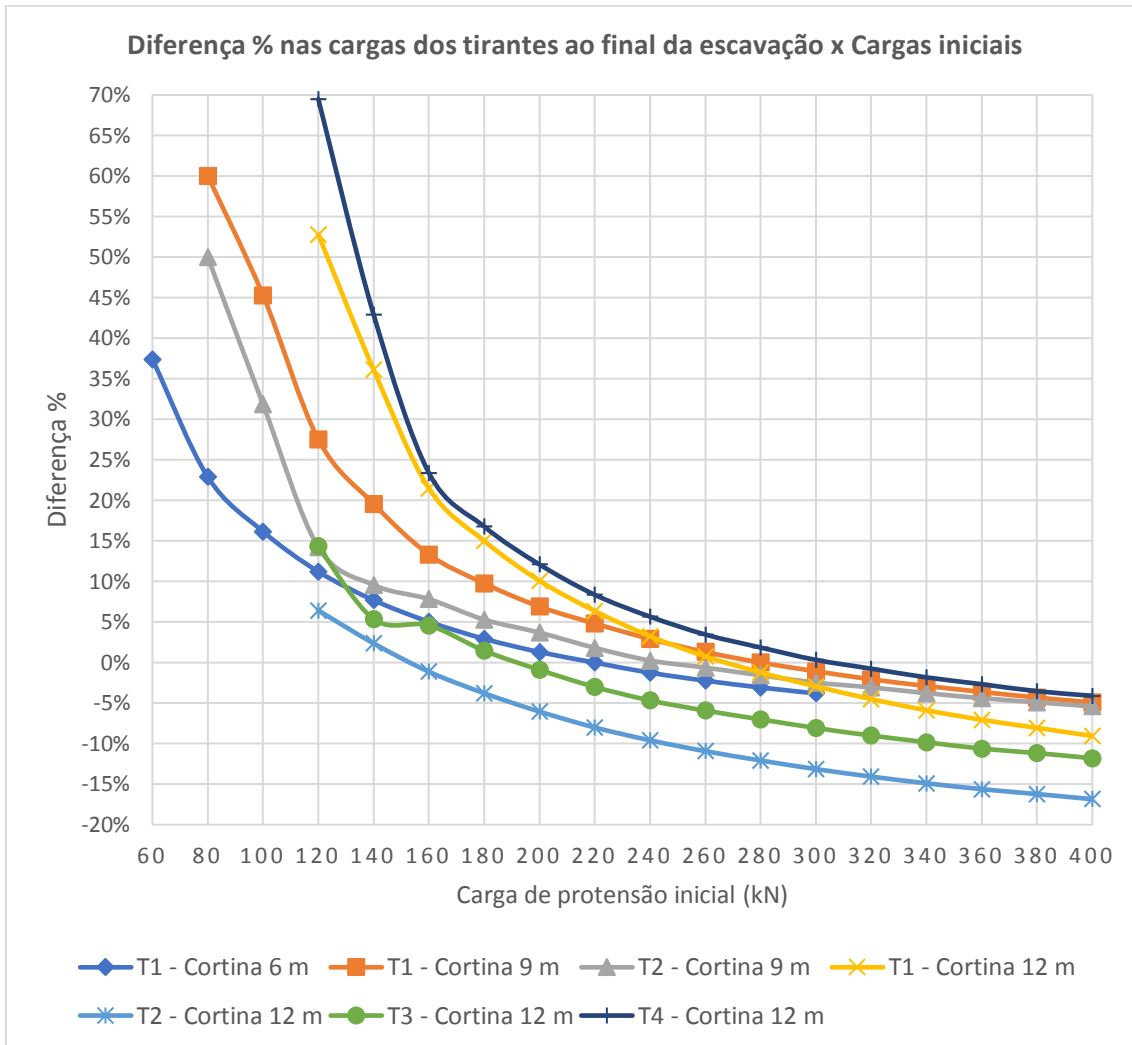


Figura 5.20 - Gráfico da diferença % das cargas nos tirantes ao final da escavação, em função das cargas de protensão iniciais, para todas as alturas.

Observa-se, no gráfico da figura 5.20, que as maiores diferenças percentuais ocorrem quando as cargas de protensão iniciais são baixas. Conforme as cargas aumentam, as diferenças percentuais são reduzidas, para todos os tirantes. Nota-se que existe uma curva abrupta no trecho inicial, com variações de até 70% nas cargas dos tirantes, porém, estes valores de carga iniciais resultaram em situação de ruptura (Tabelas 4.11 a 4.13), explicando o porquê desse aumento expressivo nas cargas quando se aplicam protensões iniciais com baixos valores de carga. Por outro lado, para altos valores de cargas iniciais, observam-se reduções de cargas (diferenças % negativas).

A seguir, a figura 5.21 apresenta o gráfico das diferenças percentuais nas cargas dos tirantes ao final da escavação em função dos fatores de segurança encontrados. Optou-se por apresentar um gráfico desta forma por dois motivos: eliminar os casos em que ocorreram ruptura (que resultaram em aumentos percentuais expressivos, conforme demonstrado anteriormente) e; como as alturas são diferentes, as cargas necessárias para resultar no mesmo valor de fator de segurança também são distintas. Desta forma, fez-se uma normalização do gráfico para os FS encontrados na fase 6, ao invés de se utilizar simplesmente as cargas de protensão iniciais.

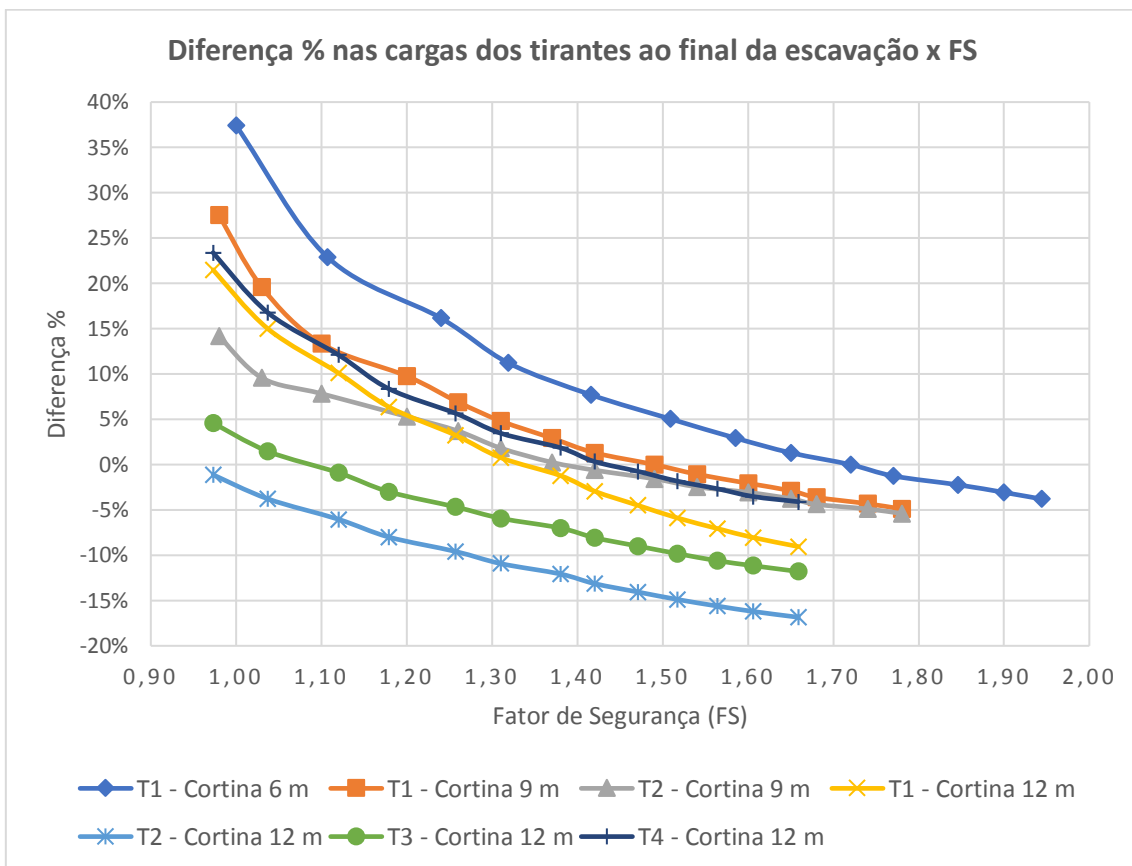


Figura 5.21 - Gráfico da diferença % das cargas nos tirantes ao final da escavação, em função dos fatores de segurança, para todas as alturas.

Observa-se, no gráfico da figura 5.21, de forma similar ao gráfico anterior, que para valores de carga que resultaram em baixos fatores de segurança, foram observadas as maiores variações de carga: 37% para o T1 da cortina de 6 m; 27% para o T1 da cortina de 9 m; e em torno de 23% para os tirantes T1 e T4 da cortina de 12 m. Vale lembrar que estes valores representam as condições no limite da ruptura (FS ~ 1).

Em geral, as maiores diferenças observadas são para os tirantes superiores, exceto para o caso da cortina de 12 m, onde o T4 apresentou variações próximas (porém, maiores) ao T1.

Observa-se, para todos os tirantes, que a tendência é de redução da diferença percentual das cargas quanto maiores são os fatores de segurança. Inclusive, para altos fatores de segurança, a tendência é de ter reduções de cargas.

Para fatores de segurança entre 1,2 e 1,5 (práticas de projeto, no Brasil) as variações percentuais resultaram, em geral, entre 15% a -15%. Para FS de 1,5 os tirantes apresentaram reduções de carga, exceto o T1 da cortina de 6 m.

#### 5.4. Quanto às superfícies críticas

A seguir são apresentadas, para cada altura e método, as superfícies críticas encontradas pelo programa em função das cargas aplicadas. Para a altura de 6 m, foram apresentados os resultados para as cargas de 60 kN, 100 kN, 200 kN e 300 kN, e, para as alturas de 9 m e 12m, foram apresentados os resultados para cargas de 100 kN, 200 kN, 300 kN e 400 kN. A linha pontilhada indica a cunha ativa de Rankine ( $45^\circ + \phi/2$ )

As figuras 5.22 a 5.24 apresentam os resultados para o método de Bishop simplificado, com cargas distribuídas.

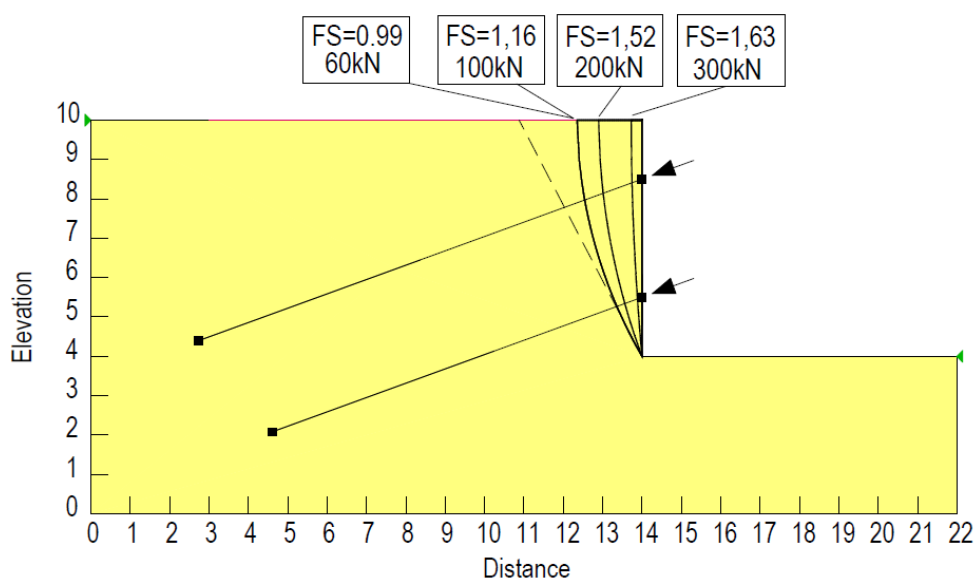


Figura 5.22. Superfícies críticas – Bishop simplificado (cargas distribuídas) - Altura de 6m.

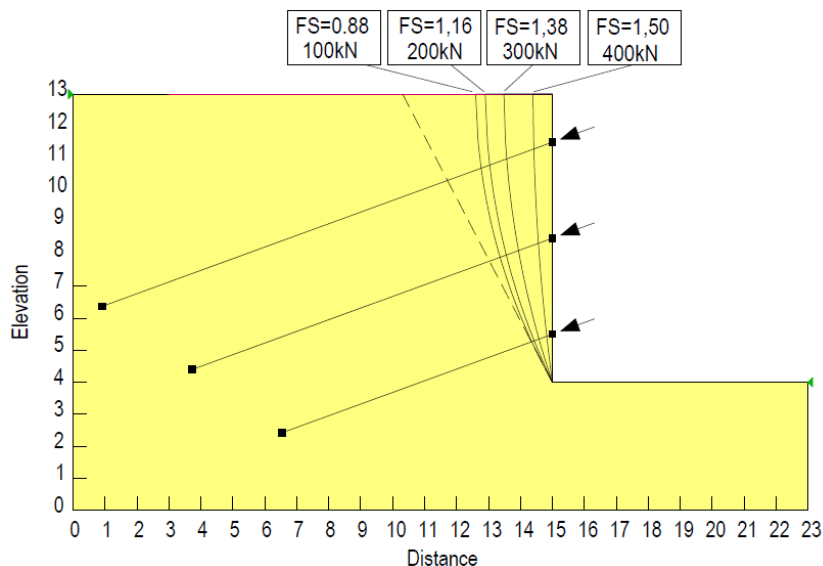


Figura 5.23 - Superfícies críticas - Bishop simplificado (cargas distribuídas) - Altura de 9m.

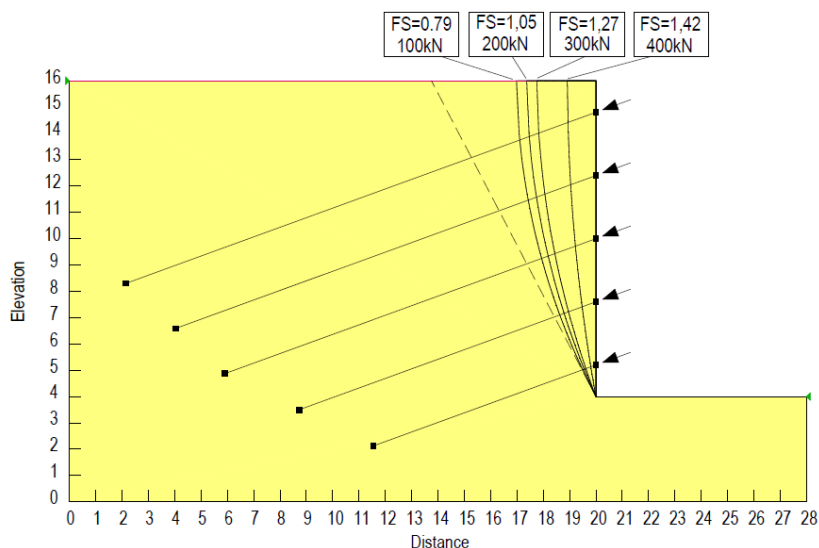


Figura 5.24 - Superfícies críticas. Bishop simplificado (cargas distribuídas) – Altura de 12m.

No método de Bishop com cargas distribuídas, as superfícies críticas apresentadas nos resultados tendem a ângulos mais acentuados à medida que se aumentam as cargas dos tirantes. Para maiores de valores de carga, a superfície de deslizamento crítica se aproxima da face da contenção (caminhando para direita), resultando em ângulos da superfície crítica muito altos, se afastando de modo relevante da cunha ativa de Rankine.

A acentuação da inclinação das superfícies críticas provavelmente explica a razão de para cargas maiores o gráfico de carga *versus* FS apresenta uma curva onde o fator de segurança para de crescer ou cresce em menores taxas. Pois, quanto mais íngreme

a superfície, menor é a contribuição das cargas dos tirantes, já que no método de Bishop apenas se leva em consideração o equilíbrio de forças das fatias na vertical.

Para o método de Bishop com cargas concentradas, a variação da geometria das superfícies de deslizamento críticas são menores. As figuras 5.25 a 5.27 apresentam os resultados da geometria das superfícies críticas para as alturas de 6m, 9m e 12m, respectivamente. Observa-se um deslocamento das superfícies críticas para a direita, à medida que se aumentam as cargas. No entanto, tais deslocamentos são muito inferiores se comparados ao de Bishop com cargas distribuídas.

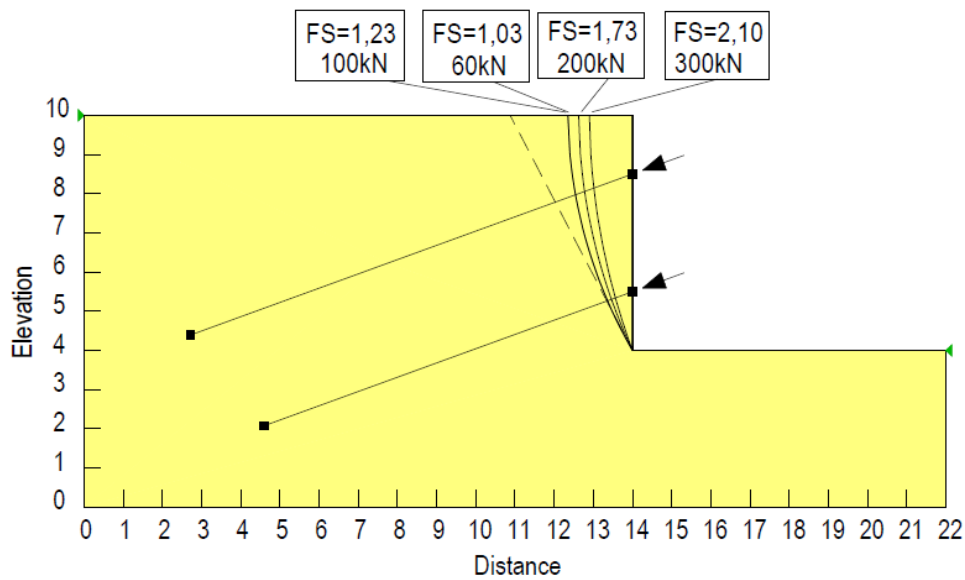


Figura 5.25 - Superfícies críticas. Bishop simplificado (cargas concentradas). Altura de 6m.

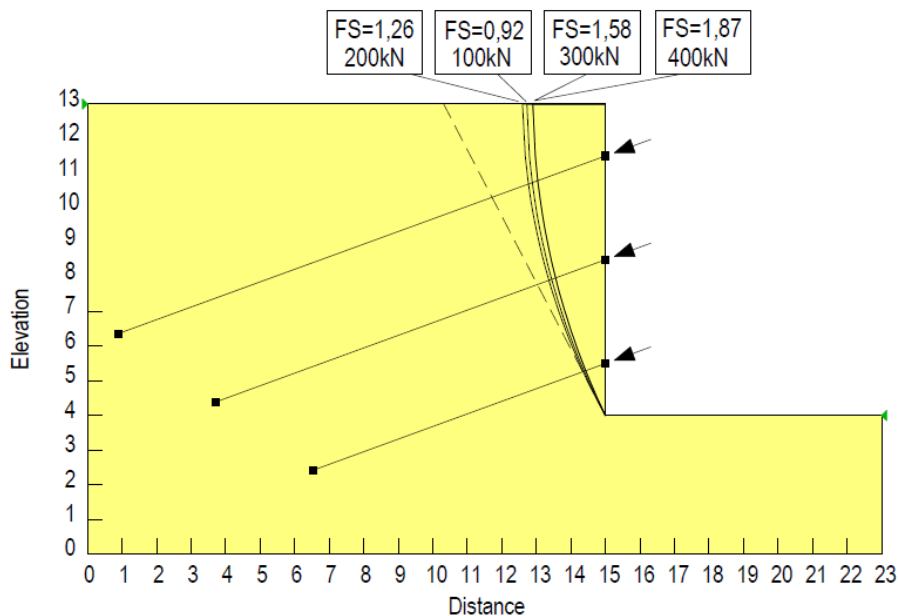


Figura 5.26 - Superfícies críticas. Bishop simplificado (cargas concentradas). Altura de 9m.

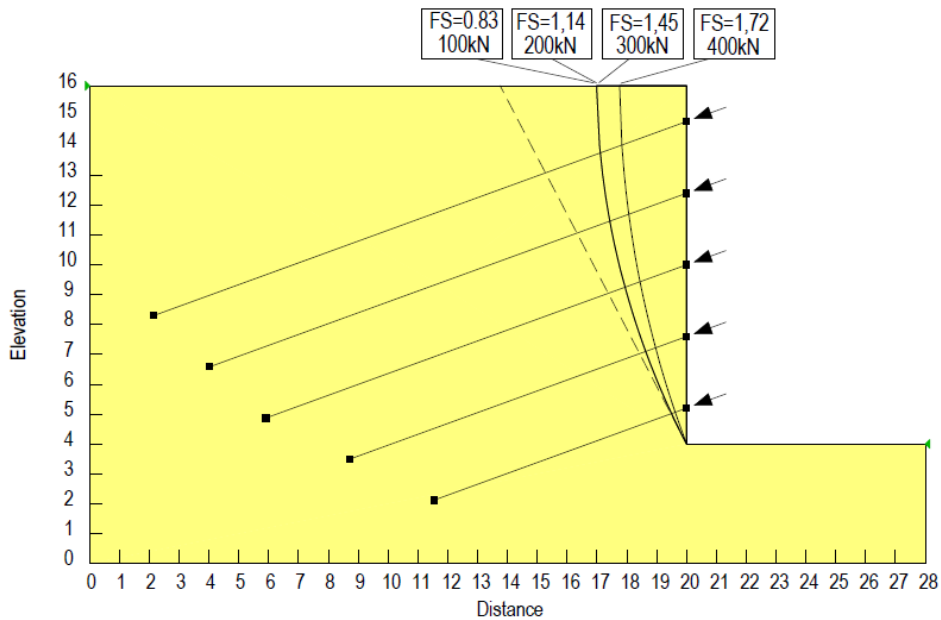


Figura 5.27 - Superfícies críticas. Bishop simplificado (cargas concentradas). Altura de 12m.

Para o método de Spencer, tanto para a consideração de cargas concentradas como para cargas distribuídas, observa-se o inverso do ocorrido para o método de Bishop: as superfícies de ruptura crítica encontradas resultam em ângulos mais abatidos à medida em que se aumentam as cargas nos tirantes.

Desta forma, observa-se que as superfícies de deslizamento críticas tendem a se afastar (para a esquerda) da cunha ativa de Rankine, conforme se aumentam as cargas (e maiores são os fatores de segurança). As figuras 5.28 a 5.33 apresentam os resultados para todas as alturas.

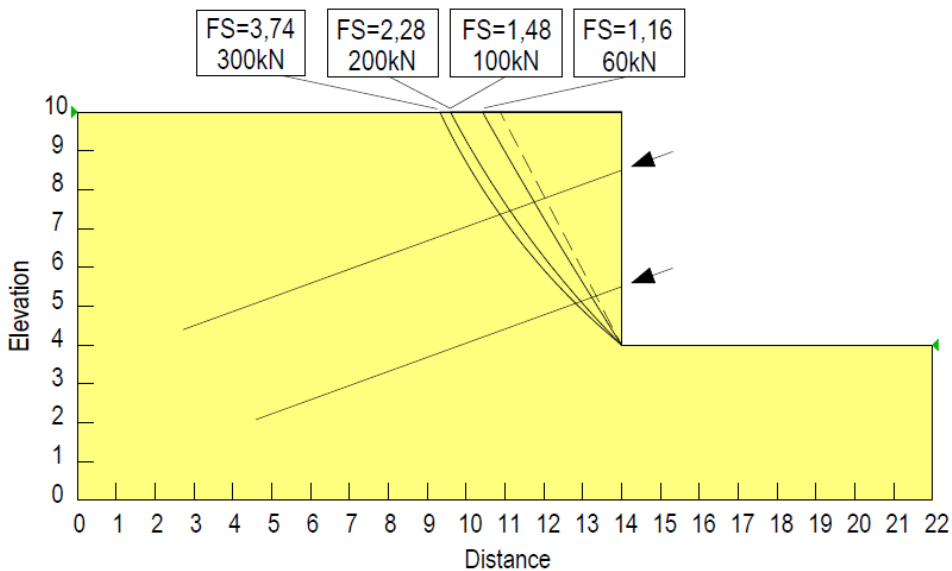


Figura 5.28 - Superfícies críticas – Spencer com cargas distribuídas – Altura de 6m.

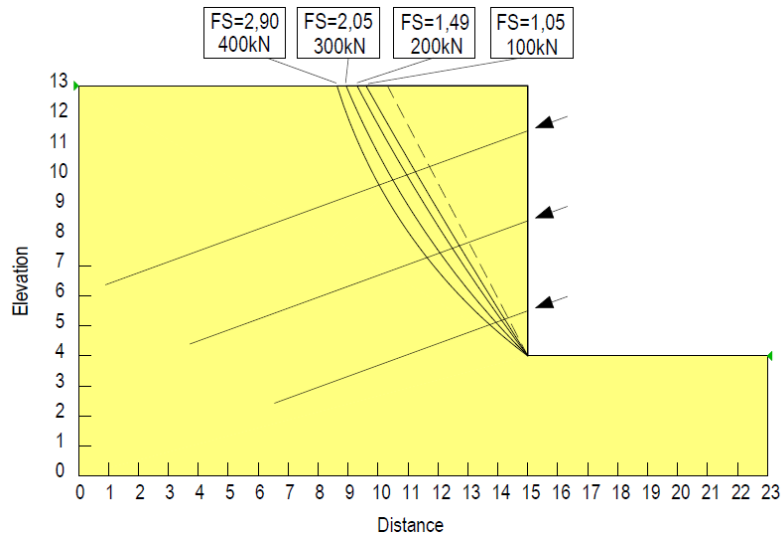


Figura 5.29 - Superfícies críticas – Spencer com cargas distribuídas – Altura de 9m.

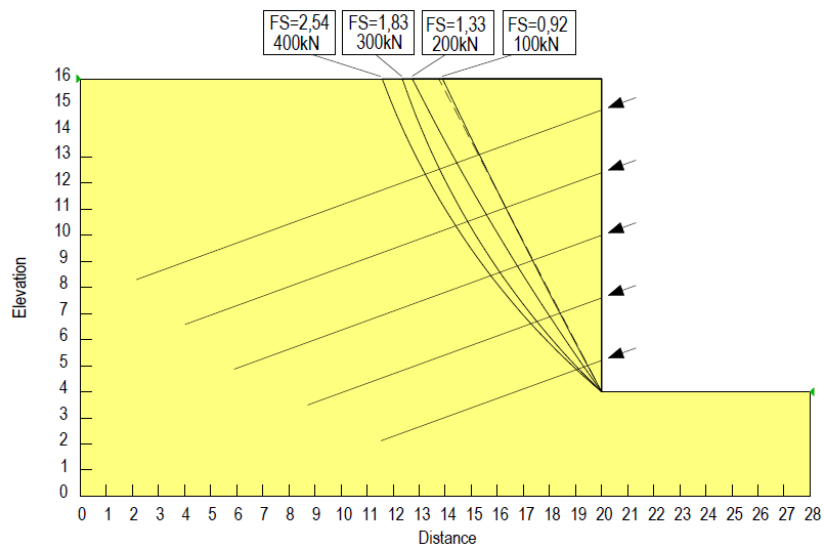


Figura 5.30 - Superfícies críticas – Spencer com cargas distribuídas – Altura de 12m.

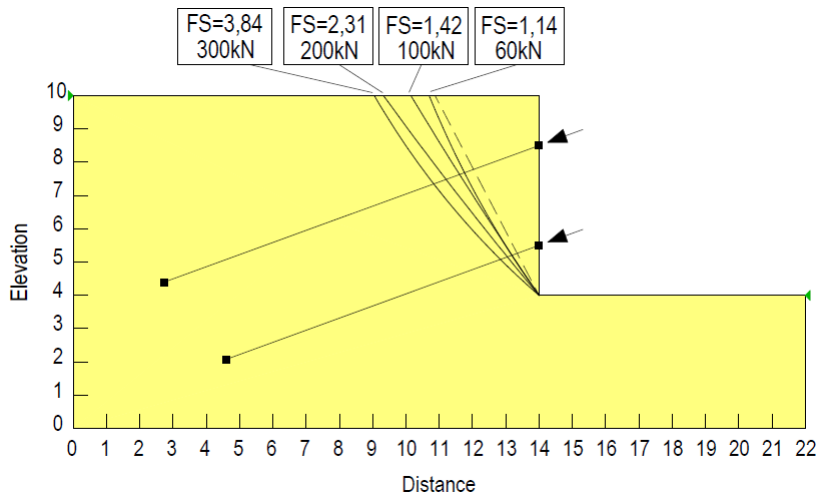


Figura 5.31 - Superfícies críticas – Spencer com cargas concentradas – Altura de 6m.

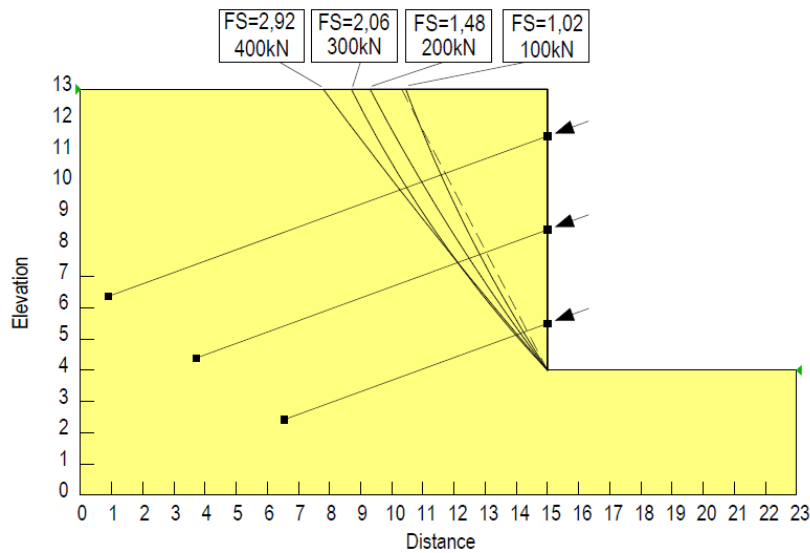


Figura 5.32 - Superfícies críticas – Spencer com cargas concentradas – Altura de 9m.

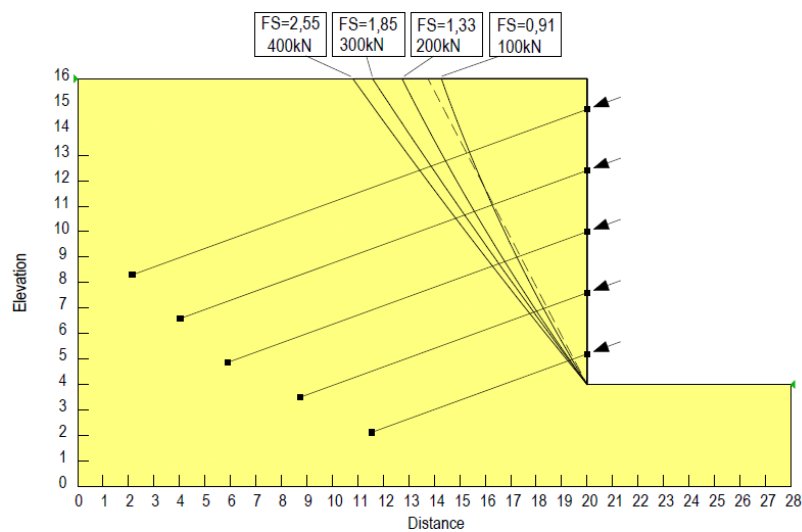


Figura 5.33 - Superfícies críticas – Spencer com cargas concentradas – Altura de 12m.

Tal como apresentado nas figuras 5.28 a 5.33, e a exemplo da figura 5.34, com o resultado para valores mais altos de cargas (que resultam em altos fatores de segurança), observa-se que a superfície de deslizamento crítica tende a ficar mais abatida, se afastando da condição de  $45^\circ + \phi/2$ . Inspecionando as outras diversas superfícies de deslizamento com ângulos maiores (à direita), observam-se que os fatores de segurança não convergiram, incorrendo em erro no programa.

A figura 5.35 apresenta uma superfície de deslizamento imediatamente à direita da superfície crítica encontrada e apresentada como resultado pelo programa. Observa-se a mensagem de erro (E999): “solução não converge”.

Assim, o resultado apresentado é a superfície crítica que converge, mais próxima das superfícies que não convergiram.



É importante observar que o programa não apresenta qualquer indicação específica ou algum aviso sobre as superfícies que incorreram em erro de convergência, sendo possível a identificação destas superfícies (imediatamente à direita da superfície crítica apresentada) apenas por inspeção manual realizada pelo usuário do programa.

Vale ressaltar que, segundo o manual do Slope/W, a aplicação das cargas dos tirantes pode criar dificuldades na convergência dos resultados, com os problemas de divergência iniciando para superfícies próximas a inclinação de  $45^\circ + \phi/2$ , justamente na proximidade das superfícies críticas encontradas. Além disso, ainda segundo o manual, para valores de cargas elevados nos tirantes, muito acima do que seria mobilizado na realidade, a convergência passa a ser uma questão problemática.

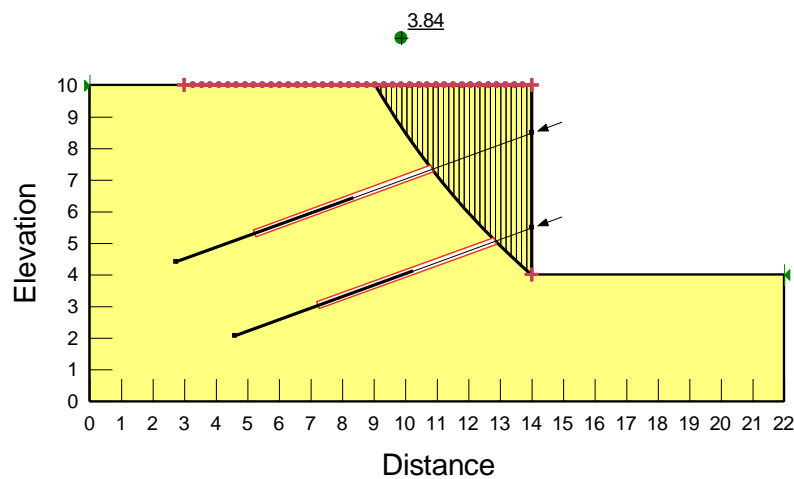


Figura 5.34 - Superfície crítica – Spencer com cargas concentradas – Carga: 300 kN - H= 6m – FS=3,84.

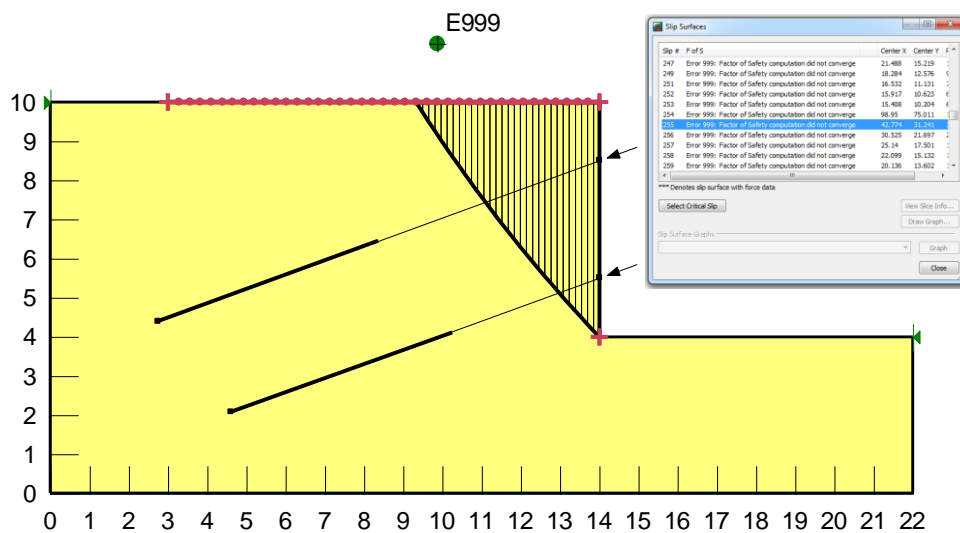


Figura 5.35 – Superfície de deslizamento imediatamente ao lado direito da superfície crítica – Spencer com cargas concentradas – Carga: 300 kN - H= 6m.

A seguir, são apresentadas as figuras referentes às deformações cisalhantes, na ruptura, para as simulações realizadas no Plaxis, no intuito de comparar os resultados para as superfícies de ruptura encontradas no MEF com os resultados obtidos pelos métodos de Spencer e Bishop, apresentados anteriormente.

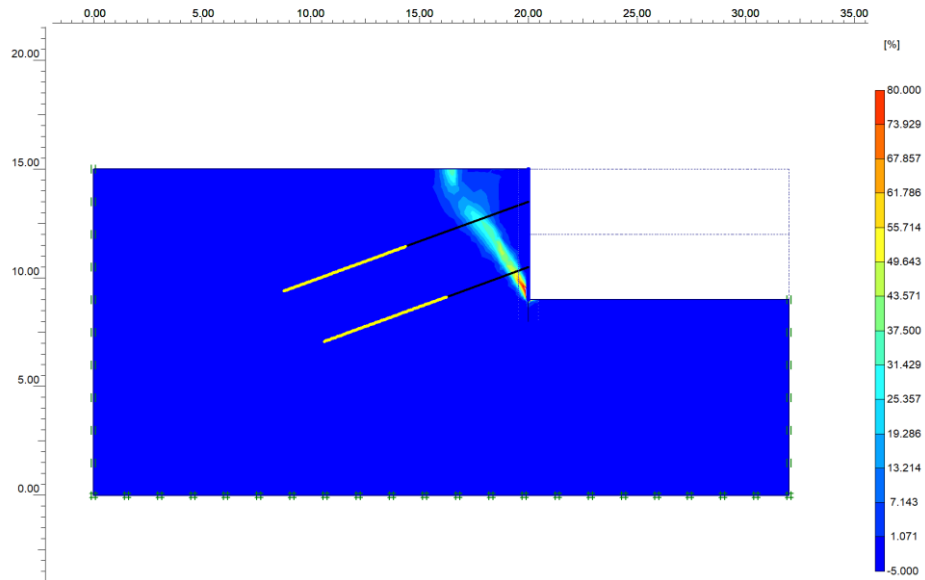


Figura 5.36 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 6 m. Cargas de protensão: 60 kN.

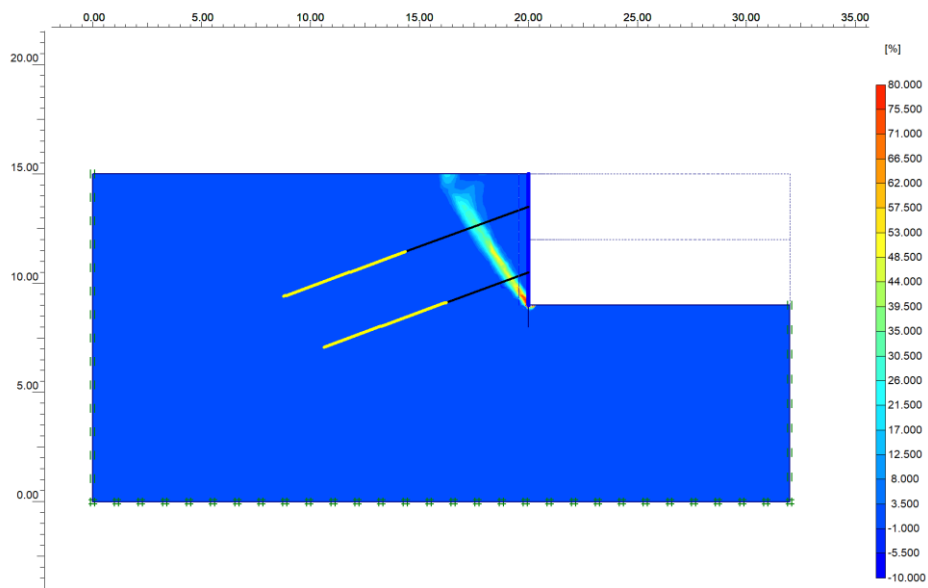


Figura 5.37 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 6 m. Cargas de protensão: 100 kN.

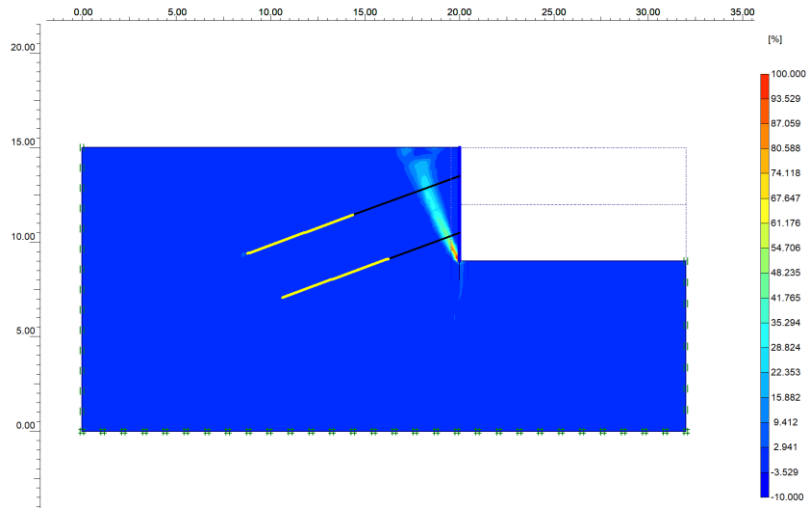


Figura 5.38 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 6 m. Cargas de protensão: 200 kN.

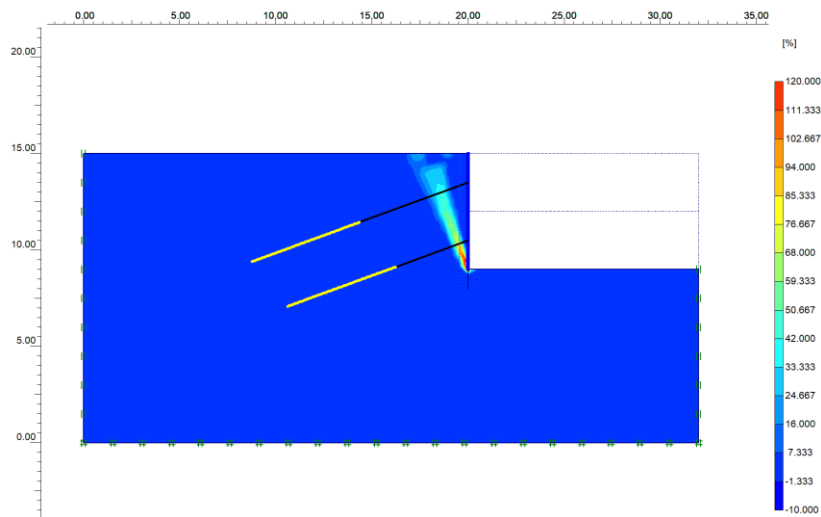


Figura 5.39 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 6 m. Cargas de protensão: 300 kN.

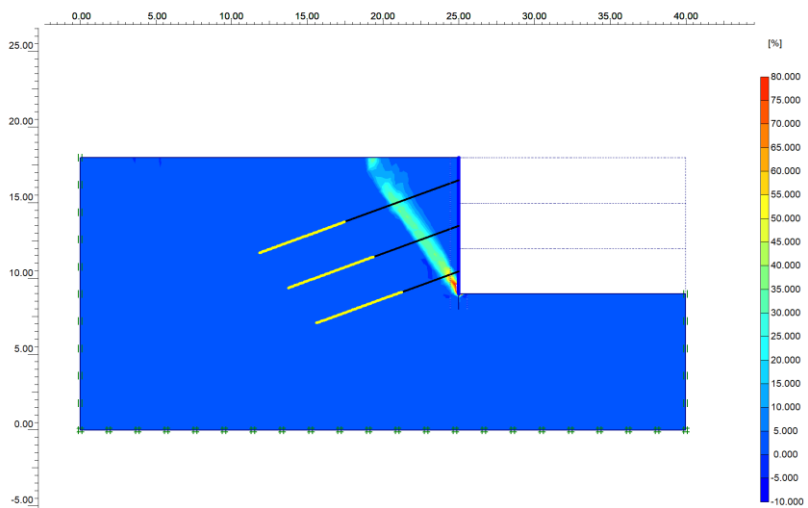


Figura 5.40 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 9 m. Cargas de protensão: 120 kN.

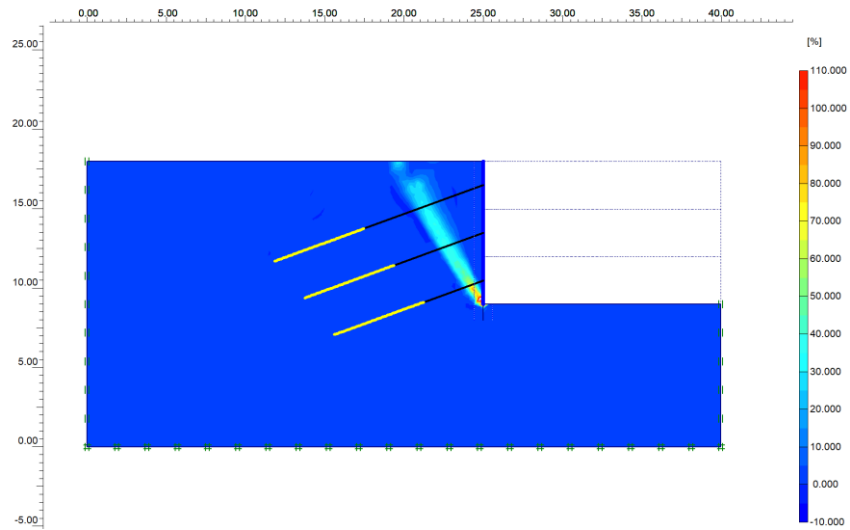


Figura 5.41 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 9 m. Cargas de protensão: 200 kN.

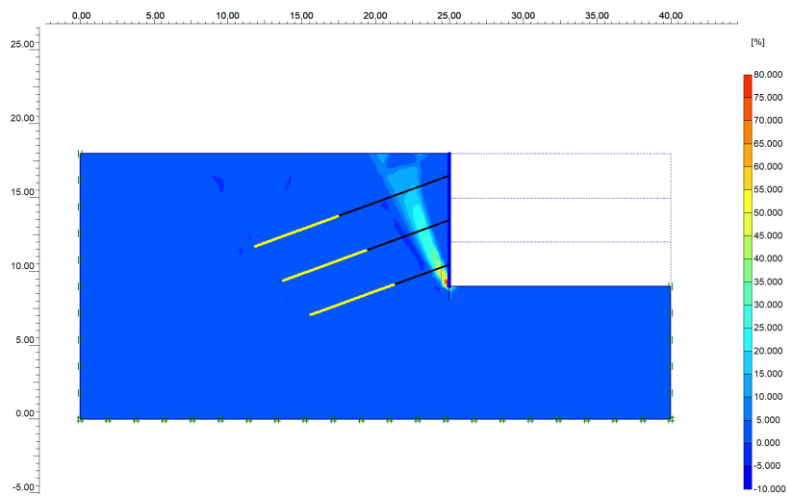


Figura 5.42 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 9 m. Cargas de protensão: 300 kN.

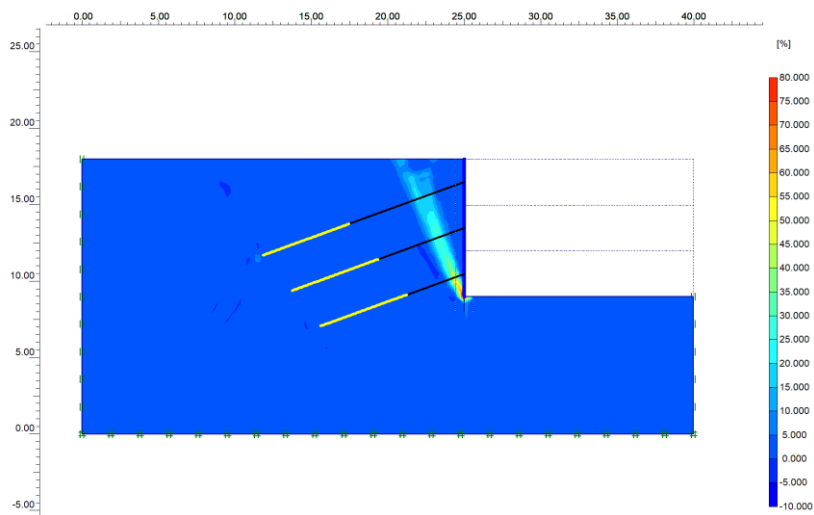


Figura 5.43 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 9 m. Cargas de protensão: 400 kN.

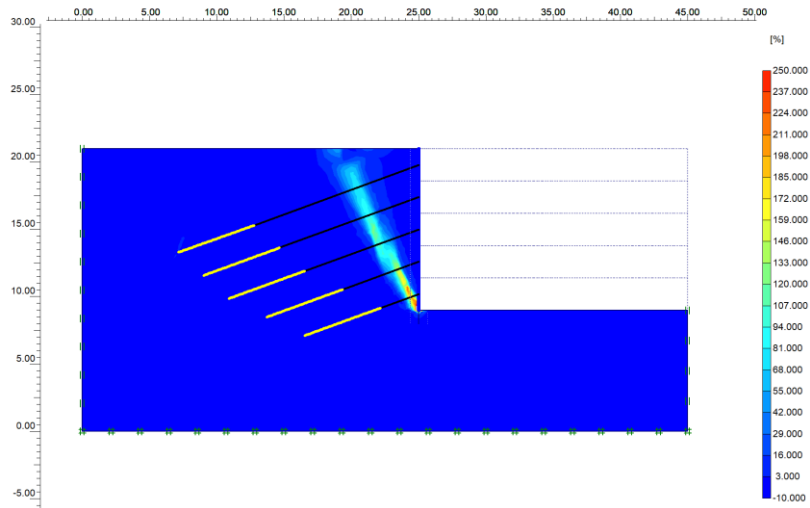


Figura 5.44 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 12 m. Cargas de protensão: 200 kN.

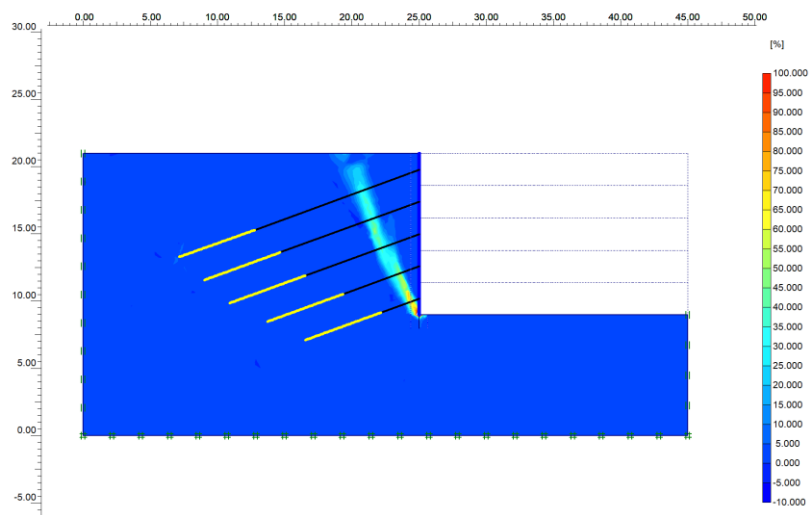


Figura 5.45 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 12 m. Cargas de protensão: 300 kN.

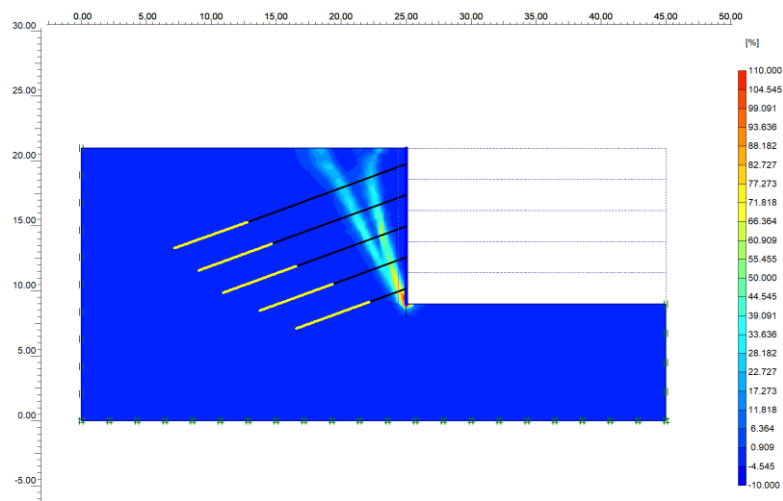


Figura 5.46 – Deformações cisalhantes, na ruptura. H: 12 m. Cargas de protensão: 400 kN.

Como característica, o MEF não apresenta uma linha de ruptura como o MEL apresenta, mas sim uma zona de deslocamentos e deformações cisalhantes acentuadas, na ruptura.

Para menores valores de carga, são observadas zonas de deformações cisalhantes com ângulos mais abatidos em relação às zonas de deformações cisalhantes para maiores valores de cargas.

Nota-se que as deformações cisalhantes iniciam-se aproximadamente para ângulo da cunha ativa de Rankine. No entanto, é interessante notar que as zonas de deformações cisalhantes se estendem até os locais onde se encontram, aproximadamente, as superfícies de deslizamento para o método de Bishop para cargas concentradas. Esta condição é melhor visualizada na figura 5.46, onde as deformações cisalhantes formaram duas zonas bem definidas, uma próxima à cunha ativa de Rankine e outra próxima ao valor encontrado para o método de Bishop com cargas concentradas.

Diferentemente do que foi encontrado para o método de Spencer quando aumentam-se as cargas nos tirantes, as zonas de deformações cisalhantes pelo MEF não se estendem para ângulos mais abatidos do que a cunha ativa de Rankine.

## **6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

### **6.1. Resumo e Conclusões**

Foi analisada nesta dissertação a aplicação de diferentes metodologias de cálculo de cortinas atirantadas: Método de Bishop, Método de Spencer, e Método de Elementos Finitos. O método das fatias (Bishop e Spencer) foi empregado através do programa Slope/W 2007. Para o programa de elementos finitos optou-se pelo Plaxis, versão 8.

Foram feitas análises para situações de projetos de cortinas atirantadas com dimensões usuais e características típicas de solos residuais de gnaiss. Neste contexto, foram analisadas três alturas de contenção: 6 m, 9 m e 12m.

Foram avaliadas as diferenças dos resultados obtidos para os diversos métodos empregados. Para o método das fatias foi avaliada a maneira como as cargas dos tirantes são introduzidas nas fatias: cargas concentradas e cargas distribuídas.

Foi avaliada a influência dos comprimentos dos tirantes nos cálculos dos fatores de segurança, para as diversas metodologias empregadas, considerando duas reduções nos referidos comprimentos, denominadas “redução 1” e “redução 2”. Os resultados mostraram que se deve ter cuidado, sobretudo para tirantes com comprimentos reduzidos, ao analisar os tirantes com a opção “cargas constantes” (Slope/W), já que só considera as cargas nos tirantes e os espaçamentos horizontais. Tanto o método de Spencer como o MEF apresentaram reduções para os FS quando das reduções dos comprimentos dos tirantes. Porém, as reduções foram mais elevadas para o método de Spencer, com o mecanismo de ruptura no bulbo para os tirantes superiores. As superfícies críticas encontradas entre os dois métodos foram similares.

Ainda sobre a questão da influência dos comprimentos dos tirantes, observou-se nas simulações pelo MEF que, apesar das pequenas reduções nos fatores de segurança encontrados quando das reduções dos comprimentos dos tirantes, tais reduções ocasionaram: aumentos expressivos nos deslocamentos horizontais, principalmente gerando concentração nas regiões dos bulbos de ancoragem; regiões plastificadas junto à região superior do terreno próxima aos bulbos de ancoragem.

As análises da estimativa de fator de segurança (fase 6) pelo método dos elementos finitos só foram possíveis a partir das cargas de 120 kN e 160 kN, para as alturas de 9m e 12m, respectivamente. Isto se deveu ao fato de que as cargas de protensão inferiores aos referidos valores não foram suficientes para garantir o equilíbrio ao final

da escavação, resultando em formação de superfície contínua de pontos plastificados, caracterizando a ruptura do maciço.

Cabe ressaltar que, nas análises de estabilidade realizadas no programa Slope/W através de métodos de equilíbrio limite, não foram calculadas as etapas construtivas. É evidente que nas análises onde os resultados apresentam fatores de segurança menores que a unidade ( $FS < 1$ ) a escavação não se encontraria estável. Porém, como as análises por equilíbrio limite podem ser feitas apenas para a situação final, as etapas anteriores de escavação não foram realizadas para que o trabalho não ficasse demasiado longo.

Já no programa Plaxis, no intuito de realizar simulação mais fiel à realidade, as etapas construtivas fazem parte da rotina de cálculo. Portanto, os resultados apresentados na etapa de estimativa do FS só fazem sentido para valores de protensão que resultem na estabilidade do talude em cada etapa de escavação ( $FS > 1$ ). Assim, no gráfico carga x FS, os resultados do Plaxis só são apresentados para valores de carga que resultaram em FS maiores ou em torno de 1.

Em relação aos fatores de segurança encontrados, para mesmas cargas, o método de Bishop com cargas distribuídas apresentou os valores mais conservadores, resultando nos menores fatores de segurança. O método de Spencer apresentou os maiores valores de FS e Bishop para cargas concentradas apresentou valores próximos aos do MEF.

Quanto à comparação apenas no método de Spencer, quanto à forma de aplicação das cargas (cargas distribuídas e cargas concentradas), as diferenças encontradas foram de pequena magnitude, com diferenças percentuais máximas de -2%, considerando cargas concentradas como referência.

Comparando-se apenas o método de Bishop simplificado, quanto à forma de aplicação das cargas (cargas distribuídas e cargas concentradas), observou-se que existem diferenças relevantes, e tais diferenças se acentuam conforme se aumentam as cargas nos tirantes (e maiores são os FS). Foram encontradas diferenças percentuais de -20% para cargas mais elevadas, tomando como referência cargas concentradas. Para FS em torno de 1,5 (cargas concentradas) obtiveram-se diferenças entre -9% e -13% nos fatores de segurança para cargas distribuídas. Observou-se, também, que as diferenças são pouco influenciadas pelas alturas, entretanto, embora sejam pequenas, se acentuam com o aumento do fator de segurança (e aumento das cargas nos tirantes).



Comparando-se os métodos de Spencer e Bishop, o primeiro apresentou maiores fatores de segurança que o segundo, conforme esperado. Observou-se que existem diferenças relevantes entre os métodos, e tais diferenças se acentuam conforme se aumentam as cargas nos tirantes (e maiores são os FS). Foram encontradas diferenças percentuais de -40% a -55% para as cargas mais elevadas. Para FS em torno de 1,5 (Spencer) obtiveram-se diferenças entre -15% e -24% nos fatores de segurança. Também foi observado, neste caso, que as diferenças são pouco influenciadas pelas alturas, e, mesmo que pequenas, se acentuam com o aumento do fator de segurança, principalmente a partir do FS de 1,5 (Spencer).

Analisando pela ótica das cargas necessárias para elevar até fatores de segurança típicos de projetos, FS de 1,2 a 1,5 (norma brasileira), pôde-se concluir, considerando o MEF como referência, que o método de Spencer apresentou cargas de 20% a 30% menores, sendo, portanto, contrário à segurança. Já o método de Bishop para cargas distribuídas apresentou valores conservadores, necessitando de cargas 16% a 40% maiores. Para o método de Bishop com cargas concentradas não houve diferença relevante. Cabe ressaltar que as simulações realizadas no MEF são muito suscetíveis a diversos fatores como: propriedades dos materiais, etapas contrutivas, técnicas de modelagem, entre outros, o que pode influenciar os resultados das estimativas de fator de segurança.

Realizando comparação de cargas apenas entre os métodos de equilíbrio limite (Spencer e Bishop), foram observadas diferenças percentuais ainda maiores. Tomando o método de Spencer como referência, Bishop para cargas concentradas apresentou cargas em torno de 30% a 40% maiores, já para Bishop com cargas distribuídas foram encontradas cargas em torno de 50% a 100% maiores.

Quanto às cargas nos tirantes para as situações de trabalho, analisadas no MEF, obtiveram-se expressivos aumentos percentuais (em relação às cargas iniciais), para as situações nas quais iniciaram-se com baixos valores de protensão. De forma geral, quando analisadas as diferenças percentuais (em relação às cargas iniciais) de cargas em função dos fatores de segurança, observou-se, para todos os tirantes, que tais diferenças são mais pronunciadas quando as cargas de protensão iniciais resultam em baixos valores de FS. Conforme vão sendo aumentados os FS, tais diferenças vão sendo reduzidas. Para  $FS > 1,5$  os tirantes em geral apresentaram uma pequena redução nas cargas.

Quanto às superfícies críticas de deslizamento, o método de Bishop para cargas distribuídas apresentou superfícies críticas mais inclinadas à medida que se

umentam as cargas, se aproximando consideravelmente da face da contenção para maiores valores de carga, resultando em superfícies críticas muito afastadas (à direita) da cunha ativa de Rankine. Desta forma, a influência dos tirantes passa a ser menor (já que o método apenas leva em consideração o equilíbrio de forças na vertical), podendo ser uma possível causa da curva de carga *versus* FS crescer em menores taxas no gráfico, pois o programa passa a apresentar, automaticamente, os resultados de superfícies onde a influência dos tirantes é menor.

Pode-se concluir que, nos casos analisados, o resultado para Bishop com cargas distribuídas, para elevados valores de carga, podem indicar superfícies de deslizamento pouco prováveis de ocorrer, sendo pouco representativas e muito a favor da segurança, pois indicaram os menores fatores de segurança.

Para Bishop com cargas concentradas, as superfícies também apresentaram deslocamento para a direita à medida em que foram aumentadas as cargas, porém, os deslocamentos foram muito inferiores se comparados ao caso de cargas distribuídas.

Quanto às superfícies de deslizamento críticas no método de Spencer, as mesmas apresentaram a tendência de ficar mais abatidas, se afastando (à esquerda) da condição ativa de Rankine, conforme foram sendo aumentadas as cargas nos tirantes. Esta condição ocorreu tanto para cargas concentradas como para cargas distribuídas.

Foi mostrado que para o método de Spencer, a superfície crítica apresentada é aquela primeira superfície que converge, ao lado das superfícies que não convergiram. Este é um resultado um pouco suspeito, já que não se pode garantir que qualquer outra superfície à direita da superfície crítica teria fator de segurança maior que o encontrado e apresentado pelo programa.

Segundo o manual do Slope/W, a aplicação das cargas dos tirantes pode criar dificuldades na convergência dos resultados, com os problemas de divergência iniciando para superfícies próximas à inclinação de  $45^\circ + \phi/2$ , justamente na proximidade das superfícies críticas encontradas. Além disso, ainda segundo o manual, para valores de cargas elevados nos tirantes, muito acima do que seria mobilizado na realidade, a convergência passa a ser uma questão problemática.

Assim, é necessária cautela quanto às análises dos resultados pelo método de Spencer. Como todas as demais superfícies à direita da superfície crítica apresentada não convergiram, os resultados passam a ser um tanto quanto suspeitos, justamente por não ter como garantir que qualquer superfície localizada à direita apresenta FS maior que a superfície crítica encontrada e apresentada pelo programa.

Para cargas mais elevadas (que resultam em superfícies ainda mais abatidas) aumenta-se a região onde existem superfícies que não convergiram. Isto pode ser uma possível causa da curva ascendente crescer sob maiores taxas nos gráficos de carga *versus* FS, pois o programa poderia estar superestimando o FS final. Este fato poderia também ser um dos motivos que levaram à acentuação das diferenças encontradas entre os métodos para maiores valores de carga.

As superfícies de ruptura no MEF, que são caracterizadas por zonas de deformações cisalhantes elevadas, apresentaram, para as diversas alturas, uma geometria que se inicia próxima ao ângulo da cunha ativa de Rankine e que vão até os locais de superfície encontrados para o método de Bishop para cargas concentradas.

## **6.2. Sugestões para futuras pesquisas**

As diferenças encontradas nos resultados entre as diversas metodologias empregadas evidenciam a necessidade de estudos e pesquisas deste tema. Como sugestão para futuras pesquisas, poderiam ser empregados outros programas de Equilíbrio Limite, como o Slide, por exemplo. Seria interessante, também, realizar análises pelo método dos elementos finitos com o emprego do Plaxis 3D de forma a comparar os resultados obtidos.

Além disso, poderiam ser feitos estudos mais detalhados para situações com reduções nos comprimentos dos tirantes, com o objetivo de estudar de forma mais aprofundada a influência dos bulbos de ancoragem nas análises de estabilidade.

Outro aspecto importante é quanto à consideração de terraplenos inclinados, situação muito comum de contenção em encostas, assim como estudo da influência da elevação do nível d'água.

Sugere-se, também, a realização de instrumentação de casos reais de obras, para solos com características variáveis e com presença de nível d'água. Para casos mais complexos, a influência dos bulbos de ancoragem para comprimentos reduzidos para os tirantes pode ganhar ainda mais importância.

## 7. Referências Bibliográficas

BISHOP, A. W. (1955). *The use of slip circle in the stability analysis of slopes*, Géotechnique, vol. 5, nº 1, London.

BISHOP, A. W. E MORGENSTERN, N. (1960). *Stability Coefficients for Earth Slopes*, Géotechnique, Vol. 10, No. 4.

BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. *Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et Micropieux Injectés*. Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 140, 1985.

CRAIZER, W. *Micro-ancoragens*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, 1981.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. São Paulo: Cengage Learning, 2007. xvii, 561 p.

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.

DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., BRANDON, T. L. *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd Edition. Hoboken, J. Wiley& Sons, 2014.

ECHEVERRÍA FERNANDES, S. P., 2006, *Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

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.

GABA, A. R.; et al (2003). *C580 - Embedded Retaining Wall – Guidance for Economic Design*. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.

GEORIO. *Manual Técnico de Encostas*. Prefeitura do Rio de Janeiro. Edição de 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de taludes*. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B.; SARAMAGO, R. P.; 2016. *Contenções: teoria e aplicações em obras*. 2ª edição, São Paulo, Oficina de textos.

HANNA, T.H. *Foundations in Tension: Ground Anchor*. Trans Tech Publications Series on Rock and Soil Mechanics Vol. 6, 1982.

JACKSON, F. S., 1970, "Ground anchors – the main contractor's experience" in Ground Anchors, Consulting Engineering.

KRAHN, J., 2003, "*The limits of limit equilibrium analyses*", The 2001 R.M. Hardy Lecture.

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 Diagram Walls in Sand*, Ground Engineering, ICE, London, pp 119-120.

LITTLEJOHN, G.S. *Ground Anchorage Practice. Design and Performance of Earth Retaining Structures*. New York, ASCE. Geotechnical Special Publication nº 25, 1990.

LOBO CARNEIRO. *Nota sobre a ocorrência de "stress-corrosion" em fios de aço duro patentado, trefilados, utilizados como armaduras de concreto protendido ou como tirantes de obras de contenção de encostas*. Programa de Engenharia Metalúrgica - COPPE/UFRJ.

MASSAD, Faíçal. *Obras de terra: curso básico de geotecnia – 2 ed.* São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

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

NBR-11682/2009. Estabilidade de Encostas. ABNT, 2009.

NBR-5629/2006. Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. ABNT, 2006.

NBR-5629/2018. Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. ABNT, 2018.

NBR-7483/2008. Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. ABNT, 2008.

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.

NUNES, A.J.C. *Ground Pré-Stressing, First Casagrande Lecture*. 8th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cartagena, Colômbia, 1987.

OSTERMAYER, H. *Practice on the Detail Design Application of Anchorages*. A Review of Diaphragm Walls, Institution of Civil Engineers, 55-61. London, 1977.

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.

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

PINTO, C. de S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, 3ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.

PLAXIS V.8, 2002. Delf University of Technology & Plaxis bv, Editado por BRINKGREV, R. B. J., The Netherlands.

PORTO, T. B. *Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle*. 2015. 482 p. Tese (Doutorado em Geotecnia)-Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

RODY, H. A., 2010, *Análise Numérica de uma Estrutura de Cais por Dois Modelos de Representação do Solo*, Dissertação de Mestrado, COPPE /UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SILVA, J. P. M. d., 2011, *Os Métodos De Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal.

SLOPE/W, *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version*, GEO-SLOPE International, Calgary, Alberta, Canada.

SOUZA, R. N. *Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 331p, 2001.

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

STROM, R. W; EBELING, R. M. (2002). *Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure*. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Washington.

TAYLOR. D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, 1948.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., 2010, *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*, São Paulo, Oficina de Textos.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., 2010. *Fundações Volume 2: Fundações Profundas*. Rio de Janeiro-RJ: Oficina de textos.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. (1998). Tirantes. In. *Fundações: Teoria e Prática*, 3ª edição, Hachich et al. (eds), cap. 17, PINI, São Paulo.