

**FACULDADE INTEGRADAS DE CARATINGA  
BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL**

**SÂMEQUI DE PAIVA**

**ESTUDO DE CASO: CONTENÇÃO DE TALUDE POR  
CORTINA ATIRANTADA**

**CARATINGA**

**2016**

**FACULDADE INTEGRADAS DE CARATINGA**  
**BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL**

**SÂMEQUI DE PAIVA**

**ESTUDO DE CASO: CONTENÇÃO DE TALUDE POR**  
**CORTINA ATIRANTADA**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Caratinga, do Instituto de Tecnologia e Educação - Doctum, como exigência de obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. José Salvador Alves

**CARATINGA**

**2016**

TERMO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DO TRABALHO

**ESTUDO DE CASO: CONTENÇÃO DE TALUDE POR CORTINA ATIRANTADA**

Nome completo do aluno: SÂMEQUI DE PAIVA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado perante a Banca de Avaliação composta pelos professores José Salvador Alves, José Nelson Vieira da Rocha e Bárbara Dutra da Silva, às 20 horas do dia 12 de julho de 2016, como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil. Após a avaliação de cada professor e discussão, a Banca Avaliadora considerou o trabalho: ARROVADO (aprovado ou não aprovado), com a qualificação: Excelente (Excelente, Ótima, Bom, Satisfatório ou Insatisfatório).

Trabalho indicado para publicação: ( ) SIM ( ) NÃO

Caratinga, 12 de julho de 2016

José Salvador Alves  
Professor Orientador e Presidente da Banca

José Nelson Vieira da Rocha  
Professor Avaliador 1

Bárbara Dutra da Silva  
Professor Avaliador 2

Sâmequi de Paiva  
Aluno(a)

[Assinatura]  
Coordenador(a) do Curso

## DEDICATÓRIA

À Deus, dedico o meu maior agradecimento, por ser tudo em minha vida.

Minha formação profissional não poderia ter sido concretizada sem a ajuda de minha mãe, Marília Batista de Paiva que, sempre esteve ao meu lado mesmo nos momentos mais difíceis no decorrer de minha vida, proporcionou-me, além de extenso carinho e amor, os conhecimentos da integridade, da perseverança e de procurar sempre em Deus a força maior para o meu desenvolvimento como ser humano. Por essa razão, gostaria de dedicar e reconhecer à você, minha imensa gratidão e sempre amor.

Um agradecimento especial aos meus queridos tios Julio de Paiva Sobrinho, Geraldo Anacleto de Paiva e Edina Paiva Palma Nanculeo, que permaneceram sempre ao meu lado, nos bons e maus momentos; ao meu amigo irmão Lucas Nacif Vieira, que me manteve motivado em relação a profissão; a minha tia “Magá”, Magalice Assis, que, pelo exemplo de perseverança que me demonstrou nos últimos anos, me ensinou que os obstáculos servem para serem vencidos; dedico essa obra, também, em especial à minha avó Geralda Batista de Paiva (“in memoriam”), que sempre me deu atenção, carinho e preciosos conselhos e a todos aqueles que direta ou indiretamente, contribuíram para esta conquista.

À todos vocês, meu muito obrigado.

“Em um lugar escuro nos encontramos, e um pouco mais de conhecimento ilumina nosso caminho. Sempre passe adiante o que você aprendeu.”

(Mestre Yoda)

# **ESTUDO DE CASO DE CORTINA ATIRANTADA PARA A CONTENÇÃO DE TALUDE**

## **RESUMO**

O presente trabalho visa fazer um estudo de caso de uma cortina atirantada no aspecto logístico com o propósito de verificar a seu dimensionamento na contenção de um talude específico. A proposta é dimensionar um muro de contenção do tipo cortina atirantada no talude localizado na Avenida Armando Alves da Silva, na cidade de Caratinga Minas Gerais a fim de diminuir o risco de ruptura do mesmo evitando alguns transtornos que podem ser causados já que a área é destinada a habitação e possui tráfego médio em sua via.

## **PALAVRAS-CHAVE**

Estabilidade, Talude, Contenção, Geotecnia, Muros de contenção, cortina atirantada, ruptura de taludes..

# **STUDY OF CASE OF TIED BACK WALL AS SLOPE RETAINING METHOD**

## **ABSTRACT**

This thesis has as goal doing a study of case about a tied back wall in logistics aspects in order to verify its designing in retaining of a specific slope. The proposal is designing a tied back wall as a retaining wall of a slope located at Avenida Dário Grossi, bairro Dário Grossi, city of Caratinga Minas Gerais in order to decrease the risk of a slope rupture avoiding some problems that could be caused since the located area is destined for habitation and it has medium traffic in the road.

## **KEY WORDS**

Stability, Slope, retaining walls, Geotechnical Engineering, Tied Back Wall, Slope Failure.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	6
<b>1.1 OBJETIVOS</b> .....	7
<b>1.1.1 OBJETIVO GERAL</b> .....	7
<b>1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	7
<b>1.2 METODOLOGIA</b> .....	8
<b>1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO</b> .....	9
<b>2.1 RESISTÊNCIAS DO SOLO</b> .....	10
<b>2.1.1 ANÁLISE DE RESISTÊNCIA NA GEOTECNIA</b> .....	10
<b>2.1.2 DEFINIÇÃO DE RUPTURA</b> .....	13
<b>2.1.2.1 A CONDIÇÃO DRENADA</b> .....	14
<b>2.1.2.2 A CONDIÇÃO NÃO DRENADA</b> .....	14
<b>2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES</b> .....	15
<b>2.2.1 ANÁLISE QUANTITATIVA DE ESCORREGAMENTOS</b> .....	15
<b>2.2.2 PROCEDIMENTOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E FATOR DE SEGURANÇA</b> .....	15
<b>2.2.3 MÉTODO DAS FATIAS</b> .....	17
<b>2.2.4 MÉTODO DE FELLENIUS</b> .....	21
<b>2.2.5 MÉTODO SIMPLIFICADO DE BISHOP</b> .....	24
<b>2.2.6 MÉTODO DE SPENCER</b> .....	27
<b>2.2.7 MÉTODO DE COSTA NUNES E VELLOSO</b> .....	30
<b>2.3 SISTEMAS DE CONTENÇÃO</b> .....	31
<b>2.3.1 DESCARREGAMENTO OU RETALUDAMENTO</b> .....	31
<b>2.3.2 DRENAGEM</b> .....	33
<b>2.3.3 MUROS DE ARRIMO</b> .....	34
<b>2.3.4 CORTINAS ATIRANTADAS</b> .....	35
<b>3 ESTUDO DE CASO</b> .....	46
<b>3.1 CARACTERÍSTICAS DO TALUDE EM ESTUDO</b> .....	46
<b>3.2 DESCRIÇÃO DA CORTINA ATIRANTADA</b> .....	51
<b>3.3 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA</b> .....	51
<b>3.3.1 QUANTIDADE DE TIRANTES</b> .....	51

<b>3.3.2 COMPRIMENTO DAS BARRAS.....</b>	<b>54</b>
<b>3.3.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO PAINEL.....</b>	<b>56</b>
<b>4 CONCLUSÃO.....</b>	<b>84</b>
<b>5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>85</b>
<b>6 ANEXOS .....</b>	<b>87</b>
<b>7 APÊNDICES .....</b>	<b>94</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Curva tensão deformação dos solos dútil e rígido (CODUTO).....	13
Figura 2-2. Superfície de escorregamento circular(DUNCAN e WRIGHT).....	18
Figura 2-3. Fatia com forças consideradas no Método de Fellenius (DUNCAN e WRIGHT).....	22
Figura 2-4. Fatia com forças para o Método Simplificado de Bishop (DUNCAN e WRIGHT)..	24
Figura 2-5. Forças entre fatias e resultante quando forças entre fatias são palelas (DUNCAN e WRIGHT).....	27
Figura 2-6. Coordenadas para superfície de escorregamento não circular usadas no procedimento de Spencer (DUNCAN e WRIGHT).....	28
Figura 2-7. Fatia com todas as forças conhecidas e não conhecidas para o procedimento de Spencer(DUNCAN e WRIGHT).....	29
Figura 2-8. Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso (GeoRio, 2000).....	30
Figura 2-9. Ilustração de retaludamento (IPT,1991) .....	32
Figura 2-10. Drenagem superficial: Posição das bermas e das canaletas (MASSAD,2006) .....	34
Figura 2-11. Muros de alvenaria de pedra (GERSCOVICH,2010).....	35
Figura 2-12. Características do tirante (NBR 5926, ABNT 1996).....	37
Figura 2-13. Detalhe da cabeça do tirante (NBR5926, ABNT 1996) .....	37
Figura 2-14. Montagem do conjunto manômetro-macaco-bomba hidráulico. (Assuntos cruzados) .....	40
Figura 2-15. Fases da escavação de tirantes alternados (NBR 9061, ABNT 1995).....	42
Figura 2-16. Coeficiente de ancoragem (NBR5629, ABNT2006).....	45
Figura 3-1. Foto tirada no local em estudo (Autor).....	46
Figura 3-2. Levantamento planialtimétrico da área do talude em estudo.(Autor).....	47
Figura 3-3. Superfície de ruptura do talude em estudo obtida pelo software GeoStudio 2012 (Autor).....	49
Figura 3-4. Superfície de ruptura do talude em retaludado obtida pelo software GeoStudio 2012 (Autor).....	50
Figura 3-5. Seção transversal do talude em estudo para análise (Autor).....	52
Figura 3-6. Vista frontal da cortina atirantada a ser executada (Autor).....	54
Figura 3-7. Corte lateral da cortina atirantada a ser executada (Autor).....	56
Figura 3-8. Vista frontal da cortina atirantada e disposição das vigas e tirantes no painel (Autor).....	57
Figura 3-9. Planta de localização das vigas horizontais (Autor).....	58
Figura 3-10. Esquema de carregamento da viga vertical (Autor).....	59
Figura 3-11. Diagrama de esforços cortantes da viga vertical (Autor).....	59
Figura 3-12. Diagrama de momentos fletores da viga vertical (Autor).....	60
Figura 3-13. Detalhe do engastamento das lajes exteriores.(Autor).....	74
Figura 3-14. Detalhe do engastamento das lajes exteriores (Autor).....	80

## LISTA ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$c'$	Coesão efetiva do solo
$\gamma$	Peso específico do solo
$\sigma'$	Tensão vertical efetiva
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo do solo
$\tau_e$	Tensão cisalhante de equilíbrio
F	Fator de segurança
S	Resistência ao cisalhamento
$M_d$	Momento de cálculo
$\Sigma$	Somatório
T	Tração dos tirantes
$L_v$	Comprimento livre do tirante
$L_b$	Comprimento do bulbo do tirante
$S_u$	Coesão do solo na situação não drenada
q	Carga distribuída
c	Cobrimento de concreto
$\phi_t$	Diâmetro da armadura transversal
$\phi_l$	Diâmetro da armadura longitudinal
$M_{d,lim}$	Momento limite de cálculo
$M_{d,max}$	Momento máximo solicitante de cálculo

$A_s$	Área da armadura longitudinal
$F_{ctd}$	Resistência de cálculo à tração do concreto
$F_{ck}$	Resistência à compressão característica do concreto
$F_{ywd}$	Resistência de cálculo à tração do aço
$V_c$	Parcela de força cortante suportada pelo concreto
$V_{sw,min}$	Força cortante mínima
$A_{sw}$	Área de armadura transversal
$V_{sd}$	Força solicitante de cálculo

## 1 INTRODUÇÃO

O escorregamento de encostas e taludes de aterro é muito frequente no Brasil principalmente na época das chuvas. Esse fenômeno ocorre devido ao excesso de poro pressões nos mesmos causado pelo aumento do nível da água. A construção de edificações em encostas causam uma sobrecarga maior do que a resistência do solo e isso faz com que a encosta se rompa. Os cortes feitos sem o estudo devido são outro fator importante que deve ser citado, pois eles causam uma instabilidade em todo o talude fazendo-o cair mais facilmente. Já nos aterros, o fator que pode ser citado como causa principal no rompimento dos mesmos seria a compactação executada sem os devidos controles.

Um melhor estudo de contenção e retaludamento evitaria o acidente que ocorreu em Realeza, distrito de Manhuaçu - MG no ano de 2011. Onde ocorreu um deslizamento de terra sobre as rodovias BR-116 e BR-262 após uma obra de retaludamento, o deslizamento deixou um bairro inteiro desabitado além de transtornos no tráfego nas BR.

Métodos de contenção de taludes devem ser estudados e melhorados sempre que necessário, para que não haja o rompimento dos mesmos. Para isto, o engenheiro deve recolher dados do solo criando assim um perfil para o mesmo. Depois, o mesmo deve decidir qual seria a melhor solução para o problema considerando as características do solo e a função do talude.

Neste trabalho, será abordado a implantação de uma cortina atirantada para a contenção de um talude específico e seu dimensionamento. A necessidade de se criar soluções viáveis, é cada vez mais latente no mercado de engenharia civil por isso, o estudo de caso para a viabilidade de qualquer empreendimento ou obra de infra-estrutura torna-se importante para o meio.

Mesmo com o seu alto custo, a cortina atirantada seria uma solução merecedora de ser estudada, pois é muito usada em estradas e rodovias. A solução apresentada diminuiria os riscos de desabamento devido aos esforços a serem transmitidos para seus tirantes que serão localizados além da superfície de escorregamento do talude em estudo tornando-o mais resistente ao escorregamento.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GERAL**

O trabalho objetiva apresentar uma solução em cortina atirantada para a contenção de um talude localizado na Avenida Armando Alves da Silva, Caratinga - MG.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Estabelecer e analisar o tipo de solo que constitui o talude em estudo e suas propriedades;
- Fazer a determinação da superfície de ruptura crítica do talude de acordo com as propriedades estabelecidas no item anterior com o auxílio do software GeoStudio 2012;
- Estudar e apresentar a solução de contenção do talude como cortina atirantada;
- Dimensionar estruturalmente da cortina atirantada.

## 1.2 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do presente trabalho foi, primeiramente, observado a necessidade do estudo de execução através de uma visita ao local. Feito isso, o levantamento planialtimétrico e geotécnico foi necessário para a definição do perfil do solo e a geometria do talude através de teste de penetração padrão (SPT).

Após o perfil do solo e a geometria do talude definidos, com a ajuda do software GeoStudio, é calculada a localização da possível superfície de ruptura por meio do método simplificado de Bishop. Sabendo a localização da possível superfície de ruptura, pode-se fazer um melhor estudo de soluções mais adequadas para a contenção do talude.

A solução adotada tem como justificativa a maior confiabilidade na contenção de taludes. Com a solução escolhida, é necessária uma revisão literária abordando as principais características da mesma seguindo a norma brasileira NBR 5926/06. Então, o dimensionamento dos tirantes e do painel da cortina pode ser desenvolvido com maior facilidade utilizando os métodos citados nas normas brasileiras NBR5926/06 e NBR6118/14.

### **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

Visando o melhor entendimento do presente trabalho, houve a necessidade de indicar a estrutura do mesmo como descrito em seguida.

O primeiro e presente capítulo, é introduzido o tema acentuando o objetivo, metodologia a ser seguida e é exposta a estrutura do trabalho.

No segundo capítulo, é desenvolvido o referencial bibliográfico onde são citados alguns métodos de análise de estabilidade de taludes, enfatizando o de Costa Nunes e Velloso. Além de destacar alguns métodos de contenção de terra, principalmente o de cortina atirantadas, o qual foi a solução adotada nesse estudo de caso.

O estudo de caso é tratado no terceiro capítulo, abrangendo a análise da estabilidade do talude em estudo e o dimensionamento da cortina atirantada.

O quarto capítulo trata das considerações finais em relação ao trabalho feito.

O capítulo cinco mostra as referências bibliográficas, o capítulo seis contém anexos que ajudam no melhor entendimento técnico do trabalho.

No sétimo, e último capítulo, contém apêndices onde são apresentados melhor entendimento do trabalho.

## 2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

### 2.1 RESISTÊNCIAS DO SOLO

Cada material possui sua resistência máxima de acordo com suas respectivas propriedades, com o solo isso não se difere. E, como engenheiro, o profissional deve analisar e estabelecer as propriedades do solo que ele está trabalhando, além de estar seguro quanto aos esforços fazendo com que esses não ultrapassem o valor de resistência máxima do solo.

#### 2.1.1 ANÁLISE DE RESISTÊNCIA NA GEOTECNIA

Quando os esforços são maiores do que a resistência do solo, ocorre um fenômeno de ruptura do mesmo. “A ruptura dos solos sempre é um fenômeno de cisalhamento. [...] A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura [...]”<sup>1</sup>. Existem algumas situações onde podem ocorrer esses fenômenos, em taludes de terra, por exemplo, onde a superfície do solo é inclinada e isso faz com que a gravidade produza um grande esforço cisalhante geostático e, se estes esforços forem maiores do que a resistência ao cisalhamento do solo, ocorrerá um escorregamento. Outro caso comum onde pode haver problemas de geotecnia são as fundações estruturais por onde as cargas de uma obra são transferidas para o solo, esse processo produz esforços de compressão e cisalhamento no solo em volta da fundação e, mais tarde, esses esforços podem exceder a resistência causando uma falha por cisalhamento. Este processo é conhecido como falha de capacidade de carregamento. Um terceiro caso que podemos citar são os muros de contenção no qual o peso do solo suportado pela parede produz esforços de cisalhamento no mesmo. Parte desses esforços será resistida pela parede

---

<sup>1</sup>PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas, 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

e o resto pela resistência ao cisalhamento do próprio solo. Então, a carga suportada pela parede depende da resistência do solo retido. Neste trabalho manter-se-á o foco em muros de contenção, especialmente cortinas atirantadas que é o objeto de estudo do mesmo, nele será abordado suas propriedades, sua análise de estabilidade assim como seu dimensionamento.

Para o melhor entendimento de como o solo se comporta ao cisalhamento, tem que ser abordado o mecanismo de deslizamento entre as partículas de solo. No caso de solo, precisa-se entender dois fenômenos: resistência por atrito e coesão. Apesar de que, segundo CODUTO (2011) “O atrito em um solo é similar ao clássico atrito da física básica”<sup>2</sup>, nos solos ele se diferencia pois o deslocamento envolve vários grãos contidos no solo e estes podem deslizar entre si. Além dessa diferença, é mais conveniente, em termos geotécnicos, usar o termo ângulo de atrito no lugar de coeficiente de atrito pois assim pode-se desenvolver a fórmula de resistência ao cisalhamento desta forma:

$$S = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

Sendo:

S a resistência ao cisalhamento;

$c'$  a coesão efetiva do solo;

$\sigma'$  a tensão efetiva;

$\phi'$  o ângulo de atrito efetivo do solo.

*O ângulo de atrito pode ser entendido, também como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal*

---

<sup>2</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

*ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Atingindo este ângulo, a componente tangencial é maior do que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal.*<sup>3</sup>

Alguns fatores podem causar mudanças no valor do ângulo de atrito efetivo do solo, estes fatores podem ser estabelecidos em testes feitos em laboratório. Os principais fatores que afetam o ângulo de atrito são: mineralogia do solo, dependendo de sua mineralogia o ângulo de atrito pode mudar. Argilas possuem minerais de ângulo de atrito menor que os da areia. O formato das partículas também interfere no ângulo de atrito, sabe-se que, por exemplo, areias com partículas angulares possuem ângulo de atrito muito maior que as areias com partículas arredondadas. A graduação também é um fator que pode mudar o ângulo de atrito do solo, solos bem graduados possuem maior valor do ângulo que os solos mal graduados. Se diminuirmos o índice de vazios de um solo por compactação, seu ângulo de atrito terá maior valor quando se compara a um solo não compactado. Quando se encontra material orgânico em meio ao solo, isso o enfraquecerá e seu ângulo de atrito entre as partículas será menor conseqüentemente.

Basicamente, pode-se definir como coesão, de acordo com CODUTO (2011), “[...] a resistência ao cisalhamento quando a tensão efetiva é zero ou, pelo menos, aparenta ser zero”<sup>4</sup>. Porém, uma resistência ao cisalhamento pode ser provocada, independente de qualquer tensão normal por uma atração química entre as partículas do solo e essa atração é chamada de coesão. Existem dois tipos de coesão, coesão real e coesão aparente. A coesão real pode ser dada por cimentação onde, agente como carbonato de cálcio, irá provocar uma resistência ao cisalhamento significativa mesmo em pequenas quantidades. Pode-se também obter cimentação artificial através da adição de cimento Portland em solos. A coesão aparente, que nada mais é do que o atrito entre as partículas do solo devido a capilaridade das mesmas.

*A coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela de resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água. A coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é conseqüentemente da pressão capilar.*

---

<sup>3</sup> PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas, 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

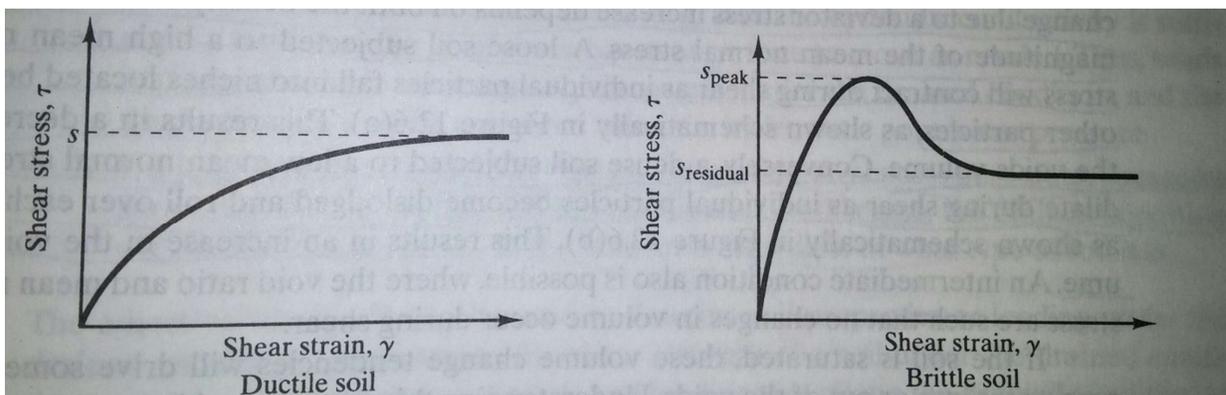
<sup>4</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

*Saturando-se o solo, esta parcela da resistência desaparece, donde o nome aparente. Embora mais visível nas areias, onde é clássico o exemplo das esculturas de areia feitas nas praias, é nos solos argilosos que a coesão aparente adquire maiores valores.<sup>5</sup>*

As argilas são descritas como solos coesivos pelos engenheiros geotécnicos, porém, na maioria dos casos, a coesão das argilas, devido a poro pressão que pode ser negativa, é apenas aparente. Então, para o dimensionamento de qualquer obra de terra, deve-se desconsiderar a coesão como recurso de resistência ao cisalhamento, já que esta desaparecerá durante a vida do projeto.

## 2.1.2 DEFINIÇÃO DE RUPTURA

Os solos possuem dois tipo de gráficos de tensão de cisalhamento versus deformação. Como mostrado na Figura 2-1, um solo dúctil, por exemplo, terá uma curva com um pico de tensão de cisalhamento bem definida no seu gráfico, esse valor pode ser considerado como a própria resistência ao cisalhamento. Contudo, um solo rígido terá dois valores de resistência que serão o pico onde é ponto de valor mais alto da curva e a resistência residual que é menor quando comparado ao pico. Porém, é mostrada em um valor de deformação maior. Ambos podem ser usados como a resistência ao cisalhamento do solo dependendo do tipo de problema a ser avaliado.



*Figura 2-1. Curva tensão deformação dos solos dúcteis e rígidos (CODUTO).*

<sup>5</sup>PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas, 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

A resistência do solo será afetada pela tensão efetiva que, por sua vez, é afetada pelos excessos de poro pressão. Por isso, para avaliar a resistência do solo deve-se levar em consideração dois pontos cruciais: como são gerados e como são dissipados os excessos de poro pressão. Para uma avaliação mais acurada da resistência ao cisalhamento do solo duas condições limitantes devem ser consideradas, as quais são: condição drenada e condição não drenada.

### **2.1.2.1 A CONDIÇÃO DRENADA**

Consiste, basicamente, em uma condição limitante do solo onde não existe poro pressão e, como CODUTO (2011) explica, “A condição drenada pode se desenvolver por uma dessas maneiras”<sup>6</sup>: a primeira se dá se o solo é saturado, sua condutividade hidráulica é grande o bastante, e o índice de carregamento é baixo o suficiente, então o volume de água necessário pode fluir para dentro ou para fora dos vazios do solo facilmente. Nesse processo, qualquer poro pressão excessiva será dissipada rapidamente. A segunda maneira de se ter uma condição drenada é se muito tempo passar após o fim do carregamento, qualquer excesso de poro pressão será dissipado. Nesse segundo caso, consiste no alcance da condição drenada em longo prazo dependendo do tipo de solo.

### **2.1.2.2 A CONDIÇÃO NÃO DRENADA**

Uma situação completamente diferente da condição drenada pode ocorrer em solos saturados se o solo tiver pouca condutividade hidráulica ou se o carregamento for muito rápido. Neste caso, o índice de carregamento e assim o índice de variação de volume do solo é mais rápido em relação ao índice de drenagem. Então, não há tempo suficiente para o volume de água necessário sair ou entrar nos vazios do solo. Na condição não drenada, assumindo que a água não

---

<sup>6</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

se movimentar no solo, o mesmo produzirá excesso de poro pressão respondendo à tendência da estrutura interna do solo a se contrair ou dilatar de acordo com as cargas.

Um caso interessante a ser destacado, quando se trata de condições limitantes do solo, é o das argilas. A condutividade hidráulica das argilas é infinitas vezes menor do que a das areias, então, assume-se que argilas saturadas estão, quase sempre, sob condição não drenada durante o período de carregamento no curto prazo. Por isso, deve-se contar, diretamente ou indiretamente, o excesso de poro pressão gerado durante o carregamento, entretanto, com o passar do tempo após o fim da construção (carregamento), todo o excesso de poro pressão será dissipado. A argila alcançará, assim, a condição drenada ao longo prazo. Resumindo, para argilas, a condição para a avaliação da resistência ao cisalhamento muda de não drenada no curto prazo para a condição drenada no longo prazo.

## **2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES**

### **2.2.1 ANÁLISE QUANTITATIVA DE ESCORREGAMENTOS**

Muitos projetos de engenharia civil são localizados próximos a taludes ou até mesmo sobre eles, envolvendo a análise de sua estabilidade diretamente com o projeto. E assim, esses taludes são sujeitos a potenciais instabilidades de vários tipos como escorregamentos e quedas. Estas rupturas de taludes frequentemente produzem grandes danos a propriedades e ocasionalmente causam perdas de vidas humanas, isso também acontece quando alguns projetos são executados em áreas de risco instáveis.

### **2.2.2 PROCEDIMENTOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E FATOR DE SEGURANÇA**

Todos esses exemplos apenas mostram a importância do desenvolvimento de tecnologias para contenção de taludes e o trabalho de engenheiros geotécnicos e geólogos. De acordo com

CODUTO (2011), “com avaliação, análise, projeto e construção apropriados, problemas de estabilidade de taludes de terra podem ser usualmente evitados”<sup>7</sup>. Pensando mais sobre essas avaliações, engenheiros geotécnicos desenvolveram alguns métodos de avaliação de potenciais falhas usando o fator de segurança.

*Uma vez que propriedades da resistência ao cisalhamento, poro pressões, geometria do talude e outras propriedades do solo e do talude são estabelecidas, os cálculos da estabilidade do talude precisam ser realizadas para garantir que as forças resistentes são suficientemente maiores que as forças causadoras do talude ruir.*<sup>8</sup>

Atualmente, muitas das análises de escorregamentos de taludes na engenharia são análises de equilíbrio limite, onde o talude é avaliado como se estivesse quase escorregando, com uma bem definida superfície de escorregamento na qual as tensões cisalhantes de equilíbrio serão determinadas. E, em seguida são comparadas às suas resistências ao cisalhamento correspondentes através da fórmula abaixo.

$$F = \frac{S}{\tau_e} \quad (2)$$

Onde:

F é o fator de segurança;

S é a resistência ao cisalhamento;

$\tau_e$  é a tensão cisalhante de equilíbrio.

---

<sup>7</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

<sup>8</sup> DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

Como CODUTO(2011) assume, “o fator de segurança tipicamente varia de ponto para ponto ao longo da superfície de escorregamento”<sup>9</sup>. Porém, para análise de equilíbrio limite este fator não é considerado variável então, para este tipo de análise o fator de segurança será considerado sempre constante em toda a superfície de falha do talude de terra. Teoricamente, o valor de fator de segurança igual a 1 (um) é isento de falha, por isso, qualquer talude com fator de segurança maior que um, seria considerado como estável. Contudo, para esse tipo de projeto, uma margem de segurança deve ser aplicada por conta de incertezas na análise da estabilidade do talude como, por exemplo, perfil do solo, condições do nível de água, resistência cisalhante dentre outros. A norma NBR 11682, que trata de estabilidade de encostas possui uma tabela referente aos valores de fatores de segurança no caso de muros de gravidade e flexão.

Tabela 2-1. Requisitos para estabilidade de muros de arrimo (ABNT 5629/06).

<b>Grau de segurança</b>	<b>Fator de segurança</b>
Tombamento	2,0
Deslizamento	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0

Para o presente trabalho será adotado o valor para fator de segurança igual a 2 por se tratar de cortina atirantada como a solução para o talude em estudo.

### **2.2.3 MÉTODO DAS FATIAS**

Neste trabalho serão apresentados alguns métodos de análise de estabilidade de taludes dividindo o mesmo em frações chamadas fatias, dentre eles pode-se dividir em procedimentos que assumem a superfície de escorregamento circular e não circular.

---

<sup>9</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

Como (DUNCAN e WRIGHT) explica, “procedimentos baseados em uma superfície de escorregamento circular consideram o equilíbrio de momentos em torno do centro do círculo”<sup>10</sup>. Para melhor exemplificar pode-se observar a figura.

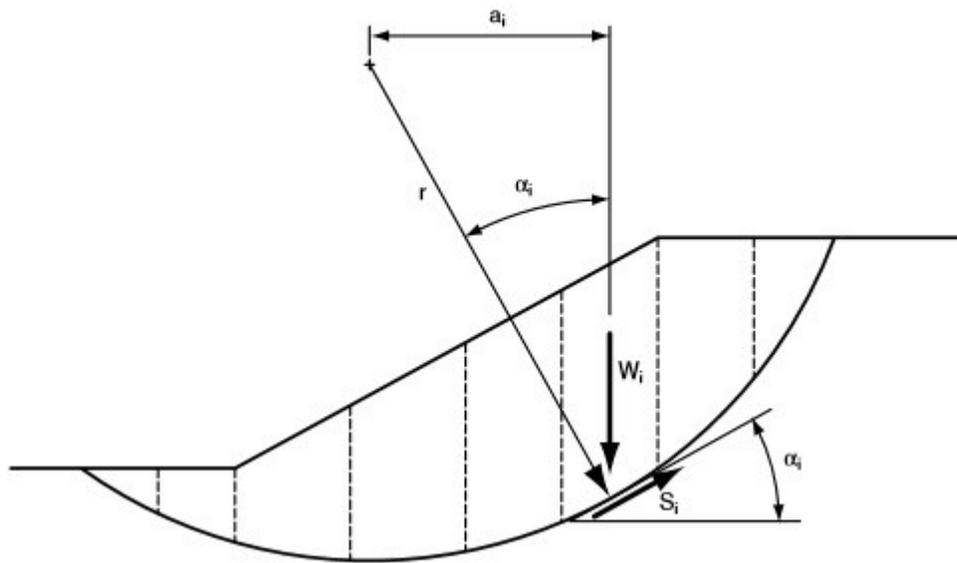


Figura 2-2. Superfície de escorregamento circular(DUNCAN e WRIGHT).

Com a figura pode-se assumir que o momento de tombamento de cada fatia pode ser admitida como:

$$Md = \sum W_i a_i \quad (3)$$

Onde:

$W_i$  é o peso da fatia  $i$ ;

<sup>10</sup>DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

$a_i$  é a distância horizontal entre o centro de gravidade da fatia  $i$  e o centro da circunferência da superfície de escorregamento.

Apesar de, teoricamente, o braço do momento ser a distância do centro de gravidade da fatia até o centro da circunferência. Na maioria dos casos usa-se, como braço do momento, a distância entre o centro do círculo até o meio da fatia.

Pode-se, também, expressar os valores para os braços dos momentos ( $a$ ) em relação ao raio do centro do círculo e à inclinação da parte inferior de cada fatia. E de acordo com (DUNCAN e WRIGHT), “apesar de a base das fatias ser curva, a base pode ser assumida como sendo uma linha reta [...]”<sup>11</sup>. Como pode ser observado na figura mostrada, o ângulo  $\alpha_i$  pode representar esta inclinação. Isso sugere que:

$$a_i = r \operatorname{sen}(\alpha_i) \quad (4)$$

Sendo:

$a_i$  o braço do momento;

$r$  o raio da circunferência;

$\alpha_i$  o ângulo formado pela base da fatia e uma linha paralela à crista do talude.

Com as duas suposições supracitadas pode-se concluir que os momentos atuantes é dado pela formula:

$$Md = r \sum W_i \operatorname{sen}(\alpha_i) \quad (5)$$

---

<sup>11</sup>DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

Já os momentos resistentes, os quais são encontrados a partir das tensões de cisalhamento e tensões normais na base de cada fatia, podem ser calculados com a equação:

$$Mr = r \sum Si \quad (6)$$

Onde  $S_i$  é a força cisalhante na base da fatia  $i$ .

Sabendo que as forças cisalhantes se dão pela multiplicação das tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) pelas respectivas áreas da base das fatias ( $\Delta l$ ), então:

$$Mr = r \sum \tau_i \Delta l_i \quad (7)$$

Como foi mostrado anteriormente, a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) pode ser definida como a razão da resistência ao cisalhamento ( $S$ ) e o fator de segurança. Com isso tem-se:

$$Mr = r \sum \frac{Si \Delta l_i}{F} \quad (8)$$

Em seu livro,(MASSAD) explica que “[..] as forças entre as lamelas [...] não geram momento, pelo princípio da ação e reação [...]. Assim, igualando-se os momentos atuantes e resistentes”<sup>12</sup>. Essa afirmação do professor da Massad implica que se podem igualar ambos os momentos por isso têm-se:

---

<sup>12</sup> MASSAD, Faïçal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos,2006

$$r \sum W_i \operatorname{sen}(\alpha_i) = r \sum \frac{S_i \Delta l_i}{F} \quad (9)$$

Rearranjando as equações, isolando o fator de segurança (F), admitindo apenas uma fatia para todo o talude e anulando-se os raios (r), finalmente chega-se a fórmula para fator de segurança:

$$F = \frac{\sum S \Delta l}{\sum W \operatorname{sen}(\alpha)} \quad (10)$$

Sabendo que a resistência ao cisalhamento (S), é dado pela soma da coesão (c) e do produto da tensão normal ( $\sigma$ ) e a tangente do ângulo de atrito entre as partículas do solo ( $\phi$ ). O fator de segurança é dado por:

$$F = \frac{\sum (c + \sigma \operatorname{tg}(\phi)) \Delta l}{\sum W \operatorname{sen}(\alpha)} \quad (11)$$

## 2.2.4 MÉTODO DE FELLENIUS

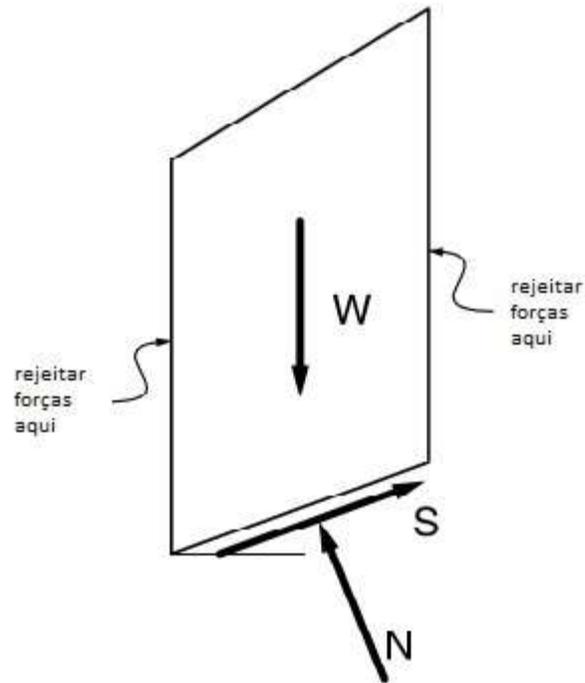
Também conhecido como método das fatias ordinário. Este método, cujo idealizador foi Fellenius, foi desenvolvido para a facilidade de cálculo já que despreza as ações de forças laterais vindas das outras fatias.

Como o professor MASSAD (2006) explica, “o método de Fellenius pode levar a graves erros, pelo tratamento que dá às pressões neutras”<sup>13</sup>. As pressões neutras, ou poro pressões, geram forças horizontais que atuam na face de cada fatia. Essas forças também tem resultantes normais às bases de cada fatia, e todo esse processo causa uma imprecisão no resultado final, já que a poro

---

<sup>13</sup>MASSAD, Faiçal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006

pressão interfere diretamente nas forças normais efetivas do solo gerando uma menor resultante normal  $N$ . A figura 2-3 mostra o diagrama de corpo livre da teoria de Fellenius.



*Figura 2-3. Fatia com forças consideradas no Método de Fellenius (DUNCAN e WRIGHT).*

Observando a figura nota-se que a resultante  $N$ , considerando o ângulo de inclinação da base da fatia como  $\alpha$ , pode expressar  $N$  da seguinte forma:

$$N = W \cos(\alpha) \quad (12)$$

A fórmula acima seria muito bem aceita se as forças laterais agissem paralelamente à base da fatia. Porém, sabe-se que isto é impossível pelo fato da base das fatias ser inclinada. Por isso, Fellenius assumiu que as forças laterais são nulas.

E, para a resolução deste problema, Fellenius usou as tensões normais ( $\sigma$ ) na base de cada fatia. Ele pôde obter esse valor dividindo sua magnitude pela área da base da fatia ( $\Delta l$ ), nesse processo obteve-se:

$$\sigma = \frac{W \cos(\alpha)}{\Delta l} \quad (13)$$

Podendo assim substituir a tensão normal da equação (11) pela função achada anteriormente, encontrando assim:

$$F = \frac{\sum(c\Delta l + W \cos(\alpha) \operatorname{tg}(\phi))}{\sum W \operatorname{sen}(\alpha)} \quad (14)$$

Essa equação é para Fatores de segurança do Método de Fellenius quando a resistência ao cisalhamento é dada pelas tensões totais. Entretanto, precisa-se saber também que, quando as poro pressões são consideradas, deve-se considerar apenas as tensões efetivas ( $\sigma'$ ).

$$F = \frac{\sum(c' + \sigma' \operatorname{tg}(\phi')) \Delta l}{\sum W \operatorname{sen}(\alpha)} \quad (15)$$

Onde as tensões efetivas ( $\sigma'$ ) são a diferença entre as tensões normais e as poro pressões ( $u$ ). A partir da função (13) deduz-se:

$$\sigma' = \frac{W \cos(\alpha)}{\Delta l} - u \quad (16)$$

E assim, considerando as poro pressões o fator de segurança pelo método de Fellenius se dá:

$$F = \frac{\sum [c'\Delta l + (W \cos(\alpha) - u\Delta l) \tan(\phi')]}{\sum W \sin(\alpha)} \quad (17)$$

### 2.2.5 MÉTODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

Com uma hipótese mais razoável, Bishop, desenvolveu seu método assumindo que as forças laterais cisalhantes de cada fatia seja zero. Como CODUTO (2011) explica, “apesar dessa hipótese ser apenas uma aproximação da verdade, ela é muito melhor do que a hipótese utilizada no Método de Fellenius”<sup>14</sup>. Por admitir algumas imprecisões e ser suficientemente preciso virtualmente para todas as análises circulares, este método é recomendado e muito usado para superfícies de escorregamento circulares. A figura 2-4 mostra o diagrama de corpo livre da teoria simplificada de Bishop.

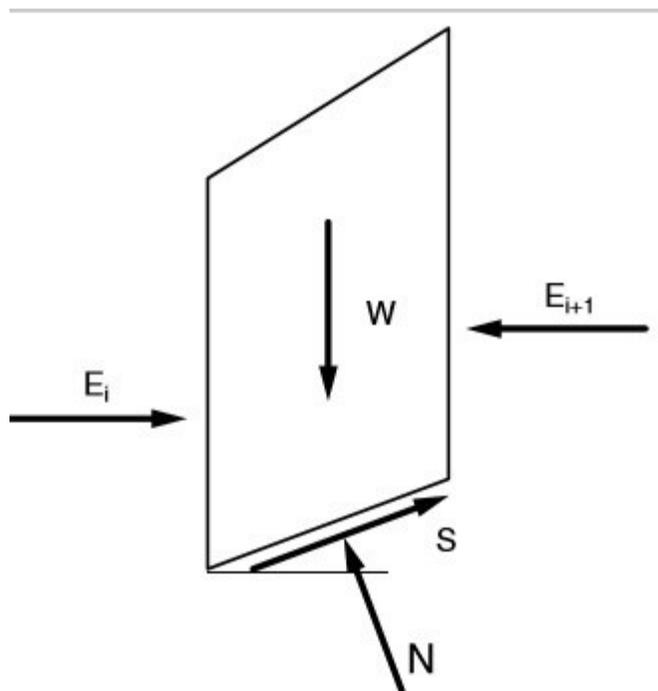


Figura 2-4. Fatia com forças para o Método Simplificado de Bishop (DUNCAN e WRIGHT).

<sup>14</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

Uma vez que Bishop assumiu as forças laterais ( $E_i$  e  $E_{i+1}$ ) como zero, as únicas forças a serem consideradas serão as verticais. Assumindo, também, que as forças voltadas para cima sejam positivas e que elas se anulam tem-se:

$$N \cos(\alpha) + S \sin(\alpha) - W = 0 \quad (18)$$

A força cisalhante ( $S$ ) pode ser relacionada com a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) por:

$$S = \tau \Delta l \quad (19)$$

E substituindo a tensão de cisalhamento segundo a equação (2), onde  $s$  é a resistência ao cisalhamento ( $s$ ), tem-se:

$$S = \frac{s \Delta l}{F} \quad (20)$$

Considerando a tensão de cisalhamento ( $s$ ) para solos coesivos,  $s$  pode ser expressada:

$$s = c' + \sigma' \operatorname{tg}(\phi') \quad (21)$$

Rearranjando as equações (20) e (21), tem-se:

$$S = \frac{1}{F} [c' + (N - u) \operatorname{tg}(\phi')] \Delta l \quad (22)$$

Onde  $u$  é a poro pressão. Combinando as equações (22) e (18) e resolvendo pela força normal ( $N$ ), obtém:

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - u \Delta l \operatorname{tg}(\phi')) \operatorname{sen}(\alpha)}{\cos(\alpha) + (\operatorname{sen}(\alpha) \operatorname{tg}(\phi'))/F} \quad (23)$$

As tensões normais efetivas na base da fatia pode ser dada por:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (24)$$

Combinando as equações (23) e (24), e considerando a equação para equilíbrio de momentos (Equação (11)), tem-se:

$$F = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen}(\alpha)} \sum \frac{c' \Delta l \cos(\alpha) + (W - u \Delta l \cos(\alpha)) \operatorname{tg} \phi'}{\frac{\cos(\alpha) + \operatorname{sen}(\alpha) \operatorname{tg}(\phi')}{F}} \quad (25)$$

Como pode se notar na equação (25), o fator de segurança aparece nos dois lados da função por isso, para sua resolução, o método de Bishop será um método de iterações. Como MASSAD (2006) explica, “O cálculo iterativo do coeficiente de segurança  $F$  é feito da seguinte forma: adota-se um valor inicial  $F_1$ , entra-se na expressão (25), extrai-se novo valor de segurança  $F_2$ , que é comparado ao inicial  $F_1$ . Para os problemas correntes, basta obter precisão decimal no valor de  $F$ ”<sup>15</sup>.

---

<sup>15</sup>MASSAD, Faiçal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Para facilitar os cálculos CODUTO (2011), adota o valor do denominador da fração do segundo somatório da equação (25) como  $\psi$ , então esse valor será um índice facilitador expressado da seguinte maneira:

$$\psi = \frac{\cos(\alpha) + \text{sen}(\alpha) \text{tg}(\phi')}{F} \quad (26)$$

### 2.2.6 MÉTODO DE SPENCER

Popular entre os engenheiros geotécnicos por sua combinação entre boa precisão e fácil uso, o método de Spencer ainda requer uma solução de algum software. Sua hipótese é de que todas as forças entre as fatias (forças horizontais) são paralelas, ou seja, possuem o mesmo ângulo de inclinação. Assim como o método simplificado de Bishop, o de Spencer, precisa de fazer algumas iterações para achar o resultado esperado. Porém, no lugar de fazer as iterações a partir de um valor inicial para fator de segurança, considera-se um valor inicial do ângulo de inclinação das forças horizontais. “Este procedimento de iterações é muito entediante de ser feito a mão, mas muito simples usando um computador”<sup>16</sup>.

Originalmente, este método foi criado para superfícies de escorregamentos circulares. Porém, ele pode ser facilmente estendido para superfícies de escorregamento não circular. A figura 2-5 mostra o diagrama do corpo livre da teoria de Spencer.

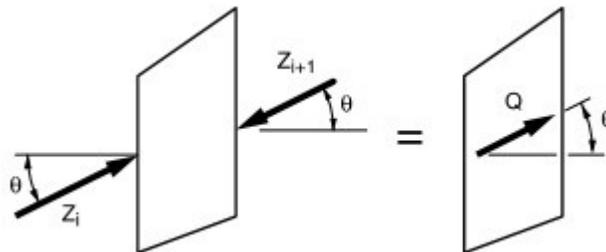


Figura 2-5. Forças entre fatias e resultante quando forças entre fatias são paralelas (DUNCAN e WRIGHT).

<sup>16</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

Como mostrado na imagem, a resultante (Q) das forças entre as fatias é dada por:

$$\sum Q = 0 \quad (27)$$

E:

$$Q_i = Z_i + Z_{i+1} \quad (28)$$

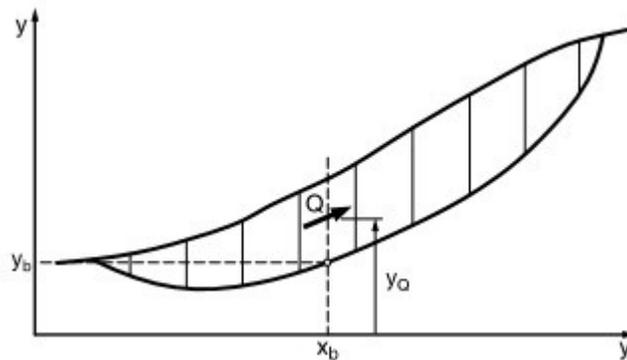


Figura 2-6. Coordenadas para superfície de escorregamento não circular usadas no procedimento de Spencer (DUNCAN e WRIGHT).

Para facilitar o cálculo do equilíbrio de momentos adota-se um ponto arbitrário a partir do plano cartesiano. Assim, a expressão do equilíbrio dos momentos é:

$$\sum Q(x_b \text{ sen}(\vartheta) - y_q \text{ cos}(\vartheta)) = 0 \quad (29)$$

Onde, como mostrado na figura,  $x_b$  e  $y_b$  são as coordenadas do centro da base da fatia,  $y_q$  é coordenada vertical do ponto da linha de ação da força (Q) e  $\vartheta$  é o ângulo de inclinação das forças entre fatias. A coordenada  $y_q$  pode ser expressa por:

$$y_q = y_b + \frac{M_o}{Q \text{ cos}(\vartheta)} \quad (30)$$

A incógnita  $M_0$  é o momento produzido em torno do centro da base da fatia por qualquer força desconhecida. Quando não há nenhuma força oriunda de cargas sobre o talude,  $M_0$  será considerado nulo. A figura 2-7 mostra as forças para a teoria de Spencer

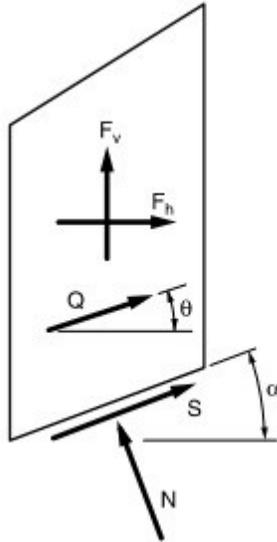


Figura 2-7. Fatia com todas as forças conhecidas e não conhecidas para o procedimento de Spencer (DUNCAN e WRIGHT).

A figura acima mostra todas as forças possíveis atuando sobre uma fatia incluindo o peso da fatia, cargas lineares na superfície do talude entre outras. Com ela, pode-se deduzir as duas seguintes equações de equilíbrio:

$$N + Fv \cos(\alpha) - Fh \sin(\alpha) - Q \sin(\alpha - \vartheta) = 0 \quad (32)$$

$$S + Fv \sin(\alpha) + Fh \cos(\alpha) + Q \cos(\alpha - \vartheta) = 0 \quad (33)$$

Fazendo a combinação entre as equações (32) e (33) com as equações (1) e (2) e isolando  $Q$ , tem-se:

$$Q = \frac{-F \operatorname{sen}(\alpha) - Fh \cos(\alpha) - \left(\frac{c'\Delta l}{F}\right) + (Fv \cos(\alpha) - Fh \operatorname{sen}(\alpha) + u\Delta l)(\operatorname{tg}(\phi'))/F}{\cos(\alpha - \vartheta) + \left[\frac{\operatorname{sen}(\alpha - \vartheta)\operatorname{tg}(\phi')}{F}\right]} \quad (34)$$

O método de Spencer é considerado um método rigoroso pois sua hipótese de forças laterais é mais generalizada e também pelo fato de atender o equilíbrio de forças e momentos.

### 2.2.7 MÉTODO DE COSTA NUNES E VELLOSO

Para superfícies de rupturas retilíneas com inclinação de até 30°, Costa Nunes e Velloso propõe um método simples envolvendo um maciço homogêneo. Esse método se baseia no equilíbrio de forças que atuam na cunha de deslizamento.

A Figura 2-8 mostra a análise das forças do método de Costa Nunes e Velloso.

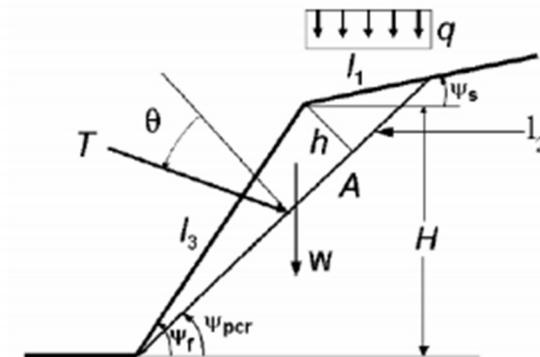


Figura 2-8. Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso (GeoRio, 2000).

A expressão para o fator de segurança pode ser dada por:

$$F = \frac{cA + (W \cos(\psi_{pcr}) + T \cos(\vartheta)) \tan(\phi)}{W \operatorname{sen}(\psi_{pcr}) - T \operatorname{sen}(\vartheta)} \quad (35)$$

Onde:

$c$  é a coesão do solo;

$A$  é a área da superfície potencial de ruptura por metro linear;

$W$  é o peso da cunha mais a componente devido ao carregamento distribuído na superfície do talude, por metro linear;

$\psi_{pcr}$  é a inclinação da superficial potencial de ruptura definida por  $\psi_{pcr} = \frac{\psi_{pcr} + \phi}{2}$ ;

$\vartheta$  é o ângulo da ancoragem em relação à normal à superfície potencial de ruptura;

$\phi$  é o ângulo de atrito do solo.

## 2.3 SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Feito uma análise de estabilidade do talude, uma forma de contenção do talude deve ser estudada de acordo com as características do solo e do resultado de sua análise de estabilidade. Alguns casos, não há a necessidade de se construir sistemas de estabilização caros, porém, sempre é importante ter certeza de que a solução adotada será efetiva e de custo benefício aceitável. Neste trabalho são mostrados alguns dos sistemas de estabilização externos e internos do solo.

### 2.3.1 DESCARREGAMENTO OU RETALUDAMENTO

A maneira mais simples de diminuir o carregamento sobre o talude seria o corte da encosta ou retaludamento, isso diminuiria a tensão de cisalhamento no solo e o risco de ruptura diminuiria.

O processo pode ser feito de duas formas, diminuindo a altura do talude ou diminuindo a inclinação do mesmo. Como DUNCAN (2005) explica, “planificando um talude ou reduzindo sua

altura [...] reduz a tensão cisalhante ao longo da superfície de escorregamento potencial e aumenta o fator de segurança”<sup>17</sup>.

Em Alguns casos, a escavação pode resultar na perda de área útil na crista do talude porém diminuindo essa área pode-se melhorar a estabilidade do talude, já que o peso do maciço de terra será menor resultando em uma maior estabilidade. Entretanto, em alguns casos não tem a disponibilidade de espaço para fazer a movimentação de terra ou fazendo o corte, o talude ficará muito íngreme, para essas situações o melhor a ser feito seria uma contenção estrutural como muros de arrimo ou cortinas atirantadas além da drenagem.

Na figura abaixo é mostrado um esquema de retaludamento em uma encosta natural.

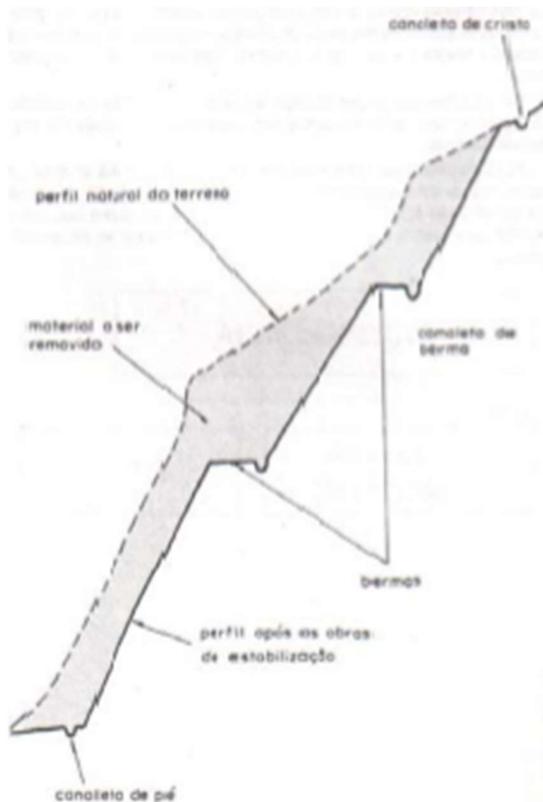


Figura 2-9. Ilustração de retaludamento (IPT, 1991)

<sup>17</sup>DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

### 2.3.2 DRENAGEM

Com o objetivo de prevenir o excesso de água no solo vinda por percolação além de remover a água já existente, a drenagem melhora a estabilidade do talude pela diminuição de poro pressões excessiva no solo. Pode haver dois tipos de drenagem a superficial e a profunda.

*A drenagem melhora a estabilidade do talude em duas maneiras importantes: ela reduz a poro pressão no solo, assim aumentando a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento; e ela reduz a força de tombamento da pressão da água, assim reduzindo a resistência ao cisalhamento requerida para equilíbrio.<sup>18</sup>*

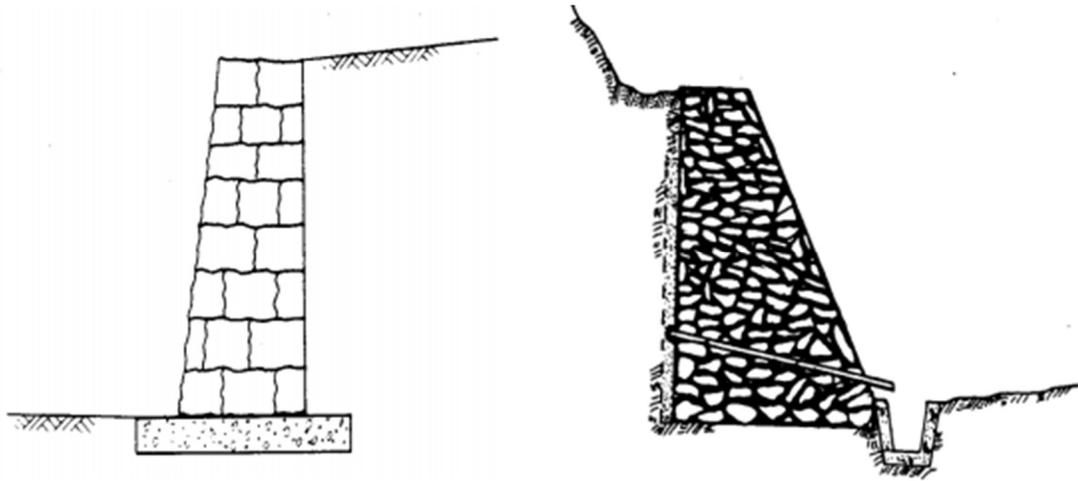
Usando canaletas dispostas na crista do talude, na drenagem superficial, a água é captada e escoada evitando assim a infiltração da mesma na massa de terra. Este método consiste em diminuir a altura do nível da água, é um dos mais usados por seu custo baixo, em alguns casos por conta da declividade é interessante fazer escadas d'água para diminuir a energia cinética decorrente ao escoamento. Como mostrado na figura, Massad (2006), defende que as bermas (parte plana na crista do talude) devem ter cerca de 2 metros de largura e altura vertical de 9 a 10 metros para a diminuição de energia cinética da água. Uma das causas mais freqüentes de ruptura de talude acontece quando o nível de água presente no mesmo aumenta, a drenagem profunda, nesse caso, seria ideal pois visa “abaixar o nível freático, reduzindo, assim, as pressões neutras e, conseqüentemente, aumentar a estabilidade do talude, com drenos sub-horizontais profundos”<sup>19</sup>.(MASSAD 2006). Ambos os tipos de drenagem, superficial e profunda, são bem

---

<sup>18</sup>DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

<sup>19</sup>MASSAD, Façal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos,2006.





*Figura 2-11. Muros de alvenaria de pedra (GERSCOVICH,2010)*

O muro de arrimo por gravidade de pedras marroadas é mais recomendado para taludes de altura até 2 (dois) metros, para alturas maiores que esta é recomendado o uso de argamassa colante para preencher os vazios entre as pedras aumentando a rigidez do muro. Entretanto, com o uso da argamassa colante, o muro perde sua propriedade drenante por isso, nesse caso, a utilização de procedimento de drenagem é indicada juntamente com o muro.

#### **2.3.4 CORTINAS ATIRANTADAS**

Em alguns casos de encostas e ou taludes próximos a rodovias, que é o caso do estudo deste trabalho, precisa-se ser feita uma contenção do tipo cortina atirantada. Esse sistema é constituído de placas de concreto conectadas a barras de aço (tirantes), que ajudam na contenção do talude por protensão, os tirantes têm como objetivo aumentar a resistência do solo ao cisalhamento. Esse processo se dá, pois os tirantes têm seus bulbos localizados abaixo da linha de ruptura, fazendo com que a tensão normal ao longo da superfície de ruptura seja maior.

Este método é realmente mais oneroso, porém, como Coduto (2011) explica, “pode ser rentável em áreas urbanas onde o espaço é crucial [...]”<sup>21</sup>.

Massad (2006) explica que “a carga necessária nos tirantes pode ser determinada por equilíbrio estático, por métodos como [...] o de Bishop Simplificado”<sup>22</sup>. Como já explicado anteriormente, neste trabalho será utilizado o método de Bishop Simplificado para a verificação de estabilidade do talude em estudo.

### DEFINIÇÃO DE ANCORAGEM/TIRANTES

Os tirantes são peças de metal que são introduzidas no solo, a escolha de metal como seu material padrão é devido à sua alta resistência a tração. Após a introdução da peça de metal é inserida uma nata de cimento para a formação de um bulbo de ancoragem, o tirante é ligado à parede contenção que se localiza na parte exterior ao talude pela cabeça do tirante como mostrado na figura:

---

<sup>21</sup> CODUTO, TEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

<sup>22</sup> MASSAD, Faiçal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

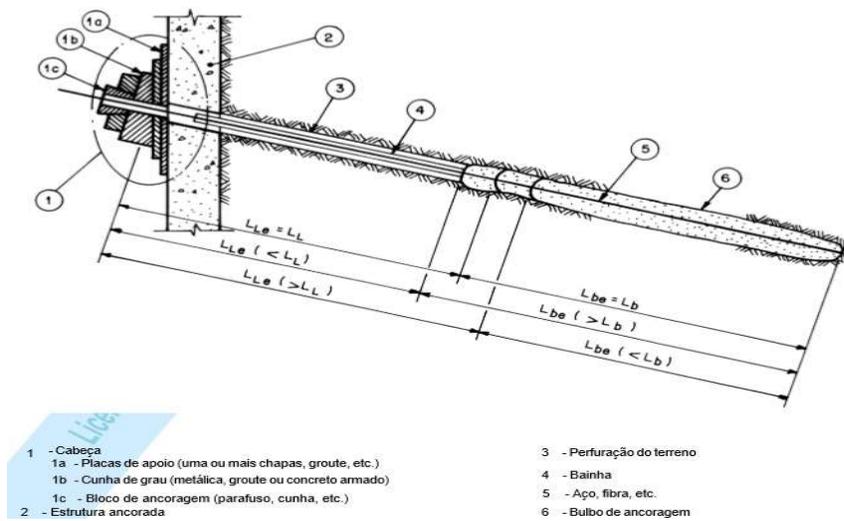


Figura 2-12. Características do tirante (NBR 5926, ABNT 1996).

Como mostrado na figura o tirante é constituído em, basicamente, três partes, a cabeça, o comprimento livre, e o comprimento ancorado, conhecido também por bulbo de ancoragem.

A cabeça do tirante é por onde as cargas são transferidas do tirante para a estrutura que será ancorada. A Figura 2-13 mostra o detalhe da cabeça do tirante.

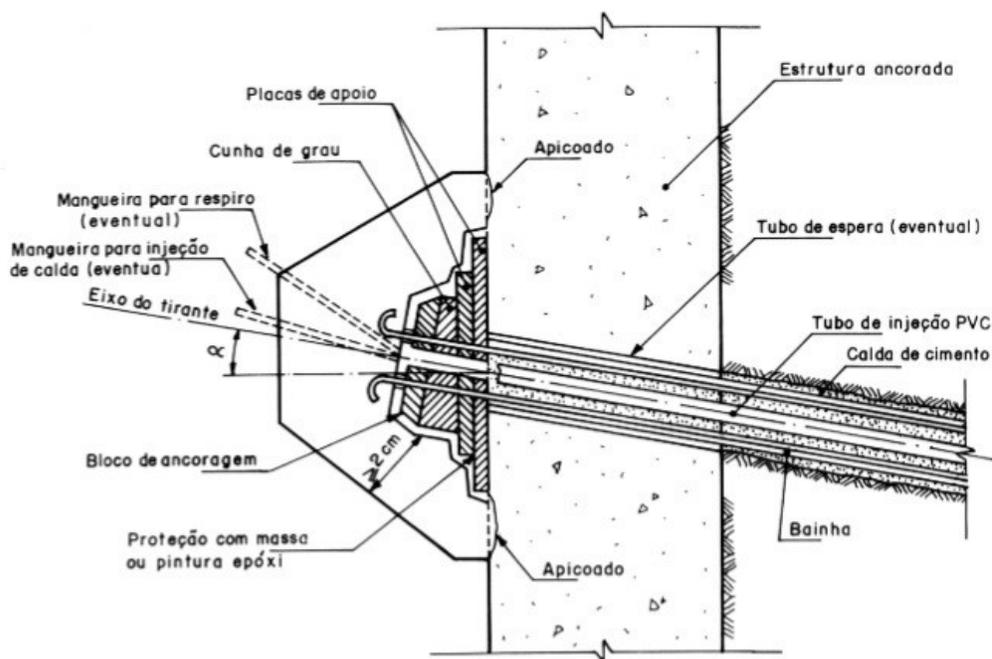


Figura 2-13. Detalhe da cabeça do tirante (NBR5926, ABNT 1996)

O comprimento livre, segundo a NBR 5629 (ABNT 2006), é a “distância entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência do bulbo de ancoragem”<sup>23</sup>. Essa parte é essencial do tirante, pois ela suportará os esforços de tração causados pelas cargas.

O comprimento ancorado ou bulbo de ancoragem é a parte localizada além da superfície de ruptura crítica do talude. Todas as cargas serão transferidas para o solo que, com a ajuda da nata de cimento, terá maior aderência com o solo.

## EXECUÇÃO DOS TIRANTES

Os tirantes são constituídos de barras de aço, e as barras são cortadas nos comprimentos previstos em projeto.

Após o corte das barras, essas são submetidas ao sistema de proteção de classe prevista em projeto de acordo com a norma NBR 5629/06.

Feita a proteção adequada, a montagem dos tirantes é executada respeitando todos os critérios da norma NBR 5629/06, tais como: Comprimento das barras, emendas de resistência garantidas por ensaios e proteção adequada.

Antes da instalação dos tirantes é necessário ser feitas perfurações onde eles serão introduzidos. A perfuração pode ser feita com qualquer sistema desde que o furo seja retilíneo e outros critérios, como os citados acima, sejam obedecidos. Além destes critérios, a perfuração deve obedecer, também, o alinhamento, a inclinação, estabilidade, diâmetro e locação dos furos.

---

<sup>23</sup>ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

A instalação consiste em colocar o tirante no furo, este pode ser instalado antes ou depois do preenchimento do furo com a nata de cimento. O preenchimento do furo deve ser feito desde o fundo até a boca do furo.

A injeção do tirante pode ser de dois tipos: em fase única ou em fases múltiplas. O tipo de injeção fica a critério do executor da obra, mas deve-se garantir o total preenchimento do trecho de ancoragem. A nata de cimento deve ter a dosagem adequada, a fim de se obter a resistência aos 28 (vinte e oito) dias de 25 (vinte e cinco) MPa (NBR 5629/2006).

Após a injeção de nata de cimento nos tirantes o ensaio de protensão deve ser feito em cada um dos tirantes. O processo consiste em aplicação de cargas por um conjunto de aparelhos, o manômetro-macaco-bomba hidráulico, que deve ser devidamente testado e com data de atestado de aferição de um ano ou menos. O valor da carga inicial é dada por:

$$F_0 = 0,1 f_{yk} S \quad (36)$$

Onde,  $f_{yk}$  é a resistência característica à tração do tirante e  $S$  é a menor seção do elemento resistente à tração do tirante.

A figura mostra como são feitos esses ensaios.



*Figura 2-14. Montagem do conjunto manômetro-macaco-bomba hidráulico. (Assuntos cruzados)*

Os ensaios podem ser, de acordo com a NBR 5629 (ABNT 2006) de quatro tipos: Ensaio básico; Ensaio de qualificação; Ensaio de recebimento e; Ensaio de fluência.

O ensaio básico consiste em assegurar e verificar a execução do tirante onde todos os processos são observados.

O ensaio de qualificação visa verificar a reação dos elementos constituintes do tirante que estão enterrados. Com este ensaio, é possível determinar a capacidade de carga e estimar os comprimentos de ancoragem e o livre.

O ensaio de recebimento é um ensaio de rotina, com ele é possível controlar a capacidade de carga e comportamento dos tirantes. Todos os tirantes são obrigatoriamente testados seguindo a norma NBR 5629/06. De acordo com a norma, os ensaios devem atender as distribuições: Tirantes definitivos deve-se executar o ensaio do tipo A em, no mínimo, 10% dos tirantes da obra, e o ensaio do tipo B para os demais tirantes; para tirantes provisórios deve-se executar o ensaio do tipo C para 10% dos tirantes, e o ensaio tipo D para os demais tirantes da obra.

A tabela a seguir mostra as cargas a serem aplicadas no ensaio de recebimento (cargas de trabalho  $F_t$ ) segundo a norma NBR 5629/06.

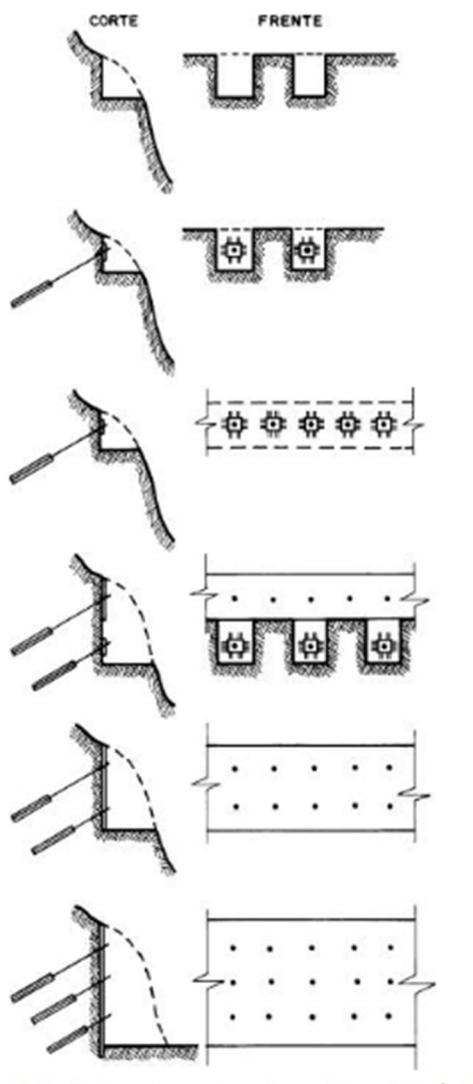
Tabela 2-1. Cargas a serem aplicadas no ensaio do recebimento (NBR 5629, ABNT2006).

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

O ensaio de fluência é executado aplicando uma carga controlada por intervalos de tempo também controlados, o desempenho do tirante nesse ensaio é verificado medindo o deslocamento da cabeça do tirante quando submetido a cargas de duração longa.

Após serem feitos e aceitos os ensaios supracitados, o tirante é incorporado à estrutura. Sua carga de incorporação deve ser definida em projeto e seu valor precisa estar entre 80% e 100% da carga de trabalho.

A figura a seguir mostra as fases da execução dos tirantes.



*Figura 2-15. Fases da escavação de tirantes alternados (NBR 9061, ABNT 1995)*

## DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

Todos os tirantes devem ter diâmetro previsto em projeto a fim de suportar o esforço máximo pelo qual o tirante será submetido. Lembrando que a norma NBR 5629/06 sugere que para tirantes com elementos de aço a área de seção não deve ser menor que  $50 \text{ mm}^2$  para cada barra, fio ou cordoalha.

O cálculo da seção de aço tem como base a tensão admissível que é calculada de acordo com as equações:

- Para tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} 0,9 \quad (37)$$

- Para tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} 0,9 \quad (38)$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  é a tensão admissível;

$f_{yk}$  é a resistência característica do aço

Os valores de 1,75 e 1,50 são os fatores de segurança para tirantes definitivos e provisórios respectivamente.

Após o cálculo de tensão admissível é possível calcular a seção de aço através da fórmula:

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_{adm}} \quad (39)$$

Onde:

$A_s$  é a área da seção de aço;

$F_t$  é a carga de trabalho limite definida nos ensaios.

## DIMENSIONAMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM

A norma NBR 5629 determina que o comprimento e seção transversal da ancoragem deve ser obtidos por meio dos ensaios básico e de qualificação. E sabe-se que a resistência a tração é considerada ser dada apenas pelo atrito entre o solo e o bulbo, ou seja a resistência da ancoragem é dada pela resistência ao cisalhamento.

A norma também determina que a resistência à tração da ancoragem pode ser dada por duas equações dependendo do tipo de solo.

- Para solos arenosos:

$$T = \sigma'_z U L_b K_f \quad (40)$$

Onde:

T é a resistência a tração;

$\sigma'_z$  é a tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U é o perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

$L_b$  é o comprimento do bulbo de ancoragem;

$K_f$  é o coeficiente de ancoragem indicado na figura abaixo.

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

Figura 2-16. Coeficiente de ancoragem (NBR5629, ABNT2006)

- Para solos argilosos:

$$T = \alpha ULb Su \quad (41)$$

Onde:

$\alpha$  é o coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

$S_u$  é a resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

Para valores de  $S_u$  menores ou iguais a 40 kPa a norma sugere usar  $\alpha=0,75$ , para  $S_u$  maiores ou iguais a 100 kPa a norma sugere usar  $\alpha=0,35$ . Sendo que, para valores de  $S_u$  entre 40 kPa e 100 kPa, os valores de  $\alpha$  devem ser interpolados linearmente.

A norma NBR 5629 impede de ser executado o trecho de ancoragem para solos orgânicos moles, solos coesivos ou de aterros com número de SPT ( $N_{spt}$ ) menor ou igual a 4 e para aterros sanitários.

### 3 ESTUDO DE CASO

No presente capítulo são apresentadas as características do talude em estudo como o levantamento planialtimétrico e dados geotécnicos obtidos pelo teste de penetração padrão (SPT). Será apresentada também a solução de cortina atirantada para a contenção do talude em estudo, seu dimensionamento e detalhamento.

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DO TALUDE EM ESTUDO

O talude em estudo é localizado na Avenida Armando Alves da Silva, Caratinga - Minas Gerais. A Figura 3-1 mostra a situação inicial do talude:



*Figura 3-1. Foto tirada no local em estudo (Autor).*

Para a caracterização do talude em estudo foi utilizado um levantamento planialtimétrico da área pelo qual pôde-se definir o perfil do talude. A partir da definição do perfil do talude em estudo de análise de estabilidade do mesmo e o método de contenção serão melhores avaliados e executados. A figura 3-2 mostra o levantamento planialtimétrico da região do talude.

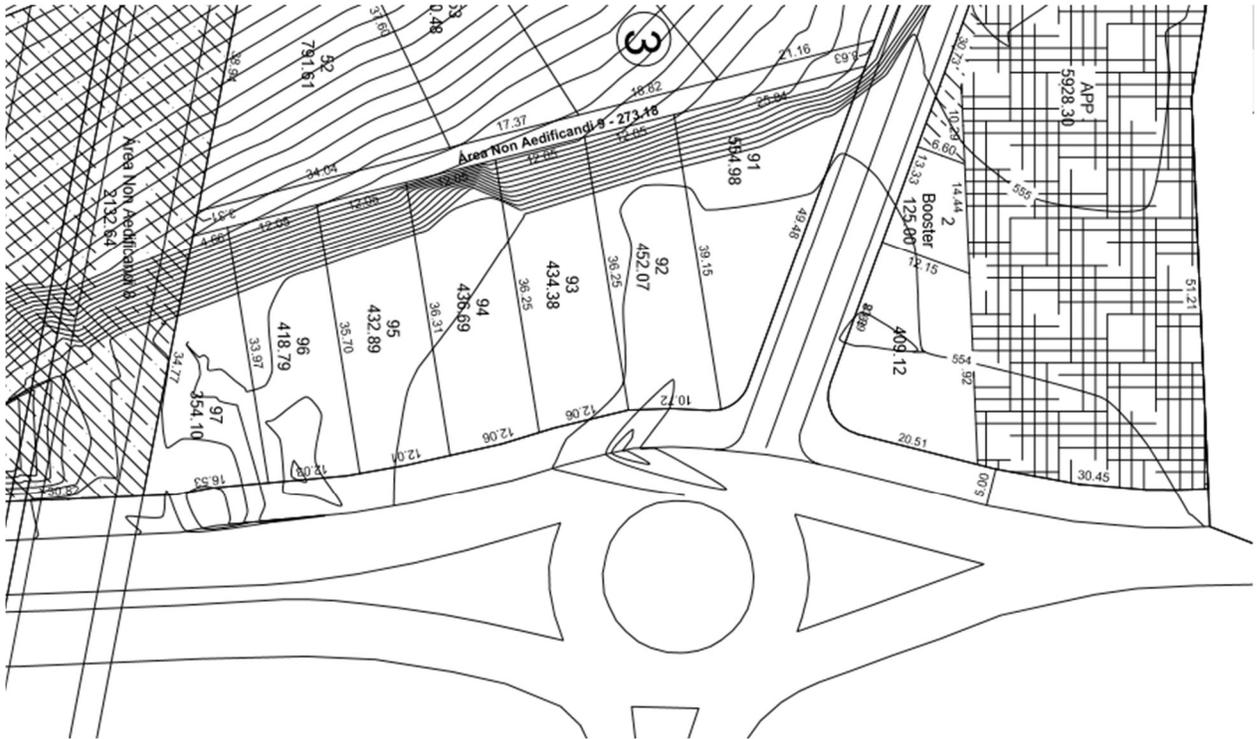


Figura 3-2. Levantamento planialtimétrico da área do talude em estudo. (Autor)

Além do levantamento planialtimétrico, foram executados alguns pontos de sondagem na área. Com os resultados da sondagem foi possível definir as características geotécnicas e geológicas do solo. Para o estudo em questão, foi escolhido a sondagem do furo número 02 (em anexo), que possui as características mais críticas quanto ao fator de segurança.

Com base no relatório de sondagem adotada para a análise da estabilidade da encosta foram definidas três camadas principais e suas características estimadas com a ajuda do software Microsoft Excel (tabelas em anexo).

A descrição das camadas do talude em estudo após as estimativas feitas se dividiu como: a camada superior de silte argiloso pouco arenoso com peso específico natural ( $\gamma$ ) igual a 19,31 KN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva igual a 100 kPa e ângulo de atrito igual a 32,56°; a camada do meio é de silte argiloso com peso específico natural ( $\gamma$ ) igual a 20,17 KN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva igual a 170 kPa

e ângulo de atrito igual a  $36,89^\circ$ ; e por fim, a camada inferior é de silte argiloso pouco arenoso com peso específico natural ( $\gamma$ ) igual a  $20,33 \text{ KN/m}^3$ , coesão efetiva igual a  $140 \text{ kPa}$  e ângulo de atrito igual a  $35,29^\circ$ . Estes dados foram usados como dados de entrada no software GeoStudio 2012.

As características do solo foram estipuladas através das correlações para a previsão do ângulo de atrito efetivo do solo através de ensaios de SPT como:

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15 \quad (43)$$

Nessa correlação definida por Teixeira (1996) *apud* Cintra *et al.*(2003), N é o número de SPT da camada de solo. Para peso específico natural do solo foi determinado através da tabela 3-1 de Godoy, 1979 *apud* Cintra *et al.*,2003:

Tabela 31. Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1979 *apud* Cintra *et al.*,2003).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
≤2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥20	Dura	21

A Tabela 3-2 mostra a correlação entre o número de SPT e a coesão do solo segundo Alonso (1983):

Tabela 3-2. Coesão de solos argilosos (Alonso,1983).

N golpes	Coesão (kPa)
<2	<10
2-4	10-25

4-8	25-50
8-15	50-100
15-30	100-200
>30	>200

A Figura 3-3 mostra a superfície de ruptura do talude calculado pelo software GeoStudio 2012, onde pode-se observar também os tipos de solo que compõem o talude em estudo além do fator de segurança com o valor de 5,713 que, apesar de ser maior do que permitido por norma, foi aplicado o retaludamento para maior aproveitamento da área útil do lote.

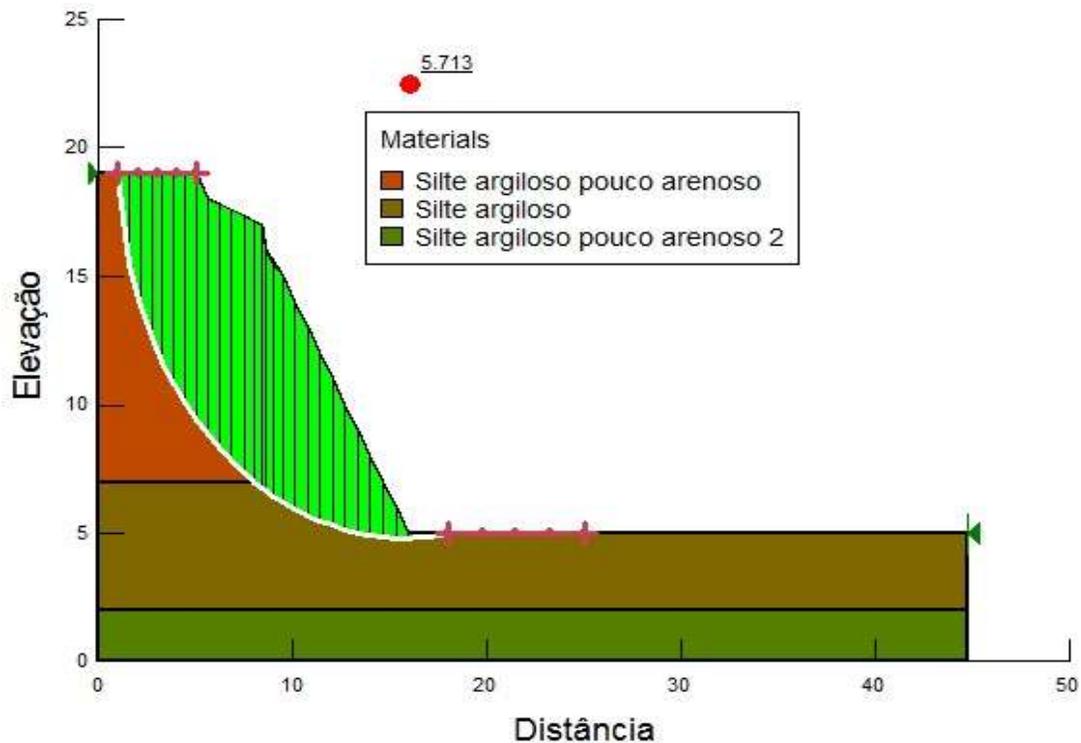


Figura 3-3. Superfície de ruptura do talude em estudo obtida pelo software GeoStudio 2012 (Autor).

Para melhor aproveitamento do terreno localizado no pé do talude, foi sugerido o retaludamento da massa de terra.

Com o retaludamento acrescentou-se 90 m<sup>2</sup> de área útil, e assim a necessidade de se fazer uma cortina atirantada para a contenção do talude foi acentuada. Após o retaludamento, o talude foi dividido em duas partes principais.

A primeira possui 11 metros de altura do pé até a crista com ângulo de inclinação de 90°, onde será executada cortina atirantada. Após essa primeira parte, existe uma berma para a drenagem das águas pluviais. E, a terceira e última parte possui apenas três metros de altura do pé até a crista com o ângulo de inclinação de 90°.

A figura 3-3 mostra a análise de estabilidade feita após o retaludamento sugerido feita no software GeoStudio 2012, pode-se observar que o fator de segurança teve um leve aumento (para 0,75, porém não é o suficiente de acordo com a norma).

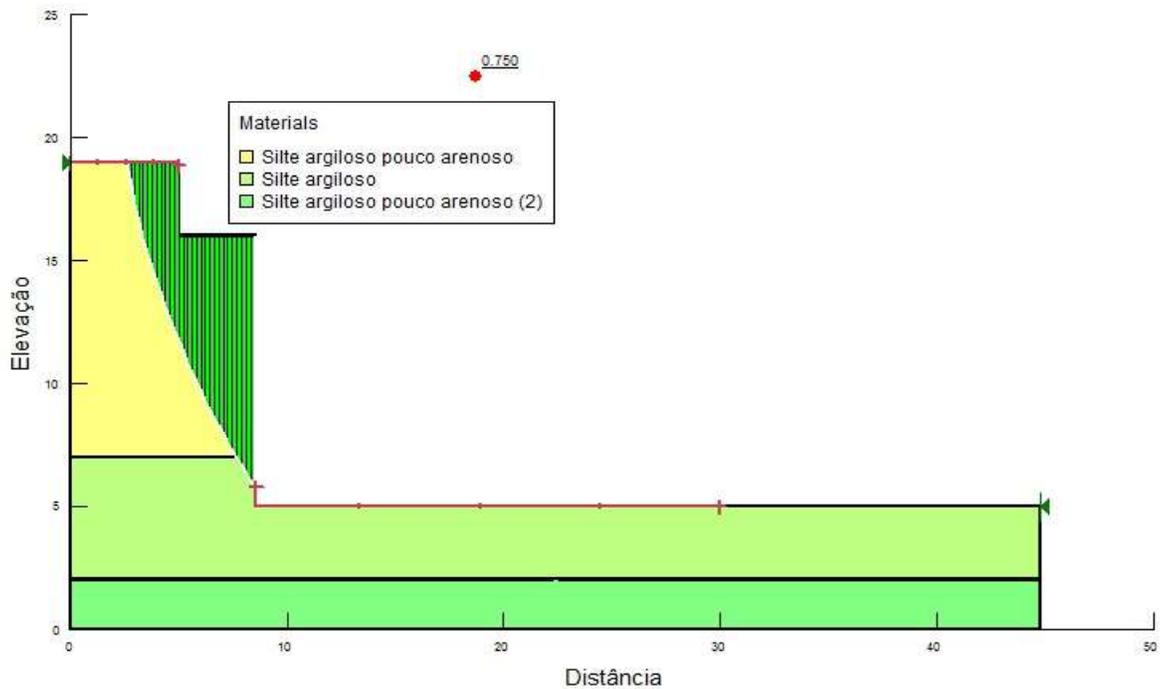


Figura 3-4. Superfície de ruptura do talude em retaludado obtida pelo software GeoStudio 2012 (Autor).

## 3.2 DESCRIÇÃO DA CORTINA ATIRANTADA

Após a análise de estabilidade do talude em estudo e ser definido o fator de segurança menor do que 1,5 (um e meio) foram escolhidas a solução para a contenção da massa de terra. Devido à necessidade do acréscimo de 90 m<sup>2</sup> na área útil do lote, um corte no talude foi feito e assim, a opção de cortina atirantada foi considerada como a solução mais apropriada.

A solução sugere a execução de uma cortina atirantada com 11 metros de altura e 12 metros de comprimento. A cortina será de concreto armado com 88 tirantes que serão dispostos em três linhas horizontais e três linhas verticais, os tirantes serão de barra de aço DYWIDAG ST 85/105 com 32 mm de diâmetro, carga de trabalho de 350 KN e concreto de  $f_{ck}=30$  Mpa.

## 3.3 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA

### 3.3.1 QUANTIDADE DE TIRANTES

Como a cortina atirantada cobrirá toda a primeira camada do talude e a inclinação do mesmo após o corte, foi escolhido o método de análise de Costa Nunes e Velloso para definir o número de tirantes e suas disposições. Para melhor precisão, foi-se admitido para o fator segurança 1,5, para o ângulo da ancoragem em relação à normal a superfície potencial de ruptura  $\vartheta=18^\circ$  e as características do solo como:  $\phi=32,56^\circ$ ;  $c=100$  Kpa,  $\gamma=19,31$  KN/m<sup>3</sup>. A figura 3-5 mostra a seção transversal do talude para a análise de estabilidade.

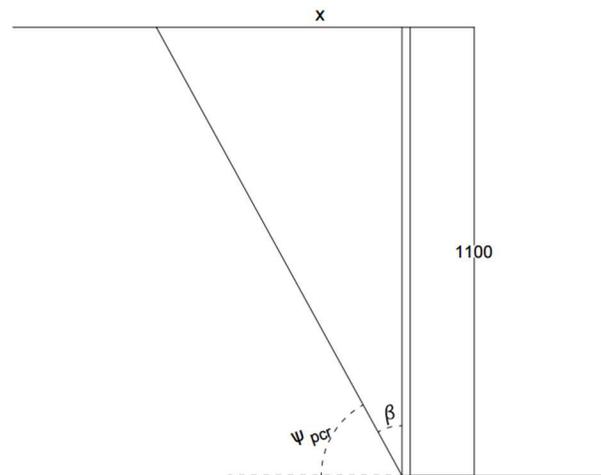


Figura 3-5. Seção transversal do talude em estudo para análise(Autor).

A partir da figura acima pode-se calcular:

- A inclinação da superficial potencial de ruptura:

$$\psi_{pcr} = \frac{\psi_f + \phi}{2} \Rightarrow \frac{90 + 32,56}{2} = 61,28^\circ$$

- O comprimento X:

$$X = H \cdot \operatorname{tg}(90 - 61,28) = 11 \cdot \operatorname{tg}(28,78^\circ) = 6,03 \text{ m}$$

$$A = \frac{H \cdot X}{2} \Rightarrow \frac{11 \cdot 6,03}{2} = 33,15 \text{ m}^2$$

- O peso da lamela:

$$W = A \cdot \gamma \cdot 1 \text{ m} = 33,15 \text{ m}^2 \cdot 19,31 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} = 640,13 \text{ KN}$$

- A tração de cada tirante:

$$1,5 = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos(\psi_{pcr}) + T \cdot \cos(\vartheta)) \cdot \operatorname{tg}(\varnothing)}{W \cdot \operatorname{sen}(\psi_{pcr}) - T \cdot \operatorname{sen}(\vartheta)}$$

$$1,5 = \frac{100 \cdot 33,15 + (640,13 \cdot \cos(61,28^\circ) + T \cdot \cos(18^\circ)) \cdot \operatorname{tg}(3,56^\circ)}{640,13 \cdot \operatorname{sen}(61,28^\circ) - T \cdot \operatorname{sen}(1^\circ)}$$

$$1,5 = \frac{3315 + (307,6 + 0,95 T) \cdot 0,638}{561,38 - 0,309T}$$

$$842,07 - 0,464T = 3315 + 196,25 + 0,607T$$

$$-1,071T = 2669,18$$

$$T = -2492,23 \text{ KN}$$

A partir do cálculo da tração de cada tirante e assumindo executar uma linha vertical de tirantes a cada 1,1 metros:

$$C = 1,1 \cdot T = 1,1 \cdot 2492,23 = 2741,45 \text{ KN}$$

Considerando a grande utilização do produto no mercado, adotou-se a barra de aço DYWIDAG ST 85/105 com 32 mm de diâmetro o qual, de acordo com a Tabela 3-1 pode-se observar, possui carga de trabalho= 350 KN.

Tabela 3-1. Tabela para dimensionamento da parte metálica de tirante permanente.

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO							
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (Kg/m)	Módulo de Elasticidade (Kg / mm²)	Tensões (σ) (Kg/mm²)	
							σ ruptura	σ escoamento
260	Barra	ROCSOLO 1.1/4"	1 ø 1 1/4"	674,0	5,30	21.000	83	75
280	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	21.000	150	135
340	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1140,0	9,00	21.000	72	60
350	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 32mm	804,0	6,24	21.000	105	85
350	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	21.000	150	135
380	Barra	ROCSOLO 1.1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	21.000	83	75

Assim, pode-se estimar o número de linhas horizontais:

$$n = \frac{2741,45}{350} = 7,83 \sim 8 \text{ barras}$$

A estimativa do espaçamento vertical entre os tirantes é dada por:

$$E = \frac{(11-2)}{(8-1)} = \frac{9}{7} = 1,28 \text{ m}$$

A figura 3-6 mostra a disposição dos tirantes na cortina.

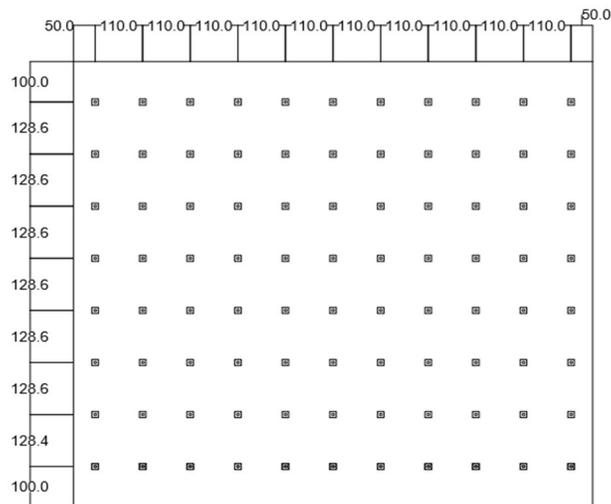


Figura 3-6. Vista frontal da cortina atirantada a ser executada (Autor).

### 3.3.2 COMPRIMENTO DAS BARRAS

Para o dimensionamento do comprimento das barras foi utilizado o método da NBR 5629 (2006):

$$Lv = 6,03 + 0,15 \cdot H$$

$$Lv = 6,03 + 0,15 \cdot 11 = 6,03 + 1,65 = 7,68\text{m} \sim 7,70\text{m}$$

Onde H é a altura do talude.

Considerando o comprimento livre  $L_v = 7,70\text{m}$ , o comprimento do bulbo  $L_b > 5\text{ m}$ , o diâmetro do bulbo igual a 150 mm. Usando a equação dada pela norma, onde  $T = 350\text{ KN}$ :

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot S_u$$

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenado foi usado a equação de Hara et al:

$$S_u = 0,29 \cdot N^{0,72} \cdot 100$$

$$S_u = 0,29 \cdot 15,75^{0,72} \cdot 100$$

$$S_u = 211,08\text{ KN/m}^2$$

Como, de acordo com a norma NBR 5629/06, para  $S_u \leq 40\text{ kPa}$ ,  $\alpha = 0,75$  e, para  $S_u \geq 100\text{ kPa}$ ,  $\alpha = 0,35$ . Então, com interpolação acha-se  $\alpha = 0,75$ . O perímetro da circunferência do bulbo é dado por:

$$U = \pi \cdot D$$

$$U = \pi \cdot 0,15$$

$$U = 0,47\text{ m}$$

Com os dados acima, pode-se calcular o comprimento do bulbo  $L_b$ :

$$L_b = \frac{T}{\alpha \cdot U \cdot S_u}$$

$$L_b = \frac{350}{0,35 \cdot 0,47 \cdot 211,08} = 10,08\text{ m}$$

$$L_b = 10 \text{ m}$$

A Figura 3-7 mostra o corte lateral com os comprimentos das barras e dos bulbos dos tirantes a serem executados.

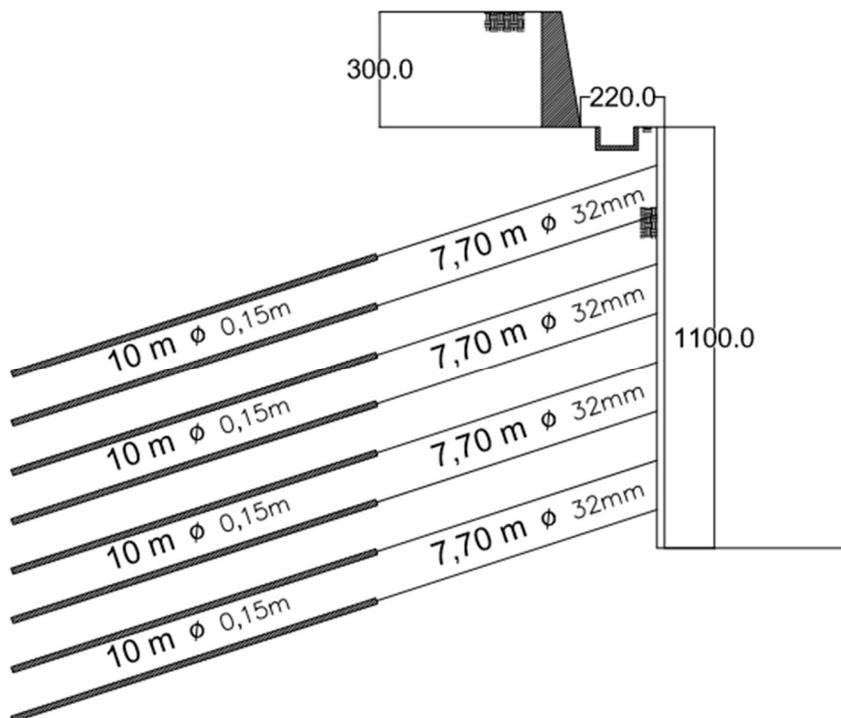
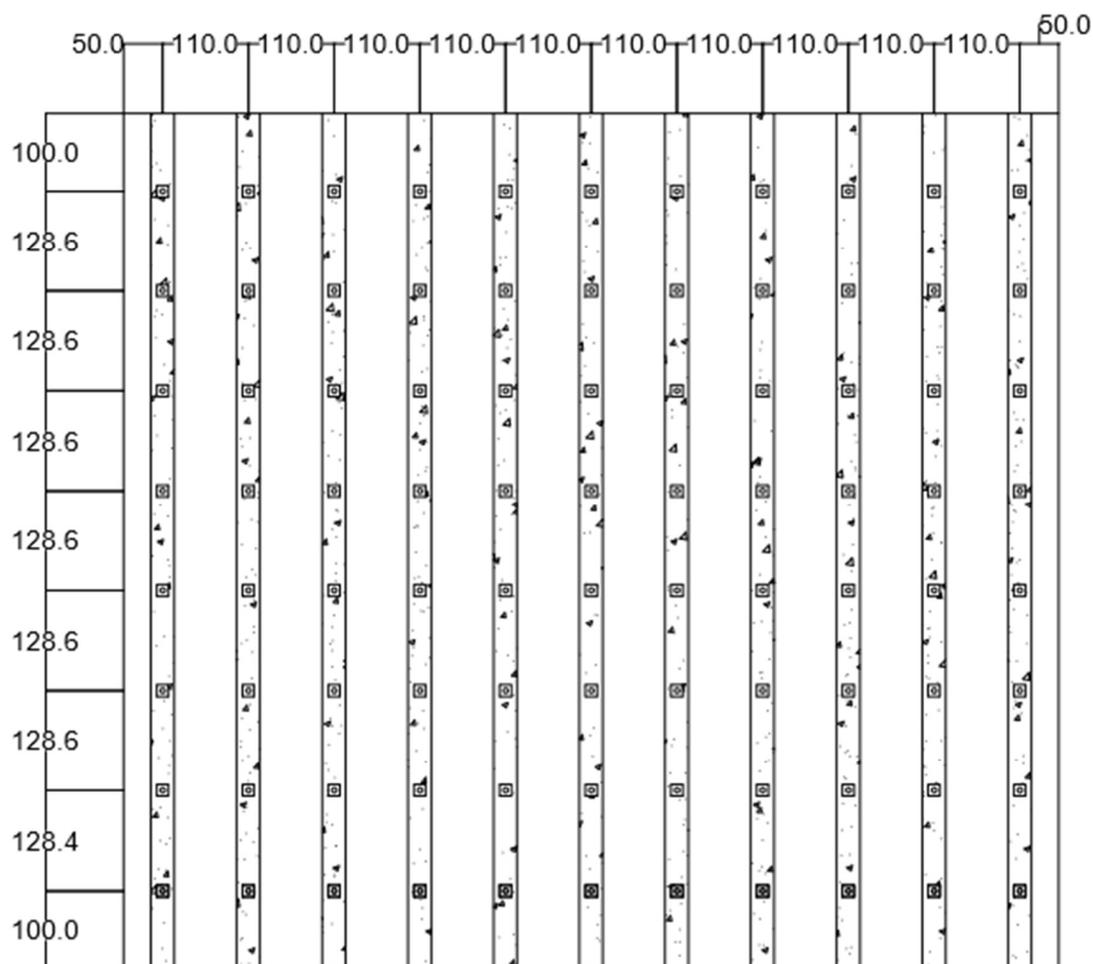


Figura 3-7. Corte lateral da cortina atirantada a ser executada (Autor).

### 3.3.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO PAINEL

No dimensionamento estrutural do painel da cortina atirantada, foi admitido que houvesse vigas verticais com 30 centímetros de espessura por 50 centímetros de altura, o painel terá dimensões: 11 metros de altura por 12 metros de comprimento e 30 centímetros de espessura, o concreto a ser utilizado terá resistência a compressão característica ( $f_{ck}$ ) de 30 MPa e os tirantes como apoios de segundo grau. A utilização da viga vertical, embutida no painel, visa simplificar os cálculos, evitando a necessidade da verificação quanto à punção da laje.

Para um maior rigor na determinação dos esforços cortantes e momentos fletores nas vigas devido à carga sobre as vigas, foi utilizado software Ftool® que analisa estruturas bi-dimensionalmente. A Figura 3-8 mostra a disposição das vigas e dos tirantes no painel.



*Figura 3-8. Vista frontal da cortina atirantada e disposição das vigas e tirantes no painel (Autor).*

### **Vigas na linha vertical (V1 a V11)**

Nas vigas verticais há 8 tirantes espaçados entre si em 1,28 metros e em 1 metro da extremidade até o primeiro tirante. A determinação das cargas ( $q$ ) que são aplicadas nas vigas

horizontais foi definida com a carga de cada tirante calculada anteriormente ( $T = 350 \text{ KN}$ ) e com o comprimento total da viga ( $L = 11 \text{ m}$ ).

$$q = \frac{T}{L} = \frac{350 \cdot 8}{11} = 254.54 \text{ KN/m}$$

A Figura 3-9 mostra a planta da localização das vigas no painel da cortina.

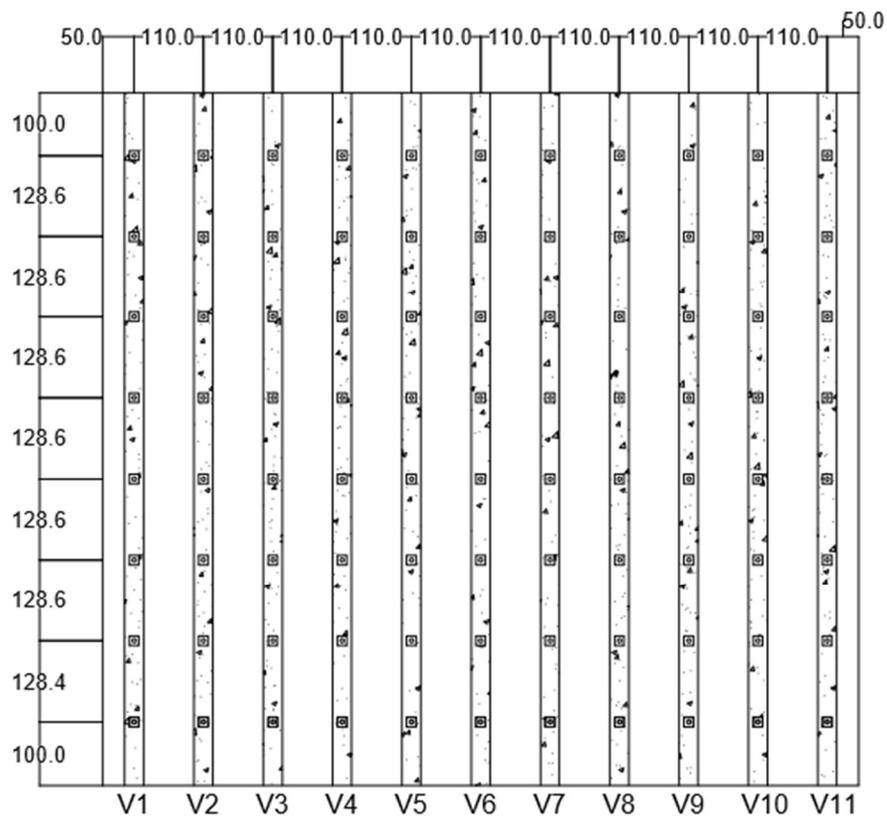


Figura 3-9. Planta de localização das vigas horizontais (Autor).

A Figura 3-10 mostra o esquema da viga com o carregamento calculado para a análise no software Ftool®, a Figura 3-11 mostra o diagrama de esforços cortantes e a Figura 3-12 mostra o diagrama de momentos fletores.

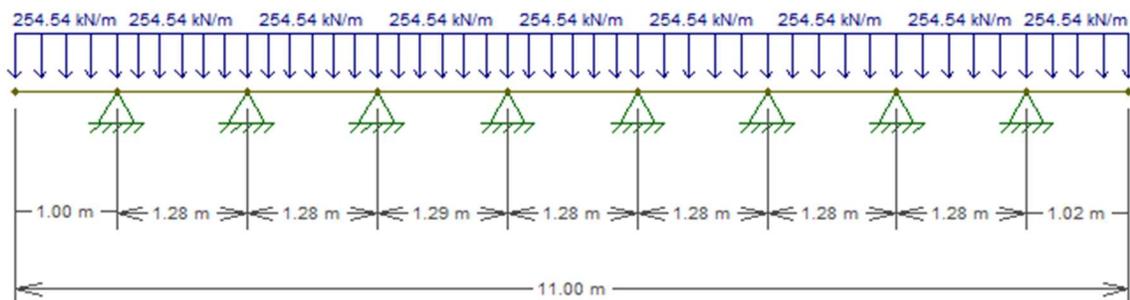


Figura 3-10. Esquema de carregamento da viga vertical(Autor).

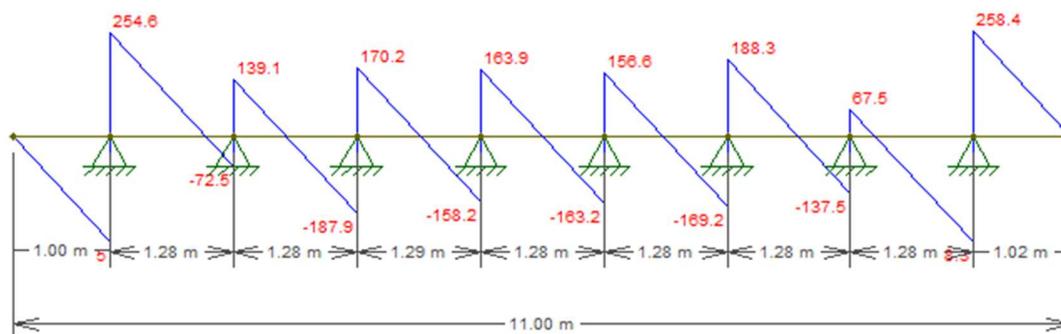


Figura 3-11. Diagrama de esforços cortantes da viga vertical(Autor).

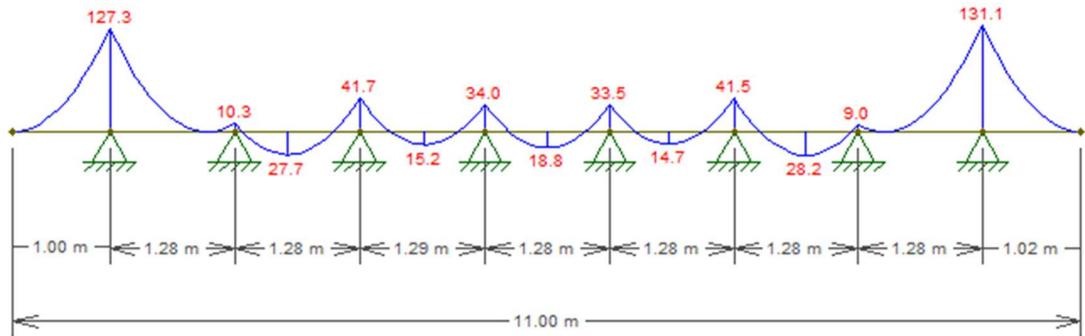


Figura 3-12. Diagrama de momentos fletores da viga vertical(Autor).

Cálculo de armadura combatente aos esforços:

Das extremidades até 3,5 m

Partindo do diagrama de momentos fletores mostrado na Figura 3-12, sabe-se que o momento nos apoios das extremidades é de 131,1 KN.m e nos vãos de 28,2KN.m. E multiplicando-os pelo fator de segurança (1,4) consegue-se os momentos solicitantes de cálculos  $M_{sd}= 183,54$  KN.m e  $M_{sd}=39,48$  KN.m.

1) Verificações

- Altura útil

Considerando o cobrimento (c) de 2,5 cm, o diâmetro da armadura transversal ( $\phi t$ ) de 0,63 cm e longitudinal ( $\phi l$ ) de 1 cm.

$$d' = c + \phi t + \frac{\phi l}{2} = 2,5 + 0,63 + 0,5 = 3,63 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 50 - 3,63 = 46,37 \text{ cm}$$

- Momentos máximos

De acordo com a Tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), como o concreto a ser usado será C 30 e aço CA-50, o  $k_{c,lim}$  será considerado igual a 1,5. E utilizando as equações contidas na tabela supracitada:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}} = \frac{30 \cdot 46,37^2}{1,5} = 43000 \text{ KN.cm} = 430,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max,apoio} = 183,54 \text{ KN.m} = 18354 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd,max,v\tilde{a}o} = 39,48 \text{ KN.m} = 3948 \text{ KN.cm}$$

Como  $M_{d,m\acute{a}x,apoio} = 39,48 < M_{d,m\acute{a}x,apoio} = 183,54 \text{ KN.m} < M_{d,lim} = 430 \text{ KN.m}$ , a viga terá armadura simples.

Onde:

$M_{d,lim}$  é o momento fletor limite;

$M_{d,m\acute{a}x,apoio}$  é o momento fletor solicitante máximo nos apoios;

$M_{d,m\acute{a}x,v\tilde{a}o}$  é o momento fletor solicitante máximo nos vãos;

$b$  é a largura da viga;

$d$  é a altura útil da viga.

## 2) Flexão

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_{d,max}}$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{18354} = 3,51$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{3948} = 16,34$$

De acordo com a Tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=3,51$  obtém-se o valor de  $k_s=0,025$  e para  $k_c=16,34$ ,  $k_s = 0,023$ .

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{d, \max}}{d}$$

$$A_{s, \text{superior}} = \frac{0,025 \cdot 18354}{46,37} = 9,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{inferior}} = \frac{0,023 \cdot 3948}{46,37} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Onde:

$A_{s, \text{superior}}$  é a área de seção de aço na borda superior;

$A_{s, \text{inferior}}$  é a área de seção de aço na borda inferior.

Considerando barras de diâmetro de 12,5 mm, as quais cada uma possui área de 1,23 cm<sup>2</sup> o número de barras a ser usado na viga será:

$$n, \text{superior} = \frac{9,90}{1,23} = 8,05 \sim 8 \text{ barras}$$

$$n, \text{inferior} = \frac{1,96}{1,23} = 1,59 \sim 2 \text{ barras}$$

A armadura longitudinal mínima se dá por:

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot w \cdot h$$

$$A_{s, \min} = \frac{0,150}{100} \cdot 30 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Onde:

$\rho_{\min}$  é a taxa mínima de armadura de flexão para vigas de acordo com a Tabela 17.3 da NBR 6118/2014;

$A_{s, \min}$  é a área de seção de aço mínima.

Tabela 17.3.–Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (NBR 6118/2014).

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a$ ( $A_{s, \min}/A_c$ )														
	%														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,217	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

De acordo com a Tabela 17.3 da NBR6118/2014, para concreto C30, o valor de  $\rho_{\min}$  é 0,15 %.

Considerando barras de diâmetro de 12,5 mm, as quais cada uma possui área de 1,23 cm<sup>2</sup> o número de barras a ser usado na viga será:

$$n, \min = \frac{2,25}{1,23} = 1,74 \sim 2 \text{ barr}$$

Assim, as vigas se constituem por 8 barras de aço de 12,5 mm de diâmetro na borda superior e 2 barras de aço de 12,5 mm de diâmetro na borda inferior e assumindo que a borda superior da viga ficará na face exterior do painel.

### 3) Cisalhamento

Antes de calcular a área de armadura transversal, precisa-se verificar se haverá apenas armadura mínima. As verificações são dadas por:

$$V_{sd, min} = V_{sw, min} + V_c$$

Onde  $V_c$  é a parcela da força cortante suportada pelo concreto e é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde  $f_{ctd}$  é a resistência de cálculo à tração do concreto e é dada por:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot 30^{2/3}}{1,4} = 1,4482 \text{ MPa} = 0,1449 \text{ KN/cm}^2$$

Onde  $f_{ck}$  (resistência a compressão característica do concreto) é 30Mpa e  $\gamma_c$  é o fator de segurança de valor 1,4. Assim, pode-se calcular a parcela da força cortante suportada pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \cdot 0,1449 \cdot 30 \cdot 46,37 = 120,9KN$$

Para o cálculo da força cortante mínima ( $V_{sw,min}$ ) é usada a equação:

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Onde:

$f_{ywd}$  é a resistência de cálculo à tração do aço que é dada por:

$$f_{ywd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 KN;$$

$\rho_{sw,min}$  é a taxa mínima de armadura transversal é dada pela Tabela 13.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro:

Tabela13.1. Valores de  $\rho_{sw,min}$  (%) (Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro).

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Para concreto C30 e aço CA-60 encontra-se o valor de 0,0965% para  $\rho_{sw,min}$ . Com os valores obtidos tem-se:

$$V_{sw,min} = \frac{0,0965}{100} \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46,37 \cdot 43,48 = 52,5 \text{ KN}$$

Então pode calcular a força cortante mínima de cálculo:

$$V_{sd,min} = 120,9 + 52,5 = 173,4 \text{ KN}$$

Como pode ser observado na Figura 3-11, a força cortante máxima encontrada no diagrama de força cortante é 258,4. Considerando o fator de segurança igual a 1,4 tem-se a força cortante solicitante de cálculo com:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 258,4 = 361,76 \text{ KN}$$

Como  $V_{sd} = 361,76 \text{ KN} \geq V_{sd,min} = 173,4 \text{ KN}$ , a armadura de cisalhamento será maior do que a mínima. E para simplificar o detalhamento, não foi considerada armadura transversal mínima apenas a superior à mínima. A área de armadura transversal é dada por:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 361,76 - 120,9 = 240,86 \text{ KN}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$a_{sw} = \frac{240,86}{0,9 \cdot 46,37 \cdot 43,48} = 0,1327 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 13,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para 2 ramos:

$$\frac{a_{sw}}{2} = \frac{13,27}{2} = 6,64 \text{ cm}^2/m$$

Considerando a armadura transversal com valor 6,64 cm<sup>2</sup>/m. Através da Tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura transversal barras de diâmetro de 10mm com 11 cm de espaçamento. O detalhamento das vigas em apêndice.

Após 3,5 m da extremidade

Partindo do diagrama de momentos fletores mostrado na Figura 3-12, sabe-se que o maior momento nos apoios é de 41,7 KN.m e nos vãos de 18,8KN.m. E multiplicando-o pelo fator de segurança (1,4) consegue-se os momentos solicitantes de cálculos  $M_{sd}=58,38$  KN.m e  $M_{sd}=26,32$  KN.m.

#### 1) Verificações

- Altura útil

Considerando o cobrimento (c) de 2,5 cm, o diâmetro da armadura transversal ( $\phi t$ ) de 0,63 cm e longitudinal ( $\phi l$ ) de 1 cm.

$$d' = c + \phi t + \frac{\phi l}{2} = 2,5 + 0,63 + 0,5 = 3,63 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 50 - 3,63 = 46,37 \text{ cm}$$

- Momentos máximos

De acordo com a Tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), como o concreto a ser usado será C 30 e aço CA-50, o  $k_{c,lim}$  será considerado igual a 1,5. E utilizando as equações contidas na tabela supracitada:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}} = \frac{30 \cdot 46,37^2}{1,5} = 43000 \text{ KN.cm} = 430,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max,apoio} = 58,38 \text{ KN.m} = 5838 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd,max,v\tilde{a}o} = 26,32 \text{ KN.m} = 2632 \text{ KN.cm}$$

Como  $M_{d,m\acute{a}x,v\tilde{a}o} = 26,32 < M_{d,m\acute{a}x,apoio} = 58,38 \text{ KN.m} < M_{d,lim} = 430 \text{ KN.m}$ , a viga terá armadura simples.

Onde:

$M_{d,lim}$  é o momento fletor limite;

$M_{d,m\acute{a}x,apoio}$  é o momento fletor solicitante máximo nos apoios;

$M_{d,m\acute{a}x,v\tilde{a}o}$  é o momento fletor solicitante máximo nos vãos;

b é a largura da viga;

d é a altura útil da viga.

2) Flexão

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_{d,max}}$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{5838} = 11,05$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{2632} = 24,51$$

De acordo com a Tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c = 11,05$  obtém-se o valor de  $k_s = 0,024$  e para  $k_c = 24,51$ ,  $k_s = 0,023$ .

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{d, \max}}{d}$$

$$A_{s, \text{superior}} = \frac{0,024 \cdot 5838}{46,37} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{inferior}} = \frac{0,023 \cdot 2632}{46,37} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Onde:

$A_{s, \text{superior}}$  é a área de seção de aço na borda superior;

$A_{s, \text{inferior}}$  é a área de seção de aço na borda inferior.

Considerando barras de diâmetro de 10 mm, as quais cada uma possui área de 0,79 cm<sup>2</sup> o número de barras a ser usado na viga será:

$$n_{\text{superior}} = \frac{3,02}{0,79} = 3,82 \sim 4 \text{ barras}$$

$$n_{\text{inferior}} = \frac{1,30}{0,79} = 1,63 \sim 2 \text{ barras}$$

A armadura longitudinal mínima se dá por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} . bw . h$$

$$A_{s,min} \frac{0,150}{100} . 30 . 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Onde:

$\rho_{min}$  é a taxa mínima de armadura de flexão para vigas de acordo com a Tabela 17.3 da NBR 6118/2014;

$A_{s,min}$  é a área de seção de aço mínima.

Tabela 17.3.–Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (NBR 6118/2014).

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^a$ ( $A_{s,min}/A_c$ ) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,21	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{min}$  deve ser recalculado.

De acordo com a Tabela 17.3 da NBR6118/2014, para concreto C30, o valor de  $\rho_{min}$  é 0,15 %.

Considerando barras de diâmetro de 10 mm, as quais cada uma possui área de 0,79 cm<sup>2</sup> o número de barras a ser usado na viga será:

$$n, min = \frac{2,25}{0,79} = 2,85 \sim 3 \text{ barras}$$

Assim, as vigas se constituem por 4 barras de aço de 10 mm de diâmetro na borda superior e 3 barras de aço de 10 mm de diâmetro na borda inferior e assumindo que a borda superior da viga ficará na face exterior do painel.

### 3) Cisalhamento

Antes de calcular a área de armadura transversal, precisa-se verificar se haverá apenas armadura mínima. As verificações são dadas por:

$$V_{sd, min} = V_{sw, min} + V_c$$

Onde  $V_c$  é a parcela da força cortante suportada pelo concreto e é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde  $f_{ctd}$  é a resistência de cálculo à tração do concreto e é dada por:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot 30^{2/3}}{1,4} = 1,4482 \text{ MPa} = 0,1449 \text{ KN/cm}^2$$

Onde  $f_{ck}$  (resistência a compressão característica do concreto) é 30 Mpa e  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto de valor 1,4. Assim, pode-se calcular a parcela da força cortante suportada pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \cdot 0,1449 \cdot 30 \cdot 46,37 = 120,9KN$$

Para o cálculo da força cortante mínima ( $V_{sw,min}$ ) é usada a equação:

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Onde:

$f_{ywd}$  é a resistência de cálculo à tração do aço que é dada por:

$$f_{ywd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 KN;$$

$\rho_{sw,min}$  é a taxa mínima de armadura transversal é dada pela Tabela 13.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro:

Tabela13.1. Valores de  $\rho_{sw,min}$  (%) (Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro).

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Para concreto C30 e aço CA-60 encontra-se o valor de 0,0965% para  $\rho_{sw,min}$ . Com os valores obtidos tem-se:

$$V_{sw,min} = \frac{0,0965}{100} \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46,37 \cdot 43,48 = 52,5 \text{ KN}$$

Então pode calcular a força cortante mínima de cálculo:

$$V_{sd,min} = 120,9 + 52,5 = 173,4 \text{ KN}$$

Como pode ser observado na Figura 3-11, a força cortante máxima encontrada nos apoios após 3,5m no diagrama de força cortante é 188,3. Considerando o fator de segurança igual a 1,4 tem-se a força cortante solicitante de cálculo com:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 188,3 = 263,62 \text{ KN}$$

Como  $V_{sd} = 263,62 \text{ KN} \geq V_{sd,min} = 173,4 \text{ KN}$ , a armadura de cisalhamento será maior do que a mínima. E para simplificar o detalhamento, não foi considerada armadura transversal mínima apenas a superior à mínima. A área de armadura transversal é dada por:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 263,62 - 120,9 = 142,72 \text{ KN}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$a_{sw} = \frac{142,72}{0,9 \cdot 46,37 \cdot 43,48} = 0,0786 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 7,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para 2 ramos:

$$\frac{asw}{2} = \frac{7,86}{2} = 3,93 \text{ cm}^2/m$$

Considerando a armadura transversal com valor  $3,93 \text{ cm}^2/m$ . Através da Tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura transversal barras de diâmetro de 8mm com 12,5 cm de espaçamento. O detalhamento das vigas em apêndice.

### Lajes das extremidades

O painel da cortina atirantada é constituído por duas lajes nas extremidades de 11 m de altura por 0,50 m de largura e são engastadas por apenas um lado como mostrado na Figura 3-13.

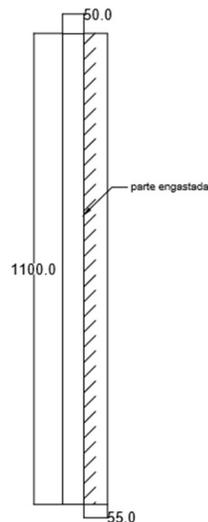


Figura 3-13. Detalhe do engastamento das lajes exteriores. (Autor).

#### 1) Cargas

Para o cálculo do carregamento na laje ( $p$ ) foi levado em consideração o carregamento que os tirantes exercem sobre as vigas ( $q_{tr}$ ) e o ângulo de inclinação do tirante ( $\vartheta$ ):

$$p = \frac{n \cdot q_{tr} \cdot \cos(\vartheta)}{A}$$

$$p = \frac{8 \cdot 350 \cdot \cos(18)}{1,05 \cdot 11} = 230,56 \text{ KN}$$

## 2) Momentos fletores

Para a definição dos fatores dos momentos fletores foram usadas as Tabelas 2.3a e 2.3 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo). As lajes das extremidades são, segundo as tabelas supracitadas, do tipo 9 e os valores para  $l_x$  e  $l_y$  são 0,5 m e 11m respectivamente, com eles o valor de  $\lambda$  pode ser calculado como:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{11}{0,5} = 22$$

Para o valor de  $\lambda$  calculado acima, os valores dos fatores,  $\mu_x = 2,72$ ,  $\mu'_x = 12,48$  e  $\mu_y = 12,5$ ,  $\mu'_y = 13,08$ . Com os quais pode-se calcular os momentos:

$$m_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 2,72 \cdot \frac{230,56 \cdot 0,5^2}{100} = 1,57 \text{ kN.m}$$

$$m'_x = \mu' \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 12,48 \cdot \frac{230,56 \cdot 0,5^2}{100} = 7,19 \text{ kN.m}$$

$$m_y = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 12,50 \cdot \frac{230,56 \cdot 0,5^2}{100} = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$m_{yb} = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 13,08 \cdot \frac{230,56 \cdot 0,5^2}{100} = 7,54 \text{ kN.m}$$

### 3) Armaduras

- Mínima

Altura útil (d):

$$d = h - c - \frac{\emptyset l}{2} = 30 - 2,5 - \frac{1}{2} = 27 \text{ cm}$$

A equação para armadura transversal mínima é:

$$a_{sw, \min} = \rho_{sw, \min} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 27 = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura mínima barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

- Armadura para combater  $M_k = 1,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Admitindo o fator de segurança 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$M_d = 1,4 \cdot 1,57 = 2,20 \text{ kN} \cdot \text{m} = 220 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 27^2}{220} = 331,36$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=331,36$ , obtém-se o valor de  $k_s=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} = \frac{0,023 \cdot 220}{27} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de seção de aço encontrado foi menor que a área mínima ( $4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

- Armadura para combater  $M_k = 7,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Admitindo o fator de segurança como 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$M_d = 1,4 \cdot 7,19 = 10,07 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1007 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 27^2}{1007} = 72,39$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=72,39$ , obtém-se o valor de  $k_s=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} = \frac{0,023 \cdot 1007}{27} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de seção de aço encontrado foi menor que a área mínima ( $4,05\text{cm}^2/\text{m}$ ) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

- Armadura para combater  $M_k = 7,21\text{kN} \cdot \text{m}$

Admitindo o fator de segurança como 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$Md = 1,4 \cdot 7,21 = 10,1 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1010 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$kc = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{1010} = 72,18$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $kc=72,18$ , obtém-se o valor de  $ks=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{ks \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 1010}{27} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de seção de aço encontrado foi menor que a área mínima ( $4,05\text{cm}^2/\text{m}$ ) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

- Armadura para combater  $M_k = 7,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Admitindo o fator de segurança como 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$Md = 1,4 \cdot 7,54 = 10,56 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1056 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$kc = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{1056} = 69,03$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=69,03$ , obtém-se o valor de  $k_s=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 1056}{27} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de seção de aço encontrado foi menor que a área mínima ( $4,05\text{cm}^2/\text{m}$ ) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

### **Lajes internas**

O painel da cortina atirantada é constituído por duas lajes nas extremidades de 11 m de altura por 1,1 m de largura e são engastadas por dois lado como mostrado na Figura 3-14.

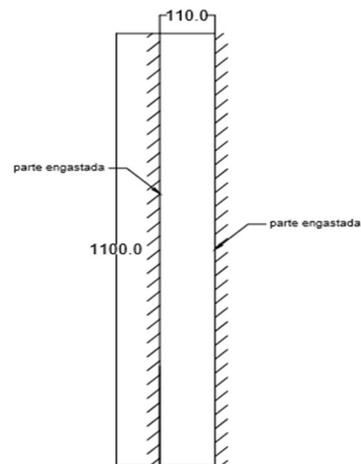


Figura 3-14. Detalhe do engastamento das lajes exteriores(Autor).

### 1) Cargas

Para o cálculo do carregamento na laje ( $p$ ) foi levado em consideração o carregamento que os tirantes exercem sobre as vigas ( $q_{tr}$ ) e o ângulo de inclinação do tirante ( $\vartheta$ ):

$$p = \frac{n \cdot q_{tr} \cdot \cos(\vartheta)}{A}$$

$$p = \frac{8 \cdot 350 \cdot \cos(18)}{1,1 \cdot 11} = 220 \text{KN/m}^2$$

### 2) Momentos fletores

Para a definição dos fatores dos momentos fletores foram usadas as Tabelas 2.3a e 2.3b elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo). As lajes das extremidades são, segundo as tabelas supracitadas, do tipo 4B e os valores para  $l_x$  e  $l_y$  são 0,5 m e 11 m respectivamente, com eles o valor de  $\lambda$  pode ser calculado como:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{11}{1,1} = 10$$

Para o valor de  $\lambda$  calculado acima, os valores dos fatores  $\mu_x = 4,17$ ,  $\mu'_x = 8,33$ , e  $\mu_y = 0,76$ . Com os quais pode-se calcular os momentos:

$$m_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 4,17 \cdot \frac{220 \cdot 1,1^2}{100} = 11,10 \text{ kN.m}$$

$$m'_x = \mu' \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 8,33 \cdot \frac{220 \cdot 1,1^2}{100} = 22,17 \text{ kN.m}$$

$$m_y = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 0,76 \cdot \frac{220 \cdot 1,1^2}{100} = 2,03 \text{ kN.m}$$

### 3) Armaduras

Altura útil (d):

$$d = h - c - \frac{\phi l}{2} = 30 - 2,5 - \frac{1}{2} = 27 \text{ cm}$$

- Armadura principal (paralela a  $l_x$ )

Admitindo o fator de segurança como 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$Md = 1,4 \cdot 11,1 = 15,54 \text{ kN.m} = 1554 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{1554} = 46,91$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=46,91$ , obtém-se o valor de  $k_s=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 1554}{27} = 1,32 \text{ cm}^2/m$$

Como a área de seção de aço encontrado foi menor que a área mínima ( $4,05\text{cm}^2/m$ ) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 8 mm com 12 cm de espaçamento.

- Armadura secundária (paralelo a  $l_y$ )

Admitindo o fator de segurança como 1,4, o momento fletor solicitante de cálculo é:

$$Md = 1,4 \cdot 2,03 = 2,84 \text{ kN} \cdot m = 284 \text{ kN} \cdot cm$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{284} = 256,69$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com  $k_c=256,69$ , obtém-se o valor de  $k_s=0,023$ . Então a área de seção de aço ( $A_s$ ) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 284}{27} = 0,24 \text{ cm}^2/m$$

Porém a laje é armada em uma direção, então, na direção vertical, a armadura mínima aplicada não será:

$$As, min \geq \begin{cases} 0,2 \cdot As, principal = 0,2 \cdot 1,32 = 0,26 \text{ cm}^2/m \\ 0,5 \cdot As, min = 0,5 \cdot 4,05 = 2,03 \text{ cm}^2/m \\ 0,90 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$As, min = 2,03 \text{ cm}^2/m$$

A área mínima da seção foi considerada como a maior entre as três supracitadas (2,03 cm<sup>2</sup>/m) e através da tabela 1.4a elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), obtém-se para armadura barras de diâmetro de 6,3 mm com 15 cm de espaçamento.

## 4 CONCLUSÃO

O trabalho apresentou uma solução para o talude em estudo, fazendo seu dimensionamento detalhamento. Para tal, foram feitas análises geotécnicas e de estabilidade para estimar as características do solo e também calcular a superfície de ruptura crítica do talude em estudo. A escolha da solução se deu pela confiabilidade do sistema de contenção e teve que se considerar a necessidade do aumento da área útil do terreno localizado no pé da encosta, pois com o retaludamento, houve uma diminuição grande no fator de segurança do talude. Foi-se observado que o método de Costa Nunes e Velloso apresenta uma peculiaridade, com o aumento da coesão do solo, o que teoricamente melhoraria o fator de segurança do solo, a tração de ancoragem foi aumentada. Esse fenômeno não pôde ser explicado neste trabalho.

Assim, conclui-se que a melhor solução para a estabilização do talude em estudo, mesmo sendo de custo elevado, foi a solução mista de cortina atirantada com retaludamento. Apesar de ter sido encontrado algumas incoerências, como o aumento da coesão efetiva do solo ter aumentado a tração total de atirantamento, o resultado encontrado foi satisfatório desde que o fator de segurança atingido após a execução da solução, foi maior do que o valor previsto pela norma brasileira.

Como sugestões para futuras pesquisas são: fazer comparações outras soluções como solo grampeado, que pode ter custo menor, com a solução apresentada neste trabalho e assim, mostrar sua viabilidade econômica; Utilizar não somente o teste de penetração padrão (SPT) como recurso para a determinação das propriedades do solo, uma análise laboratorial ofereceria valores mais acurados; fazer um estudo mais aprofundado sobre a interferência da coesão do solo na tração total de ancoragem usando a solução de Costa Nunes e Velloso; para o dimensionamento estrutural da cortina atirantada, recomenda-se o uso de software de dimensionamento de estruturas para a comparação e determinação de solução mais viável.

## 5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 9061: Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

CODUTO, YEUNG AND KITCH. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, 2<sup>nd</sup> ed. Prentice Hall, 2011.

DUNCAN, J. Michael. WRIGHT, Stephen G. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, INC., 2005.

DUTRA, Vinícius Araújo de Souza. Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

DYMINSKI, Andrea Sell. Noções de estabilidade de talude e contenções. Notas de Aula – Estabilidade de Taludes – Curitiba/UFPR, 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. Apostila Estabilidade de Taludes. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2009.

MASSAD, Faíçal. Obras de Terra: Curso básico de geotecnia, 2<sup>a</sup> Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, Carlos Souza. Curso Básico de Mecânica dos solos em 16 Aulas, 3<sup>a</sup> Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINHEIRO, Libânio M. Fundamentos Do Concreto E Projeto De Edifícios. USP-São Carlos, 2007.

TEIXEIRA, Ítalo Jefferson Rocha. Estudo Comparativo De Duas Alternativas Para Contenção De Taludes Verticais: Solo Grampeado e Cortina Atirantada. Feira De Santana: UEFS/ Departamento de Tecnologia, 2011.

GeoStudio. Programa de análise de estabilidade de talude por equilíbrio limite. Versão 2012.

Assuntos Cruzados. Disponível em [http://assuntoscruzados.blogspot.com.br/2012\\_03\\_01\\_archive.html](http://assuntoscruzados.blogspot.com.br/2012_03_01_archive.html). Acesso em 21 de maio de 2016.

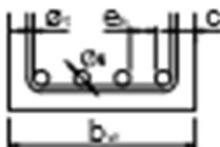
## 6 ANEXOS

Tabela 1.1													
FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES													
$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$			DOMÍNIO
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020	
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020	
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020	
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020	
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020	
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020	
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021	
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021	
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021	
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021	
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021	
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021	
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022	
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022	
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022	
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022	
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022	
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023	
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023	
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023	
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023	
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028		
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028		
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029		
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029		
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030		
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030		
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030		
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031		
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062			
0,68	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063			
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065			
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066			
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067			

Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.  
De acordo com a NBR 6118:2003.  
Diagrama retangular de tensões no concreto,  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ .  
Para  $\gamma_c = 1,4$ , multiplicar b por  $1,4/\gamma_c$  antes de usar a tabela.

Tabela 1.3a														
ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS $A_s$ (cm <sup>2</sup> )														
LARGURA MÍNIMA PARA UMA CAMADA $b_w$ (cm)														
DIÂMETRO		MASSA NOMINAL (kg/m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) o $b_w$ (cm)	NÚMERO DE BARRAS										
NOMINAL (mm)	APPROX. (POL.)			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
6	3/16	0,154	$A_s$	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	
			$b_w$	Br.1	-	10	12	15	18	21	23	26	29	32
				Br.2	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
6,3	1/4	0,245	$A_s$	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12	
			$b_w$	Br.1	-	10	13	16	19	21	24	27	30	33
				Br.2	-	11	14	18	21	25	29	32	36	40
8	5/16	0,395	$A_s$	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	
			$b_w$	Br.1	-	10	13	16	19	22	26	29	32	35
				Br.2	-	11	15	18	22	26	30	34	37	41
10	3/8	0,617	$A_s$	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	
			$b_w$	Br.1	-	11	14	17	20	24	27	30	34	37
				Br.2	-	11	15	19	23	27	31	35	39	43
12,5	1/2	0,963	$A_s$	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27	
			$b_w$	Br.1	-	11	15	18	22	25	29	32	36	39
				Br.2	-	12	16	20	25	29	33	37	42	46
16	5/8	1,578	$A_s$	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	
			$b_w$	Br.1	-	12	16	20	23	27	31	35	39	43
				Br.2	-	12	17	22	26	31	35	40	45	49
20	3/4	2,468	$A_s$	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	
			$b_w$	Br.1	-	13	17	21	25	30	34	38	43	47
				Br.2	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
22	7/8	2,984	$A_s$	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	
			$b_w$	Br.1	-	13	17	22	26	31	35	40	44	49
				Br.2	-	14	19	24	29	34	40	45	50	55
25	1	3,853	$A_s$	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	
			$b_w$	Br.1	-	14	19	24	29	34	39	44	49	54
				Br.2	-	14	20	25	31	36	42	47	53	58
32	1 1/4	6,313	$A_s$	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	
			$b_w$	Br.1	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
				Br.2	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
40	1 1/2	9,865	$A_s$	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7	
			$b_w$	Br.1	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82
				Br.2	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82

Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.  
De acordo com a NBR 7480:1996;  $b_w$  conforme item 18.3.2.2 da NBR 6118:2003.

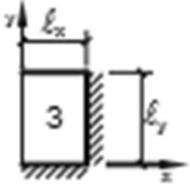
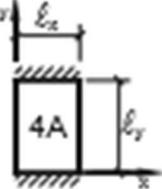
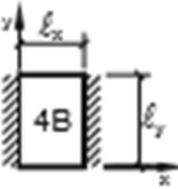


Br.1 = Brita 1 ( $\alpha_{\text{max}} = 19$  mm)    Br.2 = Brita 2 ( $\alpha_{\text{max}} = 25$  mm)  
Valores adotados:  $\alpha_1 = 6,3$  mm e  $c = 2,5$  cm.  
Para  $c = 3,0$  (3,5) cm, somar 1 (2) cm aos valores de  $b_w$ .  
 $e_h : 2$  cm;  $\phi_2 : 1,2\phi_{\text{max}}$ ;     $e_v : 2$  cm;  $\phi_2 : 0,5\phi_{\text{max}}$  (maiores valores)

Tabela 1.4a							
ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA $a_g$ (cm <sup>2</sup> /m)							
s (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)						s (cm)
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	
5,0	3,92	6,24	10,06	15,70	24,54	40,22	5,0
5,5	3,56	5,67	9,15	14,27	22,31	36,56	5,5
6,0	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45	33,52	6,0
6,5	3,02	4,80	7,74	12,08	18,88	30,94	6,5
7,0	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53	28,73	7,0
7,5	2,61	4,16	6,71	10,47	16,36	26,81	7,5
8,0	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34	25,14	8,0
8,5	2,31	3,67	5,92	9,24	14,44	23,66	8,5
9,0	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63	22,34	9,0
9,5	2,06	3,28	5,29	8,26	12,92	21,17	9,5
10,0	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	10,0
11,0	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15	18,28	11,0
12,0	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	12,0
12,5	1,57	2,50	4,02	6,28	9,82	16,09	12,5
13,0	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	13,0
14,0	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76	14,36	14,0
15,0	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18	13,41	15,0
16,0	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	16,0
17,0	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22	11,83	17,0
17,5	1,12	1,78	2,87	4,49	7,01	11,49	17,5
18,0	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	18,0
19,0	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	19,0
20,0	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14	10,06	20,0
22,0	0,89	1,42	2,29	3,57	5,58	9,14	22,0
24,0	0,82	1,30	2,10	3,27	5,11	8,38	24,0
25,0	0,78	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	25,0
26,0	0,75	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	26,0
28,0	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	28,0
30,0	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	30,0
33,0	0,59	0,95	1,52	2,38	3,72	6,09	33,0

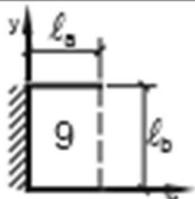
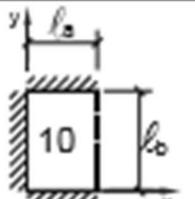
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.

De acordo com a NBR 7480:1996.

Tabela 2.3b											
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME											
Tipo											Tipo
$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$
1,00	2,69	6,99	2,69	6,99	2,01	3,09	6,99	3,09	6,99	2,01	1,00
1,05	2,94	7,43	2,88	7,18	2,32	3,23	7,43	3,22	7,20	1,92	1,05
1,10	3,19	7,87	2,87	7,36	2,63	3,36	7,87	3,35	7,41	1,83	1,10
1,15	3,42	8,28	2,85	7,50	2,93	3,46	8,26	3,46	7,56	1,73	1,15
1,20	3,65	8,69	2,82	7,63	3,22	3,56	8,65	3,57	7,70	1,63	1,20
1,25	3,86	9,03	2,56	7,72	3,63	3,64	9,03	3,66	7,82	1,56	1,25
1,30	4,06	9,37	2,50	7,81	3,99	3,72	9,33	3,74	7,93	1,49	1,30
1,35	4,24	9,65	2,45	7,88	4,34	3,77	9,69	3,80	8,02	1,41	1,35
1,40	4,42	9,93	2,39	7,94	4,69	3,82	10,00	3,86	8,11	1,33	1,40
1,45	4,58	10,17	2,32	8,00	5,03	3,86	10,25	3,91	8,13	1,26	1,45
1,50	4,73	10,41	2,25	8,06	5,37	3,90	10,49	3,96	8,15	1,19	1,50
1,55	4,86	10,62	2,18	8,09	5,70	3,90	10,70	4,00	8,20	1,14	1,55
1,60	4,99	10,82	2,07	8,12	6,03	3,89	10,91	4,04	8,25	1,08	1,60
1,65	5,10	10,99	1,99	8,14	6,35	3,85	11,08	4,07	8,28	1,03	1,65
1,70	5,21	11,16	1,91	8,15	6,67	3,81	11,24	4,10	8,30	0,98	1,70
1,75	5,31	11,30	1,85	8,16	6,97	3,79	11,39	4,12	8,31	0,95	1,75
1,80	5,40	11,43	1,78	8,17	7,27	3,76	11,53	4,14	8,32	0,91	1,80
1,85	5,48	11,55	1,72	8,17	7,55	3,72	11,65	4,15	8,33	0,87	1,85
1,90	5,56	11,67	1,66	8,18	7,82	3,67	11,77	4,16	8,33	0,83	1,90
1,95	5,63	11,78	1,63	8,19	8,09	3,60	11,83	4,16	8,33	0,80	1,95
2,00	5,70	11,89	1,60	8,20	8,35	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	2,00
> 2,00	7,03	12,50	1,60	8,20	12,50	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	> 2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p l_x^2}{100}$        $p =$  carga uniforme       $l_x =$  menor vão

Tabela 2.3e												
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME												
Tipo									Tipo			
	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\mu_{yb}$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\mu_{yb}$	$\mu'_y$	$\mu'_{yb}$	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,50	50,00	2,11	8,67	14,56	37,00	< 0,30	
0,30	-7,33	43,08	0,78	6,22	-4,89	38,33	2,11	8,67	14,56	37,00	0,30	
0,35	-5,17	39,98	1,89	7,89	-2,57	33,08	3,18	9,74	14,84	35,53	0,35	
0,40	-3,00	36,87	3,00	9,56	-0,25	27,83	4,25	10,81	15,13	34,06	0,40	
0,45	-1,78	33,89	3,62	10,54	0,54	23,94	4,53	10,77	14,26	31,21	0,45	
0,50	-0,56	30,91	4,24	11,52	1,32	20,04	4,80	10,72	13,40	28,36	0,50	
0,55	0,25	28,02	4,62	11,82	1,62	17,40	4,86	9,99	12,48	25,26	0,55	
0,60	1,06	25,13	5,00	12,11	1,92	14,76	4,92	9,25	11,56	22,17	0,60	
0,65	1,47	22,90	5,25	12,12	1,91	12,91	4,68	8,55	10,81	19,63	0,65	
0,70	1,88	20,66	5,49	12,12	1,90	11,06	4,43	7,84	10,06	17,08	0,70	
0,75	2,06	18,84	5,61	11,81	1,82	9,86	4,14	7,15	9,42	15,17	0,75	
0,80	2,23	17,02	5,72	11,50	1,73	8,65	3,86	6,45	8,77	13,25	0,80	
0,85	2,26	15,59	5,66	11,05	1,64	7,78	3,59	5,86	8,19	11,87	0,85	
0,90	2,28	14,16	5,60	10,59	1,54	6,91	3,33	5,26	7,60	10,49	0,90	
0,95	2,25	12,99	5,48	10,07	1,40	6,25	3,11	4,81	7,12	9,50	0,95	
1,00	2,21	11,82	5,36	9,55	1,25	5,59	2,88	4,35	6,64	8,51	1,00	
1,05	2,33	11,91	5,72	9,91	1,25	5,59	2,98	4,37	6,82	8,50	1,05	
1,10	2,45	12,00	6,08	10,27	1,24	5,58	3,08	4,39	6,99	8,50	1,10	
1,15	2,57	12,08	6,44	10,62	1,24	5,58	3,18	4,41	7,17	8,49	1,15	
1,20	2,69	12,17	6,80	10,98	1,24	5,57	3,27	4,43	7,34	8,48	1,20	
1,25	2,67	12,20	7,09	11,20	1,20	5,57	3,34	4,44	7,44	8,48	1,25	
1,30	2,64	12,22	7,37	11,42	1,17	5,57	3,41	4,45	7,54	8,47	1,30	
1,35	2,62	12,25	7,55	11,64	1,14	5,57	3,49	4,46	7,64	8,47	1,35	
1,40	2,59	12,28	7,93	11,85	1,11	5,58	3,56	4,47	7,73	8,47	1,40	
1,45	2,57	12,31	8,22	12,07	1,09	5,58	3,63	4,48	7,83	8,46	1,45	
1,50	2,54	12,33	8,50	12,29	1,06	5,58	3,70	4,49	7,93	8,46	1,50	
1,55	2,56	12,35	8,68	12,37	1,04	5,58	3,74	4,49	7,97	8,46	1,55	
1,60	2,58	12,36	8,86	12,45	1,01	5,58	3,77	4,49	8,00	8,46	1,60	
1,65	2,59	12,38	9,04	12,53	0,99	5,57	3,81	4,49	8,04	8,46	1,65	
1,70	2,61	12,39	9,22	12,61	0,97	5,57	3,84	4,49	8,08	8,46	1,70	
1,75	2,63	12,41	9,41	12,68	0,95	5,57	3,88	4,50	8,12	8,46	1,75	
1,80	2,65	12,42	9,59	12,76	0,93	5,57	3,92	4,50	8,15	8,45	1,80	
1,85	2,67	12,44	9,76	12,84	0,91	5,57	3,95	4,50	8,19	8,45	1,85	
1,90	2,68	12,45	9,94	12,92	0,88	5,56	3,99	4,50	8,23	8,45	1,90	
1,95	2,70	12,47	10,13	13,00	0,86	5,56	4,02	4,50	8,26	8,45	1,95	
2,00	2,72	12,48	10,31	13,08	0,84	5,56	4,06	4,50	8,30	8,45	2,00	
> 2,00	2,72	12,48	12,50	13,08	0,84	5,56	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00	

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$        $p =$  carga uniforme       $\ell =$  menor valor entre  $\ell_a$  e  $\ell_b$



Construções e Fundações

**Cliente:** VIEIRA EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIO LTDA  
**Local:** LOTEAMENTO CIDADE JARDIM - BAIRRO: DARIO GROSSI - CARATINGA - MG  
**Escala:** SEM **Data:** 13/07/2013 **Ref.:** **Furo:** 02  
**Revestimento:** 2,00 METROS **Cota:**

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)		Gráfico	Profundidade	Classificação do Material	
		1ª e 2ª penetrações					
		2ª e 3ª penetrações					
Nº de golpes							
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50
	1	2	2		1,00	Solo removido a trado	
	2	20	28		6	Silte argiloso pouco arenoso, dura a rija, cor vermelho	
	3	17	18				
	4	13	14				
4,5	5	11	13				
	6	15	17				
	7	18	15				7,00
	8	14	15		12,15	Silte argiloso pouco arenoso, rija a dura, cor marrom	
	9	12	13				
	10	22	22				
	11	20	21				
	12	25	24		15,00	Silte argiloso, muito dura, cor marrom	
	13	19	24				
	14	30	47				
	15	39	50		17,00	Silte argiloso, dura, cor marrom	
	16	19	19				
	17	21	23		20,00	Silte argiloso pouco arenoso, dura, cor marrom	
	18	24	27				
	19	18	20				
	20	20	24				

*Carlos Henrique Carvalho Junior*  
 ENGENHEIRO CIVIL  
 CREA 66260/DMA

**Profundidade do nível d'água**  
**Inicial:** 4,50 M **Final:** FECHOU



Construções e Fundações

**Cliente:** VIEIRA EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIO LTDA  
**Local:** LOTEAMENTO CIDADE JARDIM - BAIRRO: DARIO GROSSI - CARATINGA - MG  
**Escala:** SEM      **Data:** 14/07/2013      **Ref.:**      **Furo:** CONT. FURO 02  
**Revestimento:** 2,00 METROS      **Cota:**

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)					Profundidade	Classificação do Material	
		1ª e 2ª penetrações		2ª e 3ª penetrações					
		Nº de golpes		Gráfico					
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50		
21	16	19						21,00	Silte argiloso pouco arenoso, dura, cor marrom
22	30	50						23,20	Silte argiloso pouco arenoso, muito dura, cor marrom
23	41	50							
24	43	50							
25	35	38							
26	34	46							
27	45	45/3						27,00	
28									Fim da sondagem à percussão a 27,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

**Carlos Henrique Cavalho Junior**  
 ENGENHEIRO CIVIL  
 CREA 06260/DMG

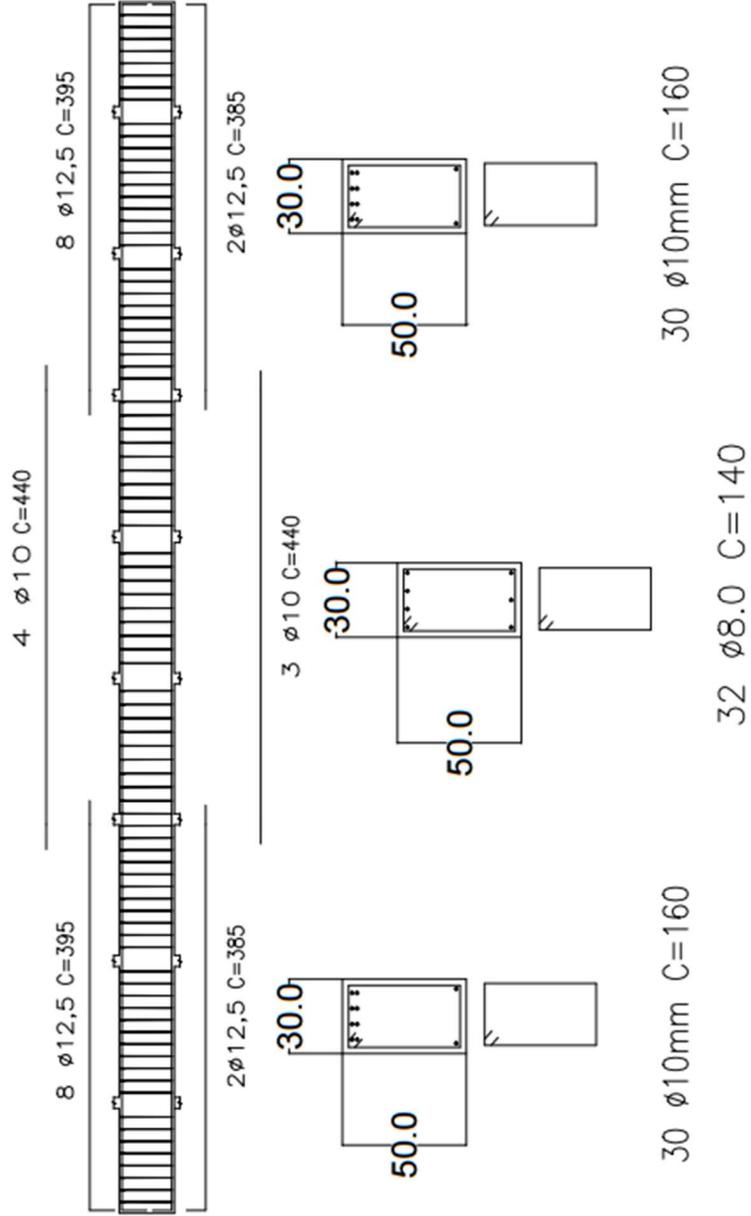
**Profundidade do nível d'água**  
**Inicial:**      **Final:**

# 7 APÊNDICES

Detalhamento estrutural

**Vigas**  
 Desenho de vigas  
 Concreto: C30, em geral  
 Aço: CA-50 e CA-60

VI a VII  
 30x50



Detalhamento estrutural

**Laje**  
Desenho da laje  
Concreto: C30, em geral  
Aço: CA-50

