

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS**  
**ENGENHARIA CIVIL**  
**THYSCIANY TIEMY TAKAHASHI**

**Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada – estudo de caso**

**Varginha / MG**

**2017**

**THYSCIANY TIEMY TAKAHASHI**

**Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada– estudo de caso**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Prof. Me. Armando Belato Pereira.

**Varginha**

**2017**

**THYSCIANY TIEMY TAKAHASHI**

**Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada – estudo de caso**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em     /     /

---

Prof. Me. Armando Belato Pereira (Orientador)

---

Banca examinadora

---

Banca examinadora

OBS.:

A Deus, fonte inesgotável de poder ilimitado,  
que opera minh'alma através da minha fé.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Senhor supremo que possibilitou a vivência deste momento, amparando meu caminho e concedendo forças para transpassar os obstáculos.

Aos meus pais, Altina e Choiti, principais colaboradores para que eu trilhasse meu caminho até aqui. Pela educação, carinho, respeito e valores transmitidos durante a vida.

Aos meus queridos irmãos, Talita e Tarley, pela paciência e apoio prestados nos momentos mais difíceis.

Ao meu namorado, Lucas, pela paciência, companheirismo e por me incentivar a acreditar cada dia mais em mim.

Ao meu orientador, querido amigo e professor Armando Belato Pereira, por todos os ensinamentos, estímulos e orientações durante a realização deste trabalho.

A todos os professores do curso que foram tão importantes na minha vida acadêmica.

Aos colegas de turma, principalmente aos queridos amigos Mariela Ferreira e Luiz Gustavo Domingueti, pelo carinho, atenção, paciência e ensinamentos trocados nos grupos de estudo.

A todos os amigos que direta ou indiretamente colaboraram para a elaboração deste trabalho.

A todos vocês, minha eterna gratidão por tornarem minha caminhada mais leve.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

Charles Chaplin

## RESUMO

A técnica de atirantamento, desenvolvida na década de 1950 na Europa, consiste no emprego de tirantes ancorados para estabilização de maciços de solo, perfazendo um grande leque de aplicações da técnica, onde, em decorrência da crescente desordenada dos centros urbanos, a aplicação de tirantes para contenção de taludes encontra-se em expansão, sendo denominada cortina atirantada. O princípio de funcionamento consiste na inserção de tirantes - elementos lineares que transmitem os esforços externos de tração para o maciço de solo - ancorados na zona passiva do maciço, a fim de assegurar um fator de segurança mínimo preconizado pela norma regulamentadora de ancoragens ABNT NBR 5629:2006 – Execução de tirantes ancorados no terreno, em que os tirantes previamente dimensionados empurram o paramento tipo laje verticalizada contra o solo, visando garantir sua estabilização. A concepção de uma cortina atirantada, comumente composta por concreto armado no paramento e tirantes de aço para ancoragem, requer conhecimento prévio dos parâmetros do solo, a fim de possibilitar o dimensionamento estrutural com as características necessárias à contenção do talude. Neste cenário, o objetivo deste trabalho consiste na apresentação de variados métodos de contenção com ênfase na técnica de cortina atirantada, apresentando métodos consagrados de análise de estabilidade de taludes, métodos empíricos para estimativa da capacidade de carga limite de ancoragens, além do dimensionamento estrutural da cortina atirantada. Com vista aos estudos realizados, o estudo de caso compôs o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma cortina atirantada situada na região central da cidade de Belo Horizonte/MG, baseado em uma situação problema apresentada por Vasconcelos (2016). A análise do fator de segurança do talude, bem como a condição de segurança para os mais conceituados métodos de análise de capacidade de carga limite de ancoragens foi realizada a partir do software Geostudio 2012, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, enquanto a análise de tensão-deformação partiu da utilização do software Geostudio 2012, módulo Sigma/W, possibilitando posteriormente o dimensionamento estrutural do paramento embasado em formulações preconizadas pela ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

**Palavras-chave:** Cortina atirantada. Tirantes. Estabilidade de taludes.

## **ABSTRACT**

*The technique of stripping, developed in the 1950s in Europe, consists of a writers job to stabilize soil masses, making up a wide range of applications of the technique, where, as a result of the growing disordered urban centers, a rod for containment of slopes is in expansions, being denominated cable-stayed curtain. The principle of operation consists in the insertion of data - linear elements that transmit the external processes of traction to the mass of ground - anchored in the passive zone of the massif, a minimum safety company pre-defined by the anchor regulation standard ABNT NBR 5629 : 2006 - Execution of ropes anchored in the ground, in which the rods are pre-dimensioned, push the vertical facing against the ground, in order to guarantee their stabilization. A design of a reinforced curtain, commonly composed of unbarred reinforced concrete and steel anchoring rods, requiring prior soil parameters, in order to enable structural dimensioning as the characteristics required for containment of the slope. In this scenario, the objective of this work is the presentation of several methods of containment methods, with emphasis on the rope curtain technique, presenting proven methods of slope stability analysis, empirical methods to estimate the limit load capacity of anchors, besides the dimensioning reinforced curtain. In view of the studies carried out, the case study comprised the geotechnical and structural design of a wire mesh curtain in the central region of the city of Belo Horizonte / MG, in a problem situation presented by Vasconcelos (2016). The analysis of the slope safety factor, as well as the safety condition for the methods, methods of analysis of the load bearing capacity limit of anchorages was carried out from the software Geostudio 2012, module Slope / W by the method of Morgenstern and Price, Uma stress analysis of another edition of the use of Geostudio 2012 software, Sigma / W module, enabling the structural dimensioning of the embedded wall in formulations pre-defined by ABNT NBR 6118: 2014 - Design of concrete structures - Procedure.*

**Keywords:** *Curtain cable. Straps. Stability of slopes.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução normativa – ancoragens .....	21
Figura 2 – Exemplo de cortina atirantada.....	21
Figura 3 – Transferência de carga na interação solo estrutura .....	22
Figura 4 – Aplicabilidade de tirantes.....	25
Figura 5 – Tirante de cordoalhas.....	26
Figura 6 – Tirante monobarra.....	26
Figura 7 – Tirante de múltiplas barras.....	26
Figura 8 – Componentes do tirante.....	27
Figura 9 – Processo construtivo de cortina atirantada.....	30
Figura 10 – Cortina atirantada em Vila Nova-SP, 1974.....	34
Figura 11 – Ruptura da estrutura, em Vila Nova-SP no ano de 2005 .....	34
Figura 12 – Corrosão da cabeça do tirante .....	35
Figura 13 – Talude e suas nomenclaturas.....	38
Figura 14 – Formas geométricas de um talude.....	38
Figura 15 – Tensões atuantes no talude.....	39
Figura 16 – Ação das forças .....	44
Figura 17 – Parâmetros envolvidos no método de Fellenius.....	45
Figura 18 – Forças atuantes em uma fatia em destaque .....	46
Figura 19 – Análise das forças atuantes em uma fatia em destaque.....	47
Figura 20 – Forças atuantes em uma fatia com largura infinitesimal.....	48
Figura 21 – Talude esquemático do método Morgenstern & Price.....	49
Figura 22 – Tipos de ruptura de cortina atirantada.....	50
Figura 23 – Desprendimento de terra ou rocha .....	52
Figura 24 – Escorregamento (landslide).....	52
Figura 25 – Rastejo (creep) .....	53
Figura 26 – Escala de Varnes .....	53
Figura 27 – Empuxo ativo e passivo .....	54
Figura 28 – Espiral logarítima.....	55
Figura 30 – Modelo idealizado para o regime plástico perfeito .....	57
Figura 31 – Curva tensão-deformação para modelo elasto-plástico.....	58
Figura 32 – Domínios na seção transversal .....	73
Figura 33 – Superfície crítica no contorno C .....	77
Figura 34 – superfície crítica no contorno C' .....	77

Figura 35 – Superfície crítica no contorno C'' .....	77
Figura 36 – Perímetro crítico em pilares internos. ....	78
Figura 37 – Armaduras de punção.....	80
Figura 39 – Laje lisa .....	81
Figura 40 – Laje cogumelo.....	81
Figura 41 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos. ....	82
Figura 42 – Vista geral dos trechos e sondagens.....	89
Figura 43 – Vista frontal do trecho C .....	89
Figura 44 – Relatório gerado pelo CsAGeo .....	92
Figura 45 – FS obtido pelo software Geoestudio 2016-Slope/W .....	94
Figura 46 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2016 - Slope/W .....	95
Figura 47 – Interface gráfica do software.....	96
Figura 48 – Interface do resultado da análise de estabilidade – Porto (2015).....	98
Figura 49 – FS x inclinação dos tirantes .....	99
Figura 50 – FS x inclinação dos tirantes .....	99
Figura 51 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Solo).....	101
Figura 52 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Parede).....	102
Figura 53 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Bulbos).....	103
Figura 54 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Trecho livre).....	103
Figura 55 – Modelagem na rotina Insitu .....	104
Figura 56 – Modelagem na Etapa 1 – Elementos Estruturais.....	105
Figura 57 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 – Etapa 2 – Sobrecarga.....	105
Figura 58 – Modelagem com inserção da sobrecarga .....	106
Figura 59 – Detalhamento paramento - As.....	116

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor do coeficiente de aderência $\eta_1$ .....	24
Tabela 2 – Acessórios complementares do tirante .....	27
Tabela 3 – Cargas a serem aplicadas no ensaio de recebimento .....	32
Tabela 4 – Comparativo entre métodos de estabilização .....	36
Tabela 5 – Fatores que influenciam nos resultados do SPT .....	40
Tabela 6 – Classificação dos solos arenosos e coesivos de acordo com o $N_{SPT}$ .....	41
Tabela 7 – Peso específico para solos argilosos .....	42
Tabela 8 – Peso específico para solos arenosos .....	42
Tabela 9 – Recomendações para fatores de segurança admissíveis .....	44
Tabela 10 – Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção ( $\beta$ ) .....	60
Tabela 11 – Parâmetro de dimensionamento.....	61
Tabela 12 – Resistência característica à compressão – classificação .....	63
Tabela 13 – Parâmetros médios do solo .....	64
Tabela 14 – Valores referentes ao $\alpha_E$ .....	65
Tabela 15 – Valores estimados (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	66
Tabela 16 – Coeficiente de Poisson - solo.....	67
Tabela 17 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	69
Tabela 18 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	70
Tabela 19 – Principais propriedades mecânicas do aço .....	72
Tabela 20 – Valores para cálculo de armadura longitudinal de seção retangular até C50 .....	75
Tabela 21 – Coeficientes de ancoragem, $K_f$ .....	86
Tabela 22 – Condições para $S_u$ .....	86
Tabela 23 – $q_s$ para solo silte arenoso na região de BH/MG .....	90
Tabela 24 – Distribuição com relação à vida útil dos tirantes presentes no estudo de caso.....	91
Tabela 25 – Especificações dos tirantes utilizados.....	91
Tabela 26 – Valores médios de capacidade de carga por método avaliado .....	93
Tabela 27 – Dados inseridos ao software para pré-dimensionamento .....	93
Tabela 28 – Parâmetros médios adotados para os tirantes .....	97
Tabela 29 – Parâmetros médios adotados para os tirantes – critério de Aoki et al (2013).....	97
Tabela 30 – Tração nos bulbos .....	107
Tabela 31 – Momentos fletores na face externa .....	109
Tabela 32 – Momentos fletores na face interna.....	110

Tabela 33 – Área de aço .....	112
-------------------------------	-----

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Tempo x deslocamentos .....	33
Gráfico 2 – Log (tempo) x deslocamento .....	33
Gráfico 3 – Custo por metro corrido para altura de 6 m.....	37
Gráfico 4 – Diagrama tensão-deformação.....	67
Gráfico 5 – Diagrama tensão-deformação bilinear de tração .....	68
Gráfico 6 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas .....	71
Gráfico 7 – FS dos métodos analisados.....	98
Gráfico 08 – Média de carga nos bulbos .....	107
Gráfico 9 – Deslocamento horizontal na face da parede .....	108
Gráfico 10 – Momento fletor na parede .....	109

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
<b>1.1 Objetivos.....</b>	<b>18</b>
1.1.1 Objetivo geral .....	18
1.1.2 Objetivos específicos.....	19
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>20</b>
<b>2.1 Histórico da técnica de cortina atirantada .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2 Evolução normativa.....</b>	<b>20</b>
<b>2.3 Cortina atirantada - conceito .....</b>	<b>21</b>
2.3.1 Princípio de funcionamento.....	22
2.3.2 Elementos constituintes .....	22
2.3.2.1 Concreto armado.....	22
2.3.2.2 Aço .....	23
2.3.2.3 Calda de injeção.....	24
2.3.2.4 Tirantes .....	24
2.3.2.4.1 Acessórios complementares dos tirantes .....	27
2.3.3 Drenagem da cortina atirantada.....	27
<b>2.4 Método executivo da cortina atirantada.....</b>	<b>28</b>
2.4.1 Fundação.....	28
2.4.2 Cortina .....	28
2.4.3 Preparo do tirante.....	28
2.4.4 Perfuração.....	28
2.4.5 Injeção da calda de cimento ou aglutinante.....	29
2.4.6 Inserção dos tirantes .....	29
2.4.7 Aplicação das cargas .....	29
<b>2.5 Ensaios .....</b>	<b>30</b>
2.5.1 Ensaio para caracterização do maciço de solo.....	30
2.5.2 Ensaios de protensão .....	31
2.5.2.1 Ensaio básico .....	31
2.5.2.2 Ensaio de qualificação .....	31
2.5.2.3 Ensaio de recebimento.....	32
2.5.2.4 Ensaio de fluência.....	32
<b>2.6 Estruturas de contenção.....</b>	<b>33</b>
2.6.1 Conceito.....	33
2.6.2 Desastres com estruturas de contenção .....	33
2.6.3 Comparativo qualitativo entre estruturas de contenção.....	35
2.6.4 Comparativo de custos entre estruturas de contenção .....	36
<b>2.7 Taludes.....</b>	<b>37</b>
2.7.1 Conceito de taludes.....	37
2.7.2 Formas geométricas de taludes .....	38
<b>2.8 Estabilidade de taludes.....</b>	<b>39</b>
2.8.1 Ensaio de campo .....	39
2.8.1.1 SPT – Standard Penetration Test .....	40
2.8.2 Parâmetros do solo .....	41
2.8.2.1 Peso específico .....	41
2.8.2.2 Ângulo de atrito interno.....	42

2.8.2.3 Coesão .....	43
2.8.3 Fator de segurança .....	43
2.8.4 Métodos de análise de estabilidade de taludes .....	44
2.8.4.1 Método das Fatias .....	44
2.8.4.1.1 Fellenius (1936).....	45
2.8.4.1.2 Bishop Simplificado (1955).....	47
2.8.4.1.3 Morgenstern e Price (1965) .....	47
<b>2.9 Ruptura de cortina atirantada .....</b>	<b>49</b>
2.9.1 Movimento de massa .....	51
2.9.1.1 Classificação dos movimentos.....	51
<b>2.10 Análise de empuxo .....</b>	<b>53</b>
2.10.1 Teoria de Coulomb (1773) .....	54
2.10.2 Teoria de Rankine (1856).....	55
<b>2.11 Comportamento tensão-deformação em contenções .....</b>	<b>55</b>
2.11.1 Tensão deformação.....	55
2.11.2 Modelagem do comportamento tensão-deformação.....	56
2.11.2.1 Modelos básicos principais.....	56
2.11.2.2 Modelo Elástico.....	56
2.11.2.3 Modelo Plástico .....	57
2.11.2.4 Modelo Viscoso.....	57
2.11.3 Modelos combinados.....	58
2.11.3.1 Modelo elasto-plástico.....	58
<b>2.12 Métodos empíricos para estimativa de capacidade de carga limite de ancoragens..</b>	<b>58</b>
2.12.1 Costa Nunes (1987) .....	58
2.12.2 Porto (2015).....	60
<b>2.13 Características essenciais – solo e concreto .....</b>	<b>61</b>
2.13.1 Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) .....	62
2.13.2 Resistência do concreto à tração.....	63
2.13.3 Tensão-deformação .....	63
2.13.3.1 Módulo de elasticidade.....	64
2.13.3.1.1 Módulo de elasticidade do solo .....	64
2.13.3.1.2 Módulo de elasticidade do concreto .....	65
2.13.3.2 Coeficiente de Poisson .....	66
2.13.3.2.1 Coeficiente de Poisson do solo.....	66
2.13.3.2.2 Coeficiente de Poisson do concreto.....	67
2.13.4 Compressão .....	67
2.13.5 Tração.....	68
2.13.6 Cobrimento nominal .....	69
2.13.7 Aço .....	70
<b>2.14 Método de cálculo na ruptura (ou dos estados limites).....</b>	<b>72</b>
2.14.1 Flexão simples .....	73
<b>2.15 Formulações para dimensionamento de seções retangulares .....</b>	<b>74</b>
2.15.1 Cálculo de $M_d$ .....	74
2.15.2 Cálculo de $d'$ .....	74
2.15.3 Cálculo de $K_{MD}$ .....	74
2.15.4 Cálculo de $K_x$ e $K_z$ .....	75
2.15.5 Cálculo da área de aço .....	76
<b>2.16 Dimensionamento de lajes.....</b>	<b>76</b>
2.16.1 Verificação de Lajes à punção.....	76

2.16.2 Tensão solicitante nas superfícies críticas C e C` para pilar com carregamento simétrico .....	78
2.16.2.1 Seção crítica C .....	78
2.16.2.1 Seção crítica C' .....	78
2.16.3 Tensão de compressão diagonal resistente .....	79
2.16.3.1 Seção crítica C .....	79
2.16.3.2 Seção crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção .....	79
2.16.4 Armadura de punção.....	80
2.16.5 Colapso progressivo .....	80
2.16.5 Lajes lisas e lajes-cogumelo .....	81
2.16.6 Método simplificado – dimensionamento de cortina atirantada.....	82
2.16.6.1 Número de tirantes.....	82
2.16.6.2 Área de atuação do tirante .....	83
2.16.6.3 Cálculo das forças atuantes.....	83
2.16.5.4 Inclinação do tirante .....	83
2.16.5.5 Comprimento do tirante.....	84
2.16.5.6 Verificação da falha do tirante.....	84
2.16.5.7 Área de aço do tirante .....	84
2.16.5.8 Dimensionamento da seção de aço do tirante.....	85
2.16.5.9 Dimensionamento do bulbo de ancoragem .....	85
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>87</b>
<b>4 TALUDE EM CORTINA ATIRANTADA – ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>88</b>
<b>4.1 Estudo de caso .....</b>	<b>88</b>
<b>4.2 Descrição da obra .....</b>	<b>88</b>
<b>4.3 Parâmetros adotados nas análises de estabilidade .....</b>	<b>90</b>
4.3.1 Parâmetros dos solos .....	90
4.3.1.1 Resistência ao cisalhamento .....	90
4.3.2 Parâmetros dos tirantes .....	90
4.3.3 Ensaio.....	91
4.3.3.1 Capacidade de carga .....	91
<b>4.4 Resultados das análises de estabilidade.....</b>	<b>93</b>
4.4.1 Pré-dimensionamento .....	93
4.4.2 Análise da estabilidade interna referente ao arrancamento .....	94
<b>4.5 Comparativo - FS x inclinação do tirante .....</b>	<b>99</b>
<b>4.6 Parâmetros adotados nas análises tensão-deformação .....</b>	<b>100</b>
4.6.1 Parâmetros do solo .....	100
4.6.1.1 Módulo de elasticidade do solo .....	100
4.6.1.2 Coeficiente de Poisson do solo.....	101
4.6.2 Parâmetros do concreto .....	101
4.6.2.1 Módulo de elasticidade do concreto .....	102
4.6.2.2 Coeficiente de Poisson do concreto.....	102
4.6.3 Paramento .....	102
4.6.4 Parâmetros dos tirantes.....	103
4.6.4.1 Bulbos.....	103
4.6.4.2 Trecho livre.....	103
4.6.5 Modelagem da geometria do estudo de caso .....	104
4.6.6 Resultados da análise tensão-deformação .....	106
4.6.6.1 Cargas nos bulbos.....	106
4.6.6.2 Deslocamento horizontal na face da parede .....	108

4.6.6.3 Momento fletor na parede.....	108
4.6.6.3.1 Momento fletor na face externa.....	109
4.6.6.3.2 Momento fletor na face interna .....	109
4.6.6.4 Dimensionamento estrutural do paramento por face.....	110
4.6.6.4.1 Armaduras .....	110
4.6.6.4.2 Detalhamento.....	115
<b>5 CONCLUSÃO.....</b>	<b>117</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>119</b>

## **1 INTRODUÇÃO**

Em decorrência de topografias acidentadas e da crescente dos centros urbanos aliada ao crescimento populacional desordenado, culminou a necessidade de conter esforços horizontais de maciços de solo com o intuito de garantir a segurança na ocupação dos terrenos urbanos, através da aplicação de estruturas de contenções.

Em virtude da singularidade apresentada em cada técnica de estabilização de maciços de solo, é essencial a análise minuciosa de cada caso em específico a fim de averiguar o método ideal a ser aplicado em determinado local, uma vez que as técnicas para estabilização são diversas e com características distintas, sendo constantemente aperfeiçoadas e inovadas pela engenharia. Desta forma, observou-se a importância do estudo na área de geotecnia, ligada às estruturas de contenções, dando ênfase à técnica de cortina atirantada.

O método de cortina atirantada promove a estabilização de taludes a partir do conjunto de um elemento tipo laje verticalizada frente ao maciço de solo e tirantes, portanto, a denominação “atirantada”.

Neste contexto, o presente trabalho abordará a técnica de cortina atirantada, bem como o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma cortina atirantada em estudo de caso situada na região central da cidade de Belo Horizonte/MG, amparando-se nos resultados de capacidade de carga obtidos por Vasconcelos (2016), sendo realizado o dimensionamento geotécnico com o auxílio do software Geostudio 2012, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, além de uma análise comparativa do ganho de estabilidade interna referente ao arrancamento em relação à inclinação aplicada aos tirantes. Ressalta-se que o projeto original sofreu alterações em decorrência da impossibilidade na obtenção de todos os dados necessários para análise. Então, a partir do pré-dimensionamento e aplicando o software Geostudio 2012, módulo Sigma/W, foram feitas análises dos resultados de cargas nos bulbos, deslocamentos horizontais e momentos fletores para o dimensionamento estrutural do paramento da cortina atirantada através de formulações preconizadas pela ABNT NBR 6118:2014.

### **1.1 Objetivos**

#### **1.1.1 Objetivo geral**

Apresentar o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma cortina atirantada em estudo de caso situada na região central da cidade de Belo Horizonte/MG, empregando-se as

exigências estabelecidas pela ABNT NBR 5629:2006 e ABNT NBR 6118:2014, utilizando-se como ferramenta computacional para dimensionamento pelo método de Morgenstern e Price, o software Geostudio 2012, módulo Slope/W – voltado ao equilíbrio limite e módulo Sigma/W que consiste no estudo de tensão-deformação. O trabalho foi dividido em duas partes, onde a primeira contempla a análise geotécnica do talude em estudo, já a segunda aborda o dimensionamento estrutural do paramento da cortina atirantada.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar análise de estabilidade via método de equilíbrio limite de um talude em estudo de caso através do software Geostudio 2012, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price;
- Analisar a estabilidade do conjunto após a aplicação dos tirantes, através do software Geostudio 2012, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, para os métodos de capacidade de carga apresentados por Vasconcelos (2016);
- Verificar a possibilidade de otimização do projeto de atirantamento;
- Efetuar análise de tensão-deformação da estrutura a partir do software Geostudio 2012, módulo Sigma/W;
- Realizar o dimensionamento estrutural do paramento em estudo a partir da aplicação de formulações inferidas da ABNT NBR 6118:2014.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Histórico da técnica de cortina atirantada**

Na década de 1950 surgiu na Europa a técnica de atirantamento, onde inicialmente os tirantes eram compostos apenas por uma barra não protendida adentrada aos furos e preenchidos por argamassas, atingindo capacidade de carga de 100 a 200 kN. (MELO et al, 2016).

De acordo com Costa Nunes (1987 apud MELO et al, 2016) a técnica chegou ao Brasil no ano de 1957 estruturando rodovias que interligavam o Rio de Janeiro à Teresópolis e Grajaú à Jacarepaguá, mas se intensificou nacionalmente por consequência da observação de frequentes acidentes nas encostas do Rio de Janeiro por conta de grandes volumes de chuvas ocorridas nos anos de 1966 e 1967. Em 1970, nas obras do metrô de São Paulo foi utilizada a técnica de atirantamento com ancoragem reinjetável, constatando-se resultados satisfatórios que atingiram cerca de 400 kN, fator relevante para alavancar a técnica de contenção no país.

A primórdio do surgimento do método de cortinas atirantadas (década de 1950), a capacidade de carga girava em torno de 100 a 200 kN, ao passo que com a evolução da técnica nas décadas de 1980 e 1990 pôde-se constatar valores de até 1000 kN. Atualmente, a capacidade de carga atinge valores de até 1500 kN. (MELO et al, 2016).

### **2.2 Evolução normativa**

De acordo com Porto (2015) a primeira norma regulamentadora de ancoragens é a DIN 4125, criada no ano de 1972 na Alemanha, servindo de base para a Norma Brasileira NB 565 – Estruturas ancoradas no terreno – Ancoragens injetadas no terreno, criada em 1975. Em 1977, a NB 565 passou a se chamar ABNT NBR 5629 – Estruturas ancoradas no terreno – Ancoragens injetadas no terreno, sem sofrer alterações em seu conteúdo. Em 1996 e 2006 a norma passou por revisões sendo denominada ABNT NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno, que trata das condições exigíveis para tirantes ancorados no terreno. A Figura 1 expõe a evolução mencionada.

Figura 1 – Evolução normativa – ancoragens



Fonte: (PORTO, 2015).

### 2.3 Cortina atirantada - conceito

O método de cortina atirantada destinado à estabilização dos esforços horizontais de maciços de solo com deslocamentos mínimos compreende uma estrutura de contenção semelhante a um elemento tipo parede, constituída de materiais como concreto armado, concreto projetado ou perfis metálicos, ancorada ou acoplada por meio de tirantes ao maciço de solo. A técnica é projetada de modo a transportar a carga para o tirante, que, por conseguinte transfere-a ao terreno. (MELO et al, 2016).

A utilização da técnica de atirantamento é recomendada para estruturas de contenções que exigem grande capacidade de carga, alturas elevadas e situadas em locais de espaço restrito. Excelente para centros urbanos, onde o espaço é limitado. A técnica é também bastante observada em obras rodoviárias e ferroviárias, principalmente em locais que atravessam serras ou que contenham relevos altamente acidentados (MELO et al, 2016). A Figura 2 ilustra uma estrutura de cortina atirantada.

Figura 2 – Exemplo de cortina atirantada

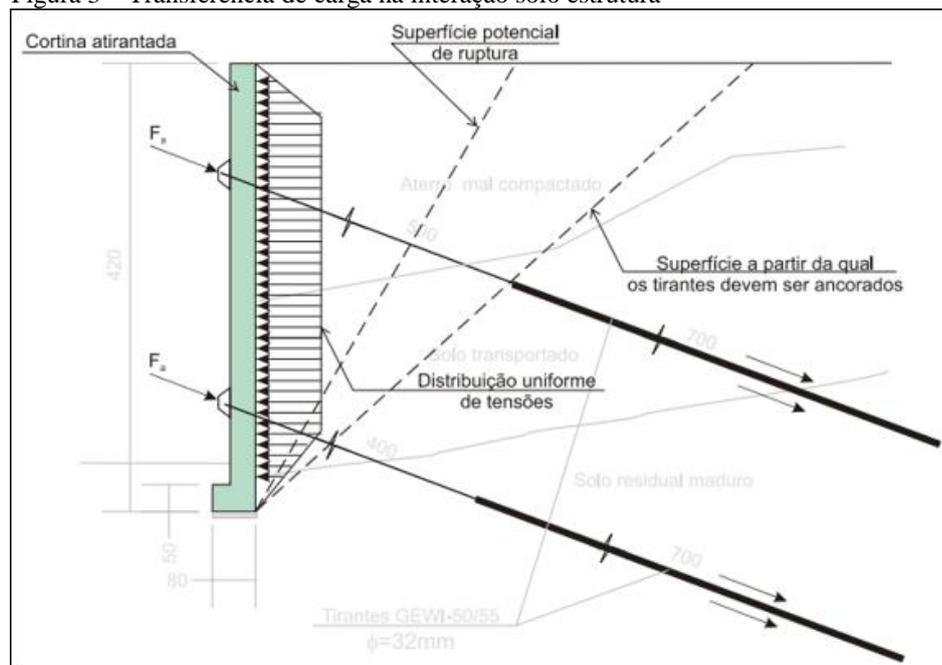


Fonte: (PORTO, 2017).

### 2.3.1 Princípio de funcionamento

O paramento de concreto é empurrado contra o solo através da aplicação de tirantes constituídos por cordoalhas ou monobarras, o que garante a contenção da área. O princípio de funcionamento da técnica de cortina atirantada decorre da execução de um elemento tipo parede executado comumente a partir de concreto armado frente ao maciço de solo a ser contido. Posteriormente à implantação da parede, são inseridos tirantes previamente dimensionados em sua estrutura de modo a empurrá-la contra o solo, assegurando a estabilidade pelas tensões induzidas na interface solo-paramento, através dos efeitos de protensão dos tirantes que atingem cargas de até 1500 kN, exemplificado na Figura 3. (PEREIRA, 2016).

Figura 3 – Transferência de carga na interação solo estrutura



Fonte: (MORE, 2003).

### 2.3.2 Elementos constituintes

Os elementos constituintes de uma cortina atirantada são apresentados na sequência.

#### 2.3.2.1 Concreto armado

O concreto armado figura o sistema construtivo resultante da união do concreto simples (água, mistura de aglomerante, agregado miúdo e agregado graúdo) e barras de aço.

Esses materiais complementares promovem elementos que resistem aos esforços de tração e compressão, provenientes da boa resistência à tração apresentada pelo aço e boa resistência à compressão verificada no concreto. O concreto armado além de apresentar boa resistência à maioria dos esforços apresenta boa trabalhabilidade, facilidade de mão de obra, alta durabilidade e resistência ao fogo, choques, vibrações, efeitos térmicos e atmosféricos (CARVALHO E FILHO, 2015).

Com relação às barras de aço a serem inseridas ao concreto, a ABNT NBR 7480:2008 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação, estabelece os requisitos exigidos para encomenda, fabricação e fornecimento de barras de aço destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado, com ou sem revestimento superficial.

Sussekind (1979 apud MELO et al, 2016) destaca as principais características do concreto armado que o faz tão representativo no ramo da construção civil:

- Aderência: apesar da individualidade, os materiais se aderem de maneira satisfatória de modo que o concreto é capaz de transmitir os esforços de tração ao aço, contribuindo para a diminuição de fissurações.
- Dilatação térmica: os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são próximos. Concreto: entre 0,9 e  $1,4 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$  e Aço:  $1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ .
- Proteção do aço: o concreto ao envolver o aço é capaz de evitar sua oxidação, uma vez que impede a exposição do aço contra o ar e a umidade.

### 2.3.2.2 Aço

De acordo com a ABNT NBR 7480:2008, foram mantidas as categorias CA 25 e CA 50 para barras que devem ser fabricadas por laminação a quente e a categoria CA 60 para fios que devem ser fabricados por trefilação ou processo equivalente. A sigla CA caracteriza concreto armado, já o valor constitui a categoria, ou seja, a resistência de escoamento em  $\text{kN}/\text{cm}^2$ .

A categoria CA25 deve apresentar superfície obrigatoriamente lisa com patamar de escoamento de 250 MPa. Já as barras da categoria CA50 são envoltas de nervuras transversais oblíquas com patamar de escoamento de 500 MPa. Por fim, a categoria CA60 é composta por fios lisos, entalhados ou nervurados, com patamar de escoamento de 600 MPa. Os fios contam com diâmetros inferiores a 10 mm. (ABNT NBR 7480:2008).

Os aços comumente empregados no concreto armado são das classes CA50 (barras nervuradas) e CA60 (fios entalhados) - para maior aderência ao concreto.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 a aderência entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente de aderência  $\eta_1$ , conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$

<b>Tipo de superfície</b>	<b><math>\eta_1</math></b>
Lisa	1
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.3.2.3 Calda de injeção

Infere-se de Solotrat (2015) que a calda de injeção é um aglutinante resultante em sua maioria da mistura de água e cimento, cuja mistura é verificada entre 0,5 e 0,7 da relação entre o peso da água e o peso do cimento.

Segundo Dutra (2013), o trecho ancorado ou bulbo, localizado na extremidade do tirante transmite os esforços atuantes dos tirantes ao terreno. O trecho ancorado é então envolto por material aglutinante que garante maior aderência (aço-cimento) em relação ao solo-cimento.

### 2.3.2.4 Tirantes

A ABNT NBR 5629:2006 caracteriza os tirantes como elementos lineares de eixo reto onde as forças normais de tração são preponderantes.

Infere-se de Costa Nunes (1976 apud VASCONCELOS, 2016) algumas aplicações de ancoragens além do uso para estabilização de taludes: estabilização de escavações subterrâneas (túneis), reforço em estruturas de arrimo, fundações, fundações de torres e estaiamento de estruturas sujeitas à ação do vento. A Figura 4 ilustra alguns casos mencionados.

Figura 4 – Aplicabilidade de tirantes



Fonte: (TORCISÃO 2016 apud PORTO, 2017).

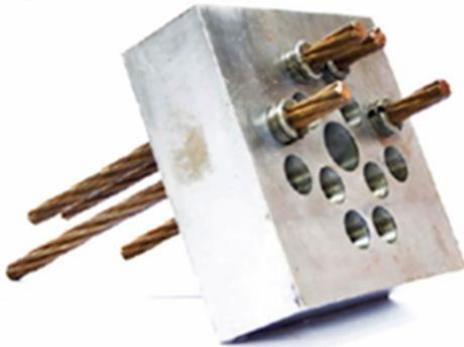
Os tirantes constituem elementos lineares que transmitem os esforços externos de tração para o maciço de solo através do bulbo. Se subdividem de acordo com sua vida útil, podendo ser de utilização provisória ou permanente – tirante provisório, destinado a utilização por tempo inferior a dois anos; tirante permanente, destinado a utilização por tempo superior a dois anos. Pelo estado de trabalho (ativo, passivo e raramente utilizado), pela constituição e pelo esforço solicitante. Sendo que as principais características que diferem os tirantes quanto a sua utilização provém dos valores de coeficiente de segurança (estabelecido em projeto), proteção anticorrosiva (do corpo e da cabeça do tirante) e dos testes de protensão. (ABNT NBR 5629:2006).

Atualmente, existem outros materiais sendo utilizados como elemento base do tirante, porém, em sua grande maioria, o tirante é composto por cordoalhas, fios, monobarra ou múltiplas barras, protendidos ou tracionados. Joppert Júnior (2007 apud FIAMONCINI, 2009) explica as constituições dos tirantes; Tirante de Cordoalha: o elemento é formado por cordoalhas de aço, de diâmetro de 11, 12,7 ou 15,2 mm; Tirantes de fios: a carga de trabalho é proporcional a quantidade de fios inseridos no tirante, havendo um limite normatizado para a quantidade limite de inserção de fios (12 unidades), o que pode atingir uma carga de aproximadamente 419 kN em cada tirante. Segundo a ABNT NBR 5629:2006, os fios a serem utilizados devem possuir área mínima de 50 mm<sup>2</sup>, ou seja, diâmetro mínimo de 8 mm; Monobarra: caracteriza como o próprio nome diz, a utilização de apenas uma barra de aço com tensões de escoamento que giram em torno de 850 MPa e diâmetro nominal de 19 a 32

mm como elemento principal do tirante; Tirante de múltiplas barras: o tirante é composto por mais de uma barra, sendo bem semelhante ao tirante de fios e cordoalhas; Tirante de material sintético: constituído de materiais altamente resistentes à corrosão com alto grau de resistência à tração como polímeros, fibras de vidro, de carbono e de poliéster.

Vasconcelos (2016) explica que o tirante de cordoalhas é comumente empregado em ancoragens que necessitam de grande capacidade de carga, já o tirante monobarra é utilizado em sua maioria, em ancoragens com pequenos comprimentos e que requerem pequena capacidade de carga. As Figuras 5 a 7 ilustram os tirantes mais usuais - tirantes de cordoalhas, monobarra e múltiplas barras, respectivamente.

Figura 5 – Tirante de cordoalhas



Fonte: (GEOSSINTEC, 2007).

Figura 6 – Tirante monobarra



Fonte: (PORTO, 2017).

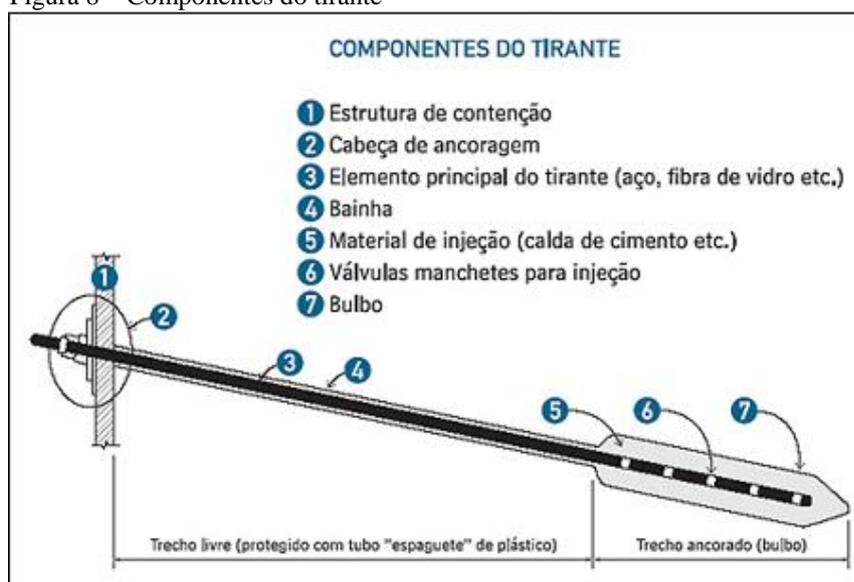
Figura 7 – Tirante de múltiplas barras



Fonte: (PORTO, 2017).

A Figura 8 contempla uma representação esquemática dos componentes constituintes do tirante.

Figura 8 – Componentes do tirante



Fonte: (TÉCHNE, 2007).

#### 2.3.2.4.1 Acessórios complementares dos tirantes

A Tabela 2 retrata alguns acessórios complementares do tirante, além do elemento estrutural (aço) e do material de ancoragem (calda de cimento).

Tabela 2 – Acessórios complementares do tirante

<b>Material</b>	<b>Função</b>
Tubo PVC	Permite a inserção da calda de cimento
Tubo espaguete (plástico)	Mantém o isolamento do elemento estrutural (aço) no trecho livre
Espaçadores	Centraliza o corpo do tirante no furo
Cabeça do tirante ou cabeça de protensão	Nela, existem elementos que prendem o tirante, tracionado ou protendido, junto à contenção

Fonte: (Adaptado TÉCHNE, 2007).

#### 2.3.3 Drenagem da cortina atirantada

A drenagem da cortina atirantada, como de quaisquer contenções, deve funcionar de maneira eficaz a fim de evitar problemas advindos da má execução e dimensionamento dos dispositivos de drenagem, podendo abalar a estrutura e até mesmo levá-la ao colapso. De acordo com Fonseca (2016 apud MELO et al, 2016), toda estrutura de cortina atirantada deve

dispor de drenagem de topo do tipo canaleta, drenagem interna conhecida como DHP (dreno horizontal profundo) implementada ao pé da cortina e elementos tipo barbacãs. Fonseca (2016 apud MELO et al, 2016) explica que toda água deve ser retirada de dentro do talude a fim de não sobrecarregar a superfície crítica evitando danos à estrutura.

## **2.4 Método executivo da cortina atirantada**

### 2.4.1 Fundação

A infraestrutura de uma cortina atirantada deve ser dimensionada através de estimativas de resistência do solo e cargas aplicadas na fundação. Leal (2014) relata que caso considere a contribuição da fundação no equilíbrio de forças, haverá uma redução considerável da carga necessária nos tirantes para que se atinja  $FS=1,5$ .

### 2.4.2 Cortina

O elemento tipo parede (cortina) cumpre a função de paramento e pode ser dimensionado conforme instruções para dimensionamento de uma laje lisa ou laje cogumelo, porém, disposta de forma vertical. Usualmente utiliza-se o concreto armado que consiste no processo construtivo resultante da união do concreto simples e barras de aço, visando a resistência aos esforços a que forem submetidos. (CORSINI, 2011).

### 2.4.3 Preparo do tirante

Segundo Dutra (2013), o material constituinte dos tirantes deve ser devidamente cortado conforme projeto e envoltos por uma camada anticorrosiva a fim de proporcionar proteção contra a corrosão.

Na impossibilidade de aplicação de material constituinte de forma integral, a ABNT NBR 5629:2006 ressalta a possibilidade de emendas, desde que garanta através de ensaios a resistência prevista em projeto.

### 2.4.4 Perfuração

Segundo a ABNT NBR 5629:2006, as perfurações para inserção dos tirantes devem ser realizadas com equipamento compatível ao terreno, de modo a promover furos retilíneos

de comprimento, diâmetro e inclinação pré-estabelecidos e locados conforme projeto. A norma ressalta ainda que a perfuração deve contemplar um perfeito alinhamento, além de impedir que o ato da perfuração prejudique a resistência do terreno.

Infere-se de Dutra (2013) que os furos devem ser “lavados” finda perfuração, a fim de evitar o acúmulo de quaisquer impurezas advindas das perfurações.

#### 2.4.5 Injeção da calda de cimento ou aglutinante

Dutra (2013) explica que a injeção da calda de cimento é feita com o auxílio de mangueiras do fundo do furo para a boca do furo, podendo ser executada em fase única que consiste no preenchimento dos furos ou por aplicação de pressão apenas na boca do furo ou por injeção em fases múltiplas, onde é feita a reinjeção por tubos auxiliares com válvulas especiais em sentido único e ressalta que durante a etapa de injeção da calda pode haver refluxo pela boca dos furos.

De acordo com Porto (2017), a injeção da calda de cimento em fases múltiplas deve ser feita através do processo de injeção, lavagem do furo, nova injeção e assim sucessivamente.

#### 2.4.6 Inserção dos tirantes

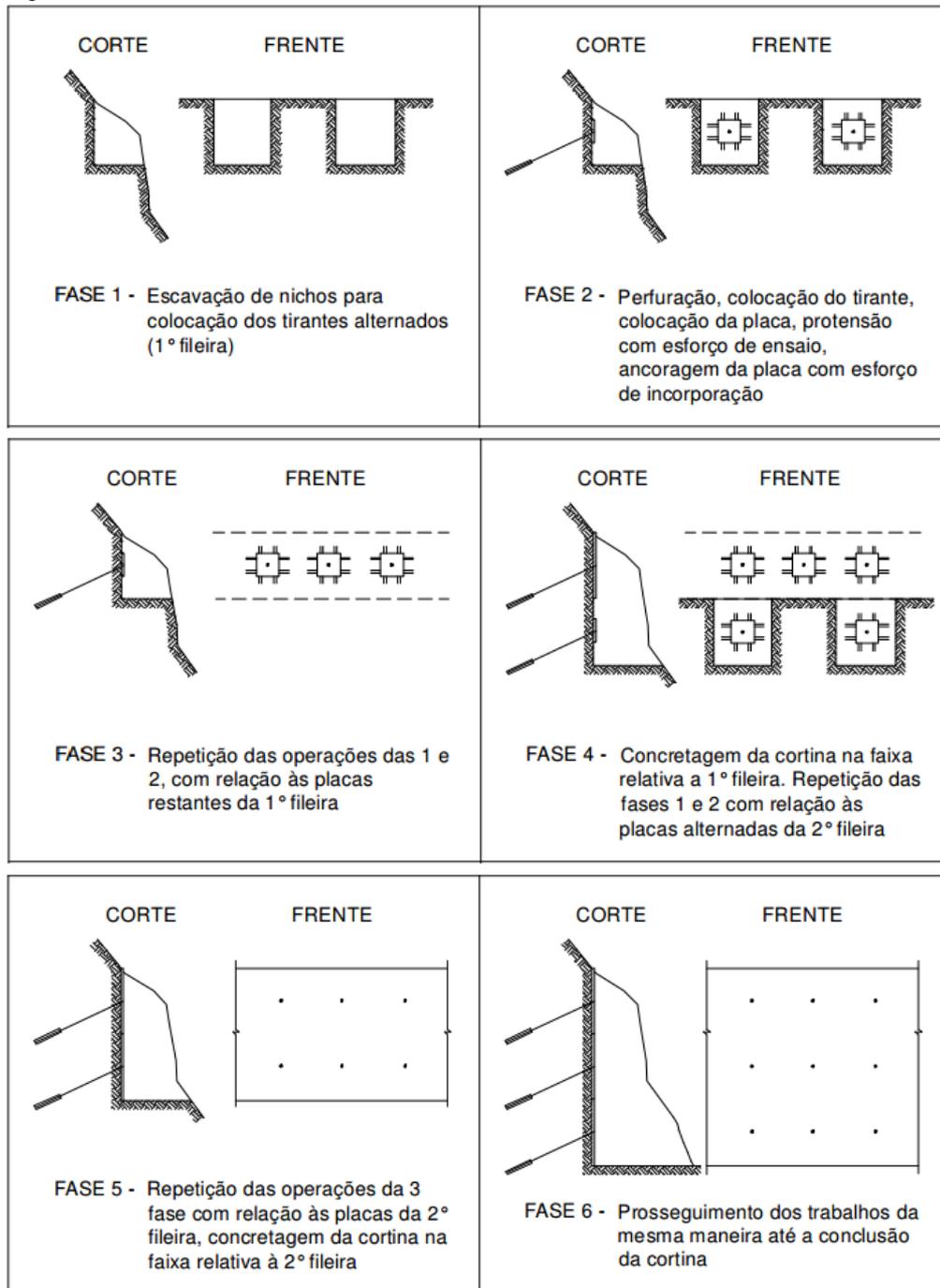
De acordo com Dutra (2013), os tirantes podem ser posicionados aos furos antes ou após a injeção da calda de cimento. Em ambos os casos, o correto posicionamento é fundamental para garantir o funcionamento pleno da estrutura. Caso a introdução dos tirantes seja feita após o preenchimento dos furos, esta deve ser realizada imediatamente após a inserção da calda de injeção. Salienta-se que para utilização dos tirantes, os mesmos devem passar por ensaios preconizados pela ABNT NBR 5629:2006.

#### 2.4.7 Aplicação das cargas

A ABNT NBR 5629:2006 elucida que a aplicação das cargas deve ser realizada através do conjunto manômetro-macaco-bomba hidráulico e que as forças de tração devem coincidir com a direção dos eixos dos tirantes.

A Figura 9 ilustra o processo executivo da técnica de cortina atirantada.

Figura 9 – Processo construtivo de cortina atirantada



Fonte: (TÉCHNE, 2007).

## 2.5 Ensaios

### 2.5.1 Ensaio para caracterização do maciço de solo

Melo et al, (2016) ressaltam a necessidade de estudo geotécnico prévio à execução da cortina atirantada para caracterização do solo a fim de promover o conhecimento dos

parâmetros físicos do solo, sendo necessário ensaios para análise granulométrica, ensaio de compactação, limite de consistência, teor em água natural, verificação da massa volumétrica e densidade das partículas

### 2.5.2 Ensaios de protensão

Infere-se da ABNT NBR 5629:2006 que todos os tirantes a serem utilizados na estrutura de contenção devem passar por ensaios de protensão, sendo que, quando injetados com cimento CP-II ou CP-III, os ensaios devem ser realizados sete dias após a injeção do tirante, ao passo que, quando injetados com cimento ARI, a realização dos ensaios dá-se após três dias da injeção. A norma classifica os ensaios de protensão para verificação do desempenho do tirante em: ensaio básico, de qualificação, de recebimento e de fluência.

#### 2.5.2.1 Ensaio básico

De acordo com a ABNT NBR 5629:2006, o ensaio básico tem a finalidade de verificar o desempenho de um tirante, observando-se a conformação do bulbo, a centralização do tirante no bulbo, a injeção e o comprimento livre do tirante.

Segundo Porto (2015), este ensaio é normalmente aplicado para sanar dúvidas sobre o desempenho de um novo modelo de tirante. Melo et al, (2016) concluem que o ensaio básico é considerado um ensaio preliminar, uma vez que verifica previamente a eficiência geral do tirante.

#### 2.5.2.2 Ensaio de qualificação

A ABNT NBR 5629:2006 expõe que o ensaio de qualificação verifica o comportamento dos elementos após a injeção, além da capacidade de carga dos tirantes e seus deslocamentos sob carga.

Deve ser ensaiado pelo menos 1% da quantidade total de tirantes definitivos e em ao menos um dos primeiros tirantes da obra. Os ensaios partem da carga F0, vão até a carga do primeiro estágio, voltam a carga F0, vão ao estágio seguinte e retornam a carga F0 e assim sucessivamente até atingir a carga máxima prevista e então, é verificado por instrumento preciso – paquímetro, o deslocamento da cabeça de ancoragem nas fases de carga (ABNT NBR 5629:2006).

### 2.5.2.3 Ensaio de recebimento

Controla a capacidade de carga e o comportamento dos tirantes, sendo quatro tipos de carregamentos definidos de acordo com a utilização do tirante. A norma dita que os ensaios devem partir da carga inicial  $F_0$ , ir até a carga máxima prevista, retornar à  $F_0$  e recarregar até a carga de trabalho prevista  $F_t$ . (ABNT NBR 5629:2006).

Inferese da ABNT NBR 5629:2006 as cargas a serem aplicadas nos ensaios de recebimento de acordo com o tipo, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Cargas a serem aplicadas no ensaio de recebimento

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

Fonte: (ABNT NBR 5629:2006).

Sendo que,

- Tirantes permanentes: ensaiar Tipo A em 10% dos tirantes (no mínimo) e ensaiar Tipo B no restante;
- Tirantes provisórios: ensaiar Tipo C em 10% dos tirantes (no mínimo) e ensaiar Tipo D no restante.

### 2.5.2.4 Ensaio de fluência

O ensaio de fluência serve para verificar a estabilidade do tirante sob ação de carga de longa duração, sendo semelhante ao ensaio de recebimento, onde se determina o coeficiente de fluência. O coeficiente pode ser obtido através da Equação 1 para cargas de 1,75 Ft, menores ou iguais a 2 mm. (ABNT NBR 5629:2006).

$$Cf = \frac{d_2 - d_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (1)$$

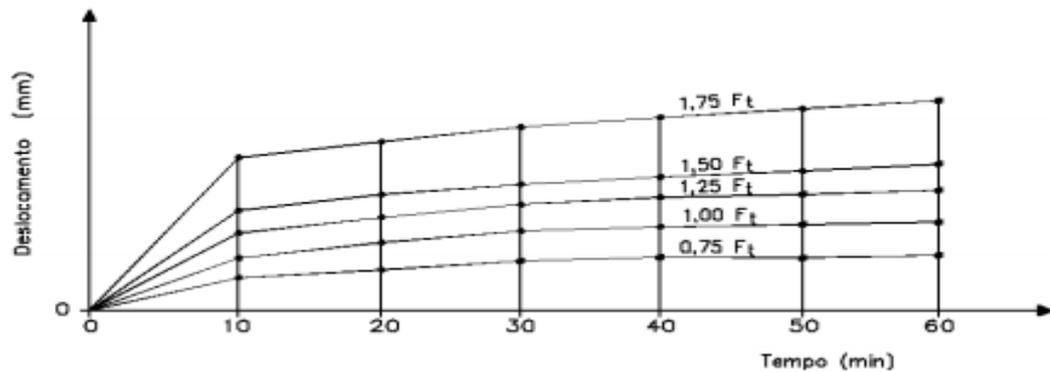
Onde,

Cf: coeficiente de fluência da ancoragem;

d1: deslocamento da cabeça da ancoragem no tempo  $t_1$ ;

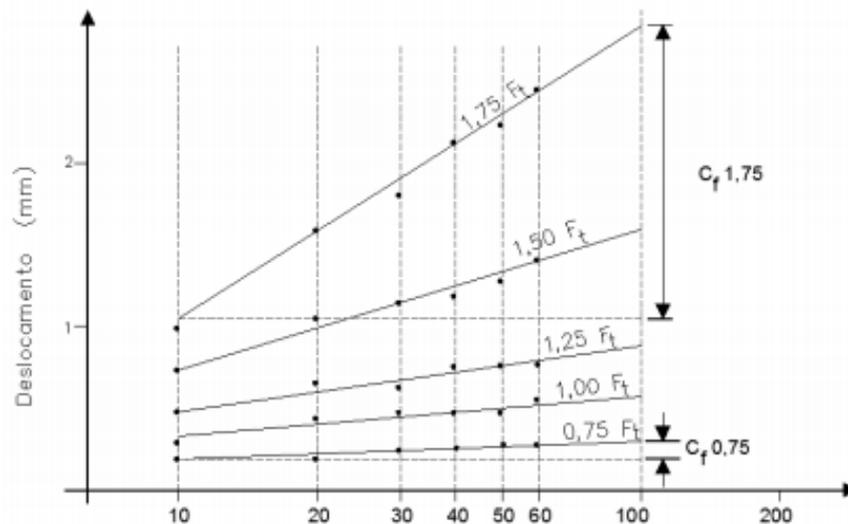
d2: deslocamento da cabeça da ancoragem no tempo  $t_2$  (Gráficos 1 e 2).

Gráfico 1 – Tempo x deslocamentos



Fonte: (ABNT NBR 5629:2006).

Gráfico 2 – Log (tempo) x deslocamento



Fonte: (ABNT NBR 5629:2006).

## 2.6 Estruturas de contenção

### 2.6.1 Conceito

Barros (2014) define estruturas de contenção como sendo obras civis cuja finalidade é promover a estabilização de maciços de solo, oferecendo suportes a fim de evitar deslocamentos de terra por consequência do peso próprio e/ou carregamentos externos.

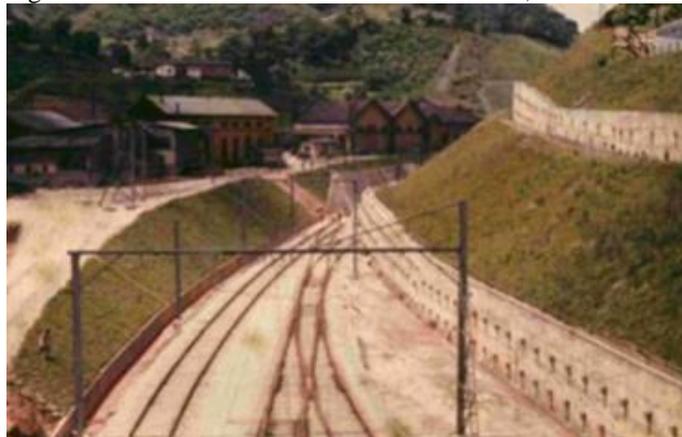
### 2.6.2 Desastres com estruturas de contenção

Acidentes com movimentos de massa acontecem corriqueiramente no Brasil, em especial nos períodos de intensas precipitações principalmente em áreas de risco onde o crescimento populacional ocorre de maneira desordenada.

Cerca de trinta anos após o surgimento da técnica de atirantamento começaram a surgir acidentes com cortinas atirantadas, onde em sua maioria, os tirantes junto às cabeças apresentavam altos níveis de corrosão, levando estruturas à perda de resistência e consequentemente segurança. (MELO et al, 2016).

Construída no ano de 1974, em Vila Nova – SP, uma estrutura de contenção de cortina atirantada promovia a estabilização de altos taludes (cerca de 20 m) às margens da linha férrea sentido serra da Cremalheira, Figura 10. Patologias como corrosão dos tirantes junto às cabeças e drenagem precária trouxeram parte da estrutura à ruptura no ano de 2005 após intensas chuvas, Figura 11. (MELO et al, 2016).

Figura 10 – Cortina atirantada em Vila Nova-SP, 1974



Fonte: (SOLOTRAT, 1974).

Figura 11 – Ruptura da estrutura, em Vila Nova-SP no ano de 2005



Fonte: (SOLOTRAT, 2005).

Ressalta-se que grande parte das patologias apresentadas em estruturas atirantadas advém da corrosão, em especial nos tirantes junto às cabeças (Figura 12). A precária manutenção e ou proteção levam os tirantes a perda de resistência que podem ocasionar seu rompimento, percolação de água (deslocamento de água através do solo) e o efeito punção. (MELO et al, 2016).

Figura 12 – Corrosão da cabeça do tirante



Fonte: (SOLOTRAT, 2005).

O acontecimento denota a importância de um eficaz sistema de estabilização em taludes, encostas e escavações, principalmente em regiões habitadas.

### 2.6.3 Comparativo qualitativo entre estruturas de contenção

A escolha do método de contenção ideal para cada problemática decorre da análise de aspectos físicos, como altura da estrutura, espaço físico disponível, sobrecargas, meios de acesso dentre outros; aspectos geotécnicos: tipo de solo e capacidade de suporte, presença de lençol freático etc, e aspectos econômicos onde deve-se avaliar a disponibilidade de recursos, mão de obra e custos, bem como o tempo de execução da obra, tornando-a viável ou não sob o ponto de vista econômico e ou de uso. (TÉCHNE, 2007).

Dentre os métodos de estabilização de taludes, destacam-se: cortina atirantada, gabiões, muro de arrimo de flexão, retaludamento, solo grampeado e terra armada. Suas principais características estão expostas na Tabela 4.

Tabela 4 – Comparativo entre métodos de estabilização

<b>Estrutura</b>	<b>Características</b>
Cortina atirantada	Estrutura de concreto armado que trabalha em conjunto com tirantes; Recomendada para cortes em terrenos com grande carga a ser contida ou em solos que apresentam pouca resistência à estabilidade; Método com custo mais elevado.
Gabiões	Estrutura flexível, de grande resistência e ação drenante, confeccionada a partir de "caixas" de telas metálicas preenchidas com material de grande granulometria (ex.: seixo rolado e pedra britada) e maior peso específico; A resistência é obtida através do peso da caixa sobre o solo (gravidade); Estrutura com peso elevado; Destinada a pequenas alturas; Não necessita o uso de drenos; Fácil execução.
Retaludamento	Método simples, realizado através da remoção de terras desprendidas e posterior execução de cortes escalonados; Tem o objetivo de diminuir a massa de solo sobre a superfície de ruptura do talude.
Solo grampeado	Técnica de rápida execução; Consiste na instalação dos grampos e posterior jateamento de concreto na superfície do talude; Se adequa bem às superfícies deformadas; Necessita de sistema de drenagem (ex.: barbacan).
Terra armada	Utilizada apenas para alturas até 20 metros; Técnica de contenção realizada apenas por empresas patenteadas.

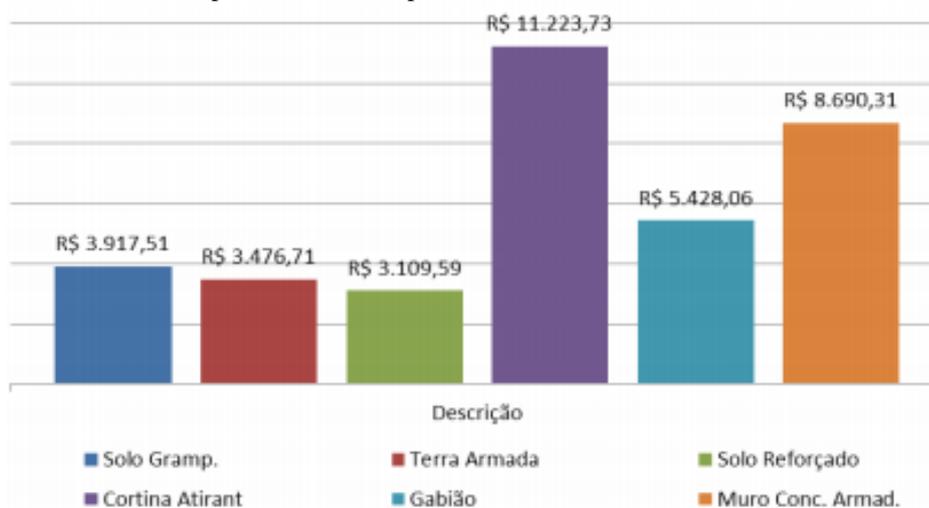
Fonte: (TÉCHNE, 2007).

#### 2.6.4 Comparativo de custos entre estruturas de contenção

Melo et al, (2016) realizaram um estudo comparativo de custos no ano de 2016, dando ênfase às estruturas de contenções: Solo Grampeado, Cortina Atirantada, Terra Armada, Gabião, Solo Reforçado e Muro de Concreto Armado. O comparativo não aborda os custos com mão de obra, nem com o insumo BDI (Benefício e Despesas Indiretas ou Bonificação e Despesas Indiretas).

O comparativo foi realizado a partir da verificação do custo por metro corrido de contenção para estruturas com alturas de 6 metros (Gráfico 3).

Gráfico 3 – Custo por metro corrido para altura de 6 m



Fonte: (MELO et al, 2016)

A análise do comparativo entre estruturas para altura de 3 m, resulta no menor custo por metro corrido de contenção utilizando-se a técnica de solo grampeado, ao passo que o custo mais elevado decorre do uso da técnica de muro de concreto armado.

O comparativo de custos para altura de 6 m resulta no menor custo por metro corrido de contenção utilizando-se a técnica de solo reforçado, ao passo que o custo mais elevado decorre do uso da técnica de cortina atirantada.

A partir de análise sobre os estudos realizados por Melo et al, (2016) pôde-se constatar que embora a técnica de cortina atirantada apresente alto grau de segurança, a mesma consiste em uma técnica com custo bem mais elevado para estruturas de contenção de alturas elevadas em comparação às demais.

## 2.7 Taludes

### 2.7.1 Conceito de taludes

Caputo (1987) explana que superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, rocha ou ambos, se designam como *taludes*, podendo ser naturais ou artificiais. Por se tratar de superfície não horizontal, o talude está sujeito à ação da gravidade, o que poderá ocasionar a ruptura do solo, promovendo deslizamentos. A Figura 13 ressalta a nomenclatura utilizada no ramo da mecânica dos solos.

Figura 13 – Talude e suas nomenclaturas



Fonte: (CAPUTO, 1987).

### 2.7.2 Formas geométricas de taludes

Gerscovich (2012) relata as formas geométricas de encostas corriqueiramente encontradas (superfície plana, convexa e côncava), conforme ilustrado na Figura 14.

Figura 14 – Formas geométricas de um talude

TIPO DE TALUDE	SUPERFÍCIE
	Plana
	Convexa
	Côncava

Fonte: (GERSCOVICH, 2012).

## 2.8 Estabilidade de taludes

A análise de estabilidade de taludes segundo Das (2011) compreende a verificação de diversos fatores, dentre eles: resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito e coesão), tensão de cisalhamento ao longo da linha de ruptura do talude, fator de segurança, peso específico do solo, estudo de percolação, coesão, escolha da superfície de deslizamento, nível do lençol freático e avaliação da estratificação do solo e seus parâmetros de resistência, tendo como principal objetivo a verificação da condição de segurança, determinada a partir do fator de segurança. Das (2011) resume que a resistência ao cisalhamento é a resistência interna que o maciço de solo resiste antes de atingir a ruptura, Figura 15.

Barros (2013) explana que a análise da estrutura de contenção se resume na verificação do equilíbrio do conjunto (maciço de solo/estrutura de contenção), sendo que no maciço de solo devem ser observados seu peso próprio, resistência, deformabilidade, geometria do material, condições de drenagem e valor das cargas externas aplicadas no solo. Ao passo que devem ser considerados a geometria estrutural, o material e o sistema construtivo utilizados na estrutura. Do conjunto, é essencial a análise das características da interface solo/estrutura.

Além de possibilitar a verificação do fator de segurança, a análise permite ainda, a definição da geometria ideal com a melhor condição econômica e executiva.

Figura 15 – Tensões atuantes no talude



Fonte: (MELO et al, 2016).

### 2.8.1 Ensaio de campo

O reconhecimento do perfil geológico do terreno é de fundamental importância para escolha e dimensionamento da infraestrutura. Sendo que no Brasil grande parte das

investigações do solo são realizadas a partir de ensaios de SPT, por consequência da facilidade de aplicação dos resultados.

### 2.8.1.1 SPT – Standard Penetration Test

O SPT – Standard Penetration Test, regulamentado pela ABNT NBR 6484:2011 – Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio e ABNT NBR 7250:1982 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Consiste na introdução de um amostrador bipartido até a camada impenetrável do solo, cuja introdução é feita através da sua cravação contando-se o número de golpes dados a cada 15 cm. Após a cravação é realizado a retirada do amostrador para análise e classificação em laboratório.

Diversos fatores influenciam nos resultados do SPT, Palacios (1977 apud CARVALHO, 2012) expressa-os conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Fatores que influenciam nos resultados do SPT

<b>Fatores relacionados ao solo</b>	<b>Fatores relacionados aos procedimentos</b>	<b>Fatores relacionados ao amostrador</b>
Resistência;	Avanço, limpeza e estabilidade do furo;	Diâmetro;
Compacidade relativa ou consistência;	Profundidade relativa do furo;	Razão da párea projetada;
Permeabilidade;	Profundidade relativa do revestimento;	Rugosidade externa e interna;
Grau de saturação;	Intervalo de tempo entra e perfuração e a amostragem;	Forma e estado da sapata cortante;
Sensibilidade (argilas);	Espaçamento entre amostragens subsequentes;	Alargamento externo e interno (clearance);
Forma, distribuição e tamanho dos grãos (areias).	Profundidade de penetração do amostrador.	Área e forma das aberturas de alívio de pressão ou ventosas (vents).

Fonte: (PALACIOS, 1977 apud CARVALHO, 2012).

A Tabela 6, estabelecida pela ABNT NBR 6484:2011 indica parâmetros para estimar o tipo de solo a partir dos valores de  $N_{SPT}$ .

Tabela 6 – Classificação dos solos arenosos e coesivos de acordo com o  $N_{SPT}$ 

Solo	Índice de resistência à penetração ( $N_{70}$ )	Designação
Areias e siltes arenosos	$\leq 4$	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	$> 40$	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	$\leq 2$	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	$> 19$	Dura (o)

Fonte: (ABNT NBR 6484:2011).

## 2.8.2 Parâmetros do solo

De acordo com Rocha (2016), o solo é a resultante do intemperismo sofrido pelas rochas ao longo do tempo, o que promove características individuais e consequentes comportamentos distintos a cada maciço de solo, o que torna sua análise de suma importância para quaisquer aplicação.

### 2.8.2.1 Peso específico

De acordo com Caputo (1996) o peso específico das partículas do solo ( $\gamma_g$ ) é a relação do peso da massa sólida por uma unidade de volume conforme demonstrado na Equação 2.

$$\gamma_g = \frac{P}{V} \quad (2)$$

Infer-se da ABNT NBR 6502:1995 que o peso específico pode ser classificado como seco, natural, submerso ou saturado, sendo relatado por Rocha (2016), conforme:

- Peso específico seco: dado pela relação entre o volume total e o peso seco em sua fase sólida;
- Peso específico natural: dado pela relação entre volume total no estado natural e o peso total do solo nas fases sólida e líquida;
- Peso específico saturado: refere-se ao peso específico cujos vazios estão preenchidos por água;

- Peso específico submerso: dado pela diferença do peso saturado pelo peso específico da água.

Rocha (2016) elucida que os valores de peso específico podem ser estimados a partir da compactidade da areia e da consistência da argila determinados em função do SPT, conforme ilustrado nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 – Peso específico para solos argilosos

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Consistência</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2010).

Tabela 8 – Peso específico para solos arenosos

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Compactidade</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>		
		<b>Areia seca</b>	<b>Areia úmida</b>	<b>Areia saturada</b>
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2010).

#### 2.8.2.2 Ângulo de atrito interno

Infere-se da ABNT NBR 6502:1995 que o ângulo de atrito interno confere o ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente em um dado ponto da curva envoltória de Mohr.

Cintra e Aoki (2010) relatam que é possível estimar o valor do ângulo de atrito interno a partir de correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (N<sub>SPT</sub>). Sendo definidas por Godoy (1983) na Equação 3 e por Teixeira (1996) pela Equação 4.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * N_{SPT} \quad (3)$$

$$\phi = \sqrt{20}N_{SPT} + 15^\circ \quad (4)$$

### 2.8.2.3 Coesão

A coesão, segundo a ABNT NBR 6502:1995 - Rochas e solos, refere-se à resistência aos esforços de cisalhamento do solo.

Almeida (2005 apud ROCHA, 2016) relata que a coesão é inversamente proporcional ao diâmetro das partículas de solo, ou seja, quanto menor o diâmetro das partículas, maior a coesão.

Este parâmetro de solo também pode ser estimado a partir da relação empírica com o  $N_{SPT}$ , conforme mencionado na Equação 5. (TEIXEIRA E GODOY 1996 apud CINTRA, AOKI, 2010).

$$c = 10 * N_{SPT} \quad (5)$$

Onde,

$c$  = coesão do solo (kPa).

### 2.8.3 Fator de segurança

Sayão (1994 apud FIAMONCINI, 2009) elucida que o fator de segurança (FS) caracteriza a condição de segurança de uma estrutura, sendo definido a partir da relação entre resistência ao cisalhamento do solo ( $S$ ) e a tensão de cisalhamento atuante ( $\tau$ ), de acordo com a Equação 6.

$$F = \frac{S}{\tau} \quad (6)$$

O fator de segurança admissível ( $FS_{adm}$ ) decorre de características de possíveis consequências de ruptura que implicam na perda de vidas humanas e/ou econômicas. Disponível na ABNT NBR 11682:2009 - Estabilidade de taludes, conforme exposto na Tabela 9.

Tabela 9 – Recomendações para fatores de segurança admissíveis

FS adm		Risco de perda de vidas humanas		
		Desprezível	Médio	Elevado
Risco de perda econômica	Desprezível	1,1	1,2	1,4
	Médio	1,2	1,3	1,4
	Elevado	1,4	1,4	1,5

Fonte: (ABNT NBR 11682:2009).

## 2.8.4 Métodos de análise de estabilidade de taludes

Diversos são os métodos de análise de estabilidade, sendo os mais consagrados expostos na sequência.

### 2.8.4.1 Método das Fatias

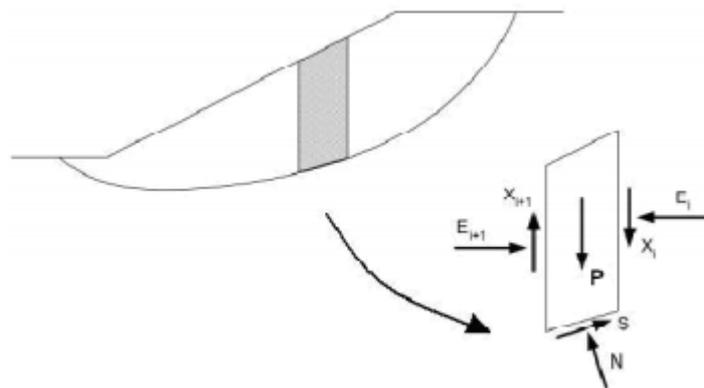
De acordo com Melo et al, (2016), o método mais aplicado para contenções é o método das fatias, onde a superfície potencial de ruptura é dividida em fatias verticais a fim de possibilitar os cálculos na condição de ruptura circular ou poligonal, aplicando-se a cada fatia as equações de equilíbrio, onde:

$$\Sigma \text{ Forças horizontais} = 0$$

$$\Sigma \text{ Forças verticais} = 0$$

$$\Sigma \text{ Momentos} = 0$$

Figura 16 – Ação das forças



Fonte: (MELO et al, 2016).

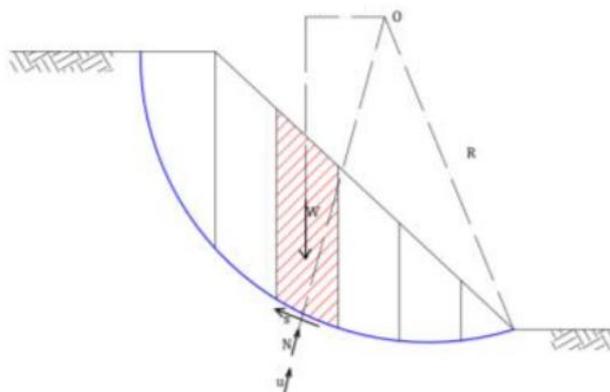
O método consiste na divisão de “fatias” da potencial superfície de ruptura, conforme Figura 16, e consideração da base de cada fatia como uma superfície linear. O peso do maciço de solo perfaz a tensão normal em cada fatia de forma individualizada, já as forças verticais devem equilibrar-se. (MELO et al, 2016).

Dentre esse tipo de aplicação, destacam-se os métodos de Fellenius (1936) e Bishop simplificado (1955) que operam com a condição de ruptura circular e Morgenstern e Price (1965) que decorre de uma superfície de ruptura qualquer.

#### 2.8.4.1.1 Fellenius (1936)

Considerando a condição de ruptura circular (Figura 17), Pereira (2016) relata que o método de Fellenius compreende apenas a análise de equilíbrio de momentos, desprezando todas as forças atuantes presentes entre as fatias, sendo baseado no equilíbrio das forças normais no talude.

Figura 17 – Parâmetros envolvidos no método de Fellenius



Fonte: (FERREIRA, 2012 apud MELO et al, 2016).

Onde,

$N$ : Força normal atuante na base da fatia;

$W$ : Peso da fatia;

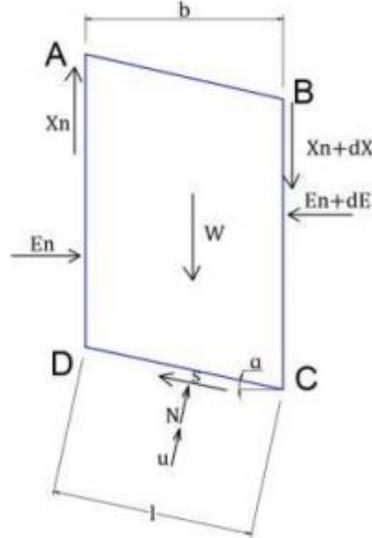
$u$ : Poropressão na base da fatia;

$R$ : Raio.

A Figura 18 detalha a fatia em destaque, de modo a apresentar as forças atuantes em uma fatia separadamente. O método implica na não interação entre as fatias, portanto, as

forças laterais atuantes consideradas de intensidade equivalentes, são desprezadas. (MELO et al, 2016).

Figura 18 – Forças atuantes em uma fatia em destaque



Fonte: (FREITAS, 2011 apud MELO et al, 2016).

Onde,

$X_n$  e  $X_{n+dX}$ : Forças verticais atuantes entre as fatias;

$E_n$  e  $E_{n+dE}$ : Forças horizontais atuantes entre as fatias;

$\alpha$ : Ângulo equivalente;

$s$ : Resistência mobilizada na base da fatia;

$l$ : Comprimento da base da fatia.

Melo et al, (2016) fazem as seguintes considerações:

A decomposição da força normal atuante  $N$  é verificada através da Equação 7.

$$N = W \cdot \cos \alpha + (x_n - (x_n + dX)) \cdot \cos \alpha + (E_n - (E_n + dE)) \cdot \sin \alpha \quad (7)$$

Por consequência da desconsideração das forças laterais, aplica-se no método a Equação 8, onde leva-se em conta apenas o peso da fatia devido ao ângulo.

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (8)$$

Já o fator de segurança pode ser obtido através da Equação 9.

$$FS = \frac{\sum(c'.l) + W \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi'}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (9)$$

Onde,

$FS$ : Fator de segurança;

$c'$ : Coesão efetiva;

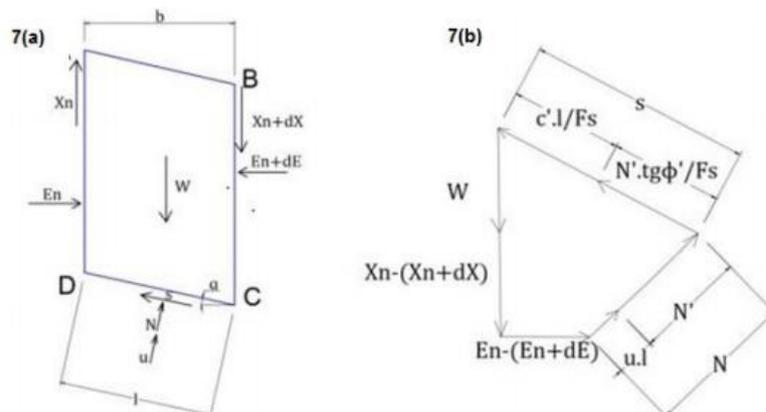
$l$ : Comprimento da base da fatia

$\Phi'$ : Ângulo de atrito efetivo.

#### 2.8.4.1.2 Bishop Simplificado (1955)

O método de Bishop consiste no melhoramento do método de Fellenius, tornando-o um dos métodos mais utilizados atualmente. Ao contrário do método de Fellenius, o método considera as reações entre as fatias constituintes, desconsiderando as componentes cisalhantes, conforme Figura 19. (MELO et al, 2016).

Figura 19 – Análise das forças atuantes em uma fatia em destaque.



Fonte: (MELO et al, 2016).

#### 2.8.4.1.3 Morgenstern e Price (1965)

O método de Morgenstern e Price visa estabelecer uma formulação de coeficientes de segurança para um talude com superfície de ruptura qualquer, sendo o primeiro método abrangente de todas as condições de equilíbrio.

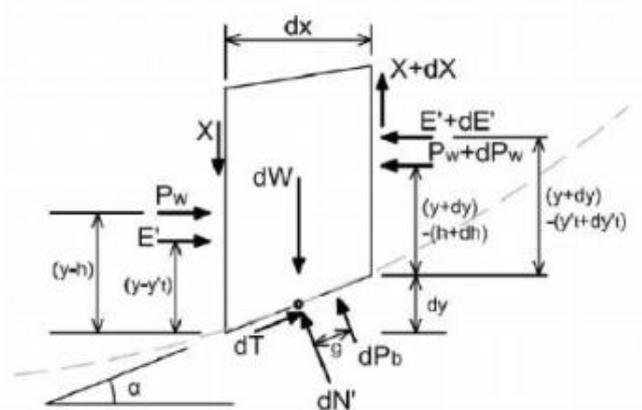
Em decorrência da necessidade do uso de elevado número de iterações, a aplicação do método de forma manual se torna impraticável, conduzindo-o à indispensabilidade de recursos computacionais para sua realização. (PEREIRA, 2016).

O método consiste na subdivisão da massa de solo potencialmente instável (zona ativa) em parcelas denominadas fatias, a fim de possibilitar a aplicação de condição de equilíbrio a cada fatia individualmente, além de permitir a análise de geometrias complexas e condições de solo variáveis.

Jiménez (2008 apud PEREIRA, 2016) explana que o método das fatias atribui à massa potencialmente instável, equivalência ao comportamento de um corpo rígido. Já os materiais componentes apresentam comportamento rígido-plástico.

Ainda de acordo com Pereira (2016), o fator de segurança que caracteriza a condição de segurança de uma estrutura é obtido através do somatório das forças tangenciais e normais atuantes na base das fatias e do somatório das forças de momento em torno do centro da base de cada parcela, conforme Figura 20, onde é apresentado o sistema de forças atuantes em uma fatia da massa em equilíbrio com largura infinitesimal.

Figura 20 – Forças atuantes em uma fatia com largura infinitesimal



Fonte: (SILVA, 2011 apud PEREIRA, 2016).

Onde,

$E'$ : força normal efetiva de interação;

$X$ : força tangencial de interação;

$dW$ : peso da fatia;

$P_w$ : resultante das poropressões que atuam na face lateral da fatia;

$dP_b$ : resultante das poropressões na base da fatia;

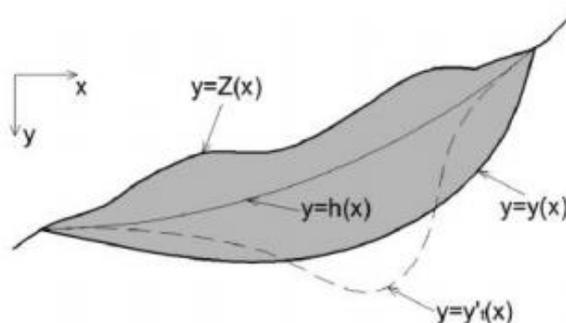
$dN'$ : força normal efetiva na base da fatia;

$dT$ : força cisalhante na base da fatia;

$\alpha$ : inclinação da base da fatia.

O método de Morgenstern e Price foi desenvolvido a partir de um talude esquemático conforme ilustrado na Figura 21, levando-se em consideração as condições de equilíbrio do maciço de solo delimitada pela superfície do terreno e pela superfície de ruptura da curva adotada. (PEREIRA, 2016).

Figura 21 – Talude esquemático do método Morgenstern & Price



Fonte: (SILVA, 2011 apud PEREIRA, 2016).

Onde,

$y = Z(x)$ : condição de equilíbrio da massa de solo delimitada pela superfície do terreno;

$y = y(x)$ : condição de equilíbrio da massa de solo delimitada pela superfície de ruptura da curva adotada;

$y = y'(x)$ : variação das tensões efetivas;

$y = h(x)$ : variação das pressões intersticiais.

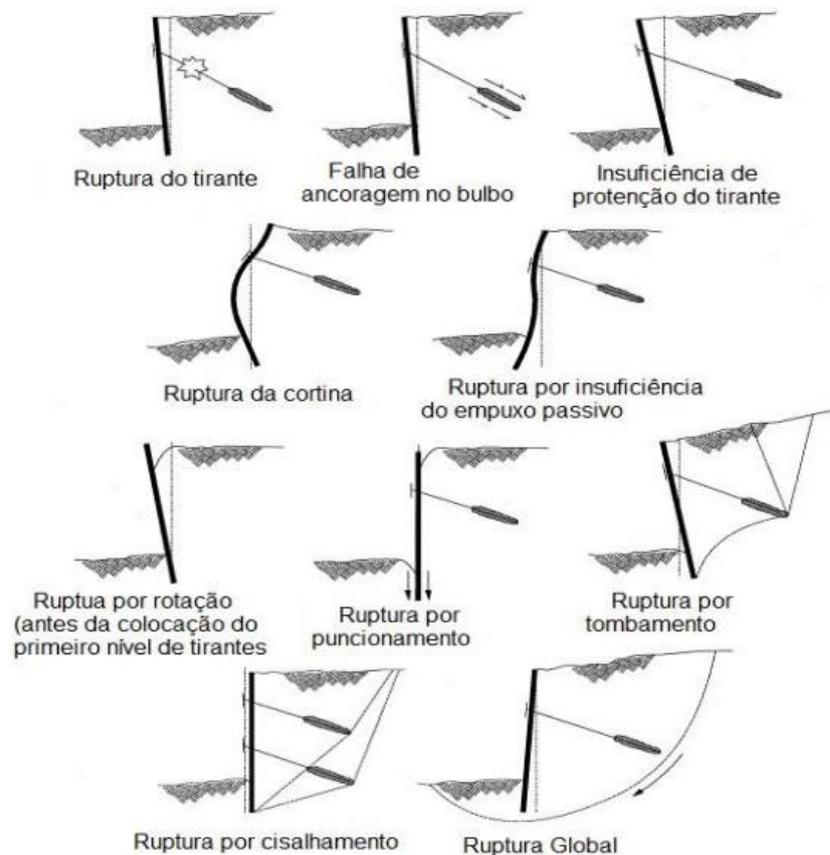
## 2.9 Ruptura de cortina atirantada

Strom e Ebeling (2002 apud MELO et al, 2016) diferem dez modos de ruptura da estrutura de cortina atirantada (Figura 22), a qual conduzem a causa da ruptura à negligência quanto a geologia do terreno, mão de obra não qualificada para estruturação e técnicas construtivas inadequadas, o que pode ocasionar ação de empuxo superior ao valor apresentado em projeto.

A ruptura do tirante pode ocorrer: por consequência do aumento da sobrecarga na ancoragem, bem como a integração de materiais ou medidas ineficientes quanto ao ancoramento; Falha de ancoragem no bulbo resultante da ineficiência para suportar a carga da

estrutura, em decorrência da falta de atrito entre o bulbo e o solo; Insuficiência de proteção no tirante: o cálculo incorreto do valor suportado pelo tirante pode ocasionar na ruptura de toda estrutura; Ruptura da cortina: a baixa rigidez da estrutura pode levar à contenção ao colapso caso não haja um correto dimensionamento da cortina; Ruptura por insuficiência do empuxo passivo: para que não ocorra este tipo de ruptura, o empuxo passivo deve suportar a carga exercida pela cortina no maciço; Ruptura por rotação (antes da colocação do primeiro nível de tirantes): ocorrerá este tipo de ruptura caso a carga da cortina exceda a capacidade resistente do solo antes da execução da linha de tirantes; Ruptura por puncionamento: caso o solo sob a fundação apresente baixa capacidade de carga, poderá ocorrer a ruptura por puncionamento; Ruptura por tombamento: caso o peso do paramento ultrapasse a capacidade resistiva do solo ou ainda o sistema de atirantamento não funcione de maneira eficaz, a estrutura poderá vir a ruptura; Ruptura por cisalhamento: a tensão atuante é inferior à tensão mobilizada, o que diminui o fator de segurança e conseqüentemente aumenta o risco da estrutura sofrer ruptura; Ruptura global: ocorre de maneira generalizada ou em cunha. (MELO et al, 2016).

Figura 22 – Tipos de ruptura de cortina atirantada



Fonte: (STROM e EBELING, 2002 apud MELO et al, 2016).

### 2.9.1 Movimento de massa

Das (2011) explana que os taludes estão sujeitos às ações da gravidade podendo incorrer na ruptura do solo e conseqüente deslizamento do maciço, denominado movimento de massa.

Os escorregamentos de maciço de solo ocorrem comumente em épocas com precipitação intensificada, fato devido ao aumento de peso específico do solo por conta da saturação do maciço e pela redução de resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra, em decorrência do excesso de umidade do solo. (CAPUTO, 1987).

A resistência ao cisalhamento do solo consiste na resistência interna por área unitária que o maciço de solo pode resistir a deslizamentos e rupturas em seu interior.

Terzaghi (1950 apud FIAMONCINI, 2009) concluiu que a resistência ao cisalhamento do solo ocorre em decorrência da pressão normal ao plano de ruptura através do atrito de contato grão a grão ou pressão efetiva.

#### 2.9.1.1 Classificação dos movimentos

Através de pesquisas bibliográficas, constatou-se que por consequência das diversas propostas de classificação dos movimentos de massas, não há até então, um padrão que os define, sendo classificados e descritos por diversos autores.

Terzaghi (1952 apud FIAMONCINI, 2009) cita os três tipos de causas de movimentação de massa de solo, causas internas, causas externas e causas intermediárias.

- Causas internas: promovem a redução da resistência ao cisalhamento do maciço de solo, ocasionada pelo processo de intemperismo, onde ocorre a desintegração das rochas, diminuindo a resistência interna do maciço de solo. Além disso, podem ser causadas também pelas variações frequentes de temperatura capazes de promover trincas no talude abrindo espaço para infiltração de água e conseqüente diminuição da resistência, além da diminuição da coesão.
- Causas externas: decorrem de ações externas que promovem alterações no estado de tensão atuantes sobre o maciço de solo, causado por alterações na geometria, aumento da sobrecarga na crista do talude, aumento da inclinação do talude e efeitos sísmicos, resultando no aumento da tensão cisalhante.
- Causas intermediárias: são causadoras de efeitos no interior do talude como liquefação espontânea, rebaixamento rápido do nível d'água e erosão regressiva (piping).

Sayão (1994 apud FIAMONCINI, 2009) resume a classificação dos movimentos de massa, atribuindo-a às combinações de velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos, ângulo de repouso, natureza do material e inclinação da encosta, presença de vegetação e água infiltrada no maciço.

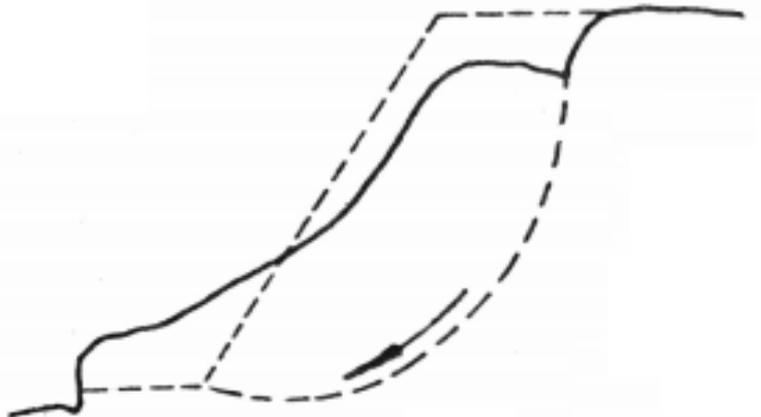
Caputo (1987) explica que a movimentação de massa pode ocorrer mais comumente devido ao aumento de peso do talude, à diminuição da resistência ao cisalhamento do material e às escavações nas proximidades do pé do talude. A movimentação de massa de solo é classificada em três grupos: Desprendimento de terra ou rocha, Figura 23, caracterizado por fenômeno localizado, onde uma porção de maciço se separa do restante, cai de forma livre e acumula-se no local onde caiu; Escorregamento (landslide), Figura 24, deslizamento de massa que se desprende do maciço, para baixo e para o lado de forma rápida, sendo definido por escorregamento superficial ou profundo; Rastejo (creep), Figura 25, onde o deslocamento acontece de forma contínua e com velocidade, formando camadas superficiais sobre camadas profundas.

Figura 23 – Desprendimento de terra ou rocha



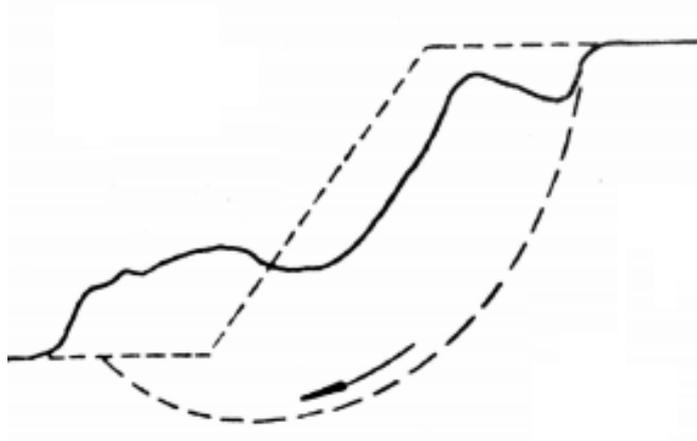
Fonte: (CAPUTO, 1987).

Figura 24 – Escorregamento (landslide)



Fonte: (CAPUTO, 1987).

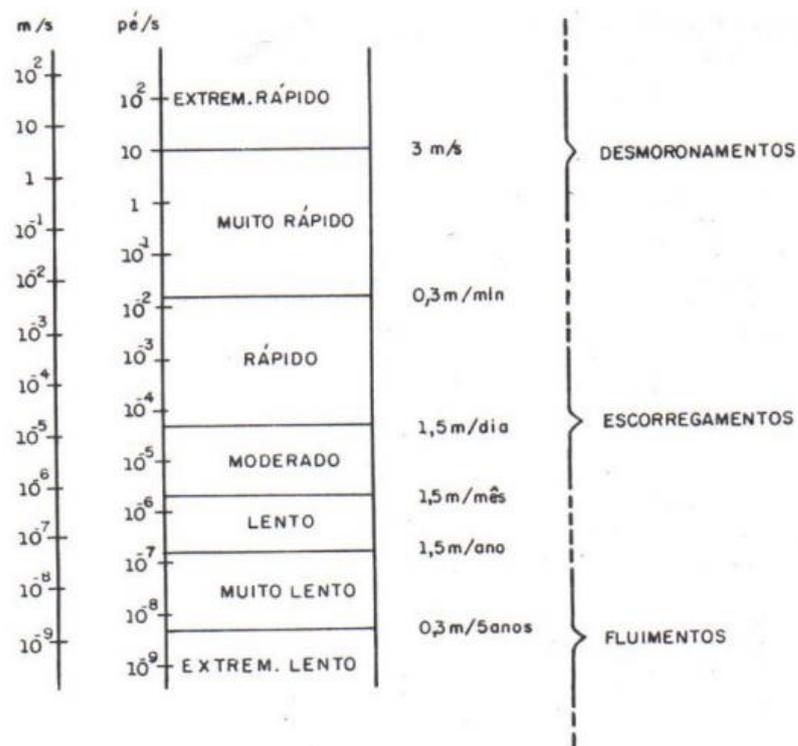
Figura 25 – Rastejo (creep)



Fonte - (CAPUTO, 1987).

A escala de Varnes classifica a movimentação do maciço de solo de acordo com a velocidade de deslizamento, conforme ilustrado na Figura 26.

Figura 26 – Escala de Varnes



Fonte: (CAPUTO, 1987)

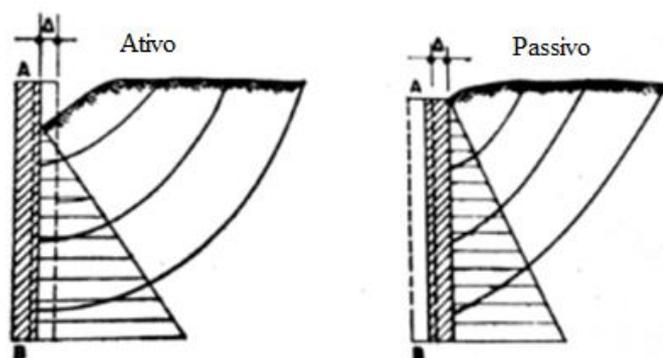
## 2.10 Análise de empuxo

Constituindo uma ação de determinação fundamental na análise e projetos de estruturas de contenção, as pressões laterais exercidas pelo solo em uma estrutura de

contenção caracteriza o empuxo de terra originário do peso próprio do maciço de solo ou de sobrecargas exercidas sobre ele. (CAPUTO, 1987).

O empuxo de terra pode ser observado de duas maneiras: empuxo ativo, ocorre quando há uma distensão do solo e o maciço de terra se apoia sobre a estrutura de contenção, ocasionando tensão de cisalhamento que promove a diminuição do empuxo à estrutura e empuxo passivo, observado quando a estrutura de contenção se desloca sentido maciço de solo, promovendo ação de compressão que por conseguinte produz tensão de cisalhamento, aumentando o empuxo sobre a contenção, sendo que nesta situação, o maciço de solo resiste a ação transmitida pela estrutura. A Figura 27 demonstra os dois casos citados. (CAPUTO, 1987).

Figura 27 – Empuxo ativo e passivo



Fonte: (CAPUTO, 1987).

Para a determinação dos valores das ações de empuxo de terra é necessário considerar a resistência ao cisalhamento do solo, peso específico do solo (no estado natural e saturado), ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, posição e condição do nível e fluxo d'água (quando construído em baixadas e canais), carregamentos externos aplicados no maciço de solo e carregamentos dinâmicos provocados por abalos sísmicos (tremor da superfície terrestre produzido por forças naturais). (CAPUTO, 1987).

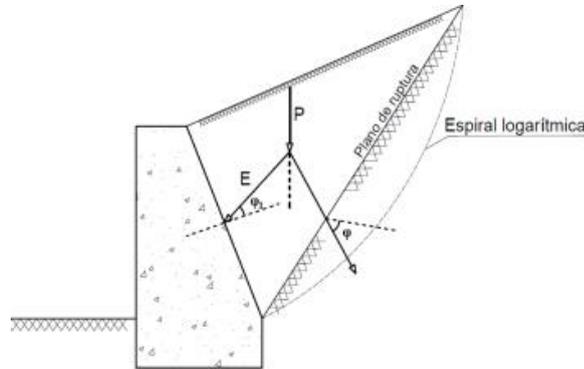
Os valores das ações de empuxo de terra são comumente estabelecidos pelas teorias formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856).

#### 2.10.1 Teoria de Coulomb (1773)

De acordo com Moliterno (1994), a teoria de Coulomb é baseada na hipótese de que o esforço exercido no paramento é a resultante da pressão exercida pelo peso próprio de uma cunha de terra que se desloca devido à perda de resistência ao cisalhamento que, comumente

ocorre por uma superfície curva (espiral logarítmica) – Figura 28, sendo na prática, substituída por uma superfície plana.

Figura 28 – Espiral logarítmica



Fonte: (MOLITERNO, 1994 apud ROCHA, 2016).

### 2.10.2 Teoria de Rankine (1856)

A teoria de Rankine, segundo Gerscovich (2010) considera que o deslocamento do paramento desenvolverá estados limites plásticos, com ocorrência no momento da ruptura do talude, ou seja, considera o solo em seu estado plástico, através das proposições:

- Solo isotrópico e homogêneo;
- Superfície plana;
- Ruptura em todo o maciço no mesmo instante;
- Ruptura sob estado plano de deformação;
- Inexistência de atrito entre o paramento e o solo;
- Empuxos de terra na superfície do terreno.

## 2.11 Comportamento tensão-deformação em contenções

### 2.11.1 Tensão deformação

Carvalho e Filho (2015) relatam em sua obra que o diagrama de tensão-deformação verifica a relação entre tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\varepsilon$ ), ou seja, o quanto um material se deforma ao aplicar determinada tensão.

### 2.11.2 Modelagem do comportamento tensão-deformação

Para conhecer o comportamento tensão-deformação de um material, Porto (2011 apud PEREIRA, 2016) esclarece que pode ser feito combinações de modelos básicos, ou seja, aqueles modelos cuja tensão é constante à deformação, linearmente dependente da deformação ou da velocidade de deformação.

#### 2.11.2.1 Modelos básicos principais

Pereira (2016) expõe em sua obra, os modelos básicos principais: elástico, plástico e viscoso.

#### 2.11.2.2 Modelo Elástico

O material elástico apresenta diagrama tensão-deformação cuja característica é a deformação imediata, ou seja, as deformações não variam com o fator tempo enquanto a tensão se mantiver constante. (PEREIRA, 2016).

Pereira (2016) ainda explica que se tratando de uma elasticidade linear, é notável a proporcionalidade entre tensão e deformação do material, onde o comportamento rege conforme a Lei de Hooke, Equação 10.

$$s = E \cdot e \quad (10)$$

Onde,

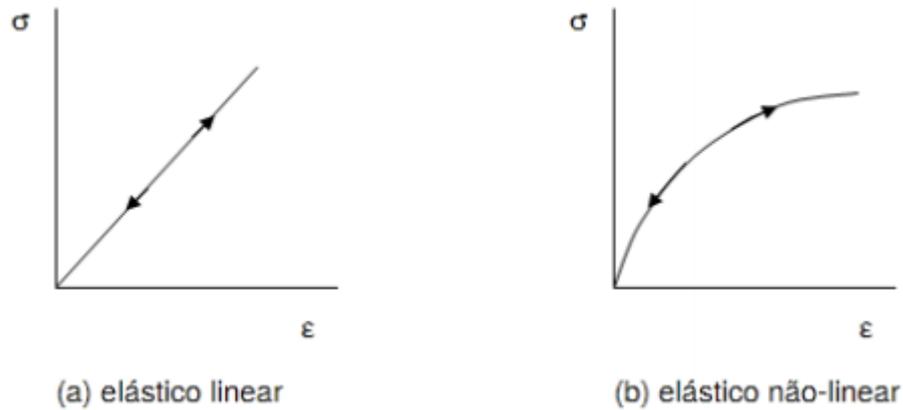
$\sigma$ : tensão

E: módulo de elasticidade

$\varepsilon$ : deformação

Já na elasticidade não-linear, como o próprio nome diz, não existe uma proporcionalidade direta entre tensão e deformação do material. (PEREIRA, 2016). A Figura 29 ilustra o modelo idealizado para o comportamento no regime elástico linear e não linear.

Figura 29 – Modelo idealizado para o regime elástico

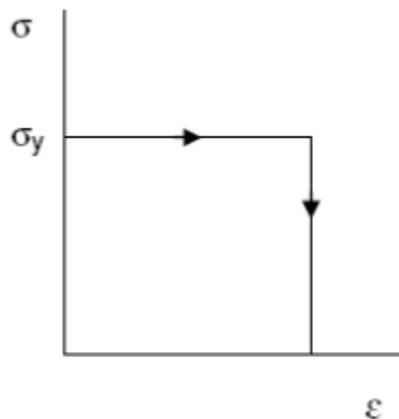


Fonte: (PORTO, 2010 apud PEREIRA, 2016).

### 2.11.2.3 Modelo Plástico

No modelo plástico, a aplicação de um esforço externo, não promove deformações ao corpo até um determinado limite de tensão, ou seja, a tensão de escoamento ( $\sigma_y$ ), sendo que a partir daí o corpo sofrerá deformações plásticas ou permanentes, esquematizado pela Figura 30.

Figura 30 – Modelo idealizado para o regime plástico perfeito



Fonte: (PORTO, 2010 apud PEREIRA, 2016).

### 2.11.2.4 Modelo Viscoso

Reis (2000) explica que no modelo viscoso o corpo sofre deformações que variam ao longo do tempo quando submetido a uma ação externa, sendo que após a retirada da ação externa, as deformações se mantêm.

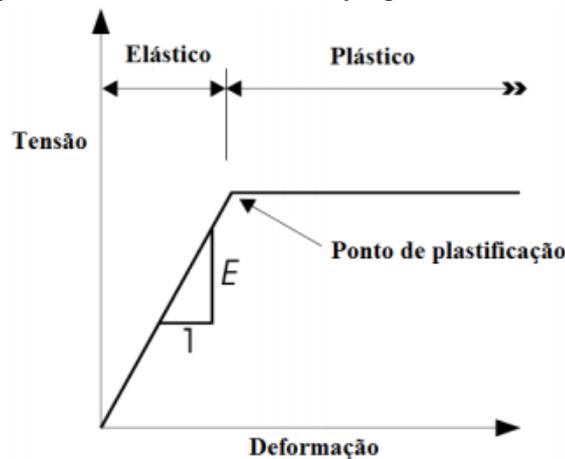
### 2.11.3 Modelos combinados

Conforme já mencionado de Porto (2011 apud PEREIRA, 2016), os modelos básicos podem ser combinados a fim de possibilitar o conhecimento do comportamento de um determinado material, sendo existentes quatro modelos combinados segundo Pereira (2016). São eles: Modelo elasto-plástico, modelo visco-elástico, modelo visco-plástico e modelo elasto-visco-plástico.

#### 2.11.3.1 Modelo elasto-plástico

O modelo combinado elasto-plástico baseia-se na curva de tensão-deformação, onde o aumento da tensão é proporcional ao aumento da deformação, com módulo de elasticidade constante até o ponto de plastificação. É a partir desse ponto que se inicia a zona de plastificação, ou seja, onde é observado o aumento de deformações sem que haja aumento de tensões. (PEREIRA, 2016). A Figura 31 ilustra a curva tensão-deformação para o modelo elasto-plástico.

Figura 31 – Curva tensão-deformação para modelo elasto-plástico



Fonte: (GEO-SLOPE International Ltd., 2008, adaptado, apud PEREIRA, 2016).

## 2.12 Métodos empíricos para estimativa de capacidade de carga limite de ancoragens

### 2.12.1 Costa Nunes (1987)

O método Costa Nunes para estimativa de capacidade de carga limite em ancoragens, relatado em Porto (2015), é caracterizado pela consideração da técnica e pressão de injeção e

volume da calda de cimento injetada, sendo que a superfície de ruptura advém do proposto por Mohr-Coulomb. As Equações 11 a 13 descrevem o método.

$$T_L = \pi D_p n_d L_b n_1 q_s \quad (11)$$

$$q_s = \tau = c + (\sigma'_v + \sigma'_r) \operatorname{tg} \phi \quad (12)$$

$$q_s = c + (\gamma h n_h + \sigma'_r) \operatorname{tg} \phi \quad (13)$$

Onde,

$T_L$ : capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_p$ : diâmetro perfurado (m);

$n_d$ : fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;

$L_b$ : comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

$n_1$ : fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme. (Comprimentos até 8 metros,  $n_1=1$ );

$q_s = \tau$ : aderência na ruptura ou resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo (kN/m<sup>2</sup>);

$c$ : aderência entre a calda e o solo, face à irregularidade do bulbo, pode-se usar  $c$  igual à coesão real do solo;

$\gamma$ : peso específico do solo;

$h$ : profundidade do centro do bulbo;

$n_h$ : fator de redução da profundidade. (Valores maiores que 9 metros  $n_h = 1$ );

$\phi$ : ângulo de atrito do solo;

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva no ponto médio do bulbo;

$\sigma'_r$ : pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo, (pode ser estimada como 50% da pressão de injeção aplicada) – é limitada ao valor da ruptura hidráulica do terreno e variável em função da profundidade e tipo do terreno.

Através da Equação 14 estima-se o fator de protensão do terreno ( $n_p$ ), podendo variar entre 5 e 10.

$$n_p = \frac{\gamma h n_h + \sigma'_r}{\gamma h n_h} \quad (14)$$

Onde,

$n_p$ : fator de protensão do terreno;

$\gamma$ : peso específico do solo;

$h$ : profundidade do centro do bulbo;

$n_h$ : fator de redução da profundidade. (Valores maiores que 9 metros  $n_h = 1$ );

$\sigma'_{r'}$ : pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo, (pode ser estimada como 50% da pressão de injeção aplicada) – é limitada ao valor da ruptura hidráulica do terreno e variável em função da profundidade e tipo do terreno.

### 2.12.2 Porto (2015)

Porto (2015) defendeu em sua tese um método analítico capaz de obter a capacidade de carga dos tirantes através da relação de sondagem SPT e resistência ao cisalhamento do solo. O estudo culminou nas formulações expressas nas Equações 15 a 17 – as quais deu o nome de “Modelo proposto” e foram resultantes de parâmetros obtidos pela sondagem do local, através de ensaios em obras no estado de São Paulo.

Para obtenção do coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção, Porto (2015) amparou-se na Tabela 10 que dispõe dos valores do coeficiente  $\beta$  para vários tipos de solo, considerando injeção IEU (sem reinjeção ou com injeção única) e IER (com reinjeção ou injeção repetitiva). (BUSTAMANTE E DOIX, 1985 apud PORTO, 2015).

Tabela 10 – Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção ( $\beta$ )

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

Fonte: (BUSTAMANTE; DOIX, 1985 apud PORTO, 2015).

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s \quad (15)$$

$$D_s = \beta \cdot D_p \quad (16)$$

$$q_s = 10 \cdot \kappa \cdot \left( \frac{SPT}{3} + 1 \right) \quad (17)$$

Onde,

$T_L$ : capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_s$ : diâmetro médio do bulbo (m);

$L_b$ : comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

$q_s$ : resistência ao cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>);

$D_p$ : diâmetro perfurado do furo (m);

$\beta$ : coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;

$\kappa$ : coeficiente de ancoragem (kN/m<sup>2</sup>) – pode ser obtido através da Tabela 11.

Tabela 11 – Parâmetro de dimensionamento

Solo predominante	$\beta$	Valores de K (kN/m <sup>2</sup> )	
		Valores com 80 % de confiança	Valor mais provável
Argila siltosa	2,1	1,2 a 1,29	1,25
Argila arenosa	2,1	0,9 a 1,01	0,95
Silte argiloso	1,97	2,37 a 2,77	2,57
Silte	2,11	2,04 a 2,28	2,16
Silte arenoso	2,25	1,7 a 1,78	1,74
Areia argilosa	2,2	2,57 a 2,77	2,67
Areia siltosa	2,2	2,10 a 2,37	2,24

Fonte: (PORTO, 2015).

### 2.13 Características essenciais – solo e concreto

As premissas da elaboração de um projeto baseiam-se, inicialmente, na distribuição geométrica preconizada pelo planejamento de uma estrutura. Neste panorama, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), discorre por meio das Normas Brasileiras Regulamentadoras (NBRs) os critérios, regras, diretrizes e orientações mínimas e máximas para o dimensionamento de estruturas de contenção.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido a serem respeitados na elaboração de estruturas em todo o território nacional, de modo que, sob as condições ambientais previstas

na época do projeto conservem sua estabilidade e segurança durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, toda estrutura de concreto deve atender condições mínimas de qualidade durante sua construção e serviço, sendo a capacidade resistente à ruptura, o desempenho em serviço, ou seja, a capacidade da estrutura condicionar totais condições de utilização no decorrer de toda sua vida útil e durabilidade, que consiste na capacidade da estrutura de concreto resistir às intempéries listadas no projeto.

### 2.13.1 Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ )

Carvalho e Filho (2015) relatam que a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) perfaz seu principal atributo e pode ser verificada através de ensaios de corpo de prova, sendo seu resultado influenciado diretamente pelo traço, ou seja, quantidades de cimento, agregados e água.

A ABNT NBR 6118:2014 expõe que a resistência à compressão (Equação 18) deve ser obtida à idade de 28 dias, além de compor a moldagem dos cilindros de acordo com as especificações listadas na ABNT NBR 5738:2015 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova e aplicar os ensaios conforme a ABNT NBR 5739:2007 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (18)$$

Onde,

$f_{cj}$ : resistência à compressão do corpo de prova com idade de (j) dias;

$N_{rup}$ : carga de ruptura do corpo de prova;

A: área da seção transversal do corpo de prova.

Por consequência dos diferentes valores obtidos a partir dos ensaios de corpo de prova, é adotada a resistência característica à compressão, onde é correlacionado a média aritmética dos resultados obtidos em ensaios com um coeficiente de variação ( $\delta$ ) - desvio de valores (Equação 19) aplicando-se na Equação 20. (CARVALHO E FILHO, 2015).

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2} \quad (19)$$

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot (1 - 1,645 \cdot \delta) \quad (20)$$

A ABNT NBR 6118:2014 classifica o concreto baseando-se na resistência característica. O valor indicado na classe representa a resistência característica à compressão em MPa. (Tabela 12).

Tabela 12 – Resistência característica à compressão – classificação

<b>Grupo</b>	<b>Classe</b>
I	até C50
II	50 < C ≤ 90

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.13.2 Resistência do concreto à tração

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a determinação da resistência à tração do concreto pode ser averiguada através dos ensaios de Flexotração, Tração Pura e Compressão Diametral (Ensaio Brasileiro de Resistência à Tração - L.F. Lobo Carneiro).

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que a resistência característica à tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e a resistência característica à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) podem ser obtidas através de ensaios estabelecidos pela ABNT NBR 7222:2011 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos e ABNT NBR 12142:2010 – Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos ou por formulações preconizadas pela ABNT NBR 6118:2014.

### 2.13.3 Tensão-deformação

A relação entre tensão ( $\sigma$ ) e deformação do concreto ( $\varepsilon$ ) perfaz o diagrama tensão-deformação, através do qual é possível também, a obtenção do módulo de deformação ou elasticidade, que segundo Pereira (2016) é uma grandeza responsável por mensurar a rigidez de um material, conforme Equação 21.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (21)$$

Sendo que em esforços de compressão, o diagrama tensão-deformação pode ser obtido através de ensaios de corpo de prova à compressão, sendo suas diretrizes preconizadas pela ABNT NBR 8522:2017 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Já para esforços de tração, deve-se aplicar o diagrama bilinear.

O conhecimento do comportamento mecânico do material em análise é de suma importância segundo Porto (2010) e para tanto, as Teorias da Elasticidade e da Plasticidade auxiliam com modelos de comportamentos ideais de tensão-deformação, sendo comumente considerado na Teoria da Elasticidade, solo homogêneo, isotrópico e de comportamento tensão-deformação linear, contudo, conforme explica Pereira (2016), os solos são materiais não homogêneos, anisotrópicos e de comportamento tensão-deformação não linear. Para tanto é necessário conhecer os módulos de elasticidade do solo e do concreto, além de seus respectivos coeficientes de Poisson.

### 2.13.3.1 Módulo de elasticidade

A relação entre tensão e deformação perfaz o diagrama tensão-deformação, através do qual é possível também, a obtenção do módulo de deformação ou elasticidade, que segundo Pereira (2016) é uma grandeza responsável por mensurar a rigidez de um material.

#### 2.13.3.1.1 Módulo de elasticidade do solo

O módulo de elasticidade do solo pode ser obtido através de ensaios de laboratório para verificação de dados geotécnicos ou ainda amparando-se nos valores propostos por Joppert Junior (2007), onde o autor baseia os parâmetros do solo com o  $N_{SPT}$ , conforme exposto na Tabela 13 de Joppert Junior (2007).

Tabela 13 – Parâmetros médios do solo

<b>Tipo de solo</b>	<b>SPT</b>	<b>Módulo de elasticidade (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso específico (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ângulo de atrito efetivo (°)</b>	<b>Coesão efetiva (tf/m<sup>2</sup>)</b>
Silte arenoso	5-8	8000	1,8	25	1,5
	9-18	10000	1,9	26	2,0
	19-41	15000	2,0	27	3,0
	≥41	20000	2,1	28	5,0

Fonte: Joppert Junior (2007 apud VASCONCELOS, 2016).

### 2.13.3.1.2 Módulo de elasticidade do concreto

De acordo com Pacheco et al, (2014), grande parte dos materiais apresentam uma proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação provocada, ao passo que no concreto isso não se verifica em todos os níveis de resistência.

O módulo de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ) pode ser atingido através de ensaio preconizado pela ABNT NBR 8522:2017 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, ou através da Equação 22 ( $f_{ck}$  20 MPa a 50 MPa) e Equação 23 ( $f_{ck}$  55 MPa a 90 MPa), respectivamente (ABNT NBR 6118:2014).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (22)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (23)$$

Os valores referentes ao  $\alpha_E$  estão expostos na Tabela 14, inferidos da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 14 – Valores referentes ao  $\alpha_E$ .

$\alpha_E = 1,20$	basalto e diabásio
$\alpha_E = 1,00$	granito e gnaisse
$\alpha_E = 0,90$	calcário
$\alpha_E = 0,70$	arenito

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

O módulo de deformação secante, segundo a ABNT NBR 6118:2014 pode ser obtido a partir da Equação 24 ou por ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522:2017 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (24)$$

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece ainda, valores tabelados de módulo de elasticidade para agregado graúdo (granito). Tabela 15.

Tabela 15 – Valores estimados (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

<b>Classe de resistência</b>	<b>C20</b>	<b>C25</b>	<b>C30</b>	<b>C35</b>	<b>C40</b>	<b>C45</b>	<b>C50</b>	<b>C60</b>	<b>C70</b>	<b>C80</b>	<b>C90</b>
<b>E<sub>ci</sub> (GPa)</b>	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
<b>E<sub>cs</sub> (GPa)</b>	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
<b>α<sub>i</sub></b>	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

A ABNT NBR 6118:2014 preconiza que no cálculo de perdas de protensão, pode-se utilizar em projeto, o módulo de elasticidade inicial  $E_{ci}$ . Já, para concreto com idade inferior a 28 dias, o módulo de elasticidade pode ser obtido através das Equações 25 e 26.

- Para concretos com  $f_{ck}$  de 20 MPa a 45 MPa:

$$E_{ci(t)} = \left[ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (25)$$

- Para concretos com  $f_{ck}$  de 50 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci(t)} = \left[ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (26)$$

Onde,

$E_{ci(t)}$ : estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 e 28 dias;

$f_{ckj}$ : resistência característica à compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em MPa.

### 2.13.3.2 Coeficiente de Poisson

#### 2.13.3.2.1 Coeficiente de Poisson do solo

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) configura a relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal do maciço, sendo apresentado por Teixeira e Godoy (1996) conforme Tabela 16.

Tabela 16 – Coeficiente de Poisson - solo

Solo	$\nu$
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: (Adaptado TEIXEIRA E GODOY, 1996).

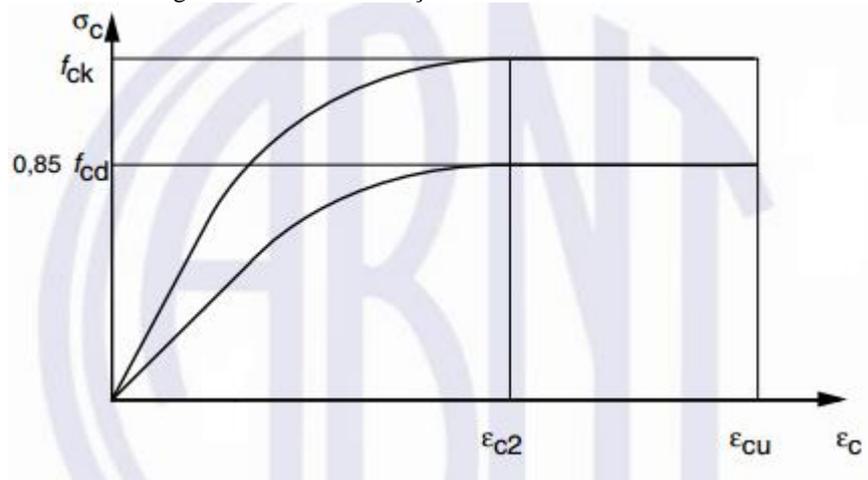
#### 2.13.3.2.2 Coeficiente de Poisson do concreto

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta que o coeficiente de Poisson do concreto pode ser adotado como  $\nu = 0,2$  sendo que as tensões de compressão devem ser inferiores a  $0,5 f_c$  (resistência do concreto à compressão), bem como as tensões de tração inferiores a  $f_{tc}$  (resistência do concreto à tração).

#### 2.13.4 Compressão

A ABNT NBR 6118:2014 diz que para análise do estado-limite último do concreto, pode-se amparar no diagrama tensão-deformação idealizado, Gráfico 4.

Gráfico 4 – Diagrama tensão-deformação.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Sendo que, para curva parabólica inferior, a relação tensão-deformação é dada pela Equação 27, conforme ABNT NBR 6118:2014.

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (27)$$

Para  $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$ :  $n = 2$ ;

Para  $f_{ck} > 50\text{Mpa}$ :  $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$

Já a relação tensão-deformação da curva

$$\sigma_c = f_{ck} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right) \right]^n \quad (28)$$

Os valores de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico ( $\varepsilon_{c2}$ ) e deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura ( $\varepsilon_{cu}$ ) são caracterizados conforme ABNT NBR 6118:2014.

- Classes até C50, utilizar:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \%$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \%$$

$$n = 2.$$

- Classes C55 a C90, utilizar as Equações 29 a 31.

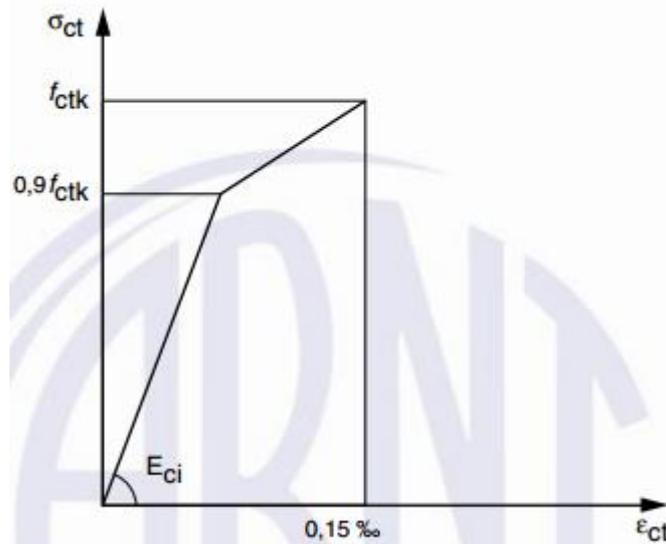
$$\varepsilon_{c2} = 2,0\% + 0,085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (29)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\% + 35\% \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (30)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (31)$$

### 2.13.5 Tração

Para concreto não fissurado, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece o diagrama tensão-deformação bilinear de tração conforme exposto no Gráfico 5.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.13.6 Cobrimento nominal

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a durabilidade das estruturas de concreto armado está diretamente ligada às características e espessura do concreto envolto à armadura, ou seja, o seu cobrimento, uma vez que o concreto oferece proteção contra a oxidação do aço. Para verificação do cobrimento nominal mínimo é primordial a análise da classe de agressividade ambiental a qual estará sujeita a estrutura. Tabela 17.

Tabela 17 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana a,b	Pequeno
III	Forte	Marinha a	Grande
		Industrial a,b	
IV	Muito forte	Industrial a,c	Elevado
		Respingos de maré	

a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulosa e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Posterior à verificação da classe de agressividade e de posse de características como o tipo de concreto a ser utilizado e o tipo de componente estrutural, obtém-se a partir da Tabela 18 o valor do cobrimento nominal mínimo em mm. (ABNT NBR 6118:2014).

Tabela 18 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo d	30		40	50
Concreto protendido a	Laje b	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canalatas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.13.7 Aço

Os aços comumente empregados no concreto armado são das classes CA50 (barras nervuradas) e CA 60 (fios entalhados) - para maior aderência ao concreto.

Carvalho e Filho (2015) listam as principais características mecânicas para definição do aço, sendo: resistência característica de escoamento ( $f_{yk}$ ) que é a tensão máxima que o aço deve suportar; Limite de resistência ( $f_{stk}$ ) que é a tensão máxima suportada pelo aço e o alongamento (deformação) na ruptura ( $\varepsilon$ ) que corresponde ao aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura, expresso em percentual, conforme Equação 32.

$$\varepsilon = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \cdot 100 \quad (32)$$

Onde,

$\varepsilon$ : alongamento (deformação) na ruptura;

L1: comprimento inicial de um trecho do corpo de prova;

L0: comprimento final do mesmo trecho do corpo de prova.

Ainda segundo Carvalho e Filho (2015), os ensaios de tração para verificação do diagrama tensão-deformação do aço,  $f_{yk}$ ,  $f_{stk}$  e  $\varepsilon$  devem obedecer as diretrizes listadas na ABNT NBR 6892:2013 – Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente.

Pereira (2016) explica que o  $f_{yk}$  para aços sem patamar de escoamento corresponde ao valor da tensão de deformação permanente de 0,2%. Já o cálculo nos estados-limite último e de serviço pode ser amparado no diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas. Gráfico 6.

Para deformação específica de cálculo ( $\varepsilon_{yd}$ ) para aço com patamar de escoamento definido, pode-se utilizar a Equação 33.

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (33)$$

Onde,

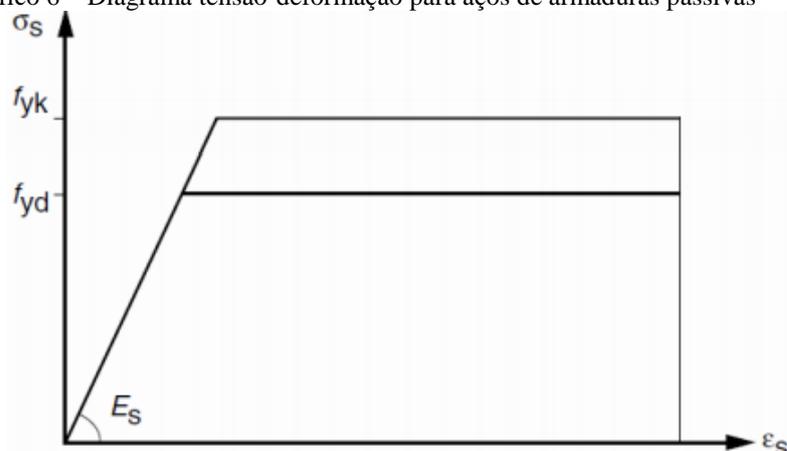
$\varepsilon_{yd}$ : deformação específica de cálculo;

$f_{yd}$ : tensão (deformação) de escoamento de cálculo do aço, sendo  $f_{yk}/1,15$ ;

$E_s$ : módulo de elasticidade do aço; 210.000 MPa;

$f_{yk}$ : resistência característica do aço à tração.

Gráfico 6 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

A Tabela 19 apresenta as principais propriedades mecânicas do aço.

Tabela 19 – Principais propriedades mecânicas do aço

Aço	fyk	fyd	eyd
	MPa	MPa	%
CA-25	250	217	0,104
CA-50	500	435	0,207
CA-60	600	522	0,248

Fonte: (CARVALHO E FILHO, 2015).

#### 2.14 Método de cálculo na ruptura (ou dos estados limites)

Infere-se da ABNT NBR 6118:2014 que nenhuma resistência deve ser inferior às solicitações as quais estão sujeitas as estruturas, portanto,  $R_d \geq S_d$ .

Em que,

$R_d$ : valores de cálculo dos esforços resistentes;

$S_d$ : valores de cálculos dos esforços solicitantes.

Carvalho e Filho (2015) concluíram que uma estrutura será plenamente segura desde que as solicitações de cálculos dos esforços solicitantes sejam no máximo equivalentes aos valores de cálculo dos esforços resistentes. A fim de auxiliar na garantia a segurança, deve-se minorar as resistências e majorar as solicitações.

Usualmente, empregam-se as Equações 34 e 35 para resistência de cálculo do concreto e do aço, respectivamente, (para estado limite último).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (34)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (35)$$

Em que,

$f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto;

$f_{ck}$ : resistência característica do concreto;

$f_{yd}$ : resistência de cálculo do aço;

$f_{yk}$ : resistência característica do aço.

1,4 e 1,15: coeficientes de minoração para aço e concreto, respectivamente.

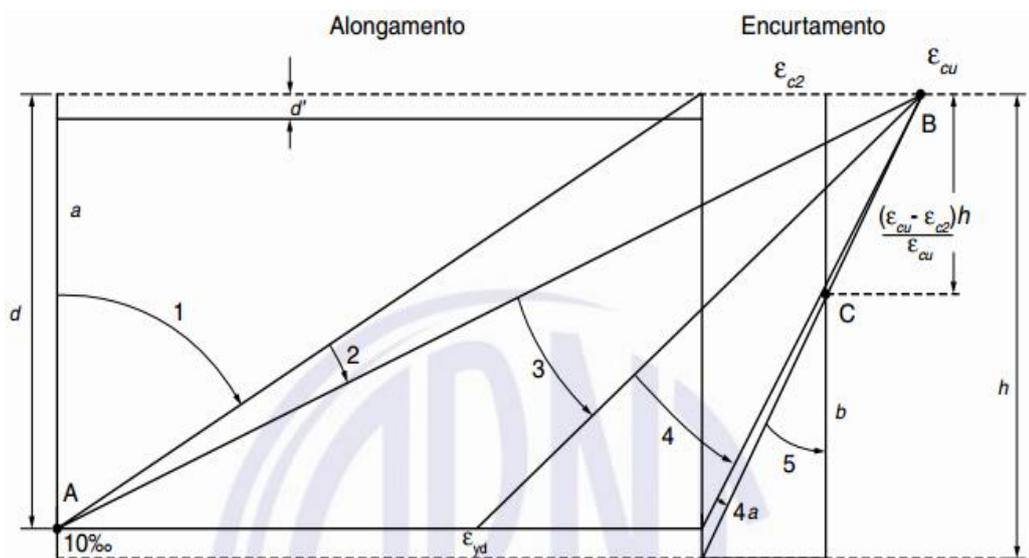
### 2.14.1 Flexão simples

A flexão nos elementos estruturais decorrentes da atuação do momento fletor deve ser identificada de forma a possibilitar o cálculo desses elementos. Carvalho e Filho (2015) relatam que a flexão simples pode ser normal ou oblíqua quando não há atuação de esforço normal na seção, ou seja, quando a força normal for equivalente a zero.

O dimensionamento para resistir ao momento fletor é realizado no estado limite último – quando o concreto e/ou o aço atingem seus valores máximos de deformação (pode ocorrer pela ruptura do concreto comprimido ou pela deformação excessiva da armadura tracionada). (CARVALHO E FILHO, 2015).

Os domínios na seção transversal caracterizam os tipos de ruína da seção, sendo ilustrados na Figura 32.

Figura 32 – Domínios na seção transversal



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto;
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e escoamento tracionado com escoamento;
- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e escoamento tracionado sem escoamento;

- e) Domínio 4<sup>a</sup>: flexão composta com armaduras comprimidas;
- f) Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração.

## 2.15 Formulações para dimensionamento de seções retangulares

Carvalho e Filho (2015) relatam uma metodologia de cálculo de área de aço longitudinal para concretos até a classe C50, sendo:

### 2.15.1 Cálculo de Md

Inicialmente é realizado o cálculo do momento de cálculo Md a partir da Equação 36

$$Md = 1,4 \cdot M \quad (36)$$

### 2.15.2 Cálculo de d'

Em seguida é feito o cálculo de d' e da altura útil (d), que compõe a diferença da altura total e d', conforme seguem nas Equações 37 e 38.

$$d' = c + \frac{1}{2} \cdot \phi l \quad (37)$$

$$d = H - d' \quad (38)$$

### 2.15.3 Cálculo de KMD

Então é realizado o cálculo do KMD a partir da Equação 39.

$$KMD = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (39)$$

Onde,

Md: momento de cálculo;

$b_w$ : largura da seção transversal de vigas com seção retangular ou da alma das vigas em forma de T;

$d$ : distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto, (altura útil);

$f_{cd}$ : relação entre a resistência característica a compressão ( $kN/m^2$ ) e o coeficiente de minoração do aço (1,4).

#### 2.15.4 Cálculo de $K_x$ e $K_z$

A partir do cálculo de KMD, pode-se utilizar a Tabela 20 para verificação dos valores de  $K_x$  e  $K_z$ , ou efetuar os cálculos através das Equações 40 e 41, respectivamente.

$$K_x = \frac{x}{d} \quad (40)$$

Onde,

$x$ : altura da linha neutra, ou seja, é a distância compreendida da borda mais comprimida do concreto ao ponto de deformação e tensões nulas;

$d$ : distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto, (altura útil).

$$K_z = 1 - 0,4K_x \quad (41)$$

Com os valores obtidos a partir das fórmulas adimensionais supracitadas e com o auxílio da Tabela 20 é possível analisar através dos valores de  $\epsilon_c$  e  $\epsilon_s$ , o domínio em que a peça atingirá o estado limite último.

fck (Mpa)	50		60		70		80		90	
KMD	kx	kz								
0,010	0,015	0,994	0,016	0,994	0,018	0,993	0,019	0,993	0,021	0,993
0,015	0,022	0,991	0,024	0,991	0,026	0,990	0,029	0,990	0,032	0,989
0,020	0,030	0,988	0,032	0,987	0,035	0,987	0,039	0,986	0,043	0,985
0,025	0,037	0,985	0,041	0,984	0,044	0,983	0,049	0,982	0,054	0,981
0,030	0,045	0,982	0,049	0,981	0,053	0,980	0,059	0,979	0,064	0,977
0,035	0,053	0,979	0,057	0,978	0,062	0,977	0,069	0,975	0,076	0,974
0,040	0,060	0,976	0,066	0,975	0,072	0,973	0,079	0,972	0,087	0,970
0,045	0,068	0,973	0,074	0,971	0,081	0,970	0,089	0,968	0,098	0,966
0,050	0,076	0,970	0,083	0,968	0,090	0,966	0,099	0,964	0,109	0,962

Fonte: (Adaptado CARVALHO E FILHO, 2015).

### 2.15.5 Cálculo da área de aço

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a área de aço dá-se através da Equação 42.

$$A_s = \frac{M_d}{kz \cdot d \cdot f_s} \quad (42)$$

Onde,

As: área de aço

Md: momento de cálculo;

d: distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto, (altura útil);

fs: relação entre a resistência de escoamento em kN/cm<sup>2</sup> e o coeficiente de minoração do concreto (1,15).

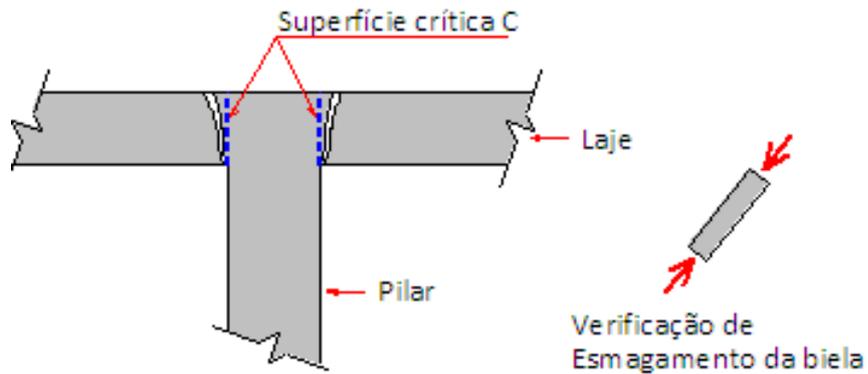
## 2.16 Dimensionamento de lajes

### 2.16.1 Verificação de Lajes à punção

Punção exprime um modo de ruptura de lajes apoiadas em pilares que pode ocorrer na região do apoio. A ABNT NBR 6118:2014 explica as verificações de cisalhamento para as superfícies críticas. Sendo que, na primeira superfície crítica (contorno C) da carga concentrada, deve-se verificar indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, a partir da tensão de cisalhamento, pois pode ocorrer ruptura por compressão da diagonal do concreto (Figura 33). Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada 2d (duas vezes a

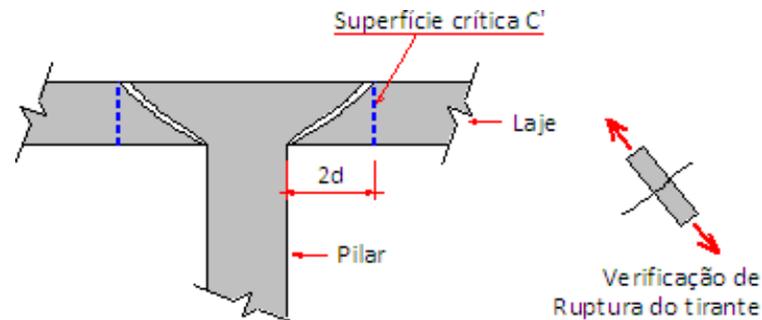
altura útil da laje) da carga concentrada deve-se verificar a capacidade da ligação à punção, pois pode ocorrer ruptura por tração diagonal (Figura 34). Já a verificação da terceira superfície crítica (contorno C'') deve ser realizada apenas em casos onde haja necessidade da colocação de armaduras transversais, onde também pode ocorrer ruptura por tração diagonal. (Figura 35).

Figura 33 – Superfície crítica no contorno C



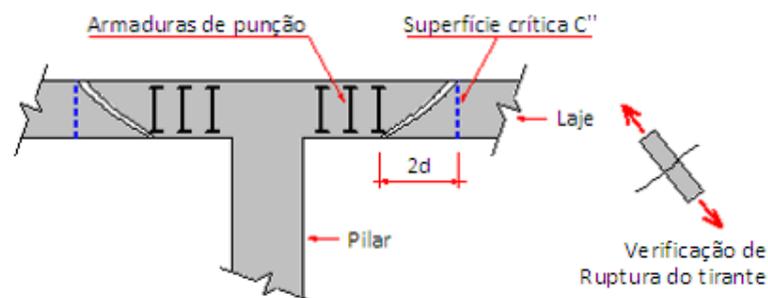
Fonte: (PARISENTI, 2011).

Figura 34 – superfície crítica no contorno C'



Fonte: (PARISENTI, 2011).

Figura 35 – Superfície crítica no contorno C''



Fonte: (PARISENTI, 2011).

## 2.16.2 Tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' para pilar com carregamento simétrico

### 2.16.2.1 Seção crítica C

A tensão solicitante na superfície C para pilar interno com carregamento simétrico (Figura 36) pode ser verificada através das Equações 43 e 44.

$$d = (d_x + d_y)/2 \quad (43)$$

Em que,

d: altura útil da laje ao longo do contorno crítico C', externo ao contorno, C da área de aplicação da força e deste distante 2d no plano da laje;

$d_x$  e  $d_y$ : alturas úteis nas duas direções ortogonais;

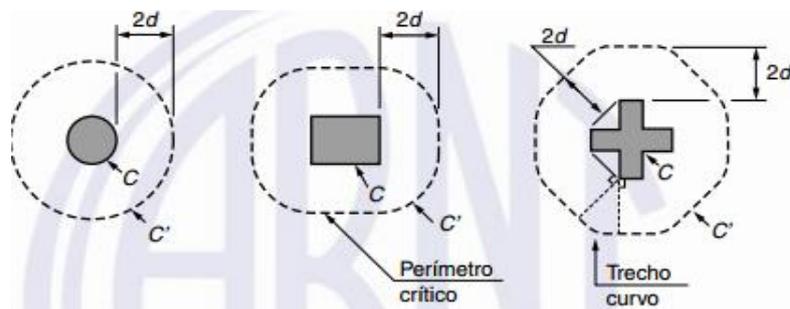
u: perímetro do contorno crítico C';

u.d: área da superfície crítica;

$F_{sd}$ : força ou reação concentrada de cálculo.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{sd}}{u d} \quad (44)$$

Figura 36 – Perímetro crítico em pilares internos.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.16.2.1 Seção crítica C'

Já para tensão solicitante de cálculo da seção crítica C', basta substituir o perímetro do contorno crítico C da Equação 44 por  $U'$  (Equação 45) e proceder conforme a seção crítica C.

$$U' = U + 2\pi \cdot 2d \quad (45)$$

### 2.16.3 Tensão de compressão diagonal resistente

#### 2.16.3.1 Seção crítica C

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, a tensão de compressão diagonal resistente da seção crítica C, pode ser verificada a partir das Equações 46 e 47, sendo que  $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$ .

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (46)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (47)$$

#### 2.16.3.2 Seção crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A tensão de compressão diagonal resistente ( $\tau_{Rd1}$ ) da seção crítica C' pode ser obtida pela Equação 48, sendo que  $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$ .

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad (48)$$

Onde,

d= altura útil da laje ao longo do contorno crítico C da área de aplicação da força;

$\rho$ = taxa geométrica de armadura de flexão aderente.

#### 2.16.3.3 Seção crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

Infere-se da ABNT NBR 6118:2014 que a verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser verificada conforme Equação 49, sendo que  $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3}$

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_c + 1,5 \frac{d}{S_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}\alpha}{U \cdot d} \quad (49)$$

Onde,

$S_r = 0,75d$ ;

$A_{sw}$ = área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C' ;

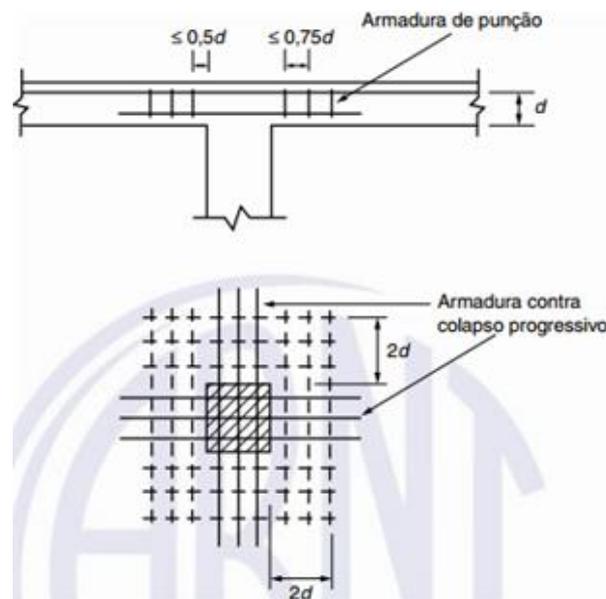
$\alpha$ = ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

$f_{ywd}$ = resistência de cálculo da armadura de punção.

### 2.16.4 Armadura de punção

A armadura mais recomendada para resistir à punção são as constituídas por conectores (studs), podendo-se utilizar também estribos verticais, desde que não possua diâmetro superior a relação  $h/20$  da laje e haja contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos. A Figura 37 expressa as regiões mínimas que as armaduras de punção devem ser posicionadas. (ABNT NBR 6118:2014).

Figura 37 – Armaduras de punção



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.16.5 Colapso progressivo

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a fim de garantir a ductilidade e garantir proteção contra o colapso progressivo da estrutura, a armadura de flexão inferior que perpassa o contorno crítico C deve estar ancorada além do contorno crítico C' ou C'', de tal modo que seja superior ou equivalente a  $1,5 Fsd$ , conforme Equação 50.

$$f_{yd} \cdot A_{s,ccp} \geq 1,5 \cdot Fsd \quad (50)$$

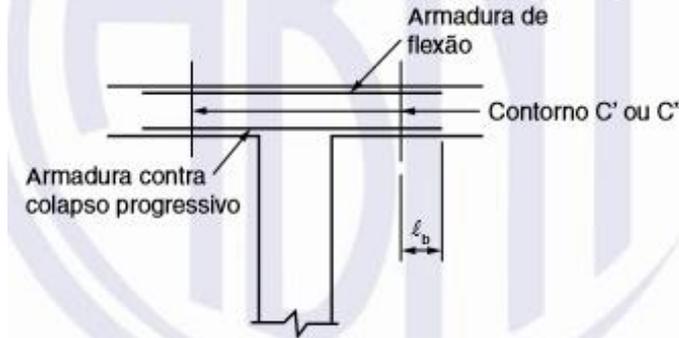
Onde,

$A_{s,ccp}$  = somatório das áreas das barras inferiores que cruzam cada face do pilar;

$Fsd$  = pode ser calculado com  $\gamma_f = 1,20$ .

A Figura 38 ilustra o posicionamento das armaduras de flexão e contra o colapso progressivo.

Figura 38 – Armaduras de flexão e contra o colapso progressivo

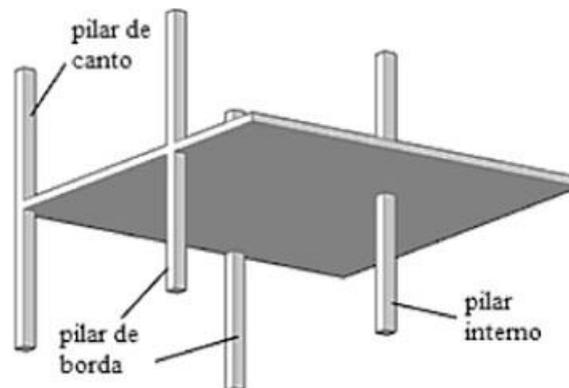


Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

### 2.16.5 Lajes lisas e lajes-cogumelo

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, lajes lisas são aquelas apoiadas em pilares sem capitéis, conforme exemplificado na Figura 39.

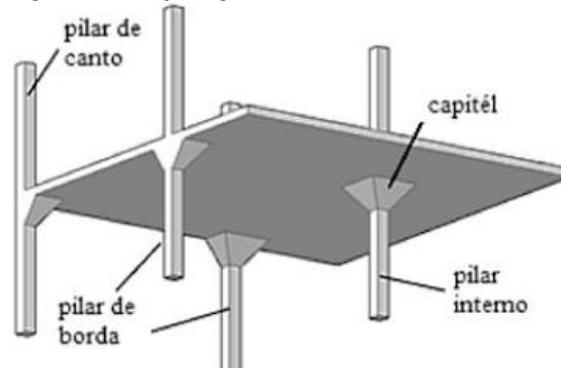
Figura 39 – Laje lisa



Fonte: (NETO et al, 2013).

Enquanto as lajes-cogumelo se apoiam em pilares com capitéis. Figura 40. (ABNT NBR 6118:2014).

Figura 40 – Laje cogumelo



Fonte: (NETO et al, 2013).

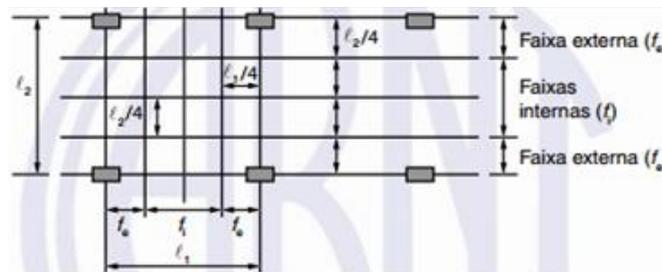
Infere-se da ABNT NBR 6118:2014 que ambas devem ser dimensionadas por procedimentos numéricos como os métodos das diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o cálculo dos esforços para lajes em concreto armado com disposição dos pilares em filas ortogonais com pouca variação de vãos pode decorrer do processo elástico aproximado, com redistribuição, ou seja, emprega-se em cada direção, pórticos múltiplos que irão possibilitar a análise dos esforços solicitantes.

A ABNT NBR 6118:2014 expõe ainda que, para cada pórtico deve-se considerar a carga total e a distribuição dos momentos em cada direção deve seguir as diretrizes abaixo mencionadas. Figura 41.

- a) 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- b) 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- c) 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- d) 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas;
- e) Devem ser considerados os momentos de ligação entre laje e pilares extremos.

Figura 41 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

## 2.16.6 Método simplificado – dimensionamento de cortina atirantada

### 2.16.6.1 Número de tirantes

Infere-se de Melo et al, (2016) que o número de tirantes para uma cortina atirantada pode ser determinado através da Equação 51, sendo posicionados de maneira simétrica a fim de distribuir as cargas uniformemente.

$$\eta = \frac{\gamma q \cdot Et}{Ft \cdot \cos \alpha} \quad (51)$$

Sendo que,

$\eta$  = número de tirantes;

$\gamma q$  = F.S. = 1,4;

$Et$  = empuxo total;

$Ft$  = carga de trabalho do tirante;

$\alpha$  = inclinação do tirante.

#### 2.16.6.2 Área de atuação do tirante

A área de atuação do tirante é verificada através da relação da área da cortina atirantada e o número de tirantes (Equação 52), sendo que o recomendado para fins economicamente viáveis gira em torno de 5 a 8 m<sup>2</sup> (PORTO, 2015).

$$\text{Área de atuação do tirante} = \frac{\text{área da cortina}}{\eta} \quad (52)$$

#### 2.16.6.3 Cálculo das forças atuantes

Melo et al, (2016) relatam que a partir da utilização do método de laje cogumelo e dividindo-se a cortina em faixas horizontais e verticais é possível verificar as cargas atuantes por metro através do produto do empuxo total e comprimento de influência (Equação 53). Após a verificação das cargas atuantes, determina-se os momentos fletores atuantes.

$$q = q_t \cdot L_{inf} \quad (53)$$

Onde,

$q$ : carga atuante por metro;

$q_t$ : empuxo total;

$L_{inf}$ : comprimento de influência.

#### 2.16.5.4 Inclinação do tirante

Segundo Melo et al, (2016), a inclinação comumente utilizada para o posicionamento dos tirantes gira em torno de 15° a 25°, sendo impraticável valores que não se enquadrem nessa faixa.

#### 2.16.5.5 Comprimento do tirante

O somatório do trecho livre (distância da cabeça de ancoragem ao comprimento do bulbo) com o trecho ancorado resulta no comprimento do tirante. (ABNT NBR 5629:2006).

#### 2.16.5.6 Verificação da falha do tirante

A reação do tirante pode ser determinada através da Equação 54, segundo a ABNT NBR 5629:2006.

$$R_t = \frac{y_q \cdot E_t}{n \cdot \cos \alpha} \quad (54)$$

Onde,

$R_T$ : reação do tirante;

$$F_{adm} = \frac{T}{F_S} \quad (55)$$

Onde,

$F_{adm}$ : força admissível;

T: resistência à tração do bulbo;

$F_S$ : fator de segurança

Em que:

Tirante provisório, utilizar  $F_S = 1,5$ ;

Tirante permanente, utilizar  $F_S = 1,75$ .

Posterior à verificação da reação do tirante e força admissível (Equação 55), é possível analisar a ocorrência de falhas dos tirantes, ou seja:

Se  $F_{adm} \geq R_T$ , não haverá arrastamento do tirante.

Se  $\sigma_{adm} \geq R_T$ , não haverá escoamento nem rompimento do tirante.

#### 2.16.5.7 Área de aço do tirante

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece uma formulação para determinação da área de aço que deve ser aplicada em cada tirante. Equação 56.

$$AS = \frac{FSd}{f_{yd}} \quad (56)$$

Onde,

FSd: valor de cálculo da força de tração determinada no tirante.

#### 2.16.5.8 Dimensionamento da seção de aço do tirante

A seção de aço dos tirantes é dimensionada a partir do esforço máximo ao qual é submetido, considerando-se como tensão admissível para tirantes permanentes (Equação 57) e tirantes provisórios (Equação 58). A seção de cada tirante constituído de aço não deve ser inferior a 50 mm<sup>2</sup>. (ABNT NBR 5629:2006).

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9 \quad (57)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \cdot 0,9 \quad (58)$$

Onde,

$\sigma_{adm}$ : tensão admissível;

$f_{yk}$ : resistência característica do aço à tração.

#### 2.16.5.9 Dimensionamento do bulbo de ancoragem

A ABNT NBR 5629:2006 preconiza que o comprimento e a seção transversal da ancoragem devem ser determinados a partir de ensaios e, lista condições para estimativas preliminares de dimensionamento (Equação 59) para resistência à tração em solo arenoso.

$$T = \sigma'_z U L_b k_f \quad (59)$$

Onde,

T: resistência à tração;

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

U: perímetro médio da seção transversal da ancoragem;  
 K<sub>f</sub>: coeficiente de ancoragem.

A Tabela 21 expõe os valores do coeficiente de ancoragem (K<sub>f</sub>).

Tabela 21 – Coeficientes de ancoragem, K<sub>f</sub>.

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

Fonte: (ABNT NBR 5629:2006).

Se tratando de solo argiloso, a resistência à tração pode ser obtida através da Equação 60.

$$T = \alpha U L_b S_u \quad (60)$$

Onde,

T: resistência à tração;

$\alpha$ : coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

S<sub>u</sub>: resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso (Tabela 22).

Tabela 22 – Condições para S<sub>u</sub>

Su ≤ 40 kPa	$\alpha=0,75$
Su ≥ 100 kPa	$\alpha=0,35$
Valores fora das condições	Interpolação linear

Fonte: (Adaptado ABNT NBR 5629:2006).

O trecho de ancoragem do tirante (bulbo) não deve ser executado em solos orgânicos moles, aterros ou solos coesivos com N<sub>SPT</sub> ≤ 4, nem em aterros sanitários. (ABNT NBR 5629:2006).

### 3 METODOLOGIA

A execução do presente trabalho resultou do estudo de literaturas renomadas voltadas à Geotecnia, envolvendo pesquisas bibliográficas e análises quali-quantitativas.

Visando o dimensionamento estrutural de uma cortina atirantada em acordo a ABNT NBR 6118:2014, foram realizadas pesquisas bibliográficas que abrangem o estudo da interação solo-estrutura, a fim de possibilitar uma bagagem de conhecimento específico voltado ao ramo da Geotecnia. A pesquisa compreendeu o estudo da interação solo-estrutura, instabilidade de taludes, história da estrutura de contenção, contenções e comparativos entre as técnicas mais usuais para contenção de taludes e encostas, estudo dos métodos de análise de estabilidade de taludes, das diretrizes listadas na ABNT NBR 6118:2014 para dimensionamento estrutural, além do estudo das ações exercidas em estruturas de contenções como o empuxo de terra.

A partir do referencial teórico em conjunto ao software Geostudio 2016, módulo Slope/W voltado ao equilíbrio limite e utilizando-se o método de Morgenstern e Price, pôde-se desenvolver na primeira etapa do presente trabalho o pré-dimensionamento e análise de estabilidade via método de equilíbrio limite de uma estrutura de cortina atirantada, que compôs o estudo de caso para o referido trabalho. Sendo que para efeito de cálculo da resistência interna referente ao arrancamento, foram inferidos de Vasconcelos (2016) a capacidade de carga e a área de contato média dos bulbos, mensurando-a para os métodos de Van de Veen (1953), Bustamante e Doix (1985), Costa Nunes (1987), Souza (2001), Falconi (2005), ABNT 5629 (2006) e Porto (2015).

Já na segunda etapa do trabalho foi realizado o dimensionamento estrutural do paramento da cortina atirantada embasando-se nos dados obtidos na etapa inicial, onde pôde-se realizar análise de tensão-deformação com o auxílio do software Geostudio 2012, módulo Sigma/W, o qual através da inserção de valores gera as resultantes das cargas nos bulbos, os deslocamentos horizontais do paramento, além dos momentos fletores, auxiliando no dimensionamento estrutural em acordo a ABNT NBR 6118:2014.

O estudo de caso contemplará em partes, os resultados obtidos por Vasconcelos (2016), sendo os dados inexistentes, inferidos de literaturas e autores consagrados, portanto, trata-se de um dimensionamento geotécnico e estrutural de uma cortina atirantada com alterações no projeto original.

## **4 TALUDE EM CORTINA ATIRANTADA – ESTUDO DE CASO**

### **4.1 Estudo de caso**

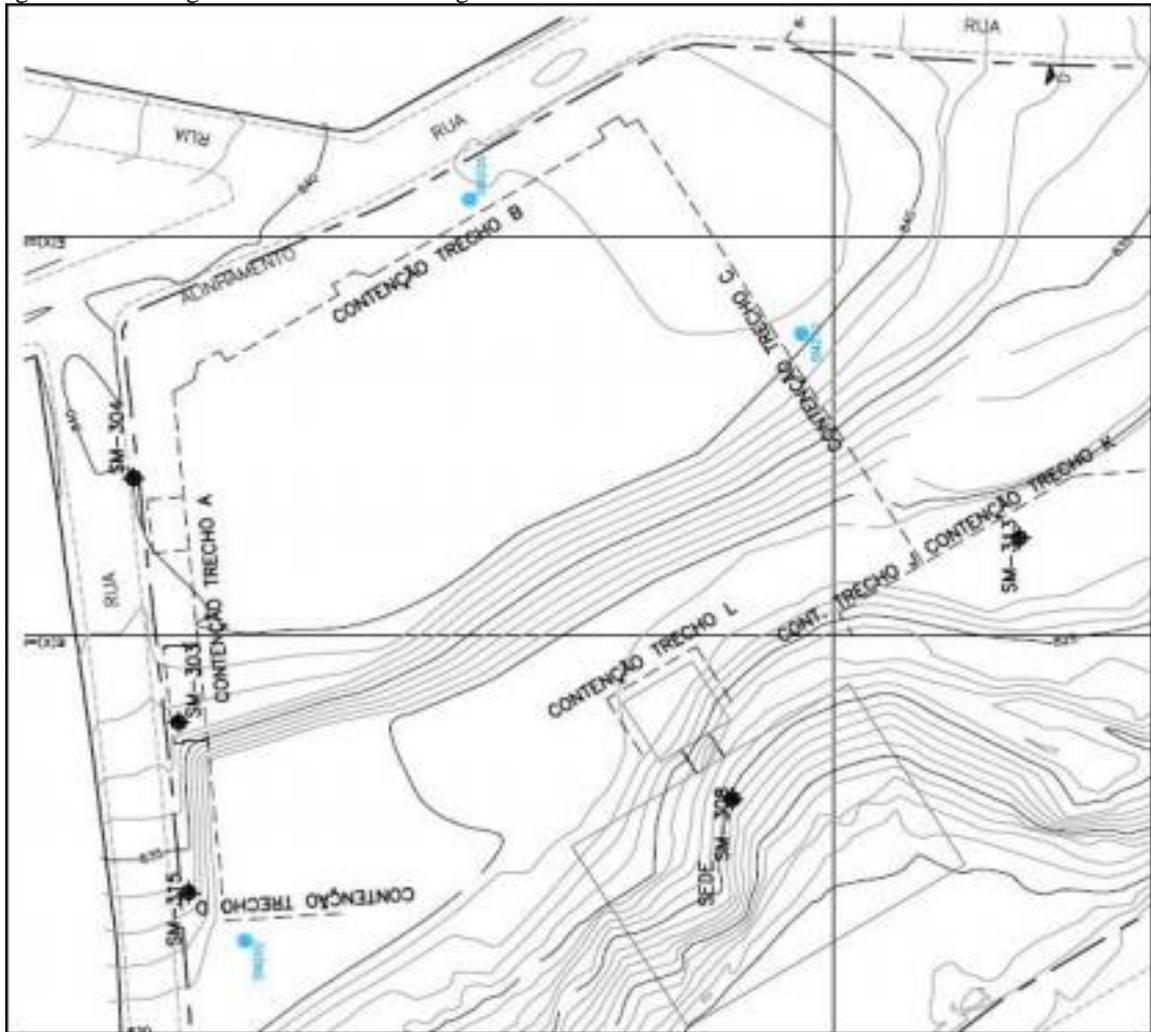
O estudo de caso, instrumento deste trabalho, tem como objetivo inicial analisar a estabilidade da seção mais crítica de uma cortina atirantada de um pátio destinado à disposição de automóveis situado na região central da cidade de Belo Horizonte/MG, além de avaliar o impacto de arrancamento na estabilidade global, a fim de realizar um estudo de tensão-deformação para dimensionamento estrutural do paramento. Ressalta-se que a análise de estabilidade foi amparada nos resultados obtidos pelo estudo realizado por Vasconcelos (2016). Portanto, o estudo de caso contemplará em partes, os resultados verificados por Vasconcelos (2016), ao passo que em relação aos dados inexistentes, os valores serão inferidos de literaturas e autores consagrados.

A seção mais crítica da estrutura atirantada ancorada em solo silte arenoso empregou 05 linhas de tirantes, que compuseram uma média de 17 metros de comprimento, sendo 13 metros de trecho livre e 4 metros de trecho ancorado, cordoalhas CP-190-RB com diâmetro de 12,7 mm e inclinação média de 15°.

### **4.2 Descrição da obra**

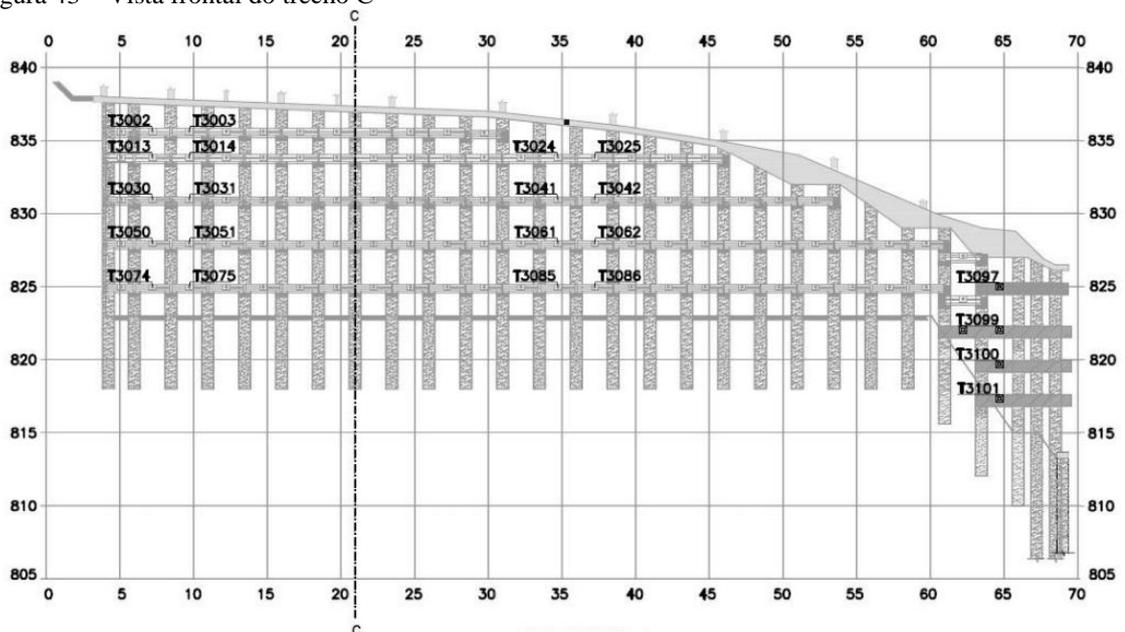
A obra é composta por sete trechos ancorados (A, B, C, D, K e L) em solo silte arenoso que podem ser observados na Figura 42, bem como os locais das sondagens SPT em cada trecho. Todavia, o estudo em questão abordará o trecho mais crítico da cortina atirantada (trecho C), ilustrado na Figura 43.

Figura 42 – Vista geral dos trechos e sondagens



Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

Figura 43 – Vista frontal do trecho C



Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

### 4.3 Parâmetros adotados nas análises de estabilidade

#### 4.3.1 Parâmetros dos solos

Por consequência da não realização de ensaios de laboratório para obtenção de dados geotécnicos, Vasconcelos (2016) utilizou valores propostos por Joppert Junior (2007), conforme expostos na Tabela 21, baseados nos valores de  $N_{SPT}$  para obtenção de parâmetros como peso específico, ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva, classificando-o como um solo silte arenoso. Pela inexistência de dados, foi adotada para o pré-dimensionamento uma média para o trecho em análise,  $N_{SPT} = 19-41$ .

##### 4.3.1.1 Resistência ao cisalhamento

A partir de análises dos resultados obtidos, Vasconcelos (2016) verificou que existe uma tendência de relação linear de aumento da resistência ao cisalhamento e a resistência do solo, conforme mencionado por Porto (2015). Portanto, Vasconcelos (2016) propôs em seu estudo uma estimativa inicial de resistência ao cisalhamento em solo silte arenoso na região central de Belo Horizonte/MG, local do objeto de estudo. Tabela 23.

Tabela 23 –  $q_s$  para solo silte arenoso na região de BH/MG

<b>SPT</b>	<b><math>q_s</math> (kPa)</b>
5-9	75
10-14	85
15-19	95
20-24	105
25-29	115
30-34	125
35-40	135

Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

#### 4.3.2 Parâmetros dos tirantes

Segundo Vasconcelos (2016), a obra contempla um total de 475 tirantes permanentes e provisórios do tipo cordoalha com tensão de ruptura equivalente a  $190 \text{ kg/mm}^2$ , distribuídos conforme Tabela 24, sendo especificados na Tabela 25.

Tabela 24 – Distribuição com relação à vida útil dos tirantes presentes no estudo de caso

Trecho	nº de tirantes	Vida útil	
		Provisório	Permanente
A	101	101	0
B	118	118	0
C	101	96	5
D	47	0	47
K	72	0	72
L	36	0	36
<b>Total</b>	<b>475</b>	<b>315</b>	<b>160</b>

Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

Tabela 25 – Especificações dos tirantes utilizados

Vida útil do tirante	Carga de trabalho (t)	Tipo de tirante	Diâmetro do furo (mm)
Provisório	25 a 35	Cordoalha CP-190 - RB 5 ø 12,7 mm	100
	40 a 50	Cordoalha CP-190 - RB 6 ø 12,7 mm	125
	55 a 60	Cordoalha CP-190 - RB 8 ø 12,7 mm	150
	70 a 80	Cordoalha CP-190 - RB 10 ø 12,7 mm	150
Permanente	25 a 35	Cordoalha CP-190 - RB 4 ø 12,7 mm	100
	40 a 50	Cordoalha CP-190 - RB 5 ø 12,7 mm	125
	55 a 60	Cordoalha CP-190 - RB 7 ø 12,7 mm	150
	70 a 80	Cordoalha CP-190 - RB 8 ø 12,7 mm	150
	25 a 35	Cordoalha CP-190 - RB 9 ø 12,7 mm	150

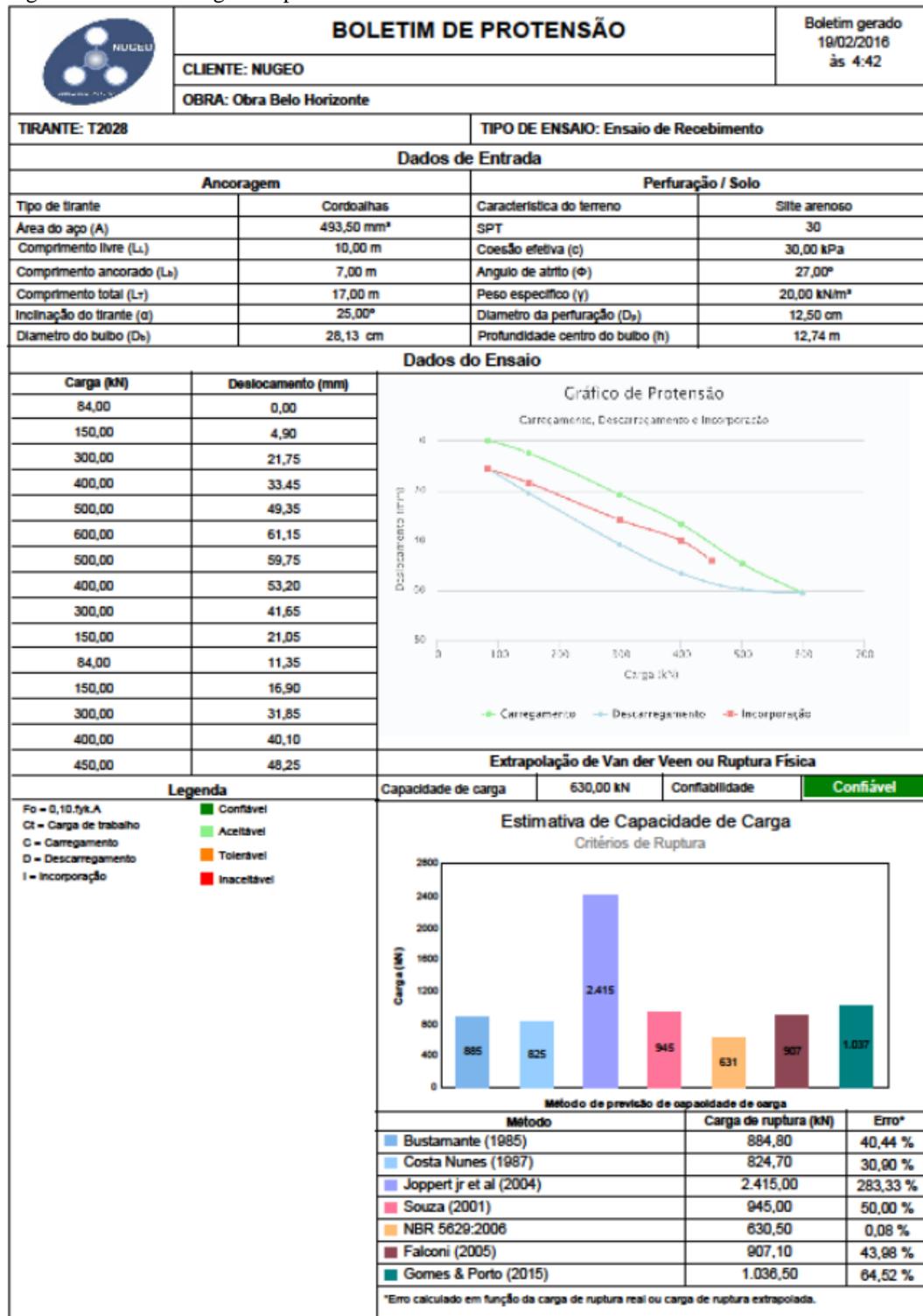
Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

#### 4.3.3 Ensaios

##### 4.3.3.1 Capacidade de carga

Vasconcelos (2016) utilizou para cálculo da capacidade de carga e das extrapolações, o aplicativo web CsAGeo desenvolvido por Porto (2015), o qual de maneira rápida e eficiente permite a realização de cálculos e geração de relatórios individuais para cada tirante que contemplam as especificações do tirante, os trechos livre e ancorado, o diâmetro de perfuração, o diâmetro do bulbo, o tipo de solo atravessado pelo bulbo, a capacidade de carga, a extrapolação dos ensaios de recebimento, além do próprio ensaio de recebimento. A Figura 44 ilustra um exemplo do relatório gerado pelo aplicativo web CsAGeo, realizado por Vasconcelos (2016).

Figura 44 – Relatório gerado pelo CsAGeo



Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

A partir dos relatórios gerados pelo aplicativo, Vasconcelos (2016) atingiu os resultados médios de capacidade de carga, sendo expressos pela Tabela 26, obtidos a partir de ensaios extrapolados e métodos semiempíricos. Vasconcelos (2016) verificou ainda, a capacidade de carga média pelo critério de Aoki et al, (2013).

Tabela 26 – Valores médios de capacidade de carga por método avaliado

<b>Método</b>	<b>Capacidade de carga média (kN): Todos os ensaios</b>	<b>Capacidade de carga média (kN): Critério de Aoki <i>et al.</i> (2013)</b>
Van der Veen (1953)	1284,61	798,21
Bustamante e Doix (1985)	1132,90	1081,63
Costa Nunes (1987)	2290,37	2150,26
Souza (2001)	1021,92	951,67
Falconi (2005)	1202,03	1092,28
ABNT (2006)	1318,64	1147,94
Porto (2015)	1394,36	1267,04

Fonte: (VASCONCELOS, 2016).

#### 4.4 Resultados das análises de estabilidade

##### 4.4.1 Pré-dimensionamento

A partir dos resultados obtidos por Vasconcelos (2016), pôde-se analisar a condição de segurança para cada método proposto em seu estudo. Sendo que para tanto foi utilizado o software Geostudio 2016, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price.

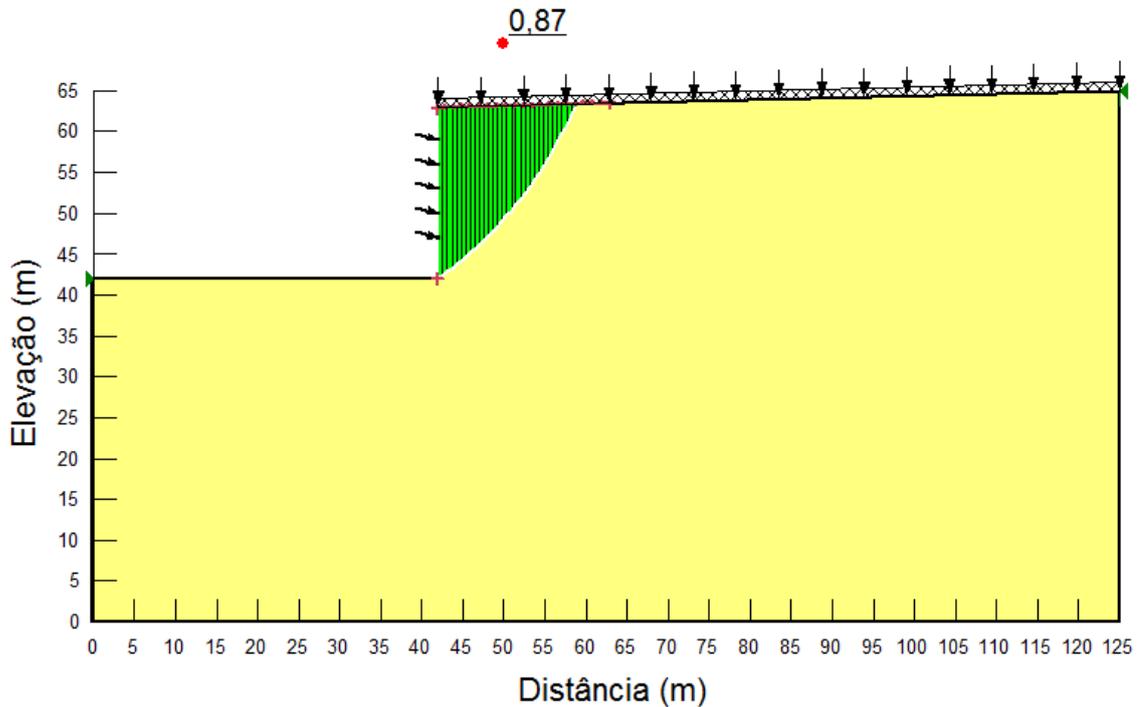
Inicialmente, com o auxílio do software foi feita uma verificação do fator de segurança do talude apresentado, sendo realizado através da inserção dos dados constantes na Tabela 27. A partir da inserção destes dados e criação das regiões, foi realizada a aplicação da superfície de pesquisa resultando em um FS = 0,87 conforme Figura 45 obtida pelo software, o que demonstrou a real necessidade de utilização de uma estrutura de contenção no local para que o mesmo apresente um fator de segurança satisfatório, sendo 1,50 o mínimo determinado pela ABNT NBR 11682/2006.

Tabela 27 – Dados inseridos ao software para pré-dimensionamento

Altura da cortina (m)	21
Qtd. de tirantes (unidade)	5
Comprimento médio dos tirantes (m)	17
Inclinação dos tirantes (°)	15
qs tirante (kN)	450
Material do solo	silte arenoso
Peso específico do solo (kN/m <sup>3</sup> )	19,61
Ângulo de atrito interno (°)	27
Coesão (kPa)	30
Carga concentrada (kPa)	100
Sobrecarga vertical (kN/m <sup>2</sup> )	20

Fonte: autora.

Figura 45 – FS obtido pelo software Geostudio 2016-Slope/W



Fonte: autora

#### 4.4.2 Análise da estabilidade interna referente ao arrancamento

Após a verificação do pré-dimensionamento, foi realizada a partir do mesmo software, a análise de estabilidade interna para cada método estudado por Vasconcelos (2016), sendo que para tanto foi necessário a aplicação das cargas de reforço (tirantes), além dos demais resultados e valores inferidos de Vasconcelos (2016). Como exemplo, a Figura 46 retrata uma tela de entrada de dados do software com os principais parâmetros adotados no projeto, ao qual deve-se inserir o comprimento e direção do tirante, a resistência ao arrancamento, o comprimento e o diâmetro do bulbo de ancoragem, o espaçamento da ancoragem, a resistência à tração do tirante, a resistência ao cisalhamento do tirante, além de fatores de redução.

Figura 46 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2016 - Slope/W

Reinforcement

Type:  F of S Dependent:  Force Distribution:  Anchorage:

Length:  Direction:

Pullout Resistance (F/Area):  Tensile Capacity:

Resistance Reduction Factor:  Reduction Factor:

Bond Length:  Shear Force:

Bond Diameter:  Shear Reduction Factor:

Anchor Spacing:  Apply Shear:

Factored Pullout Resistance: 35,052 kN/m

Maximum Pullout Force: 0 - 123,53 kN

Done

Fonte: autora.

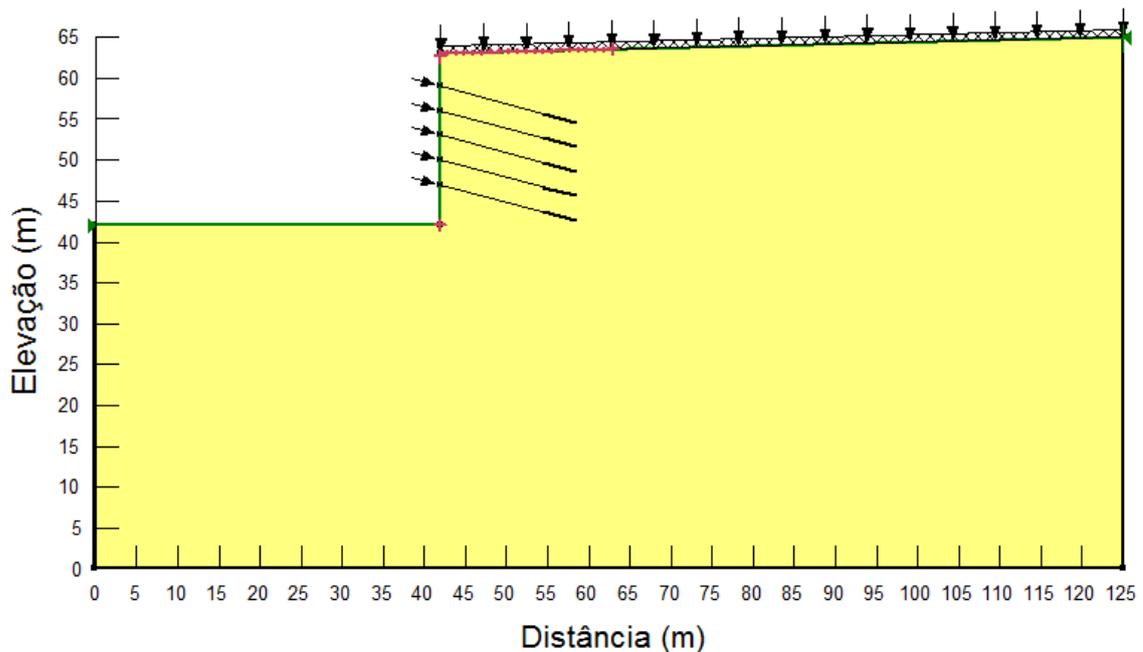
No trecho em análise foram utilizados os seguintes valores na interface de entrada de dados para análise de estabilidade interna:

- Comprimento dos tirantes: média dos comprimentos relatados em Vasconcelos (2016) – 17 metros;
- Direção: média das direções encontradas por Vasconcelos (2016) – 15°;
- Resistência ao arrancamento (*Pullout Resistance*): obtidos a partir da capacidade de carga e área de contato dos bulbos relatados por Vasconcelos (2016) – conforme apresentado na Tabela 27 – 197,26 kPa;
- Comprimento do bulbo (*Bond Length*): conforme indicado em Vasconcelos (2016) – 4 metros;
- Diâmetro do bulbo (*Bond Diameter*): média encontrada por Vasconcelos (2016) – 125 mm;
- Espaçamento da ancoragem (*Anchor Spacing*): adotado – 1,70 metros;
- Resistência à tração do tirante (*Tensile Capacity*): 210 kN;

- Resistência ao cisalhamento do tirante (*Shear Force*): média dos valores verificados por Vasconcelos (2016) – 450 kN;
- Fator de redução da resistência (*Resistance Reduction Factor*), Fator de redução à tração (*Reduction Factor*) e Fator de redução ao cisalhamento (*Shear Reduction Factor*): em decorrência da inexistência de valores normativos, foi utilizado os valores propostos por Ribeiro (2017), sendo 1,3; 1 e 1, respectivamente.

A Figura 47 retrata uma modelagem gráfica do software Geostudio 2016, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, com os tirantes já inclusos para análise da estabilidade interna.

Figura 47 – Interface gráfica do software



Fonte: autora.

A partir dos resultados verificados por Vasconcelos (2016), pôde-se verificar a resistência média ao arrancamento para os métodos em análise, sendo retratados na Tabela 28, bem como os demais parâmetros médios adotados para os tirantes constantes na seção em análise. Já os valores segundo o critério de Aoki et al, (2013) estão expressos no Tabela 29.

Tabela 28 – Parâmetros médios adotados para os tirantes

<b>Método</b>	<b>L total (m)</b>	<b>Direção (°)</b>	<b>Rarr (kPa)</b>	<b>FS bulbo</b>	<b>L bulbo (m)</b>	<b>D bulbo (m)</b>	<b>Sh (m)</b>	<b>T</b>	<b>FR</b>
Van der Veen (1953)	17	165	181,74	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Bustamante e Doix (1985)	17	165	160,27	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Costa Nunes (1987)	17	165	324,02	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Souza (2001)	17	165	144,57	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Falconi (2005)	17	165	170,05	1,3	4	0,125	1,7	210	1
ABNT 5629 (2006)	17	165	186,55	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Porto (2015)	17	165	197,26	1,3	4	0,125	1,7	210	1

Fonte: autora.

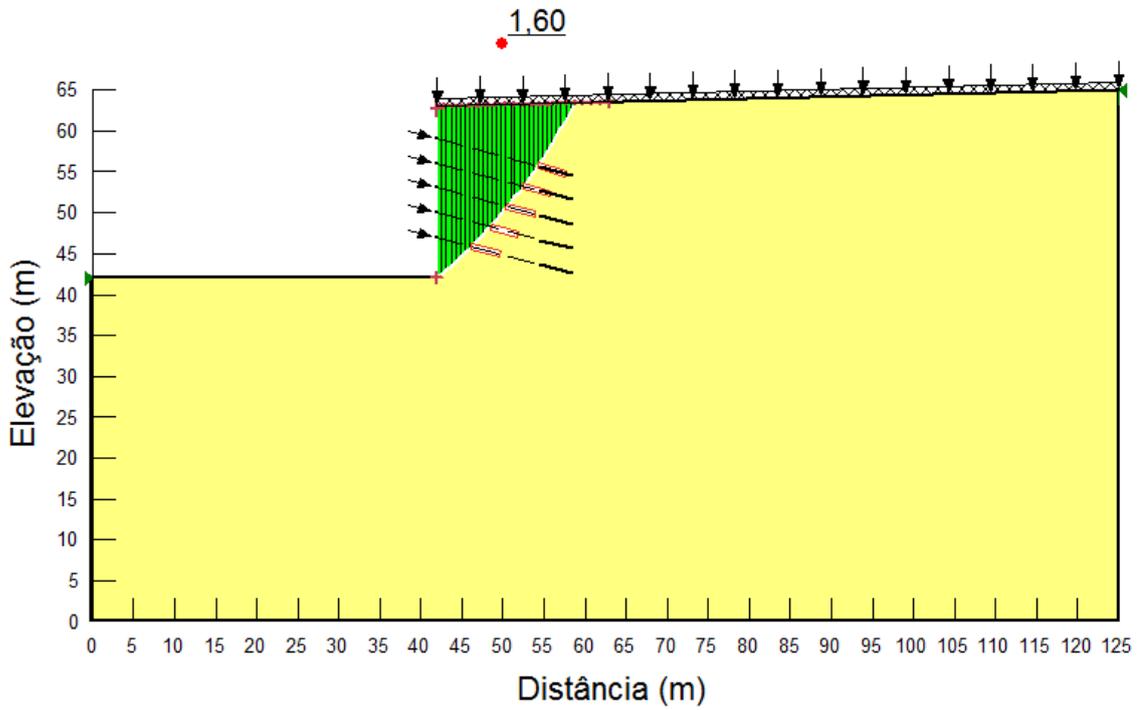
Tabela 29 – Parâmetros médios adotados para os tirantes – critério de Aoki et al (2013)

<b>Método</b>	<b>L total (m)</b>	<b>Direção (°)</b>	<b>Rarr (kPa)</b>	<b>FS bulbo</b>	<b>L bulbo (m)</b>	<b>D bulbo (m)</b>	<b>Sh (m)</b>	<b>T</b>	<b>FR</b>
Van der Veen (1953)	17	165	112,92	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Bustamante e Doix (1985)	17	165	153,02	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Costa Nunes (1987)	17	165	304,20	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Souza (2001)	17	165	134,63	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Falconi (2005)	17	165	154,53	1,3	4	0,125	1,7	210	1
ABNT 5629 (2006)	17	165	162,40	1,3	4	0,125	1,7	210	1
Porto (2015)	17	165	179,25	1,3	4	0,125	1,7	210	1

Fonte: autora.

Após a inserção dos dados de cada método avaliado, obteve-se como exemplo a Figura 48 que retrata a interface do software apresentando o resultado da análise de estabilidade interna para o método de Porto (2015).

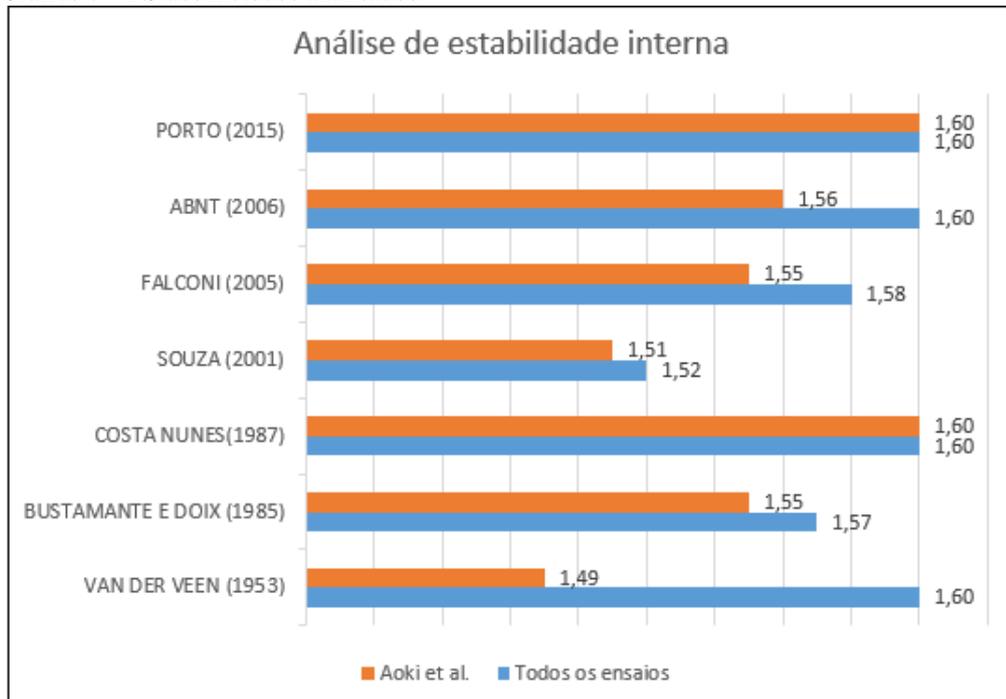
Figura 48 – Interface do resultado da análise de estabilidade – Porto (2015)



Fonte: autora.

No Gráfico 7 são expressos os fatores de segurança para cada método em análise, confrontando-os também com o critério de Aoki et al (2013).

Gráfico 7 – FS dos métodos analisados



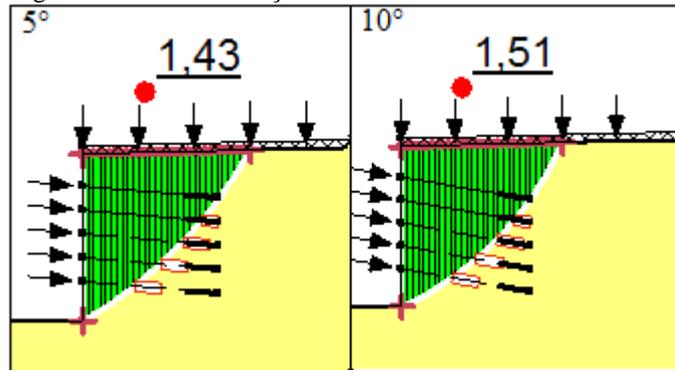
Fonte: autora.

#### 4.5 Comparativo - FS x inclinação do tirante

A partir de uma resistência ao arracamento conhecida, foi realizado um breve estudo que correlaciona a estabilidade do talude com as inclinações dos tirantes comumente utilizadas. Para tanto, foi utilizado a resistência ao arrancamento pelo método de Porto (2015), inferida de Vasconcelos (2016), equivalente a 197,26 kPa.

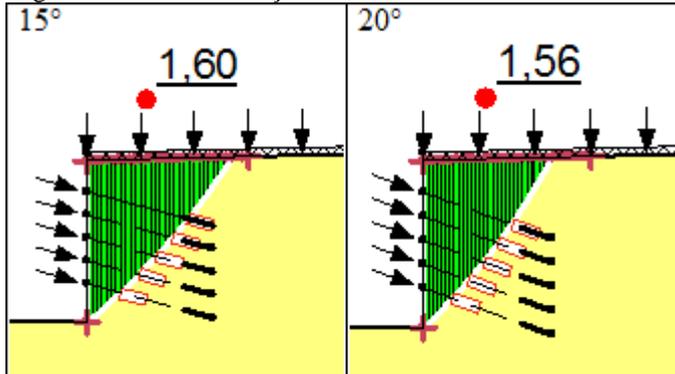
Através do software Geostudio 2016, módulo Slope/W obteve-se como resultado de estabilidade via método de equilíbrio limite, os valores de 1,43; 1,51; 1,60 e 1,56 para as inclinações de 5°, 10°, 15° e 20°, respectivamente, conforme demonstrado nas Figuras 49 e 50.

Figura 49 – FS x inclinação dos tirantes



Fonte: autora.

Figura 50 – FS x inclinação dos tirantes



Fonte: autora.

Infere-se da comparação destes resultados que a aplicação de tirantes com inclinação entre 10° e 15° demonstra-se mais eficaz, uma vez que sua estabilidade apresentou-se superior às demais, atingindo uma diferença percentual de cerca de 12%. Tal fato é constatado pela observação do talude em estudo, sendo que a partir dos resultados em análise configurada pela mesma zona de ruptura nas quatro situações (5°, 10°, 15° e 20°), as inclinações de tirantes

onde os bulbos de ancoragem apresentam-se efetivamente fora da zona de ruptura, o fator de segurança tende a aumentar. Em contrapartida, quanto mais contido na zona de ruptura, menor será seu fator de segurança. A constatação de inclinações mais favoráveis para o talude em estudo é verificada a partir desta análise, onde com inclinação de 5°, os bulbos de ancoragem dos tirantes apresentaram-se parcialmente na zona de ruptura, ou seja, não estão efetivos na estrutura o que resultou em um fator de segurança menos satisfatório. Já os resultados para inclinações de 10° e 15°, os bulbos de ancoragem apresentaram-se fora da zona de ruptura e por isso os fatores de segurança foram mais satisfatórios.

#### **4.6 Parâmetros adotados nas análises tensão-deformação**

Neste tópico será analisado o comportamento de tensão-deformação do estudo em análise, utilizando-se o modelo elastoplástico para modelagem dos materiais, considerando-se os parâmetros do método de Porto (2015) utilizados na análise de equilíbrio limite, com inclinação de tirantes a 15°, por conferir a inclinação mais satisfatória observada para o estudo de caso, cujo fator de segurança na estabilidade global atingiu o valor de 1,60. Ressalta-se que para este trabalho será utilizado o software Geostudio 2012 – módulo Sigma/W para modelagem do comportamento tensão-deformação do solo, viabilizando assim, a verificação das cargas nos bulbos, a magnitude dos deslocamentos mobilizados horizontais, a concepção do diagrama de momentos fletores e consequente dimensionamento estrutural do paramento da cortina com espessura de 30 cm.

##### 4.6.1 Parâmetros do solo

Os parâmetros geotécnicos para análise de tensão-deformação serão os mesmos adotados na modelagem de equilíbrio limite, complementando-os com o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

###### 4.6.1.1 Módulo de elasticidade do solo

O módulo de elasticidade do solo foi inferido da Tabela 13, onde a partir da verificação do tipo de solo silte arenoso com adoção de  $N_{SPT} = 19-41$ , obteve-se um módulo de elasticidade equivalente a 15.000 t/m<sup>2</sup>, aproximadamente 147.150 kPa.

#### 4.6.1.2 Coeficiente de Poisson do solo

Em consequência da impossibilidade em obter valores exatos de coeficiente de Poisson do solo silte arenoso, tomou-se como medida para coeficiente de Poisson, o valor do material base silte, sendo estimado em 0,334.

A Figura 51 expõe os parâmetros do solo utilizados na modelagem para análise de tensão-deformação.

Figura 51 – Interface de entrada de dados Geostudio 2012 - Sigma/W (Solo)

Effective E-Modulus (E')	
<input checked="" type="radio"/> Constant:	147.150 kPa
<input type="radio"/> Function:	(none)
Eff. Cohesion (C')	30 kPa
Unit Weight:	19,61 kN/m <sup>3</sup>
Eff. Phi (Phi')	27 °
Dilation Angle:	0 °
Poisson's Ratio:	0,334
<input type="checkbox"/> Activation PWP:	0 kPa
<input type="checkbox"/> Specify Insitu Ko:	0,5015015

Fonte: autora.

- Módulo de elasticidade constante (*Effective E-Modulus; Constant*): 147.150 kPa;
- Coesão efetiva (*Eff. Cohesion*): 30 kPa;
- Ângulo de atrito interno (*Eff. Phi*): 27°;
- Coeficiente de Poisson (*Poisson's Ratio*): 0,334;
- Coeficiente de empuxo – K0 (*Insitu K0*): 0,5015015;
- Peso específico (*Unit Weight*): 19,61 kN/m<sup>3</sup>;
- Ângulo de dilatação (*Dilation Angle*): 0° (valor nulo conforme recomendação do manual do programa para este tipo de contenção).

#### 4.6.2 Parâmetros do concreto

Os parâmetros adotados para modelagem do estudo de caso serão baseados no concreto de fck equivalente a 30 MPa, sendo que para a análise apresentada empregou-se o uso do agregado graúdo gnaïsse por se tratar do agregado mais comum na região.

#### 4.6.2.1 Módulo de elasticidade do concreto

O módulo de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ) para concreto classe 1 – (20 MPa a 50 MPa), obtido a partir da equação 22, resultou em 30,67 GPa uma vez que a resistência característica do concreto à compressão utilizado foi de 30 MPa. Por conseguinte, o módulo de deformação secante verificou-se em torno de 26,84 GPa com  $\alpha_i = 0,875$  (Equação 24).

#### 4.6.2.2 Coeficiente de Poisson do concreto

Seguindo a ABNT NBR 6118:2014, adotou-se para o concreto o coeficiente de Poisson igual a  $\nu = 0,2$ .

#### 4.6.3 Paramento

A parede ou paramento de concreto é inserida à modelagem como um elemento de viga no software Geostudio 2012, módulo Sigma/W, cuja interface de entrada de dados é apresentada pela Figura 52.

Figura 52 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Parede)

Name:	Parede	Color:	 Set...
E-Modulus:	26.840.000 kPa		
Cross-sectional Area:	0,3 m <sup>2</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Tension
Moment of Inertia:	0,00225 m <sup>4</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Compression

Fonte: autora.

- Espessura da parede: 0,30 m;
- Módulo de elasticidade da parede (*E-Modulus*): 26,84 GPa;
- Área da seção da parede (*Cross-sectional Area*): 0,30 m<sup>2</sup>;
- Momento de inércia da parede (*Momento of Inertia*): 0,00225 m<sup>4</sup>.

#### 4.6.4 Parâmetros dos tirantes

##### 4.6.4.1 Bulbos

Os cinco bulbos dos tirantes ancorados no paramento são também modelados no software como elementos de viga tendo sua interface de entrada de dados, bem como os valores de módulo de elasticidade, área da seção e momento e inércia demonstrados na Figura 53.

Figura 53 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Bulbos)

Name:	Bulbo	Color:	 Set...
E-Modulus:	1,05e+008 kPa		
Cross-sectional Area:	0,01227 m <sup>2</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Tension
Moment of Inertia:	1,1984e-005 m <sup>4</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Compression

Fonte: autora.

- Módulo de elasticidade equivalente dos bulbos (*E-Modulus*):  $1,05 \times 10^8$  kPa;
- Área da seção dos bulbos (*Cross-sectional Area*):  $0,01227 \text{ m}^2$ ;
- Momento de inércia dos bulbos (*Momento of Inertia*):  $1,1984 \times 10^{-5} \text{ m}^4$ .

##### 4.6.4.2 Trecho livre

Os trechos livres dos tirantes configuram os elementos de barra, tendo seus parâmetros referenciados pela interface de entrada de dados conforme exposto na Figura 54.

Figura 54 – Interface de entrada de dados Geoestudio 2012 - Sigma/W (Trecho livre)

Name:	Trecho livre	Color:	 Set...
E-Modulus:	1,05e+008 kPa		
Cross-sectional Area:	0,01227 m <sup>2</sup>		
Pre-Axial Force:	-105 kN		

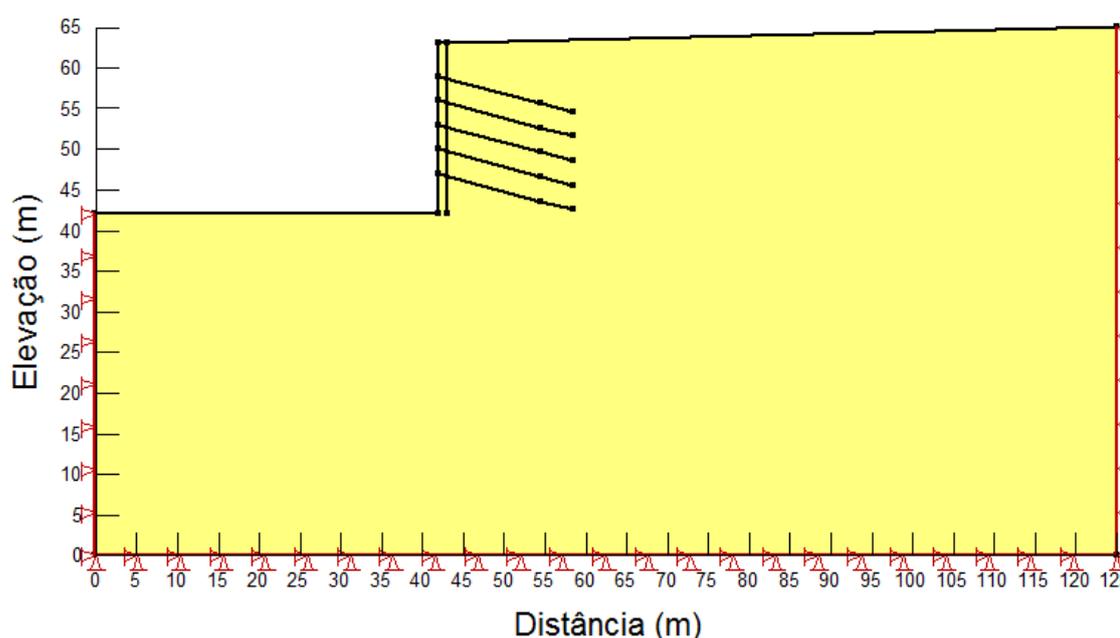
Fonte: autora.

- Módulo de elasticidade do trecho livre (*E-Modulus*):  $1,05 \times 10^8$  kPa;
- Área da seção do trecho livre (*Cross-sectional Area*):  $0,01227 \text{ m}^2$ ;
- Momento de inércia do trecho livre (*Pre-Axial Force*): -105 kN.

#### 4.6.5 Modelagem da geometria do estudo de caso

Para o estudo de caso na etapa de análise tensão-deformação, foi utilizada a mesma modelagem da etapa 1 – análise de equilíbrio limite, sendo que para tanto foram acrescentadas as condições de contorno na rotina “Insitu”, de maneira a impedir deslocamentos horizontais e verticais na linha inferior do problema. Já nas linhas verticais foram acrescentadas condições de contorno a fim de impedir deslocamentos horizontais, apenas. (Figura 55).

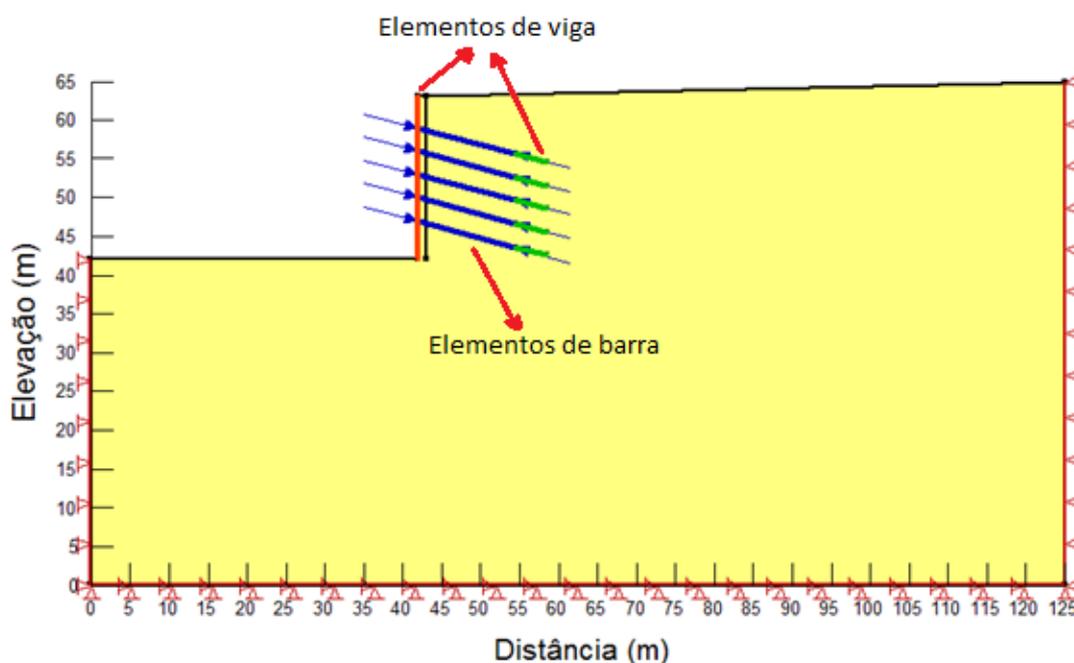
Figura 55 – Modelagem na rotina Insitu



Fonte: autora.

Em seguida realizou-se uma clonagem associada da rotina “Insitu”, denominada por “Etapa 1 – Elementos Estruturais” com tipo de análise tensão-deformação, na qual foram inseridos os elementos estruturais (elementos de viga – paramento e bulbos; elementos de barra – trechos livres). (Figura 56).

Figura 56 – Modelagem na Etapa 1 – Elementos Estruturais



Fonte: autora.

Após a inserção dos elementos estruturais, criou-se uma nova rotina, a “Etapa 2 - Sobrecarga”, também com tipo de análise tensão-deformação. Nessa etapa foi incluída uma nova condição de contorno denominada “Sobrecarga”. A Figura 57 ilustra a interface de entrada de dados desta etapa.

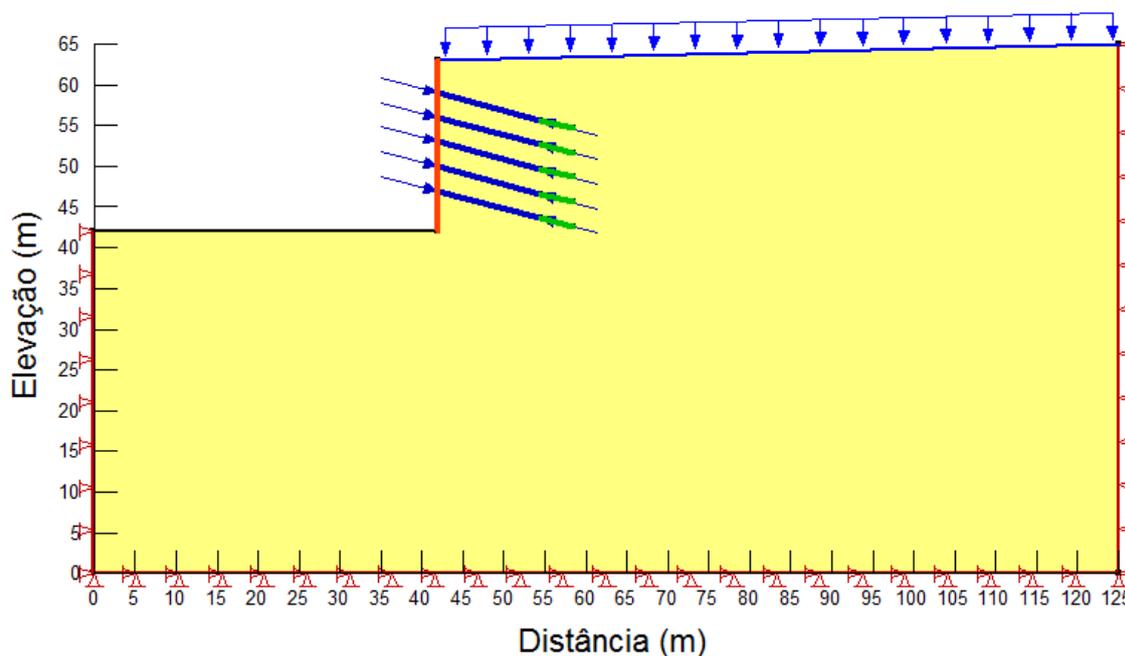
Figura 57 – Interface de entrada de dados Geostudio 2012 – Etapa 2 – Sobrecarga

Fonte: autora.

- Tensão constante em X (*X-Stress, Constant*): 0 kPa;
- Tensão constante em Y (*Y-Stress, Constant*): -20 kPa - valor adotado conforme indicado em Bowles (1997 apud PEREIRA, 2016).

Resultando após a inserção da sobrecarga, na modelagem apresentada pela Figura 58.

Figura 58 – Modelagem com inserção da sobrecarga



Fonte: autora.

Posteriormente, foi implementada uma malha de elementos finitos que culminou em 35.759 nós, configurando 35.756 elementos de dimensões 0,50 m x 0,50 m.

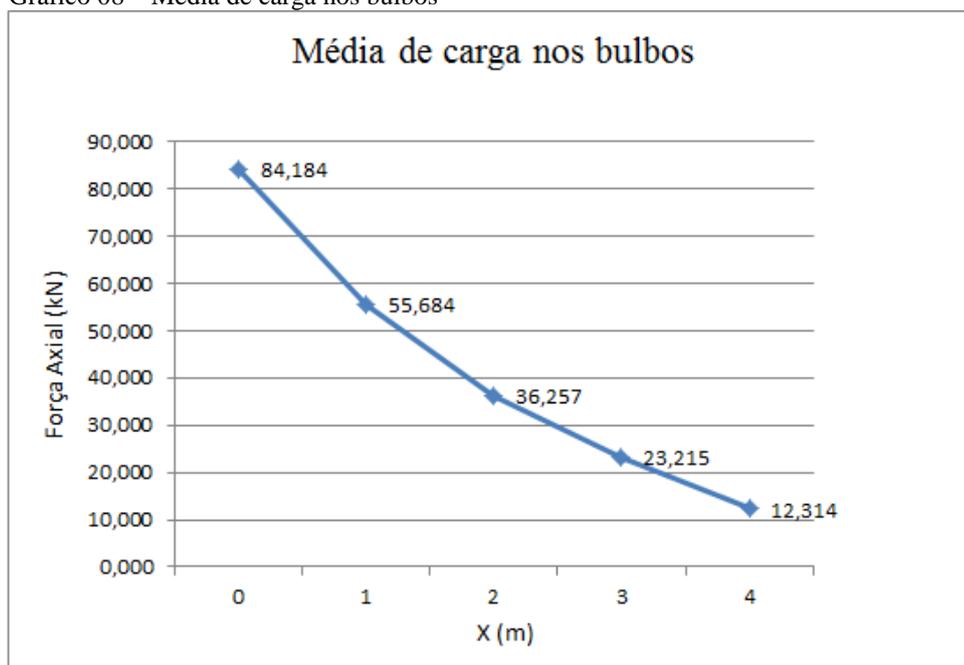
#### 4.6.6 Resultados da análise tensão-deformação

Em sequência às etapas de modelagem mencionadas, pôde-se executar o software Geostudio 2012 – módulo Sigma/W, a fim de se obter as tensões exercidas no talude em análise.

##### 4.6.6.1 Cargas nos bulbos

A análise das cargas nos bulbos por metro longitudinal foi realizada a partir do software, sendo que o Gráfico 08 demonstra a média das cargas nos cinco bulbos em análise, cujas forças axiais são dissipadas ao longo de seus comprimentos.

Gráfico 08 – Média de carga nos bulbos



Fonte: autora.

A partir dos resultados obtidos pelo software foi lançada a Tabela 30, na qual constam os valores de tração máxima e mínima para os cinco bulbos do estudo de caso, chegando a uma tração máxima de 85,944 kN (bulbo 5) e mínima equivalente a 10,839 kN (bulbo 1).

Tabela 30 – Tração nos bulbos

<b>Bulbo</b>	<b>Tração máxima (kN)</b>	<b>Tração mínima (kN)</b>	<b>Média (kN)</b>
1	85,068	10,839	41,656
2	84,393	11,552	41,094
3	82,262	12,165	41,182
4	83,253	13,264	42,805
5	85,944	13,752	44,917
<b>Média</b>	<b>84,184</b>	<b>12,314</b>	-

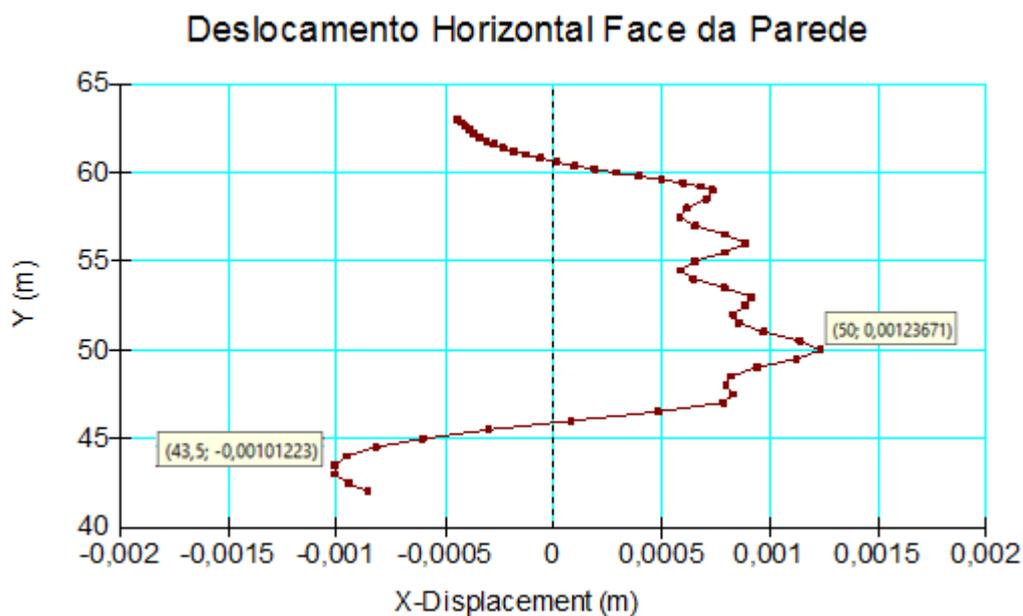
Fonte: autora.

Conforme ilustrado no Gráfico 08 e Tabela 30, a média de tração máxima foi da ordem de 84,184 kN no início dos bulbos e média mínima de 12,314 kN ao final dos bulbos. A tração máxima ocorre logo no início do bulbo devido a aplicação da carga de protensão. Após, ao adentrar no solo há um ganho de atrito lateral do solo, onde esse atrito lateral reduz a sobrecarga de protensão e então a força de tração cai ao longo do bulbo, deixando a tração mínima ao final de cada bulbo.

#### 4.6.6.2 Deslocamento horizontal na face da parede

Já a análise do deslocamento horizontal na face da parede, também obtido a partir do software, resultou no Gráfico 9.

Gráfico 9 – Deslocamento horizontal na face da parede



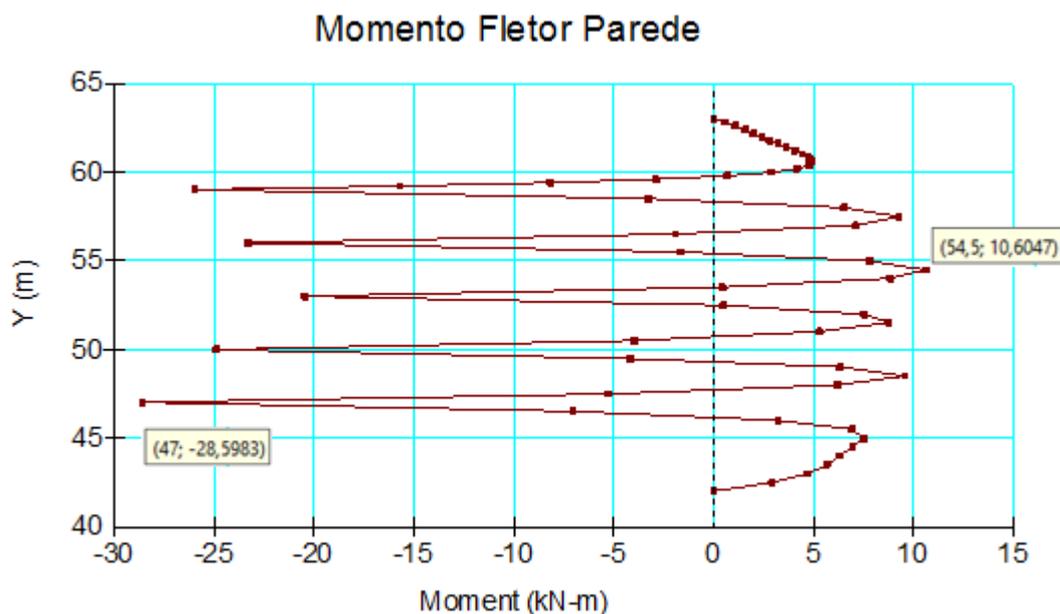
Fonte: autora.

Infere-se do Gráfico 09 que na altura de 8 m (cota 50 m) da parede é onde ocorre o deslocamento horizontal máximo, sendo equivalente a 0,00123671 m, ou seja, cerca de 1,237 mm, valor essencialmente baixo de deslocamento.

#### 4.6.6.3 Momento fletor na parede

A análise de momento fletor na parede foi realizada a partir da aplicação de gráficos no software, cujos valores obtidos estão ilustrados no Gráfico 10, onde apresenta os momentos fletores na face externa e interna da parede.

Gráfico 10 – Momento fletor na parede



Fonte: autora.

#### 4.6.6.3.1 Momento fletor na face externa

Com base no Gráfico 10 observa-se que o momento fletor máximo ao lado externo foi da ordem de 28,598 kN.m a uma altura de 5 m (cota 47 m). A Tabela 31 exprime os valores de momentos fletores atuantes na altura de cada tirante.

Tabela 31 – Momentos fletores na face externa

<b>Tirante</b>	<b>Altura parede (m)</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
1	17,0	59,0	25,992
2	14,0	56,0	23,336
3	11,0	53,0	20,472
4	8,0	50,0	24,891
5	5,0	47,0	28,598

Fonte: autora.

#### 4.6.6.3.2 Momento fletor na face interna

Já o momento fletor máximo na face interna, ou seja, junto ao solo, foi de aproximadamente 10,605 kN.m a uma altura de 12,5 m (cota 54,5 m). A Tabela 32 retrata os momentos fletores atuantes na interface solo-paramento por intervalo de tirantes.

Tabela 32 – Momentos fletores na face interna

<b>Intervalo</b>	<b>Altura parede (m)</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
Cota 63 - T1	18,6	60,6	4,907
T1 - T2	15,5	57,5	9,268
T2 - T3	12,5	54,5	10,605
T3 - T4	9,5	51,5	8,765
T4 - T5	6,5	48,5	9,588
T5 - Cota 42	3,0	45,0	7,5156

Fonte: autora.

#### 4.6.6.4 Dimensionamento estrutural do paramento por face

O pré-dimensionamento da cortina atirantada e da ancoragem dos tirantes possibilitou o dimensionamento estrutural do paramento da cortina, considerando a hipótese de dimensionamento de uma laje, sendo analisada por metro e realizado a partir das formulações apresentadas nos itens 2.15 e 2.16 do presente trabalho.

Diante do exposto na Tabela 31, os momentos fletores máximos no lado externo da parede foram essencialmente próximos e, em decorrência desta pequena variação optou-se por padronizar e utilizar o momento fletor máximo verificado, na ordem de 28,598 kN.m em toda a extensão, a fim de otimizar o processo executivo. Pelo exposto na Tabela 32, verificou-se o momento fletor máximo na interface solo-paramento equivalente a 10,605 kN.m, o qual também foi utilizado para o dimensionamento de toda sua extensão. Ressalta-se a utilização dos momentos fletores máximos obtidos o intuito em melhorar o dimensionamento, por isso a adoção de um único momento fletor (máximos) para cada face, além de carga média de trabalho de 45 tf, conforme inferido da Tabela 25.

Com base nas Tabelas 17 e 18, a classe de agressividade ambiental do estudo em análise perfaz a classe II, portanto, o cobrimento mínimo para a face externa do paramento (tipo laje) é de 2,5 cm, já para interface solo-paramento (elementos estruturais em contato com o solo), o cobrimento mínimo é de 3,0 cm. Para o dimensionamento adotou-se concreto C30 e aço CA50.

##### 4.6.6.4.1 Armaduras

###### a) Armadura de flexão

- Direção Y:

$$Md = 1,4 \cdot M$$

$$Md = 1,4 \cdot 28,598 \text{ kN.m}$$

$$Md = 40,04 \text{ kN.m}$$

$$d' = c + \frac{1}{2} \cdot \phi l$$

$$d' = 2,50 + \frac{1}{2} \cdot 1,60$$

$$d' = 3,30 \text{ cm} \cong 4,00 \text{ cm}$$

$$d = H - d'$$

$$d = 30,00 - 4,00$$

$$d = 26,00 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$KMD = \frac{40,04}{1,00 \cdot 0,26^2 \cdot \frac{30000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,0276$$

$$\therefore K_x \cong 0,0412$$

$$\therefore K_z \cong 0,983$$

$$A_{Sy} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_s}$$

$$A_{Sy} = \frac{40,04}{0,983 \cdot 0,26 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{Sy} = 3,60 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{Smin} = 0,15\% \cdot bw \cdot h$$

$$A_{Smin} = 0,15\% \cdot 1 \cdot 0,30$$

$$A_{Smin} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\* As adotada: 4,50 cm<sup>2</sup>/m → 6 ø 10 mm c/ 16,65 cm. (As efetiva ≅ 4,71 cm<sup>2</sup>/m).

- Direção X:

$$Asx = 0,67 \cdot Asmin$$

$$Asx = 0,67 \cdot 4,50$$

$$Asx = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\* As adotada: 3,02 cm<sup>2</sup>/m → 6 ø 8 mm c/ 16,65 cm. (As efetiva ≅ 3,02 cm<sup>2</sup>/m).

A partir da área de aço obtida, ( $A_{Sy} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), adotou-se 6 barras de 10 mm, o que perfaz uma área de aço efetiva de aproximadamente 4,71 cm<sup>2</sup>/m com espaçamento de 16,65 cm na direção Y e na direção X ( $A_{Sx} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) foram adotadas 6 barras de 8 mm que constituem uma área de aço efetiva de 3,02 cm<sup>2</sup>/m com espaçamento de 16,65 cm.

A fim de sintetizar o processo, no dimensionamento da interface solo-paramento instaurou-se o uso de planilhas eletrônicas sendo que a forma de dimensionamento se manteve. Os valores resultantes das duas faces em análise constam na Tabela 33.

Tabela 33 – Área de aço

M (kN.m)	Md (kN.m)	d' adotado (cm)	d (cm)	Kmd	Kx	Kz	As (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	ø adotado	As efetiva (cm <sup>2</sup> /m)	S (cm)
28,598	40,04	4	26	0,0276	0,0412	0,9830	3,60	4,5	6ø10 mm	4,71	16,65
10,605	14,85	4	26	0,0102	0,0154	0,9938	1,32	4,5	6ø10 mm	4,71	16,65

Fonte: autora.

Infere-se da Tabela 33 que a área de aço na face interna da parede equivale a:  $A_{Sy} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6 \text{ ø } 10 \text{ mm c/ } 16,65 \text{ cm}$  ( $A_{s \text{ efetiva}} \cong 4,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) e  $A_{Sx} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6 \text{ ø } 8 \text{ mm c/ } 16,65 \text{ cm}$  ( $A_{s \text{ efetiva}} \cong 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

b) Verificação a punção

- Seção crítica C:

$$Fsd = Ft \cdot \cos\alpha$$

$$Fsd = 441,30 \cdot \cos 27$$

$$Fsd = 393,20 \text{ kN}$$

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{U \cdot d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{393,20}{1 \cdot 0,26}$$

$$\tau_{sd} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{fck}{250}\right)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{30}{250}\right)$$

$$\alpha_v = 0,88$$

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c}$$

$$fcd = \frac{30}{1,4}$$

$$fcd = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot fcd$$

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 21,43$$

$$\tau_{rd2} = 5,09 \text{ MPa}$$

Como  $\tau_{sd} < \tau_{rd2}$ , não ocorrerá efeito de punção na seção crítica C.

- Seção crítica C':

$$U = U + 2\pi \cdot 2d$$

$$U = 100 + 2\pi \cdot 2 \cdot 26$$

$$U = 426,73 \text{ cm}$$

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{U' \cdot d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{393,20}{4,267 \cdot 0,26}$$

$$\tau_{sd} = 0,354 \text{ MPa}$$

$$d = (dx + dy)/2$$

$$d = (26 + 26)/2$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

$$\rho = \sqrt{15 \cdot 10,07}$$

$$\rho = \frac{12,29}{100^2} \cong 1,229 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{26}} \right) \cdot (100 \cdot 1,229 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \frac{441,300 \cdot 1,4}{100^2}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,385 \text{ MPa}$$

Como  $\tau_{sd} < \tau_{Rd1}$ , não ocorrerá efeito punção na seção crítica C'.

A ABNT NBR 6118:2014 preconiza ainda uma armadura à punção, mensurada conforme o que segue.

$$\tau R_{d3} = 0,10 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \frac{N_{sd}}{A_c} + 1,50 \frac{d}{S_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d}$$

$$1,51 = 0,10 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{26}} \right) \cdot (100 \cdot 1,229 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \frac{441,300 \cdot 1,4}{100^2} + 1,50 \frac{26}{19,50} \cdot \frac{A_{sw} \cdot 389 \cdot \sin 90}{100 \cdot 26}$$

$$A_{sw} = 4,06 \text{ cm}^2 \cong 14 \text{ } \phi 6,3 \text{ mm}$$

Contudo, foram utilizados 24  $\phi$  6,3 mm conforme ilustrado na Figura 59.

c) Verificação ao colapso progressivo:

$$f_{yd} \cdot A_{s, ccp} \geq 1,5 \cdot F_{sd}$$

$$\frac{50}{1,15} \cdot A_{s, ccp} \geq 1,5 \cdot \frac{393,20}{1,2}$$

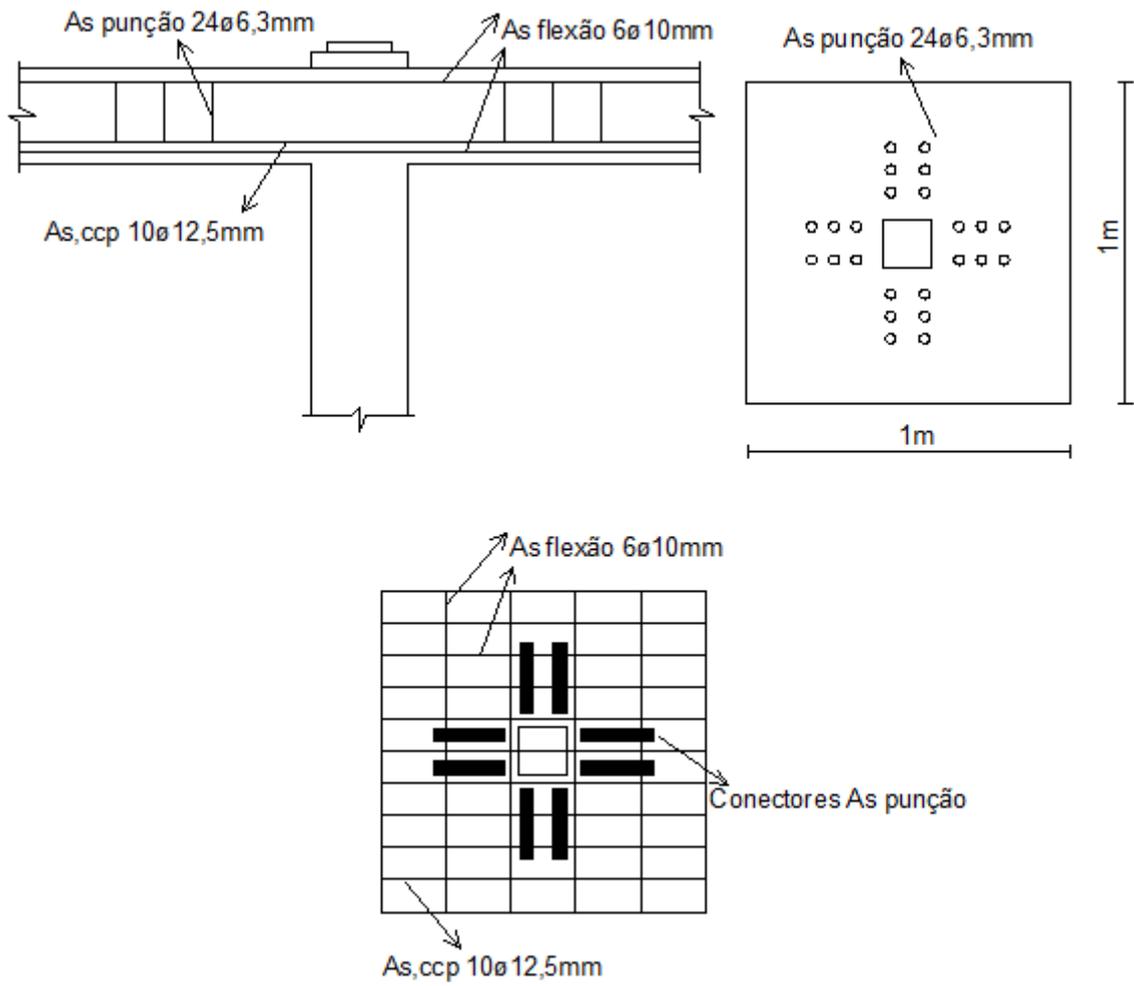
$$A_{s, ccp} \geq 11,30$$

\* As adotada: 10  $\phi$  12,5 mm (As efetiva  $\cong$  12,27 cm<sup>2</sup>/tirante).

#### 4.6.6.4.2 Detalhamento

A Figura 59 ilustra a disposição das armaduras do paramento, em corte e em planta.

Figura 59 – Detalhamento paramento – As



Fonte: autora.

## 5 CONCLUSÃO

Com base no estudo realizado, verificou-se que o método de cortina atirantada perfaz uma estrutura de contenção bastante eficiente para aplicação, principalmente em locais onde há restrição de espaços, uma vez que embora confira um método demorado, a técnica promove alto grau de segurança, além de possibilitar a aplicação sem a necessidade de cortes além do necessário.

O estudo acerca do método de contenção possibilitou a aplicação em um trecho crítico de uma cortina atirantada real no presente trabalho, sendo necessárias alterações do projeto inicial. Portanto, o estudo de caso em análise compôs um paramento de concreto armado de cerca de 21 metros de altura, 61 metros de comprimento e 20 tirantes de cordoalha ancorados. Os tirantes foram ancorados ao maciço, uma vez que a contenção antes utilizada (estaca raiz) não estava trabalhando de forma plena.

A partir deste estudo, constatou-se que em decorrência do grande leque de métodos consagrados para dimensionamento, se faz necessário a correta adoção de metodologia para concepção do projeto, a fim de garantir um controle econômico e assim viabilizar ou não a obra. Portanto, tendo em vista os resultados obtidos a partir do software Geostudio 2012, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, relatados neste trabalho, pôde-se depreender que o método de Souza (2001) mostrou-se mais conservativo aos demais ( $FS = 1,52$ ), ao passo que os métodos de Van der Veen (1953), Costa Nunes (1987), ABNT (2006) e Porto (2015) apresentaram valores equivalentes ( $FS = 1,60$ ), tornando-os menos conservativos. Contudo, os valores obtidos pelos sete métodos analisados foram aproximados, variando apenas 0,08 nos extremos. Por conseguinte, ao analisar a estabilidade interna pelo critério de Aoki et al. (2013), o método mais conservativo foi o de Van der Veen (1953) com  $FS = 1,49$ , já Costa Nunes (1987) e Porto (2015) mostraram-se como os menos conservativos ( $FS = 1,60$ ).

Simultaneamente às análises de estabilidade via método de equilíbrio limite pelo software, foi realizado um comparativo da condição de segurança e inclinação dos tirantes que culminaram na detecção da melhor eficácia quando da aplicação de tirantes inclinados entre  $10^\circ$  e  $15^\circ$ , constatando-se que a utilização de tirantes com inclinação inferior a  $10^\circ$  e superior a  $15^\circ$  promove uma perda considerável de estabilidade interna referente ao arrancamento. Portanto, segundo os resultados mencionados, a adoção de tirantes inclinados entre  $10^\circ$  e  $15^\circ$  permite um ganho de estabilidade quando comparado às demais inclinações comumente aplicadas, cujo ganho percentual de estabilidade gira em torno de 12%, apenas

com o diferencial da inclinação utilizada, sendo determinado pela situação dos bulbos de ancoragem, onde bulbos fora da zona de ruptura tendem ao aumento do fator de segurança.

Já em relação à análise de tensão–deformação, verificou-se por meio do software Geostudio 2012, módulo Sigma/W, através da modelagem do estudo de caso que as cargas nos bulbos são dissipadas ao longo de seu comprimento, onde constatou-se que no trecho inicial dos bulbos a tração é máxima por conta da aplicação da carga de protensão, perfazendo uma média de aproximadamente 84,184 kN, ao passo que ao longo dos bulbos a tração diminui em decorrência do ganho de atrito lateral do solo que faz com que reduza a sobrecarga de protensão e conseqüentemente reduz a força de tração, fazendo com que a tração seja mínima ao final dos bulbos. O estudo permitiu ainda uma análise do deslocamento horizontal na face da parede, sendo constatado um deslocamento máximo de cerca de 1,237 mm na altura de 8 m do paramento. Inferindo-se os momentos fletores da parede em estudo, momento fletor máximo na face externa equivalente a 28,598 kN.m e momento fletor máximo na face interna igual a 10,605 kN.m, procedeu-se com o dimensionamento estrutural do paramento de concreto da cortina atirantada, cuja espessura adotada foi de 30 cm, resistência característica do concreto à compressão de 30 MPa e aço CA 50, que resultaram em uma área de aço à flexão de aproximadamente 15,46 cm<sup>2</sup>/m; armadura a punção de 7,48 cm<sup>2</sup>/tirante e armadura contra o colapso progressivo igual a 12,27 cm<sup>2</sup>/tirante.

Além disso, o trabalho proposto possibilitou ainda, a percepção da real importância do estudo no ramo da Geotecnia, área crescente na engenharia, uma vez que com os parâmetros do solo é possível avaliar a melhor alternativa estrutural para determinado local, trazendo economia e segurança à obra estruturada.

## REFERÊNCIAS

AOKI, N. et al. **Fundações, ensaios e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de textos, 2013.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. fev.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. jun.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. mai.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. fev.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. set.

\_\_\_\_\_. **NBR 6892**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. mai.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. jun.

\_\_\_\_\_. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982. abr.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. mar.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522:** Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. nov.

\_\_\_\_\_. **NBR 11682:** Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. set.

\_\_\_\_\_. **NBR 12142:** Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. nov.

BARROS, P. L. A. **Obras de contenção - Manual Técnico.** Jundiaí, SP: Maccaferri do Brasil Ltda, 2014.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das rochas – Fundações – Obras de terra.** 6. ed. Rio de Janeiro: LCT, 1987.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6. ed. Rio de Janeiro: JC Editora, 1996.

CARVALHO, I. S. **Proposta para certificação das empresas de sondagens à percussão – tiop SPT.** Cuiabá, MT: Universidade federal de Mato Grosso, 2012.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2015.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de textos, 2010.

CORSINI, R. **Fundações e contenções.** Infraestrutura urbana. 6. ed. 2011. Disponível em:<<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/6/taludes-atirantados-227250-1.aspx>>. Acesso em: 11 abr. 2017, 15:19.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 6. ed. São Paulo, SP: Thomson, 2011.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural,** Rio de Janeiro: UFRJ, 2013.

FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada – estudo de caso**. Criciúma: UNESC, 2009.

GEOSSINTEC. **Produtos – Tirantes e Sistemas de ancoragens**. Campo Bom, RS. 2007. Disponível em:< <http://www.geossintec.com.br/?produtos=tirantes-e-sistemas-de-ancoragem>>. Acesso em:05 mar. 2017, 10:58.

GERSCOVICH, P. C. **Estruturas de contenção – Empuxos de terra**. Universidade do estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de taludes. Ed. 2013. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Pini, 2007.

LEAL, M. M. S. **Projeto de uma cortina ancorada para estabilização de um muro de arrimo rompido**. Rio de Janeiro: UFRJ, 2014.

MELO, B. S. et al. **Cortina Atirantada: Estudo da interação solo-estrutura**. Belo Horizonte, MG: PUC Minas, 2016.

MOLITERNO, A. Caderno de muros de arrimo. 2. ed. São Paulo, SP: Edgar Blucher, 1994.

MORE, J. Z. P. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solo**. Rio de Janeiro: PUC Rio, 2003.

NETO, A. F. L. et al. **Análise experimental e numérica de lajes cogumelo de concreto armado**. São Paulo: Revista IBRACON de estruturas e materiais. v. 6. n. 2, 2013. Disponível em:< [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952013000200007](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952013000200007)>. Acesso em: 14 abr. 2017, 17:18.

PARISENTI, R. Dimensionamento de lajes à punção. 2011. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/273/666/pt-br/dimensionamento-de-lajes-a-pun%C3%A7%C3%A3o.html>> . Acesso em: 18 abr. 2017, 13:14.

PEREIRA, A. B. **Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solo grampeado.** Ouro Preto, MG: UFOP, 2016.

PORTO, T. B. **Ancoragens em solos – comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle.** Ouro Preto, MG: UFOP, 2015.

PORTO, T. B. **Cortinas atirantadas de concreto armado – módulo estrutural.** 2017. Notas apresentadas ao curso de curta duração cortinas atirantadas de concreto armado – módulo estrutural, 2017.

RIBEIRO, S. G. S. **Cortina atirantada – Slope e Sigma.** 2017. Notas apresentadas ao curso de curta duração cortinas atirantadas de concreto armado, 2017.

ROCHA, A. R. A. **Estudo comparativo de muros de arrimo executados em concreto armado, quando dimensionados para alturas diferentes.** Varginha, MG: UNIS, 2016.

SOLOTRAT. Manual de serviços geotécnicos Solotrat. 5. ed. São Paulo, SP, 2015. 26 p.

TÉCHNE. Revista técnica Pini. 123. ed. 2007. Disponível em:<  
<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/123/artigo286420-1.aspx>>. Acesso em: 10 abr. 2017, 10:12.

VASCONCELOS, L. A. C. **Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos.** Ouro Preto, MG: UFOP, 2016.