

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

GEANDLE FAGUNDES

ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE OBRA DE CONTENÇÃO EM
CORTINA ATIRANTADA NA RODOVIA BR-116/SC

Joinville

2019

GEANDLE FAGUNDES

ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE OBRA DE CONTENÇÃO EM
CORTINA ATIRANTADA NA RODOVIA BR-116/SC

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Orientador: Prof. Dra. Helena Paula Niewinski.

Joinville

2019

ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE OBRA DE CONTENÇÃO
EM CORTINA ATIRANTADA NA RODOVIA BR-116/SC

GEANDLE FAGUNDES

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 05 de Julho de 2019.

Banca Examinadora:

Dra. Helena Paula Niewinski
Orientador/Presidente

Dr. Marcelo Heidemann
Universidade Federal de Santa Catarina

Me. Jonatas Sosnoski
Universidade Estadual de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente minha família, minha mãe Alda Corrêa, meu pai Clevis Fagundes, minha irmã Clediane Fagundes, minha madrastra Luciane Gamper e meu cunhado Gean Tavares. Eles que além de todo o apoio que me ofereceram em toda minha vida, sempre me incentivaram a buscar meus objetivos e compreenderam meus sentimentos ao longo de toda essa caminhada acadêmica. Além deles, agradeço também a família da minha noiva, Arlindo Achy, Marion Gonçalves e Alex Achy, que sempre estiveram ao meu lado em todos os momentos, significando uma segunda família para mim.

Agradeço também a minha orientadora, Dra. Helena Paula Niewinski por toda a disponibilidade que me ofertou durante a execução deste trabalho. Obrigado por transmitir tanto conhecimento e paciência, independente do horário, sempre que as inúmeras dúvidas apareciam.

Agradeço também ao senhor Alex Savaris, coordenador de fiscalização da concessionária Planalto Sul, sendo quem, com muita educação e prontidão, me disponibilizou toda a documentação necessária para que eu pudesse fabricar este trabalho. Agradeço aos meus amigos Henrique G. Werner, Letícia Morini Werner, Jailton Alex, Letícia Lothar, Vitor Nairan e Hyandra Machado pelo fato de que, mesmo não participando do mesmo âmbito acadêmico, me incentivaram e me alegraram em todos os momentos de dificuldade, não só durante a graduação, como em toda minha vida, obrigado!

Agradeço também aos grandes amigos que a graduação me apresentou, Felipe Hirata, Gabriela Heinzen, Rubia Meert, Felipe Souza, Gustavo Ramos e Victor Hugo. Todos eles têm fundamental importância na minha jornada até aqui e acredito que sem eles, tudo seria muito mais difícil.

Por fim, gostaria de agradecer minha noiva e futura esposa, Aline Achy, que não mediu esforços para me manter no prumo emocional e motivacional durante todo o período da graduação. Ela esteve presente ao meu lado desde o início, lutando e vencendo todas as etapas até aqui, sempre com muita determinação e alegria. Além disso, ofereceu todo o suporte necessário para que eu pudesse finalizar este trabalho. Ouso dizer que sem ela, não tenho certeza se chegaria até aqui.

Agradeço todos que de alguma forma fizeram parte da minha jornada acadêmica e adicionaram momentos importantes à minha lembrança, os quais ficarão guardados para sempre.

RESUMO

Por conta do crescimento populacional e do aumento da extensão territorial urbana, a ocupação de áreas de risco e que exigem intervenção vêm aumentando, acarretando na necessidade de emprego de obras de contenção. Estas obras são utilizadas tanto em meio urbano como em rodovias e ferrovias, garantindo a segurança e desenvolvimento da área a qual estão inseridas. Nesse contexto, quando há a necessidade de suportar grandes esforços provenientes de grandes volumes de solo e/ou rocha, ocupando pouco espaço, como por exemplo, em rodovias que passam por regiões de serras, a solução usualmente mais utilizada é a cortina atirantada. Neste cenário, este trabalho tem por objetivo a análise e o estudo de um projeto de uma cortina atirantada, situada em um trecho de uma rodovia do estado de Santa Catarina, para conter os esforços provenientes da construção de um aterro para alargamento da pista de rolamento. Foram verificados os parâmetros geotécnicos da área de implantação da estrutura, por meio da avaliação de sondagens SPT e rotativa, as condições de estabilidade antes e após a construção da estrutura de contenção, avaliaram-se, ainda, as cargas nas fundações da cortina, assim como, o dimensionamento dos tirantes. Devido à grande heterogeneidade do maciço foram verificadas divergências entre os parâmetros geotécnicos estimados e aqueles efetivamente adotados em projeto. Em função disso, também se verificaram diferenças no embutimento necessário para as estacas de fundação e comprimento de ancoragem necessário para os tirantes. Este trabalho demonstra que quanto maior a heterogeneidade de um maciço, maiores serão os desafios para estimativa de parâmetros de projeto, que muitas vezes será apoiada em correlações empíricas, levando-se à adoção de soluções conservadoras para garantia da segurança da obra.

Palavras-chave: Obras de contenção; parâmetros geotécnicos; dimensionamento; cortina atirantada.

ABSTRACT

Due to population growth and the increase in urban territorial extension, the occupation of risk areas that require intervention has been increasing, leading to the need to use containment works. These works are used in urban environment as in highways and railways, guaranteeing the safety and development of the area to which they are inserted. In this context, when there is a need to withstand great efforts from large volumes of soil and / or rock, taking little space for cases of highways or railroads that pass through regions of saws, the most indicated solution is the cable-stayed curtain. The objective of this work is the analysis and study of a wire curtain project, located on a stretch of highway in the state of Santa Catarina, to contain efforts to build a landfill for the widening of the runway. The geotechnical parameters of the area of implantation of the structure were verified through the evaluation of SPT and rotary probes, the stability conditions before and after the construction of the containment structure, and the loads were evaluated in the foundations of the curtain, as well as, the dimensioning of the tie rods. Due to the great heterogeneity of the massif, there were differences between the estimated geotechnical parameters and those actually adopted in the project, and the values adopted in the project were more conservative. As a result, differences were also found in the inlay needed for foundation piles. This work demonstrates that the greater the heterogeneity of a mass, the greater the challenges for estimation of design parameters, which will often be supported by empirical correlations, leading to the adoption of conservative solutions to guarantee the safety of the work.

Key Words: Containment works, geotechnical parameters, cable-stayed curtain.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Retaludamento.	16
Figura 2: Exemplo de muros de Pedra.....	18
Figura 3: Detalhe do gabião caixa	18
Figura 4: Exemplo de métodos construtivos de muros de gabiões	19
Figura 5: Requisitos para permeabilidade de muros gabiões.	20
Figura 6: Muro de arrimo em balanço: (a) com base interna ao maciço de solo; e (b) com base externa ao maciço de solo.....	21
Figura 7: Esquema de um muro de solo reforçado: zona reforçada e trecho sem reforço.	22
Figura 8: Painéis Cruciformes de faceamento de solo reforçado	23
Figura 9- Bulbo de ancoragem de um tirante injetado.	25
Figura 10: Elementos constituintes do tirante.	27
Figura 11: Conjunto composto de macaco hidráulico, bomba e manômetro.	29
Figura 12: Etapas construtivas de uma cortina ancorada.	30
Figura 13: Diagrama de pressões aparente.	36
Figura 14: Instruções para dimensionamento de cortinas com n linhas de ancoragem.....	37
Figura 15: Ângulos atuantes na cortina.	39
Figura 16: Valeta trapezoidal.	42
Figura 17: Sarjeta de corte e aterro.....	42
Figura 18: Vista em corte dos dissipadores de energia com destino à caixa coletora.	43
Figura 19: Dreno Horizontal Profundo.....	44
Figura 20: Detalhe de um Barbacã	44
Figura 21: Elementos constituintes do ensaio SPT.	49
Figura 22: Exemplo de testemunho de sondagem rotativa.....	52
Figura 23: Exemplificação de superfície de Cisalhamento.	55
Figura 24: Definição de tensão cisalhante.....	55
Figura 25: Relação do ângulo de atrito com o índice N_{spt60}	59
Figura 26: Mapa de Situação do local de estudo.	66
Figura 27: Imagem de satélite da região de estudo.	67
Figura 28: Imagem real do local da obra.	67
Figura 29: Imagem real da antiga cortina atirantada.	68
Figura 30: Vista em planta das cortinas.....	68

Figura 31: Posição em planta dos furos de sondagens.	69
Figura 32: Ilustração da cortina.	71
Figura 33: Cortina previamente construída.	72
Figura 34: Fundação da estrutura.	73
Figura 35: Bitolas e comprimentos.	73
Figura 36: Incorporação do tirante à parede de concreto armado.	74
Figura 37: Protensão do tirante.	74
Figura 38: Drenagem executada na obra.	75
Figura 39: Ilustração da inclinação do barbacã	76
Figura 40: Detalhe das Canaletas trapezoidais executadas.	76
Figura 41: Detalhes da caixa receptora da obra.	77
Figura 42: Detalhe em planta do dissipador de energia implantado.	77
Figura 43: Detalhe em corte do dissipador de energia implantado.	78
Figura 44: Detalhamento da armadura das estacas raíz.	79
Figura 45: Perfil estratigráfico do solo.	83
Figura 46: Análise de estabilidade local sem emprego de obra de contenção.	89
Figura 47: Análise de estabilidade local.	90
Figura 48 Análise de estabilidade global.	91
Figura 49 Análise de estabilidade de superfície não circulares.	92
Figura 50: Análise de estabilidade local usando parâmetros calculados e considerando a camada de solo residual como granular.	93
Figura 51: Análise de estabilidade global usando parâmetros calculados e considerando a camada de solo residual como granular.	94
Figura 52: Análise de estabilidade considerando superfícies de ruptura não circulares e considerando camada de solo residual como granular.	95
Figura 53: Análise de estabilidade local considerando camada de solo residual como coesivo.	96
Figura 54 Análise de estabilidade empregando superfície de ruptura não circular e considerando a camada de solo residual como coesiva.	97
Figura 55: Seleção de parâmetros no Plúvio 2.1.	98
Figura 56: Parâmetros encontrados no Plúvio 2.1.	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Sistemática de Carregamento.	33
Tabela 2: Estágio de carga e critério de estabilização do ensaio de qualificação.	34
Tabela 3 Cargas de transferência para solos.....	40
Tabela 4: Cargas de transferência para rochas sãs.	41
Tabela 5: Valores de Run-off.	46
Tabela 6: Período de retorno para diferentes dispositivos de drenagem.	47
Tabela 7: Classificação do solo de acordo com o Nspt.....	50
Tabela 8: Padronização de dimensões utilizadas.....	51
Tabela 9: Classificação da qualidade do maciço.	54
Tabela 10: Classificação do material rochoso quanto à sua resistência.	62
Tabela 11: Resistência de diferentes tipos de rocha.	62
Tabela 12: Coeficiente de correlação	64
Tabela 13: Fator multiplicador em relação a limpeza de estaca e qualidade da rocha de apoio.	65
Tabela 14: Resultados da sondagem SM-02E.	69
Tabela 15: Resultado da sondagem.	70
Tabela 16: Descrição dos tirantes.	71
Tabela 17: Comprimentos das estacas implantadas.	79
Tabela 18: Parâmetros utilizados para cálculo do ângulo de atrito da camada de silte arenoso	84
Tabela 19: Coeficientes do método de ruptura Hoek & Brown.	86
Tabela 20: Parâmetros geotécnicos estimados	87
Tabela 21: Parâmetros usados para o dimensionamento da cortina atirantada.	87
Tabela 22: Parâmetros adotados nos cálculos.	99
Tabela 23: Resultados encontrados nos cálculos.....	100
Tabela 24: Parâmetros resultantes	101
Tabela 25: Parâmetros encontrados para dimensionamento de tirantes.	104

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA.....	13
1.1.1	Objetivo Geral	13
1.1.2	Objetivos Específicos.....	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1	SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SOLO: ASPECTOS GERAIS	15
2.1.1	Obras de Retaludamento	16
2.1.2	Muros de Arrimo.....	17
2.1.3	Solo Reforçado.....	21
2.1.4	Cortinas Atirantadas.....	24
2.2	VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO DE ESTRUTURAS ATIRANTADAS .	31
2.2.1	Ensaio Básico	32
2.2.2	Ensaio de Qualificação	32
2.2.3	Ensaio de Recebimento	33
2.2.4	Ensaio de Fluência.....	35
2.3	DIMENSIONAMENTO DE TIRANTES.....	35
2.4	DRENAGEM EM SISTEMAS DE CONTENÇÃO	41
2.4.1	Drenagem Superficial.....	41
2.4.2	Drenagem Subperficial	43
2.4.3	Requisitos de Dimensionamento de Sistemas de Drenagem.....	45
2.5	INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	48
2.5.1	Sondagem SPT	48
2.5.2	Sondagem Rotativa.....	50
2.5.3	Parâmetros de Resistência	54
2.6	FUNDAÇÕES	62
2.6.1	Estacas Sobre Rocha	63

2.6.2	Capacidade de Carga	63
2.6.3	Eficiência de Grupo de Estacas.....	65
3	METODOLOGIA	66
3.1	DESCRIÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO	66
3.1.1	Local de Implantação da Obra.....	66
3.1.2	Investigação Geotécnica.....	69
3.1.3	Cortina Atirantada.....	70
3.1.4	Drenagem	75
3.1.5	Fundações.....	78
3.2	METODOLOGIA DE ESTUDO E ANÁLISE DO PROJETO E EXECUÇÃO DA CORTINA	80
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	82
4.1	ANÁLISE GEOTÉCNICA	82
4.1.1	Definição do perfil estratigráfico da área.....	82
4.2	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	83
4.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	88
4.4	ANÁLISE DE DRENAGEM.....	97
4.5	ANÁLISE DAS ESTACAS	100
4.6	EFEITO DE GRUPO	102
4.7	ANÁLISE DOS TIRANTES.....	102
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
5.1	CONCLUSÕES.....	106
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
	REFERÊNCIAS	108

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, com o crescimento e desenvolvimento populacional, setores da engenharia civil recebem significativos investimentos destinados a obras rodoviárias, ferroviárias, pólos industriais e tantos outros. Entretanto, tamanho crescimento, em muitos casos, leva à necessidade de ocupação de áreas que exigem intervenções e construção de obras de contenção, mesmo que secundárias, sendo estas responsáveis por garantir continuidade de desenvolvimento e de investimentos em suas proximidades (ANANIAS; TEIXEIRA; DURAN, 2009).

As estruturas de contenção são utilizadas com frequência em encontros de pontes e dispositivos de drenagem, como muros ala, além de sua vasta utilização na estabilização de taludes. Dentre os sistemas de contenção mais utilizados podem-se citar os muros de contenção ou arrimo, obras de retaludamento e solos reforçados, como terra armada e, cortinas atirantadas, sendo este último o objeto de estudo desse trabalho. Quando é necessária a contenção de grandes esforços horizontais provenientes de grandes volumes de solo ou de grandes escavações, concomitantemente à necessidade de ocupação de espaços reduzidos para implantação da obra, a cortina atirantada torna-se a melhor solução, qualificando-a para o emprego em obras rodoviárias, principalmente em serras e/ou terrenos acidentados (MORE, 2003).

Segundo More (2003), as primeiras aparições do método de ancoragem de cortinas ocorreram em países da Europa, como Alemanha, Itália e França em meados da década de 50. Nesse período a técnica era constituída por uma única barra de aço, inserida dentro de um furo, preenchido por calda de cimento, atingindo valores baixos de resistência.

Em território nacional, estima-se que o pioneiro na técnica de ancorar o solo é o fundador da empresa Tecnosolo, professor Antonio José da Costa Nunes, no ano de 1970. Além disso, atribui-se a Nunes e Velloso, o primeiro documento publicado relacionado ao projeto e dimensionamento de cortinas atirantadas no Brasil, em 1963 (FIGUEIREDO, 2018).

O método de construção de cortinas atirantadas consiste em inserir um elemento de reforço, neste caso os tirantes, em furos pré realizados no maciço e fixa-los em uma parede de concreto armado. Após a inserção dos tirantes, são realizadas uma ou mais injeções de calda de cimento sob pressão, no interior do furo, com o objetivo de criar o bulbo de ancoragem. Indica-

se, ainda, o uso de tratamento nas barras de aço para evitar a corrosão dos tirantes quando em contato com o solo (NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno (ABNT, 2006)).

Figueiredo (2018) menciona que a utilização da ancoragem dos elementos de reforço depende de vários fatores, dentre eles destacam-se: a geometria do reforço (comprimento livre, trecho ancorado, diâmetro do furo e a inclinação em que o tirante é inserido no solo), os esforços que serão empregados (carga de trabalho, carga de ruptura e cargas admissíveis) e por fim, a execução dos tirantes (escolha do material da barra, traço do concreto utilizado na injeção, tratamento anticorrosão e etc.). Estes parâmetros são importantes para que o objetivo final de projeto seja atingido, principalmente tratando-se do desempenho mecânico e da resistência almejada da estrutura de contenção.

Além dos elementos citados anteriormente, é de fundamental importância a realização de um projeto de drenagem adequado, com o intuito de manter a estabilidade da estrutura e direcionar de forma correta as águas que chegam até a mesma. Segundo Maparagem (2011), devem-se alocar dispositivos que aumentem a eficiência de drenagem, ajudando no escoamento da água, sem carreamento de finos. Desta forma, podem ser empregados, por exemplo, filtros (colchões e valas drenantes) compostos por material granular e/ou geotêxteis.

Tendo em vista a vasta utilização de estruturas de contenção em cortina atirantada em obras de engenharia e, os desafios envolvidos no correto dimensionamento das mesmas, o presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo das condições de projeto e execução de uma obra envolvendo este sistema de contenção. O trabalho foi realizado em parceria com a empresa Autopista Planalto Sul, atual concessionária da rodovia BR 116, local de implantação da obra avaliada.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo do dimensionamento e execução de uma cortina atirantada localizada na rodovia BR 116, em Monte Castelo-SC.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Levantar informações referentes ao projeto, investigação geotécnica e procedimentos executivos referentes à obra em estudo;
- Definir e estudar os parâmetros geotécnicos da área de implantação da cortina;
- Avaliar a estabilidade da área antes e após a implantação da estrutura de contenção;
- Estimar esforços atuantes sobre a estrutura e elementos de reforço, comparando-os aos valores adotados em projeto;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo será abordado o tema de sistemas de contenção de solos, exemplificando alguns modelos usuais e explicando como eles funcionam e o que é necessário para o bom desempenho destas estruturas. Além disso, serão abordados aspectos relacionados à drenagem em estruturas de contenção e investigação geotécnica, bem como, elementos de reforço de cortinas atirantadas e métodos de dimensionamento dos mesmos.

2.1 SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SOLO: ASPECTOS GERAIS

As estruturas de contenção têm como objetivo conter uma massa de solo, evitando o desmoronamento ou deslizamento do mesmo. A estrutura deve ser dimensionada para suportar os empuxos da terra e as ações da água (SANTOS 2014).

A execução de sistemas de contenção de solos é cada vez mais comum em obras civis, visto que, existe a necessidade de ocupação de áreas irregulares topograficamente, onde a segurança de cortes e aterros pode ser obtida por meio da implantação dos mesmos (CARDOSO, 2002).

Os maciços de solos e/ou rochas que são contidos, geralmente, apresentam alta heterogeneidade, o que dificulta a definição dos parâmetros geotécnicos de projeto. Pequenas alterações do meio podem afetar suas propriedades e por consequência, desencadear mudanças de comportamento. Por exemplo, na presença de água, os solos podem apresentar uma redução expressiva de sua resistência, comprometendo a segurança do local (CARDOSO, 2002).

Dessa forma, o estudo da geologia do local e das propriedades do maciço contido pelo sistema de contenção é primordial para o dimensionamento e bom desempenho da estrutura. Alguns dos principais sistemas de contenção de solos são as obras de retaludamento, os muros de arrimo, os solos reforçados e as cortinas atirantadas. As características principais destas metodologias são apresentadas nos itens a seguir.

2.1.1 Obras de Retaludamento

As obras de retaludamento constituem um processo de terraplanagem que tem por objetivo alterar, através de cortes ou aterros, a geometria de um talude existente, a fim de garantir a estabilidade do mesmo. Geralmente a intervenção busca reduzir a altura e o ângulo de inclinação do terreno natural, conforme demonstrado na Figura 1 (DIAS, 2016).

Figura 1: Retaludamento.



Fonte: Dias, 2016

Dentre as alternativas de contenção de solo, o retaludamento tende a ser a primeira alternativa a ser estudada, sendo de fácil execução e baixo custo, quando comparado às demais soluções. Entretanto, esta metodologia exige disponibilidade de área para sua implantação e, dependendo do montante de terra que será remanejado, o custo com os equipamentos de terraplanagem pode inviabilizar a obra, fazendo com que outras opções de contenção se tornem mais atrativas (DIAS, 2016).

2.1.2 Muros de Arrimo

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) e Santos (2014), os muros constituem sistemas de contenção de parede vertical ou quase vertical, que contém o maciço de solo, basicamente através do peso próprio do muro e do atrito da sua base com o solo de fundação. O projeto destas estruturas pode considerar a seção plena (muros de gravidade) ou uma seção mais esbelta, que conta com o peso de solo atuante sobre a base inferior do mesmo (muros de flexão). Diversos materiais podem ser utilizados na construção de muros de gravidade, tais como: alvenaria (tijolos ou pedras), sacos de solo-cimento, gabiões, pneus, etc. Já os muros de flexão são rotineiramente executados em concreto. Nos itens a seguir são apresentadas as características principais de três tipos de muros, frequentemente utilizados em obras de engenharia: muros de pedra, muros de gabião e muros de concreto.

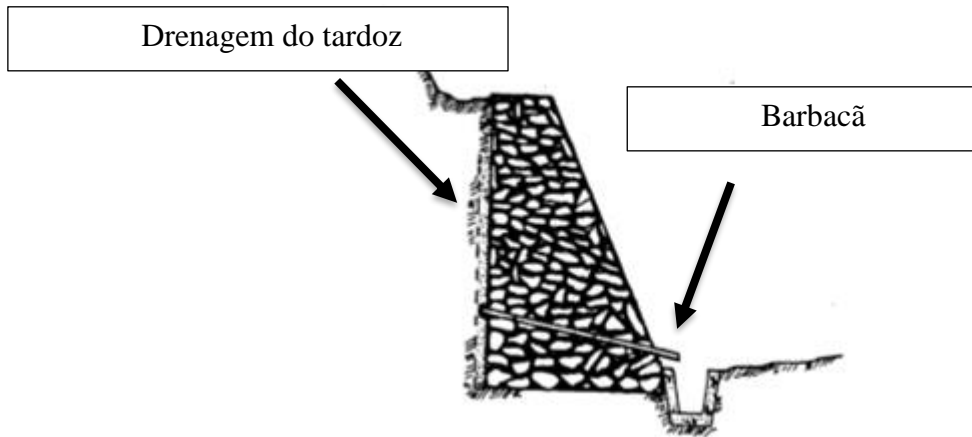
2.1.2.1 Muros de Pedra

Na categoria dos muros de gravidade, os muros de pedra são os mais antigos. Trata-se de uma solução que utiliza blocos de pedra arranjados manualmente, com ou sem o uso de argamassa. No caso das estruturas de pedra sem argamassa, a resistência resulta do embricamento entre os blocos e, portanto, recomenda-se que sejam utilizados apenas na contenção de taludes com até 2 m de altura. Em alturas maiores, o uso da argamassa torna-se obrigatório (GERSCOVICH, 2014).

Conforme Dias (2016), dentre suas vantagens está o baixo custo e facilidade de construção, principalmente quando os blocos de pedra são de fácil acesso. Entretanto, estes muros possuem limitação de altura e exigem uma boa qualidade do solo de fundação, devido ao peso próprio da estrutura.

Vale ressaltar que a solução sem emprego de argamassa dispensa a utilização de sistemas de drenagem, entretanto, quando se dá o uso da argamassa, o muro necessita de drenos no tardo e tubos barbacãs para alívio das poropressões, como mostra a Figura 2.

Figura 2: Exemplo de muros de Pedra.

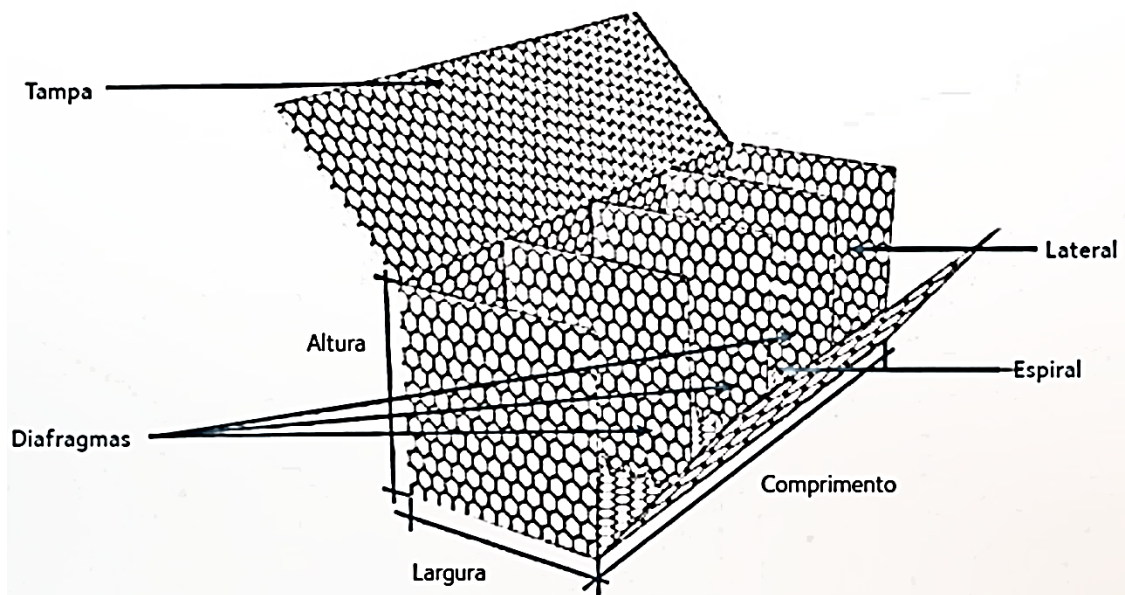


Fonte: Gerscovich (2014).

2.1.2.2 Muros de Gabião

De acordo com Santos (2014), os gabhões (Figura 3), constituem-se por gaiolas metálicas, compostas por fios de aço galvanizado em malha hexagonal, com dupla torção e resistência mecânica elevada. Para formar as estruturas de contenção, tais gaiolas são preenchidas com pedras, que são arrumadas manualmente.

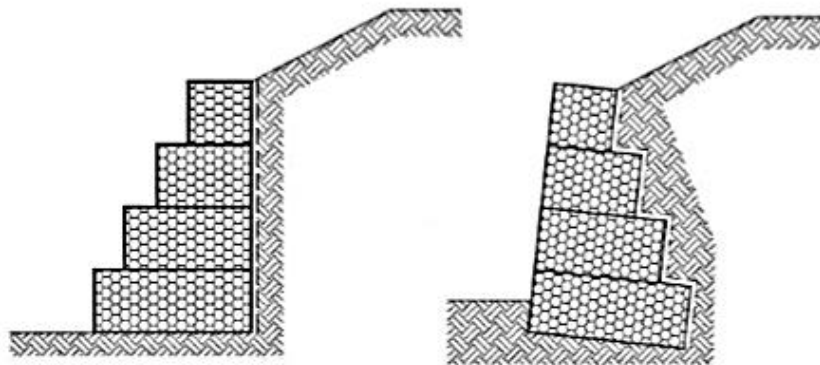
Figura 3: Detalhe do gabião caixa



Fonte: Geossintec (2018)

Os muros de gabião são construídos através do empilhamento das gaiolas, preenchidas com pedras. Este empilhamento se dá formando degraus, sendo implantada uma maior seção junto às fundações e uma seção menor no topo da estrutura (Figura 4). Os muros de gabiões possuem versatilidade em relação ao método construtivo, podendo-se deixar a estrutura com os degraus externos ou internos, como mostra a Figura 4, o que determina a viabilidade da obra, dependendo do espaço disponível.

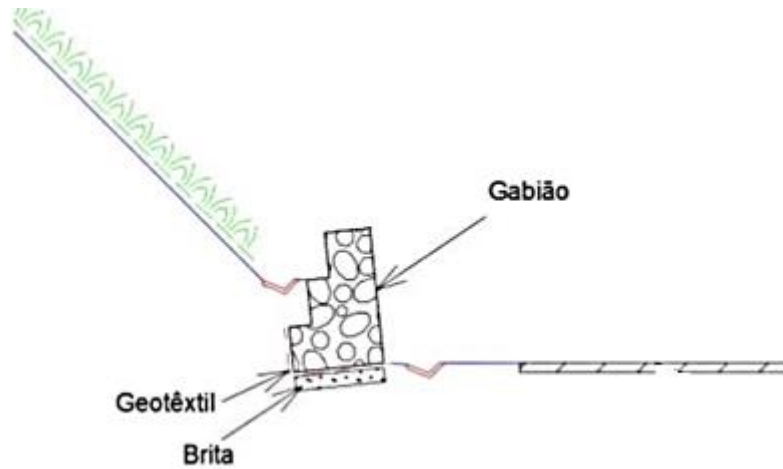
Figura 4: Exemplo de métodos construtivos de muros de gabiões



Fonte: Santos (2014).

Uma das vantagens desta solução é a alta permeabilidade, garantida pela granulometria e alto índice de vazios do material contido dentro dos gabiões (DALDEGAN, 2016). Entretanto, para garantir a boa permeabilidade, é necessário ter cuidado com a interface entre o gabião e o retroaterro. É indicado o uso de uma manta geotêxtil ou uma camada de areia grossa, como mostra a Figura 5, a fim de evitar a entrada de solo indesejável, proveniente do corte ou do aterro (DIAS, 2016).

Figura 5: Requisitos para permeabilidade de muros gabiões.



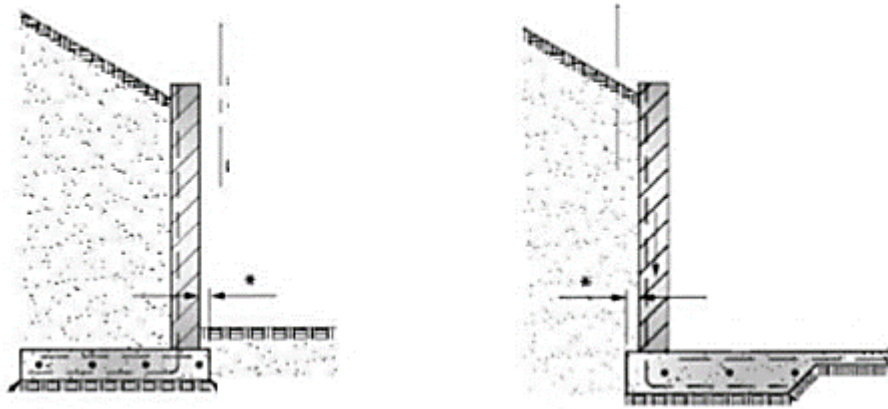
Fonte: Dias (2016)

Além disso, de acordo com Daldegan (2016), a facilidade de construção é um atrativo desse sistema, visto que é um tipo de construção seca, que não depende de concreto ou argamassa. Os muros de gabião apresentam, ainda, a característica de ser flexível frente às eventuais deformações do solo, diferenciando-o de estruturas rígidas, as quais podem romper conforme as deformações ocorrem.

2.1.2.3 Muros de Flexão

O muro de flexão é também conhecido como muro de arrimo em balanço e possui essa nomenclatura, pois a parede é construída no intuito de gerar um balanço com a base do muro. As armaduras são responsáveis por suportar as tensões de tração, resistir ao tombamento e deslizamento da base, e são dispostas da base até o topo da parede, de maneira a garantir a estabilidade e a resistência do muro. O muro de flexão pode ser projetado com a base do muro interna ao maciço de solo, ou externo conforme demonstrado pela Figura 6, a definição da metodologia de construção é em função das limitações de espaço, dos empuxos e do maciço a ser contido (SANTOS JUNIOR, 2014).

Figura 6: Muro de arrimo em balanço: (a) com base interna ao maciço de solo; e (b) com base externa ao maciço de solo.

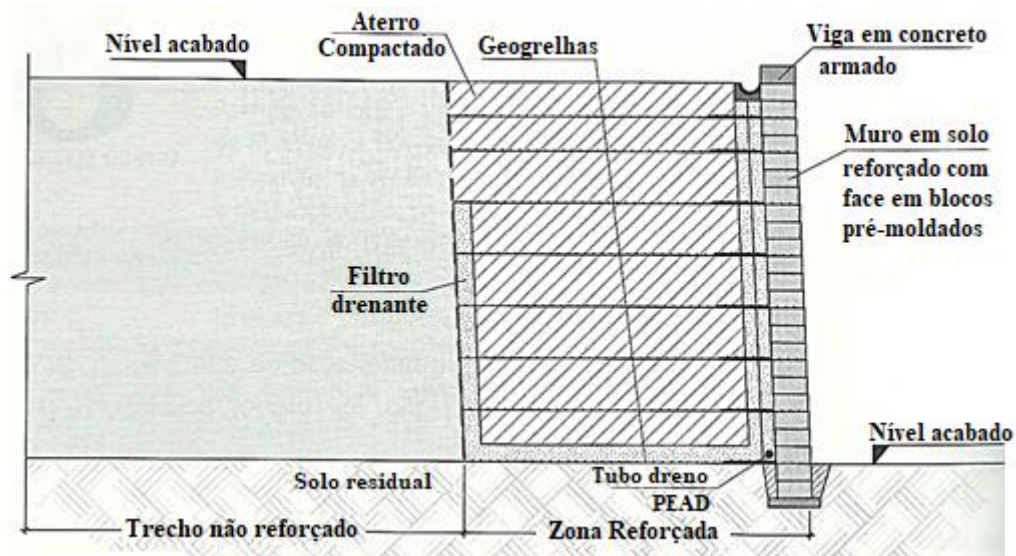


Fonte: Santos Junior, 2014.

2.1.3 Solo Reforçado

De acordo com Santos (2014), o solo reforçado caracteriza-se por um maciço de solo compactado, constituído de camadas de aterro de boa qualidade, onde, entre elas são introduzidos elementos resistentes, a fim de suportar os esforços solicitantes do solo contido. O local reforçado do solo atua como um muro de gravidade, estabilizando a região do tardo, que não recebeu reforço (Figura 7).

Figura 7: Esquema de um muro de solo reforçado: zona reforçada e trecho sem reforço.



Fonte: Gersovich, Danziger e Saramago, 2016.

Os elementos de reforço são uma das peças fundamentais para o bom funcionamento do sistema de contenção em solo reforçado. Em concordância com Silva (2012), estes elementos são constituídos por peças lineares, como fitas ou tiras que são responsáveis por resistir à esforços tangenciais ao longo de sua superfície e suportar os esforços de tração submetidos ao material. Normalmente os elementos de reforço são feitos de aço galvanizado e nervurado ou de material polimérico (geossintético), apresentando rugosidade e resistência elevada, assegurando o atrito necessário com o solo de reaterro (COSTA; SILVA, 2016).

Segundo Costa e Silva (2016), fundamentalmente os elementos de reforço estarão inseridos no solo, eles devem atender a algumas características indispensáveis, a fim de evitar manutenção precoce e geração de gastos inesperados. Dessa forma, a escolha do material de reforço deve ser concedida de maneira a satisfazer condições básicas, como:

- Boa resistência à tração;
- Flexibilidade suficiente para adequar-se as ondulações do solo de aterro;
- Bom coeficiente de atrito com o solo de aterro;
- Durabilidade elevada;
- Ser de fácil instalação.

Os elementos de reforço são de essencial importância para a segurança da estrutura e devem estar presentes em quantidade suficiente para tal. É necessária a preocupação com todos os fatores citados acima e com o seu custo, que deve atender economicamente ao orçamento proposto (COSTA; SILVA 2016).

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), a face da estrutura de contenção em solo reforçado deve ser protegida para impedir a erosão do solo de aterro, ou a ruptura do sistema como um todo, além de assegurar a estética da obra. Este fechamento da face pode ser realizado de diversas formas, como através de blocos pré-moldados, painéis modulares e caixas metálicas preenchidas com pedras. A Figura 8 ilustra a utilização de painéis de concreto neste faceamento.

Figura 8: Painéis Cruciformes de faceamento de solo reforçado



Fonte: Terra Armada (2018)

De acordo com Costa e Silva (2016), como basicamente o funcionamento do sistema de contenção em solo reforçado é fundamentado no aumento da capacidade do solo de resistir a esforços de tração, é indispensável o controle tecnológico do aterro, garantindo o atrito entre a superfície dos elementos de reforço e o solo de aterro. É importante garantir que o conjunto composto pelos elementos de faceamento, reforço e o solo de aterro trabalhem de forma integrada.

Usualmente os solos escolhidos para utilização como aterro das estruturas de solo reforçado, devem manter algumas restrições, seguindo a NBR 9286 Terra Armada - Especificações (ABNT, 1986), como no máximo 20% de material passante na peneira número nº 200, no máximo 10% das partículas menores que 0,015 mm e menos que 25% de partículas maiores que 15 mm. Além disso, não devem estar presentes partículas maiores que 250 mm.

Silva (2012) comenta que o indicado para uso como solo de aterro são solos granulares bem compactados, pois garantem a drenagem e durabilidade do sistema. Com isso, estes

cumprem os requisitos de transferência das tensões dos reforços ao solo de aterro, transformando a estrutura em um maciço, capaz não só de resistir ao seu peso próprio como também às cargas externas para quais foram projetados.

Apesar de todos os requisitos e cuidados construtivos necessários para o bom desempenho de uma contenção em solo reforçado, Silva (2012) e Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) dizem que são inúmeras as vantagens de se usar este sistema de contenção, destacando-se a possibilidade de execução de faceamento quase que verticalizado, execução de obras em locais de difícil acesso, mão de obra não especializada, custo competitivo, grande velocidade de execução, tolerância a recalques da fundação, entre outras.

2.1.4 Cortinas Atirantadas

Denominam-se parede ou cortina atirantada os elementos ou estruturas planas, geralmente verticais, que possuam o objetivo de contrapor-se às tensões geradas por empuxos de solo e/ou água num determinado maciço. Estas estruturas são implantadas em locais em que a condição de equilíbrio sofreu alterações em função de uma escavação ou um eventual reaterro em um de seus lados, gerando um possível deslocamento (TACITANO, 2006).

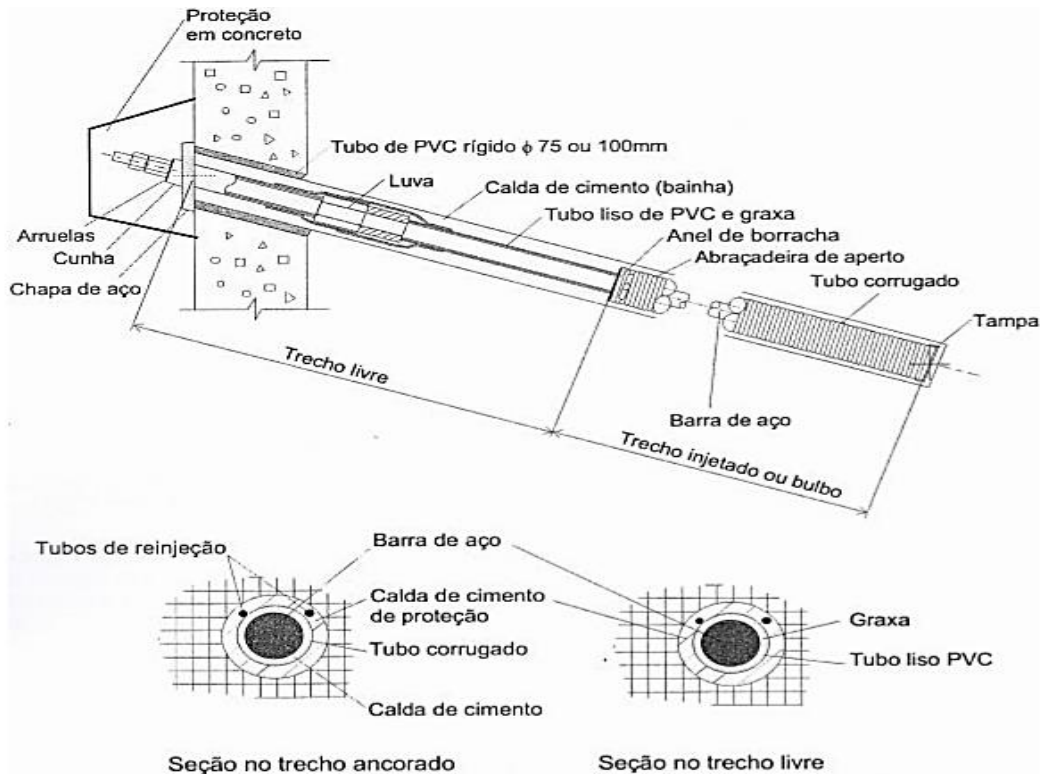
A cortina atirantada é formada por uma parede de concreto armado (em geral, vertical) que trabalha em conjunto com tirantes, que deverão ser ancorados no maciço em profundidade suficiente para que não ocorram rupturas e nem movimentações indesejadas (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016). Geralmente as cortinas possuem espessuras entre 20 e 30 cm, dependendo das cargas dos tirantes e são fixadas ao terreno através de tirantes pré-tensionados. O objetivo da estrutura de concreto armado é reduzir o deslocamento do solo e servir como reação à força que o tirante exerce sobre o terreno. Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000), “o dimensionamento dessas cortinas pode ser executado considerando-se como laje nervurada ou lajes cogumelo”. No intuito de que a cortina trabalhe como um elemento único recomenda-se deixar esperas de armadura após a concretagem de cada módulo horizontal, com o objetivo de vincular ao módulo seguinte. Este fato está diretamente relacionado ao conceito de rigidez relativa da cortina, que possui uma significativa influencia no diagrama de tensões da estrutura em geral.

O sistema de contenção composto por cortina atirantada será o objeto de análise deste trabalho e para tanto, será dada ênfase maior no levantamento de informações bibliográficas pertinentes ao funcionamento dos elementos da estrutura e metodologia de execução da mesma.

2.1.4.1 Funcionamento e Classificação dos Tirantes

Os tirantes são elementos de resistência à esforços de tração, que quando instalados no solo ou rochas, transmitem esses esforços às suas extremidades. Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), os tirantes injetados são peças montadas, em que um ou mais elementos resistem aos esforços de tração impostos. O bulbo de ancoragem, apresentado na Figura 9, é resultado da injeção da calda de cimento, sendo ele o transmissor da força absorvida pelo tirante, ao terreno.

Figura 9- Bulbo de ancoragem de um tirante injetado.



Fonte: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2000.

De acordo com a norma NBR 5629 (ABNT, 2006), os tirantes podem ser classificados em relação à sua vida útil, constituição e sistema de injeção.

No que se refere à vida útil, os tirantes são classificados como permanentes ou provisórios, sendo os permanentes aqueles utilizados em obras com duração superior a dois anos. Vale ressaltar essa classificação, pois segundo a norma, devem-se utilizar estágios de carga e deslocamentos máximos distintos em função da classificação da vida útil do tirante (NBR 5629 (ABNT, 2006)).

Quanto à constituição dos mesmos, a NBR 5629 (ABNT 2006) ressalta os tirantes monobarra, que são constituídos por aço encruado a frio, onde os mais utilizados são o aço CA-50 ou CA-60. Além deste, existem os fios ou cordoalhas, que também são constituídos por aço encruado a frio, com elevada resistência à tração e pequenas deformações de fluência. Neste último caso, os tirantes são construídos com diversos fios ou cordoalhas, de acordo com a necessidade do projeto. Os mais utilizados são os fios de 8 e 9 mm e cordoalhas de 12,7 e 15,2 mm.

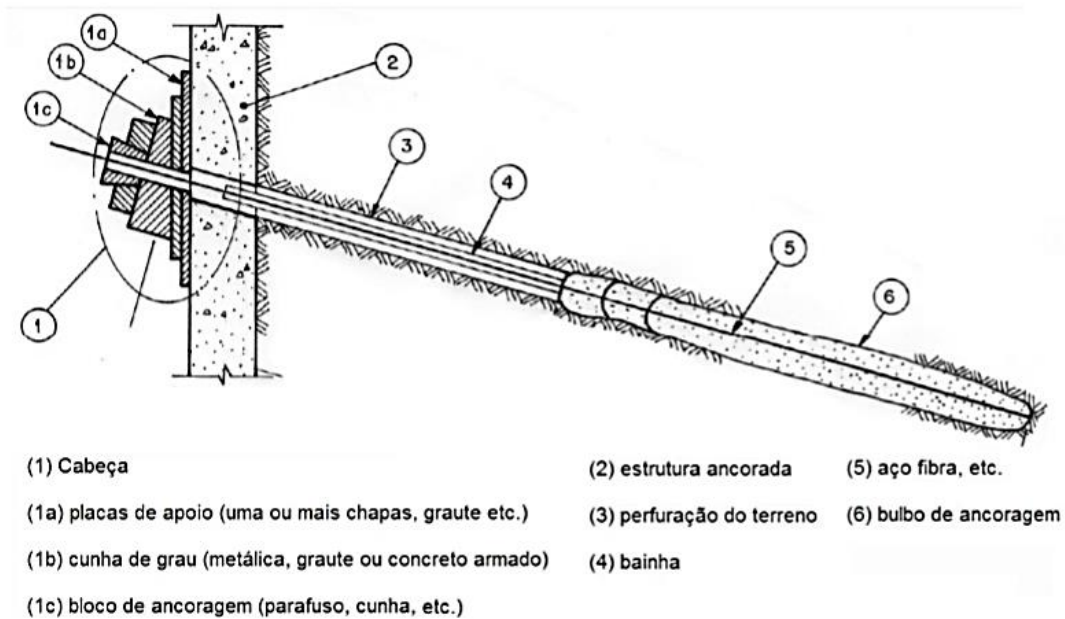
Por fim, com relação à injeção, a NBR 5629 (ABNT 2006) menciona que o tirante pode ser injetado em estágio único ou em múltiplos estágios. A injeção por estágio único é o método mais utilizado em terrenos resistentes e com baixo índice de vazios, tais como rochas e alterações de rochas compactas. Para solos com menores capacidades de suporte e com alto índice de vazios recomenda-se a injeção em múltiplos estágios, onde se utilizam tirantes reinjetáveis. A vantagem deste sistema é que as múltiplas injeções pressionam e expandem o bulbo de ancoragem, contemplando maiores áreas, o que contribui na distribuição de tensões.

2.1.4.2 Elementos Constituintes de um Tirante

Os constituintes principais de um tirante convencional são a cabeça, o trecho ancorado (ou injetado) e o trecho livre.

A cabeça localiza-se na face externa da cortina, não possui contato direto com o solo e, é responsável pela transmissão de carga do tirante ao painel da estrutura a ser ancorada. O trecho ancorado tem por finalidade a transmissão dos esforços de tração do tirante ao terreno e consiste basicamente em um aglutinante, usualmente nata ou argamassa de cimento Portland, que envolve a barra ou cordoalha de aço. Já o trecho livre é o trecho intermediário, entre a cabeça e o trecho ancorado, e é responsável pela transmissão de tensões entre as duas extremidades. O trecho é constituído por uma monobarra de aço ou fios/cordoalha e deve estar protegido pela denominada bainha, que é basicamente um tubo ou uma mangueira, que isola o aço, não permitindo o contato entre a nata injetada durante a execução do bulbo e o aço. Os elementos que constituem um tirante são ilustrados pela Figura 10.

Figura 10: Elementos constituintes do tirante.



Fonte: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2000.

2.1.4.3 Metodologia Executiva do Tirante

Nos itens a seguir são apresentadas as etapas principais para execução de um tirante.

a) Preparo e Montagem

Primeiramente o aço é cortado e, se necessário, emendado ao comprimento de projeto (Lb). A NBR 5629 (ABNT, 2006), indica a proteção anticorrosiva do aço. Através do grau de agressividade do meio em que se instala o tirante, é realizada a escolha do tipo de cimento ou aglutinante para a injeção, além da classe de proteção anticorrosiva a ser empregada, no intuito de alcançar a vida útil do projeto.

b) Perfuração

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), pode-se utilizar qualquer sistema para a perfuração do terreno, desde que o mesmo não comprometa a resistência do mesmo. O furo resultante precisa necessariamente ser retilíneo, com diâmetro, inclinação e comprimentos previstos no projeto. Ressalta-se que o sistema utilizado para perfuração deve garantir que o

furo permaneça aberto até que seja feita a injeção do aglutinante, sendo assim, pode-se utilizar revestimento de perfuração e/ou fluido estabilizante.

c) Instalação do Tirante

Segundo Yassuda e Dias (1998), é necessário ter alguns cuidados durante a instalação dos tirantes, tais como: atentar para não deslocar as válvulas e espaçadores no momento da instalação, tomar o cuidado para evitar danos na proteção anticorrosiva do tirante e, posicionar corretamente a cabeça do tirante. Atendendo a todos os cuidados expostos anteriormente, o tirante é, então, inserido no furo previamente executado.

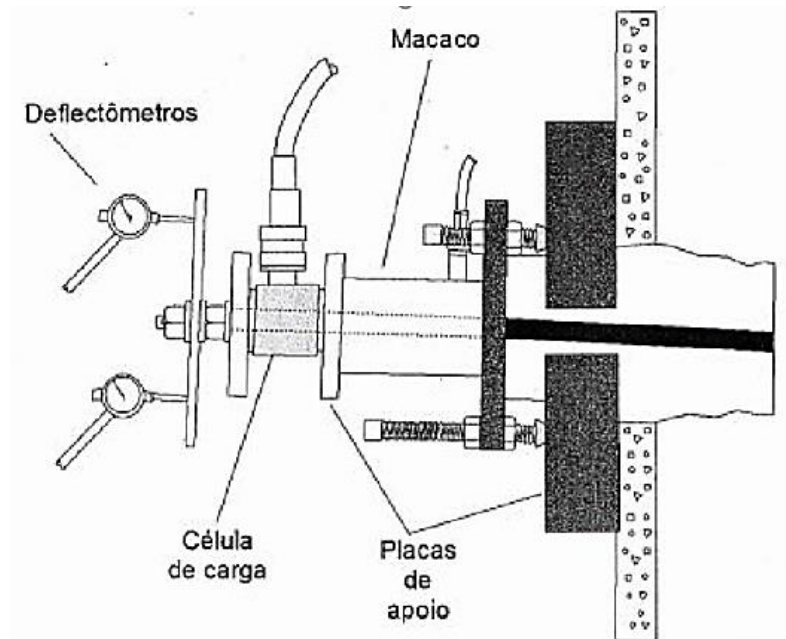
d) Injeção

Como já citado anteriormente, a injeção da peça pode ser feita através da calda de cimento ou outro aglutinante, em um único estágio ou em múltiplos estágios, de acordo com os critérios encontrados em campo. Deve-se ressaltar que a escolha não pode afetar capacidade de carga do elemento e precisa garantir o total preenchimento do furo ABNT/NBR 5629 (2006).

e) Protensão

A protensão do tirante normalmente é executada contra a estrutura a ser suportada, utilizando um conjunto composto de macaco hidráulico, bomba e manômetro, como ilustrado na Figura 11. A limitação da carga máxima a ser utilizada em qualquer ensaio não pode atingir 90% da carga teórica de escoamento do material. No intuito de estimar a carga máxima suportada pela peça, considera-se a menor seção da mesma que sofrerá esforços de tração. Em caso de tirantes com barras rosqueadas, esse segmento encontra-se na rosca (YASSUDA; DIAS, 1998).

Figura 11: Conjunto composto de macaco hidráulico, bomba e manômetro.



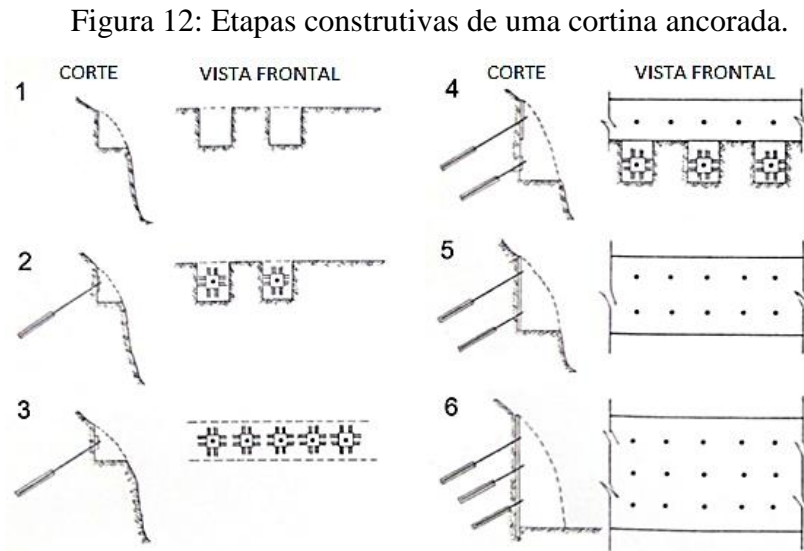
Fonte: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2000.

2.1.4.4 Metodologia Executiva da Cortina de Concreto Armado

O processo de execução comumente empregado em cortinas é ascendente, de forma que, quando existe a necessidade de aterramento, os tirantes são executados conforme o aterro é executado, desde que o trecho ancorado esteja enclausurado em terreno natural. É importante ressaltar que não podem ser utilizados como aterro os solos orgânicos moles, aterros ou solos coesivos com N_{spt} menor ou igual a 4 ou aterros sanitários. Segundo Cerqueira (1978), a execução de uma cortina ancorada descendente segue seis etapas:

- a) Fase 1: escavação dos nichos para alocação dos tirantes alternados (1ª fileira)
- b) Fase 2: Perfuração, alocação do tirante, injeção do furo, instalação da placa, protensão, ancoragem da placa.
- c) Fase 3: Repetição das primeiras fases em todas as placas restantes da 1ª fileira
- d) Fase 4: Concretagem da 1ª fileira. Repetição das fases 1 e 2 em placas alternadas da 2ª fileira.
- e) Fase 5: Repetição das fases 1 e 2 nas placas restantes da 2ª fileira. Concretagem da 2ª fileira.
- f) Fase 6: Continuação do processo até finalização da cortina.

As etapas podem ser visualizadas através da Figura 12.



Fonte: Cerqueira, 1978.

2.1.4.5 Principais Vantagens e Desvantagens

Segundo More (2003) dentre as vantagens das cortinas atirantadas podem citar-se: a cortina atirantada é uma solução sem restrição de aplicação, sendo possível vencer qualquer altura e situação. Possui como principal vantagem o fato de que a utilização de tirantes advém da capacidade destes elementos estruturais esbeltos em suportarem elevadas cargas de tração. Detém simplicidade construtiva, pois a carga de reação provém do interior do maciço de solo e os elementos estruturais utilizados são simples. Tirantes são autoportantes, não necessitando de estudos mais detalhados de fundação, como no caso da construção de contenções com muros de arrimo convencionais. No quesito segurança, destaca-se o fato de todos os tirantes serem ensaiados individualmente (ensaios de recebimento), o que representa uma garantia de qualidade de 100% dos elementos construídos em relação à capacidade de carga. E por fim, tirantes são funcionais pois trabalham ativamente devido à protensão. Isto significa que podem suportar esforços com um mínimo de deslocamentos da estrutura, em oposição a outras soluções convencionais que necessitam de uma movimentação para a contenção começar a funcionar.

Ainda segundo MORE (2003), as principais desvantagens desse sistema de contenção são: Por se tratar de serviço especializado, requer equipe, equipamento e técnicas de controle especializadas, aumentando o seu custo da instalação. É considerada uma solução bastante cara,

sendo necessário verificar a viabilidade econômica da contenção de taludes com cortinas atirantadas. Possui como uma das grandes preocupações a vida útil e desempenho da obra com o risco à corrosão das cabeças dos tirantes, principalmente em regiões litorâneas por conta da maresia. Além disso, os tirantes não são possíveis de serem reutilizados e tirantes muito longos tendem a apresentar algum desvio.

2.2 VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO DE ESTRUTURAS ATIRANTADAS

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), devem ser executados ensaios em tirantes para verificar seu desempenho. Estes ensaios são classificados como: básico, de qualificação, de recebimento e de fluência.

Os ensaios podem ser executados reagindo contra a estrutura já concretada, ou contra o solo, tomando-se cuidado com a distribuição de tensões, no intuito de evitar possíveis danos na estrutura que for utilizada como reação. A execução só é realizada após o tempo mínimo de cura do cimento ou aglutinante utilizado na injeção do bulbo, sendo que esse período varia em função do desempenho do mesmo. Caso utilize-se o cimento Portland comum, o tempo de cura é de aproximadamente sete dias, enquanto que o cimento de alta resistência inicial possui um período de cura de três dias. As cargas são aplicadas pelo conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro. A força inicial de tração aplicada ao tirante é obtida através da Equação 1.

$$F_0 = 0,1 \times f_{yk} \times S \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

F_0 : Força inicial de tração (kN)

f_{yk} : Resistência característica à tração do tirante ($\frac{kN}{cm^2}$)

S: Área de menor seção transversal do tirante (cm²)

Nos itens abaixo são descritos os procedimentos para execução de cada um dos ensaios requisitados pela norma de tirantes.

2.2.1 Ensaio Básico

O ensaio básico é realizado após o ensaio de qualificação e tem o propósito de verificar a adequação do tirante injetado. Nesse ensaio não são aplicadas cargas, apenas observa-se através de uma escavação do trecho livre, aspectos como a conformação do bulbo de ancoragem, a centralização do tirante no bulbo e a qualidade da injeção após a carga inicial F_0 , aplicada anteriormente (NBR 5629 (ABNT, 2006)).

2.2.2 Ensaio de Qualificação

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), o ensaio de qualificação tem por objetivo determinar a capacidade de carga do tirante, avaliar os comprimentos livres e ancorados executados e o atrito ao longo do trecho livre. O mesmo é executado obrigatoriamente em pelo menos 1% dos tirantes da obra, em função do tipo de terreno e tipo de tirante utilizado, e deve-se realiza-lo no mínimo duas vezes por obra.

O ensaio realiza carregamentos graduais em diferentes estágios e segue a seguinte sistemática:

- a) O ensaio inicia com a carga previamente calculada F_0 e segue pelos estágios $0,4 F_t$; $0,75 F_t$; $1,0 F_t$; $1,25 F_t$; $1,5 F_t$ e $1,75 F_t$, sendo F_t a carga de trabalho pré-definida na escolha do tirante utilizado. Para tirantes provisórios a carga máxima aplicada é de $1,5 F_t$, enquanto que para tirantes permanentes aplica-se até $1,75 F_t$;
- b) Carregamentos aplicados com valores superiores a $1,75 F_t$, devem ser procedidos do alívio até F_0 , retornando em seguida aos estágios citados anteriormente;
- c) A carga máxima aplicada não pode exceder ao valor de $0,9 \times f_{yk} \times S$, e deve ser igual à carga de trabalho multiplicada pelo fator de segurança adotado pelo projetista;

De acordo com Yassuda e Dias (1998), primeiramente posiciona-se o equipamento (macaco hidráulico-bomba-manômetro) sobre a estrutura de reação com os eixos do tirante e do equipamento alinhados. Em seguida inicia-se o ensaio aplicando-se uma carga inicial, com o objetivo de “acomodação” do equipamento. Posteriormente segue-se aplicando-se as cargas e descargas de cada estágio, medindo os deslocamentos totais (d) no final de cada estágio e, o deslocamento plástico (d_p), no fim do último estágio de descarga (F_0). Ao fim de cada estágio de carga (antes da descarga), os deslocamentos são observados até sua estabilização, conforme

critérios apresentados na Tabela 1. Em cada estágio de carga mede-se os deslocamentos com o auxílio de um extensômetro, cuja precisão deve ser de 0,01mm.

Tabela 1: Sistemática de Carregamento.

Estágio	Tipo de solo	Critério
F_0	Início do ensaio	$F_0 \sim 0,1 * f_{yk} * S_f$
$0,40 * F_t$	qualquer	< 0,1 mm em 5 minutos
$0,75 * F_t$	qualquer	< 0,1 mm em 5 minutos
$1,00 * F_t$	arenoso	< 1,1 mm em 15 minutos
$1,00 * F_t$	argilosos ou duvidosos	< 1,1 mm em 30 minutos
$1,25 * F_t$	qualquer	< 1,1 mm em 60 minutos
$1,50 * F_t$	qualquer	< 1,1 mm em 60 minutos
$1,75 * F_t$	qualquer	< 1,1 mm em 60 minutos

Fonte: Adaptado de NBR 5629 (ABNT, 2006).

2.2.3 Ensaio de Recebimento

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), o ensaio tem por finalidade controlar a capacidade de carga e o comportamento dos tirantes de uma obra. O mesmo inicia a partir da carga F_0 , semelhante ao ensaio de qualificação, e segue a sequência de carregamentos apresentada na Tabela 2. Ressalta-se que após cada carregamento deve-se aliviar o carregamento até a carga inicial, medindo-se os deslocamentos da cabeça para todos os estágios de carga, tanto em carregamento, quanto em descarregamento. É indicado aguardar pela estabilização da tensão aplicada, antes de efetuar o carregamento seguinte. Quando aplicada a carga máxima, os deslocamentos devem ser inferiores a 1mm após 5 min, para solos arenosos, e 10 min, em solos argilosos ou não arenosos. É indicada para tirantes definitivos, a execução do ensaio do tipo A em pelo menos 10% dos tirantes e do tipo B nos tirantes restantes.

Tabela 2: Estágio de carga e critério de estabilização do ensaio de qualificação.

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

Fonte: Adaptado de NBR 5629 (ABNT, 2006).

Segundo a NBR 5629 (ABNT 2006), caso o tirante não suporte as cargas aplicadas, adotam-se as seguintes medidas:

- a) Reavaliar o comprimento do bulbo e o método construtivo;
- b) Reiniciar o procedimento de ensaio tipo A nos próximos cinco tirantes executados;
- c) Aceitar uma carga de trabalho inferior para esse tirante, e essa é a maior carga estabilizada dividida pelo fator de segurança, desde que seja compatível com o projeto;
- d) Se o tirante for injetável, pode-se realizar o procedimento de injeção novamente e repetir o ensaio.

Em caso de o deslocamento máximo da cabeça ultrapassar o deslocamento máximo definido pela norma NBR 5629 (ABNT, 2006), orienta-se:

- a) Repetir-se o ciclo de carga, no intuito de soltar o trecho livre;
- b) Reavaliar o projeto e verificar se o tirante pode ser reaproveitado;
- c) Aceitar o tirante com carga inferior, reduzindo do bulbo o acréscimo de atrito observado no trecho livre;
- d) Executar ensaio de qualificação para reavaliar o comportamento do tirante.

2.2.4 Ensaio de Fluência

De acordo com Gomes Filho (2016) apud Yassuda e Dias (1998), “O ensaio de fluência é executado para ancoragem permanente, com o objetivo de se avaliar o desempenho das mesmas, sob cargas de longa duração”.

O ensaio consiste em medir os deslocamentos na cabeça do tirante, que é tracionado pelo macaco hidráulico, em intervalos de 10 min, 20 min, 30 min, 40 min, 50 min e 60 min. O ensaio aplica carregamentos constantes de 0,75 Ft, 1,00 Ft, 1,25 Ft, 1,50 Ft e 1,75 Ft. Visto que o carregamento é o mesmo utilizado no ensaio de qualificação, a norma especifica que é possível a execução de ambos ao mesmo tempo. Considera-se aprovado o tirante cujo deslocamento nos últimos 30 min for inferior a 5% do deslocamento total do ensaio, desde que não exceda 1 mm para solos arenosos e 2 mm para argilosos ou não arenosos. Caso o deslocamento exceda os 5%, recomenda-se a realização de novos ciclos de medição após 30 min até que a condição seja satisfeita NBR 5629 (ABNT 2006).

2.3 DIMENSIONAMENTO DE TIRANTES

Para efetuar o dimensionamento dos tirantes pode-se seguir a metodologia proposta por Strom e Ebeling (2001). A sequência de cálculos necessários pode ser conferida a seguir:

Inicialmente, deve-se efetuar o cálculo do ângulo de atrito mobilizado, que é realizado através da Equação 2 e utilizam-se os parâmetros do solo de estudo, definindo o coeficiente de segurança parcial aplicado aos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

$$\tan \phi'_{mob} = \frac{\tan \phi'}{FS} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$\tan \phi'_{mob}$: ângulo de atrito mobilizado (graus)

$\tan \phi'$: ângulo de atrito do solo de estudo (graus)

FS : Fator de segurança

Para encontrar o coeficiente de empuxo ativo K_a utiliza-se a Equação 3.

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_{mob}}{2} \right) \quad \text{Equação 3}$$

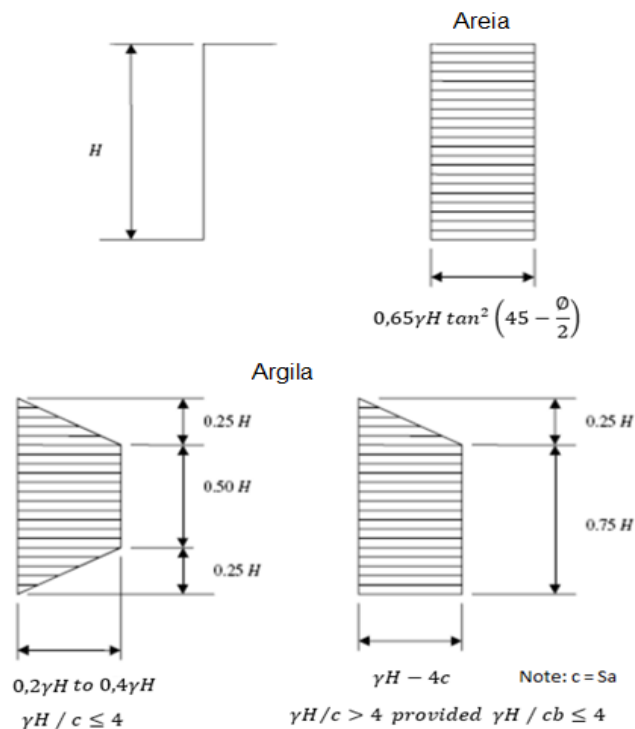
Onde:

k_a : Coeficiente de empuxo ativo

ϕ'_{mob} : Ângulo de atrito mobilizado (graus)

A partir de então, estima-se o diagrama de pressão aparente, de acordo com o tipo de solo presente no local de implantação da estrutura de contenção. O diagrama estima pressões para areias, argilas pré-adensadas sob carregamento não drenado ou argilas normalmente adensadas, moles e mediamente moles, sob carregamento não-drenado, conforme apresentado na Figura 13.

Figura 13: Diagrama de pressões aparente.



Fonte: Adaptado Strom e Ebeling, 2001.

Em seguida calcula-se a resultante do empuxo e o fator de tensão efetiva com o auxílio das Equações 4 e 5.

$$P_{tl} = k_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2} \quad \text{Equação 4}$$

$$EPF = \frac{p_{tl}}{H^2} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

P_{tl} : Resultante de empuxo

EPF: Fator de tensão efetiva

γ : Peso específico do solo $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$

H: Altura da cortina (m)

Com o intuito de distribuir os esforços de empuxo pelos tirantes, define-se o espaçamento de ancoragem. Com o auxílio das equações apresentadas na coluna à esquerda da Figura 14, é possível se determinar os momentos atuantes em cada linha de tirantes, e assim, com o auxílio da Equação 6, encontrar a altura da primeira e segunda linha de tirantes em relação à superfície.

Figura 14: Instruções para dimensionamento de cortinas com n linhas de ancoragem.

Momento atuante $M_2 = \text{Maior entre } MM_1 \text{ ou } MM_2$ $M_n = \text{Maior entes } MM_{n-1} \text{ ou } MM_n$	Cargas de ancoragem e Reações do subleito
$M_1 = \frac{13}{54} H_1^2 P$	$T_1 = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{2} H_2\right) P$
$MM_1 = \frac{1}{10} H_2^2 P$	$T_2 = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2}\right) P$
$MM_2 = \frac{1}{10} H_3^2 P$	$T_n = \left(\frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48}\right) P$
$MM_{n-1} = \frac{1}{10} H_n^2 P$	$R_n = \left(\frac{3}{16} H_{n+1}\right) p$
$MM_n = \frac{1}{10} H_{n+1}^2 P$	

Fonte: Adaptado de Strom e Ebeling, 2001.

$$M = MMn \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

M : Momento na primeira linha de tirantes

MMn : *Momento da segunda linha de tirantes*

O empuxo ativo para o diagrama de pressão aparente, pode ser recalculado através da Equação 7, utilizando os espaçamentos determinados anteriormente.

$$p = \frac{P_{tl}}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} (n + 1 \text{ linhas de tirante}) \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

p : *Empuxo ativo*

P_{tl} : *Resultante de empuxo*

H : *Altura vertical das linhas de tirantes em relação a superfície.*

Através das equações apresentadas na coluna à direita da Figura 14, é possível determinar a resultante da componente horizontal e vertical das cargas em cada tirante.

Após a determinação das cargas, determina-se a carga total de cada tirante através da Equação 8.

$$TF_n = \frac{T_n}{\cos \theta} \times S_h \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

TF_n : *Carga total de cada tirante (Kn)*

T_n : *Resultante das componentes verticais e horizontais.*

$\cos \theta$: *Ângulo de inclinação entre o tirante e a horizontal (graus)*

S_h : *Espaçamento entre tirantes (m)*

O comprimento total do tirante, considerando que o mesmo é composto pelo comprimento livre (sem aderência) e o comprimento de ancoragem (aderente), pode ser definido conforme apresentado pela Equação 9.

$$L_t = L_l + L_a$$

Equação 9

Onde:

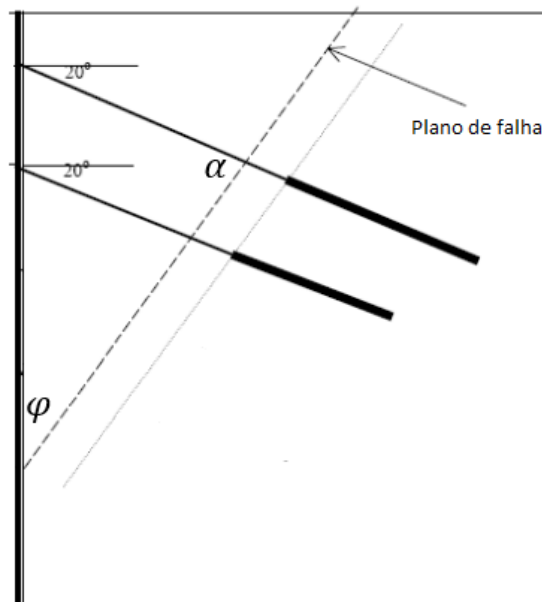
L_t : Comprimento total do tirante

L_l : Comprimento livre

L_a : Comprimento ancorado

O comprimento livre do tirante é obtido através da regra dos senos, em função do comprimento livre do tirante, altura da cortina, ângulo de atrito do solo e inclinação adotada para os tirantes (Equação 10). Os ângulos podem ser visualizados na Figura 15 a seguir.

Figura 15: Ângulos atuantes na cortina.



Fonte: Adaptado de Strom e Ebeling, 2001.

$$\frac{L_l}{\varphi} = \frac{H_n}{\alpha}$$

Equação 10

Onde:

L_l : Comprimento livre do tirante

H_n : Altura da cortina – altura da primeira linha de tirantes

$$\varphi: \sin 45 - \left(\frac{\phi}{2}\right)$$

$$\alpha: \sin \beta$$

Vale ressaltar que Storm e Ebeling (2001) defendem que, por questões de segurança, deve-se somar 1,5 m ou 20% da altura da cortina (o que for maior) ao comprimento do tirante, L_t .

Por fim, para determinação do comprimento de ancoragem (aderente), utiliza-se a Equação 11.

$$L = \frac{FS \times T_{adm}}{\gamma} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

L : Comprimento de ancoragem (aderente) (m)

FS : Fator de segurança

T_{adm} : carga total de cada tirante, encontrada na equação 8 (Kn)

γ : carga última de transferência ($\frac{kN}{m}$)

Os valores da carga última de transferência, γ , são definidos de forma empírica, em função do tipo de solo ou rocha existente no local de implantação da obra. A Tabela 3 e a Tabela 4 apresentam os valores da carga última de transferência em função de características do solo e maciços rochosos, respectivamente.

Tabela 3 Cargas de transferência para solos.

Tipo de Solo	Densidade relativa/ consistência (intervalo de SPT)	Carga última de transferência (kN/m)
Areia e pedregulho	Fofo (4-10)	145
	Mediamente denso (11-30)	220
	Denso (31-50)	290
Areia	Fofo (4-10)	100
	Mediamente denso (11-30)	145
	Denso (31-50)	190
Areia e Silte	Fofo (4-10)	80
	Mediamente denso (11-30)	100
	Denso (31-50)	130
Argilas siltosas com baixa plasticidade, areias finas micáceas ou misturas com silte	Rijo (10-20)	30
	Duro (21-40)	60

Fonte: Adaptado de Heidemann (2017, p. 26) apud Storm e Ebeling, (2001).

Tabela 4: Cargas de transferência para rochas sãs.

Tipo de Rocha	Carga última de transferência (kN/m)
Granito ou basalto	730
Calcário dolomítico	580
Calcário macio	440
Arenito	440
Ardósia e folheto "resistentes"	360
Folhelhos "macios"	150

Fonte: Adaptado de Heidemann (2017 p. 27) apud Strom e Ebeling (2001).

2.4 DRENAGEM EM SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Um dos principais agravantes do processo erosivo de encostas é o fator climático chuva. Na engenharia ter conhecimento de equações que relacionam a intensidade, duração e frequência da precipitação, é de grande aplicabilidade no momento da idealização de sistemas de drenagem (RIBEIRO et al., 2008).

A água tem grande influência na segurança de sistemas de contenção, visto que o acúmulo de água pode aumentar significativamente o empuxo atuante no maciço. Portanto, o aumento do nível da linha freática, no interior do maciço contido, pode causar instabilidades na estrutura (Gerscovich, 2014).

Segundo Gerscovich (2014), os efeitos da água podem ser minimizados ou eliminados com a inserção de um sistema de drenagem eficaz. Isso envolve um dimensionamento adequado para garantir a funcionalidade, até em casos de vazão excepcional.

Os sistemas de drenagem podem ser classificados entre sistemas de drenagem superficial e subsuperficial, diferenciando-se pelo local onde atuam.

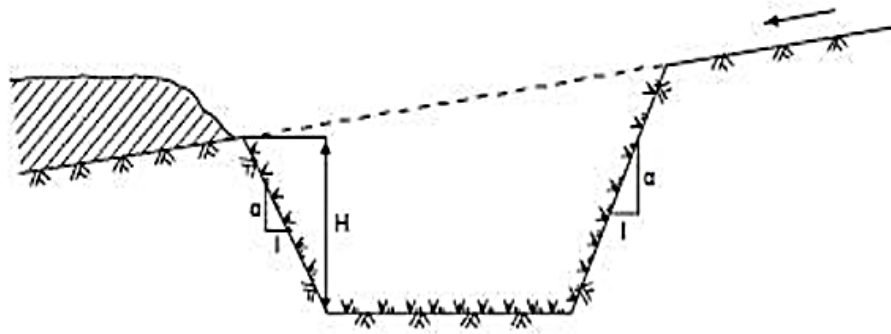
2.4.1 Drenagem Superficial

A drenagem superficial é responsável por receber, captar e conduzir as águas incidentes na superfície do maciço, levando em consideração não só a área estudada, mas toda a bacia hidrográfica de captação (Gerscovich, 2014).

Existem diversos tipos de dispositivos de drenagem superficial, dentre eles destacam-se: valetas de proteção de corte e aterro, sarjetas, caixas coletoras e etc. Segundo Dias (2016), as valetas de proteção servem para evitar que as águas alcancem áreas indesejadas

(construções), além de evitar erosões e desmoronamentos. As mais usais são as de geometria retangular e trapezoidal, sendo a última a mais eficiente hidraulicamente. A Figura 16 ilustra uma valeta de seção trapezoidal.

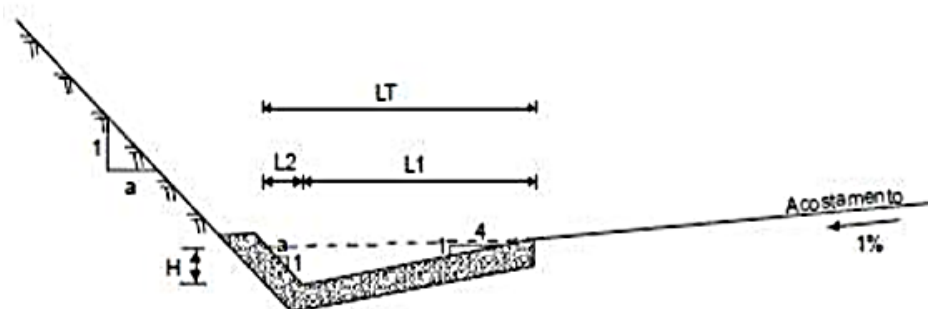
Figura 16: Valeta trapezoidal.



Fonte: DNIT (2006).

Em conjunto com as valetas de proteção, fazem parte do sistema de drenagem superficial as sarjetas, que atuam captando e direcionando as águas longitudinalmente à via, até um destino previamente dimensionado, como mostra a Figura 17.

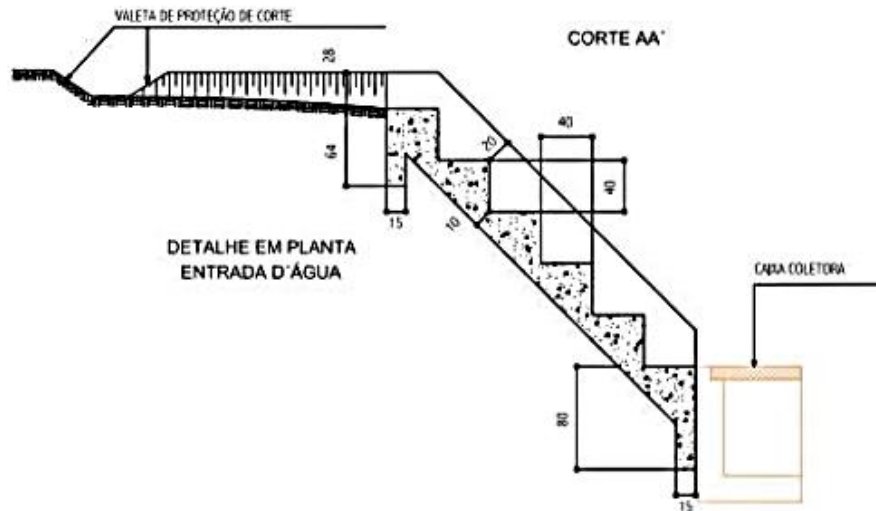
Figura 17: Sarjeta de corte e aterro.



Fonte: DNIT (2006).

Como auxiliar ao direcionamento do escoamento das águas superficiais, existem os dissipadores de energia (Figura 18), que podem ser implantados para diminuição da velocidade do fluxo de água, impedindo a erosão. Toda a água proveniente das sarjetas e das descidas (dissipadores de energia) é direcionada para as caixas coletoras, responsáveis pela captação e destinação final das águas superficiais.

Figura 18: Vista em corte dos dissipadores de energia com destino à caixa coletora.



Fonte: DNIT (2006)

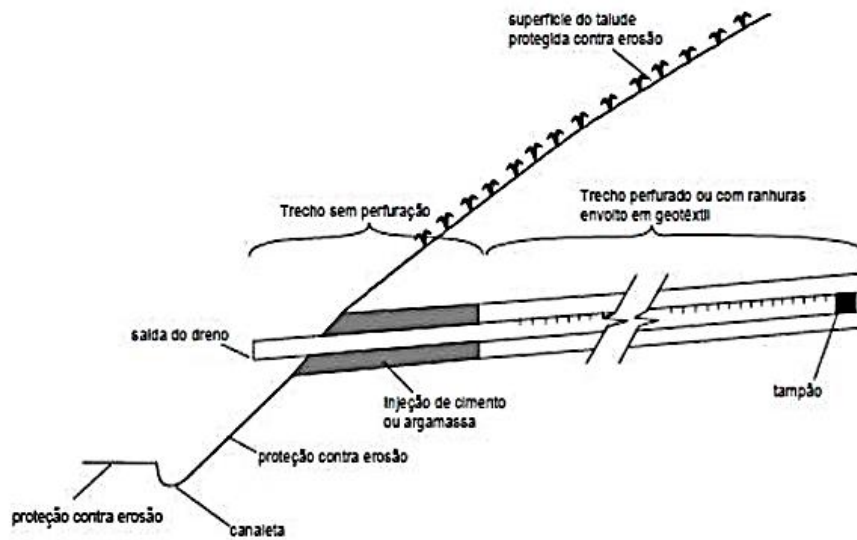
2.4.2 Drenagem Subsuperficial

Trabalhando em conjunto com o sistema de drenagem superficial, estão os drenos subsuperficiais, inseridos no interior do maciço. Estes elementos servem para controlar a magnitude de pressões de água e captar os fluxos hidráulicos presentes no interior do maciço, mantendo a estabilidade e segurança da estrutura de contenção (Gerscovich, 2014).

Segundo Dias (2016), os drenos horizontais profundos (DHPs) são os mais utilizados em drenagens subsuperficiais. Compõem-se de tubos de PVC, como mostra a Figura 19, providos de ranhuras ou pequenos furos, recobertos com mantas geotêxtis ou nylon, que são inseridos em aberturas, previamente executadas no maciço. Após a implantação dos DHPs, é necessário selar o furo com uma mistura de solo-cimento, a fim de evitar que a água percole por outro lugar que não seja o dreno.

Os DHPs direcionam a água captada no interior do maciço para valetas e sarjetas, externas à estrutura. Estes elementos podem ser instalados de forma vertical ou inclinada (DIAS, 2016).

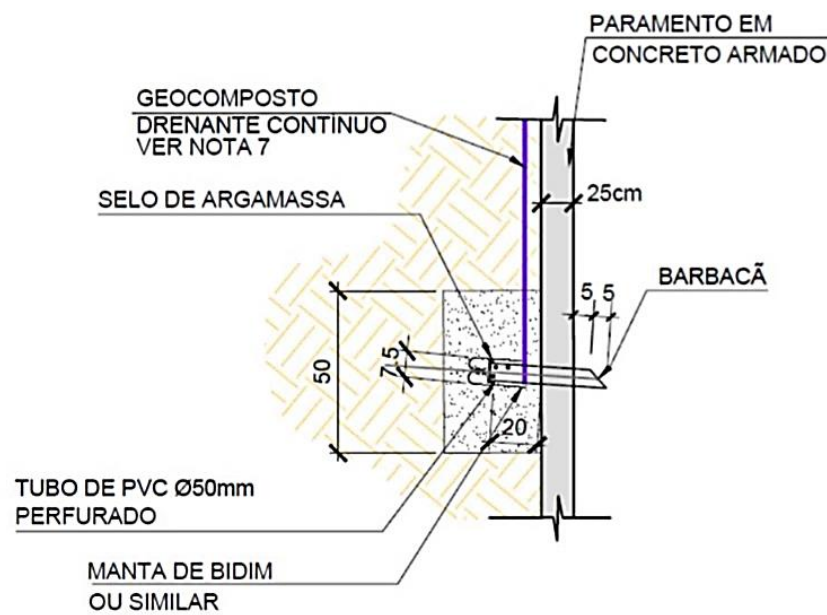
Figura 19: Dreno Horizontal Profundo



Fonte: Dias (2016).

De maneira semelhante, existem os barbacãs, como mostra a Figura 20, dreno subsuperficial, que age principalmente na face externa da estrutura de contenção e, que possui comprimento menor que os DHPs.

Figura 20: Detalhe de um Barbacã



Fonte: Paschoalin Filho, 2017

Vale ressaltar que durante a construção de estruturas de contenção é necessária uma atenção especial com a instalação dos sistemas de drenagem, visto que é importante o cuidado para que não haja contaminação com o solo do retroaterro ou do solo de fundação, no caso de colchões drenantes (Gerscovich, 2014).

2.4.3 Requisitos de Dimensionamento de Sistemas de Drenagem

O dimensionamento do sistema de drenagem de uma determinada estrutura de contenção deverá considerar a vazão de água que percolará o mesmo, num determinado período de tempo (DUTRA, 2013).

Para tanto se torna necessário o cálculo da vazão contribuinte da bacia hidrográfica, na qual se encontra a estrutura. Esta vazão pode ser estimada através do método racional, que é responsável por estimar o pico de uma cheia e deve ser aplicado somente para bacias de pequeno porte, com drenagem iguais ou inferior a 2 km (CARVALHO JUNIOR, 2013).

Segundo DNIT (2005), o método racional consiste no cálculo de descarga máxima de uma enchente de projeto através de uma expressão muito simples (equação 12), relacionando o valor da descarga com a área da bacia e a intensidade de chuva.

$$Q = \frac{C_i i_m A}{3,6} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

Q: Pico de cheia, vazão $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)$ ou $\left(\frac{\text{l}}{\text{s}}\right)$

C: Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio (RUNOFF)

A: Área drenada (Km^2)

i_m : Intensidade máxima média de precipitação sobre toda a bacia $\left(\frac{\text{mm}}{\text{s}}\right)$

Conforme apresentado na Equação 13, a vazão que chega ao sistema de drenagem, depende do coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio, ou ainda coeficiente de “run-off”. Este coeficiente é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado na bacia contribuinte (TUCCI, 2009).

O coeficiente de escoamento é influenciado pelo tipo de solo analisado, cobertura, população, tempo de retorno e intensidade de precipitação. Sendo assim, utilizam-se valores tabelados (Tabela 5), de acordo com as características encontradas no local de estudo (DNIT, 2005).

Tabela 5: Valores de Run-off.

DESCRIÇÃO DAS ÁREAS DAS BACIAS TRIBUTÁRIAS	COEFICIENTE DE DEFLÚGIO "C"
Comércio:	
Áreas Centrais	0,70 a 0,95
Áreas de periferia do centro	0,50 a 0,70
Residencial:	
Áreas de uma única família	0,30 a 0,50
Multi-unidades, isoladas	0,40 a 0,60
Multi-unidades, ligadas	0,60 a 0,75
Residêncial (suburbana)	0,25 a 0,40
Área de apartamentos	0,50 a 0,70
Industrial:	
Áreas leves	0,50 a 0,80
Áreas densas	0,60 a 0,90
Parque, cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátio e espaço de serviços de estrada de ferro	0,20 a 0,40
Terrenos baldios	0,10 a 0,30

Fonte: DNIT (2005)

Ainda para compor a vazão (Equação 13) é necessária a definição da intensidade máxima média de precipitação, a qual é expressa através da Equação 13:

$$i_m = \frac{KT^a}{(t_c + b)} c \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

i_m : intensidade máxima média de precipitação $\left(\frac{mm}{h}\right)$

T: Período de retorno (anos)

t_c : Tempo de concentração

K, a, b c: parâmetros relativos à localidade.

De maneira geral, é de grande dificuldade a obtenção dos parâmetros relativos à localidade (K, a, b, c), apresentados na Equação 13, sendo na maioria dos casos obtidos por meio de simulações realizadas através de softwares específicos (RIBEIRO et al., 2008). Ainda para o dimensionamento do sistema de drenagem torna-se necessária a definição do período de retorno das chuvas consideradas e o tempo de concentração para que toda a água precipitada na bacia hidrográfica passe a contribuir na seção de estudo.

O período de retorno é definido pelo DNIT (2005) como “O intervalo de tempo para que uma dada chuva de intensidade e duração definidas seja igualada ou superada é denominado período de retorno ou tempo de recorrência”.

De acordo com o DNIT (2005) o período de retorno, que deve ser utilizado para o dimensionamento de diferentes dispositivos de drenagem, está representado na Tabela 6.

Tabela 6: Período de retorno para diferentes dispositivos de drenagem.

OBRAS	TR ADOTADO	FUNCIONAMENTO
Drenagem profunda e subsuperficial	10 anos	
Dispositivos de drenagem superficial	5 anos	Canal
Bueiros tubulares e Celulares	15 anos	Canal
Verificações de Bueiros tubulares e Celulares	25 anos	Orifício
Ponte, pontilhão	50 a 100 anos	Canal

Fonte: DNIT (2005).

Para o caso da definição do tempo de concentração, existem várias fórmulas na literatura que permitem este cálculo, entretanto uma das mais utilizadas é a formulação proposta por Kirpich em 1940, que é apresentada a seguir:

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

t_c : Tempo de concentração (min)

L: Extensão da bacia (km)

ΔH : Desnível da bacia (m)

2.5 INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A investigação geotécnica apresenta extrema importância em qualquer projeto de Engenharia, sendo imprescindível para a correta avaliação do perfil estratigráfico do terreno e definição de parâmetros de projeto. Esta etapa fundamental pode contemplar uma série de ensaios de campo e laboratório, cuja especificação dependerá das características geológicas da área.

Neste trabalho, os dados disponibilizados para a avaliação das propriedades geotécnicas da área contemplaram boletins de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) e sondagem rotativa. Assim, o embasamento teórico referente aos métodos executivos e definição de parâmetros geotécnicos, será realizado com base nestes tipos de ensaios.

2.5.1 Sondagem SPT

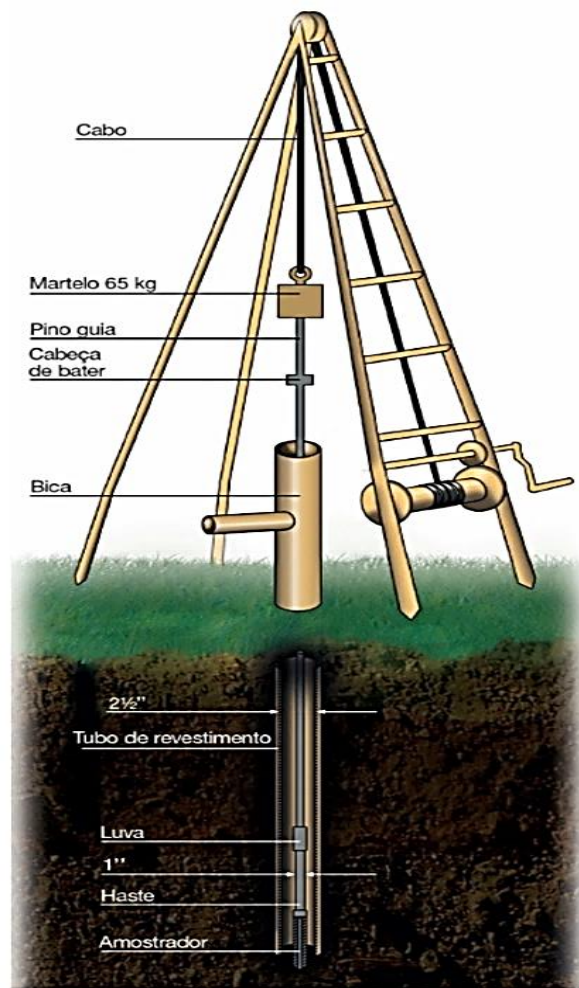
De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o *Standard Penetration Test* (SPT) é considerado a ferramenta de investigação geotécnica mais utilizada em todo o mundo. O mesmo permite a identificação da consistência de solos coesivos, além da indicação da compactação de solos granulares. Com o auxílio do SPT é possível obter-se a estratigrafia do terreno, posição do nível do lençol freático e um índice de resistência de metro a metro, dado pelo número de golpes aplicados para cravação de um amostrador padrão no solo.

Para dar início a sondagem é necessário definir o número de furos, a localização e a profundidade dos mesmos. Para esta definição considera-se o tipo de estrutura, suas características especiais e as condições geológicas da área. Na fase de estudos preliminares ou de planejamento da obra, as sondagens devem estar igualmente distribuídas em toda a extensão do empreendimento e nunca distribuídas ao longo de um mesmo alinhamento. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro da provável variação das características do subsolo no local do estudo NBR 6484 - Sondagem de simples reconhecimento com SPT-método de ensaio (ABNT (2001)).

Após definição da localização e do número de furos, a sondagem se inicia com o posicionamento do tripé em um ponto locado e nivelado em relação a um referencial fixo e bem determinado no terreno. O início do furo de sondagem pode ser realizado com o auxílio de um trado ou por meio de circulação de água, dependendo do material e posicionamento do nível do lençol freático. O furo de sondagem pode, ainda, ser revestido com tubos metálicos para evitar o desmoronamento das paredes ou estabilizado com a utilização de lama bentonítica. Para a

definição do parâmetro de resistência (N_{SPT}), utiliza-se um martelo de peso igual 65 kg, caindo de uma altura de 750mm, para auxiliar na cravação do amostrador-padrão a cada metro de sondagem. É denominado N_{spt} o número de golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador padrão, de um total de 45 cm, divididos em três segmentos de 15 cm (NBR 6484 (ABNT, 2001)). A Figura 21 apresenta o equipamento completo utilizado para realização da sondagem SPT.

Figura 21: Elementos constituintes do ensaio SPT.



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2012.

Através do índice de resistência à penetração, N_{spt} , e da caracterização tátil visual do solo coletado dentro do amostrador, é possível classificar os solos argilosos e arenosos quanto à sua consistência e compacidade, respectivamente. A Tabela 7 demonstra esta classificação dos solos de acordo com os valores de N_{spt} .

Tabela 7: Classificação do solo de acordo com o N_{spt}

Solo	Índice de resistência à Penetração (N_{spt})	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compactada (o)
	9 a 18	Meadiamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (ABNT, 2001).

Segundo Cavalcante (2002), as vantagens do SPT são correlacionadas com a sua simplicidade e rapidez de execução, é um ensaio mundialmente utilizado devido a sua grande experiência acumulada no meio técnico e da ampla utilização em correlações. O ensaio possui um baixo custo financeiro, além de fornecer informações suficientes para a execução de fundações de obras correntes e a identificação do nível d'água.

Entretanto, as empresas passaram a realizar formações de equipes precárias, ocasionando vícios de execução, incorporando modificações no ensaio ou até mesmo não realizando a manutenção necessária nos equipamentos (CAVALCANTE, 2002).

Além disso, de acordo com a NBR 6484 (ABNT 2001), para apresentar os resultados de um ensaio SPT é necessário que algumas informações estejam contidas no boletim, tais como: local e natureza da obra; descrição dos métodos e equipamentos usados na sondagem; total perfurado, em metros; planta de localização dos furos; referência do nível RN, tomado para nivelamento da boca dos furos de sondagem; número de furos e diâmetro do furo executado; entre outros.

2.5.2 Sondagem Rotativa

A sondagem rotativa consiste em um método de investigação geológico geotécnico que visa a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuos e com formato cilíndrico, através do uso de um conjunto motomecanizado. Este conjunto, através de sua força de rotação

e penetração, possui poder cortante. A amostra rochosa obtida é denominada de testemunho (WILSON, 1999).

Para a execução da sondagem rotativa é necessário a utilização de um tripé, sonda rotativa, conjunto moto-bomba d'água, hastes, barriletes, coroas, luvas alargadoras (calibradores), tubos de revestimento, entre outros equipamentos (PEREIRA FILHO, 2019).

Atualmente existem dois tipos de padronizações de dimensões e nomenclaturas para sondagens rotativas: O padrão americano, chamado de Diamond Core Drill Manufacturers Association (DCDMA) e o padrão métrico. O sistema mais usual é o DCDMA, que apresenta os diâmetros caracterizados por letras, sendo entre elas as mais usuais: A, B, N e H, que abrangem dimensões de furo de 1 (25,4mm), ½ (12,7mm) a 4 (101,6mm) polegadas, conforme mostrados na Tabela 8.

Tabela 8: Padronização de dimensões utilizadas.

Padrão DCDMA	Alargador (mm)	Testemunho (mm)
Ew	37,7	20,6
Aw	48	29,3
Bw	59,9	41,2
Nw	75,6	53,9
Hw	99,2	75,4

Fonte: Adaptada de DNER, 1997.

A sondagem quando realizada em terreno seco, é iniciada apenas após a limpeza do mesmo, removendo-se qualquer tipo de obstáculo que possa existir. A sonda rotativa deve ser instalada em uma plataforma plana ou preparada no terreno e firmemente ancorada, no intuito de diminuir a transmissão de suas vibrações para a composição dos tubos de sondagens (DNER, 1997).

De acordo com Pereira Filho (2019) quando se executam sondagens em terrenos alagados, recomenda-se a instalação da sonda rotativa sob uma plataforma flutuante ancorada, evitando assim desvios e deslocamentos durante o processo de execução do ensaio.

É necessário obter um perfil completo do terreno, caracterizando toda a extensão do mesmo. Sendo assim, trechos em solo devem ser perfurados através do processo de percussão, enquanto que os trechos em rocha (alterada ou não), pelo processo rotativo.

Sondagens que utilizam do avanço hidráulico são mais apropriadas para avaliação da resistência da rocha, pois a pressão do hidráulico é mantida constante durante a sondagem. Se o avanço da sondagem rotativa apresentar mais de 50 cm de material mole ou incoerente, indica-

se a execução de um SPT, em intervalos de metro em metro. Este tipo de sondagem, que combina a sondagem rotativa com a sondagem SPT, é denominado de sondagem mista (WILSON, 1999).

Para realizar a perfuração na rocha, utiliza-se uma coroa diamantada. Para o processo de corte é necessário a utilização de água como fluido de circulação, no intuito de assegurar a refrigeração da coroa, expulsão de fragmentos, redução de fricção da coluna contra paredes e, se necessário, para imposição de uma pressão hidrostática para manter as paredes do furo firmes (PEREIRA FILHO, 2019).

Pereira Filho (2019) afirma que mesmo que os materiais apresentados nos locais de sondagem sejam incoerentes ou muito fraturados a amostragem deve manter-se contínua. Além disso, é importante conservar os testemunhos obtidos, sem marcas ou fraturas provenientes de ação mecânica ou do equipamento usado. A recuperação, que é a relação entre a extensão do trecho perfurado e o comprimento total do testemunho (Figura 22), é calculada e expressa em porcentagens, não podendo ser inferior a 95%.

Figura 22: Exemplo de testemunho de sondagem rotativa



Fonte: Pereira Filho, 2019.

De acordo com DNER (1997), as amostras são acondicionadas em caixas, onde permanecem guardadas à sombra, em local ventilado até a finalização da sondagem, quando são transportados para o laboratório. Deve-se manter o posicionamento dos testemunhos de acordo com a ordem que foram coletados em campo.

Os resultados das sondagens rotativas são apresentados em relatórios com indicação dos pontos perfurados e a planta do local, ilustrando os perfis geológicos e geotécnicos de cada sondagem.

O relatório apresenta a data de início e término da sondagem, inclinação e rumo da mesma, cota do furo e nível d'água, se existente, profundidade e cotas na vertical, diâmetros de sondagem e profundidades dos revestimentos. Quando houver presença de solo, consta além das informações da sondagem rotativa, o valor do N_{spt} para aquela profundidade. Os parâmetros provenientes de uma sondagem rotativa são: RQD (*Rock Quality Designation*) expresso em porcentagem, recuperação dos testemunhos, alteração, coerência, fraturamento classificação e interpretação geológica (DNER, 1997).

Segundo Chiossi (2013), a designação da rocha através do RQD foi desenvolvida por Deere em 1967, com o intuito de criar um indicativo da qualidade do maciço rochoso, a partir de testemunhos contínuos de sondagens rotativas

O RQD resulta em uma porcentagem, gerada a partir do quociente entre o somatório das amostras com comprimento igual ou superior a 10 cm, pelo comprimento total da amostragem, conforme expresso pela Equação 15.

$$RQD (\%) = \frac{\sum I_i (\geq 10\text{cm})}{L} \times 100 \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

I_i : Somatória de fragmentos com comprimento maior que 10 cm

L: Comprimento total do testemunho

Recomenda-se que a determinação do RQD seja executada apenas em sondagens com diâmetro superior a 55 mm, cuidadosamente realizadas, utilizando-se amostradores de parede dupla ou tripla (DNER, 1997).

Além disso, é possível classificar a qualidade do maciço rochoso através dos valores definidos para o RQD, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9: Classificação da qualidade do maciço.

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 - 25%	Muito Fraco
25 - 50 %	Fraco
50 - 75%	Razoável
75 - 90%	Bom
90 - 100%	Excelente

Fonte: Adaptado de DNER, 1997.

O parâmetro RQD deve caracterizar a qualidade do maciço rochoso “*in situ*”. Entretanto, ao executar as sondagens em maciços com grande anisotropia, é possível desenvolver novas fraturas no material das amostras, segundo seu plano de fraqueza, resultante da decompressão durante o processo de retirada do maciço. Sendo assim, deve-se realizar uma avaliação criteriosa dos testemunhos, procurando distinguir as fraturas naturais do maciço rochoso e as decorrentes do processo de perfuração.

2.5.3 Parâmetros de Resistência

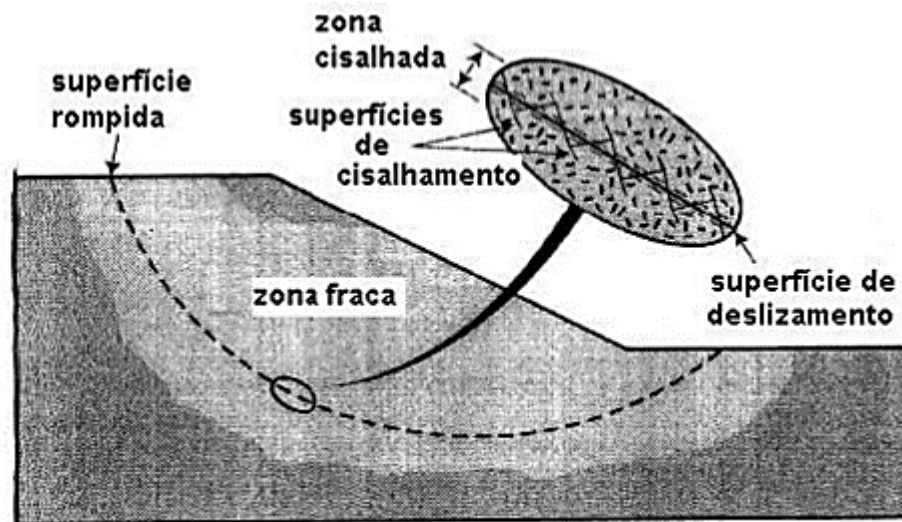
A seguir serão abordadas as definições e estimativas de parâmetros de resistência de solos e rochas.

2.5.3.1 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

O dimensionamento de uma estrutura de contenção ou a avaliação da estabilidade de um maciço dependerão diretamente dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do mesmo. A resistência ao cisalhamento em solos é definida pela máxima pressão de cisalhamento que uma massa de solo pode suportar sem sofrer ruptura. A ruptura ocorre formando uma superfície contínua ao longo de toda a massa de solo, dessa forma, todo o material contido nessa superfície perde suas características, gerando assim a zona cisalhada (GERSCOVICH, 2014).

Além disso, após a formação da zona cisalhada, ocorre a criação da superfície de cisalhamento, como exemplo apresentado na Figura 23.

Figura 23: Exemplificação de superfície de Cisalhamento.

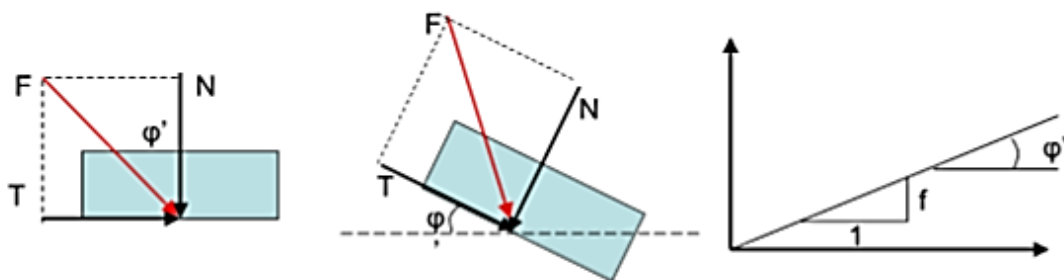


Fonte: Gersovich, 2010.

Em meados do século XX, Terzaghi, autor de muita influência no âmbito da mecânica dos solos, determinou que a resistência ao cisalhamento se dá em relação às tensões efetivas ao invés das tensões totais. Isso foi de grande importância, especialmente para o estudo da ruptura de solos saturados, sobretudo argilosos, visto que para solos secos em nada influenciaria (MARANGON, 2018)

Portanto, a relação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões efetivas se dá pela natureza friccional dos solos. Essa fricção, também chamada de atrito, pode ser correlacionada com os princípios da mecânica geral. Para mobilizar uma massa qualquer, é necessário que uma força (T) seja maior que a componente do peso próprio (N) multiplicada pelo coeficiente de atrito do material (ϕ), com a superfície em que ele esteja apoiado, como ilustra a Figura 24 (PINTO, 2006)

Figura 24: Definição de tensão cisalhante.



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Essa relação entre os componentes se dá pela conforme expressa a Equação 16, sendo (ϕ) o coeficiente de atrito entre os corpos.

$$T = N \times \phi \quad \text{Equação 16.}$$

É possível fazer uma correlação do sistema apresentado anteriormente para a mecânica dos solos, visto que o mecanismo é similar. Entretanto, de acordo com Pinto (2006), o deslocamento envolvendo atrito em solos diferencia-se do convencional entre dois corpos, pelo fato do movimento ocorrer envolvendo uma grande quantidade de grãos, podendo eles deslizarem entre si ou rolarem uns sob os outros, acomodando-se nos espaços vazios disponíveis no caminho.

A propriedade dos solos de mobilizar atrito é descrita como ângulo de atrito interno do solo (ϕ). Desta forma, a resistência ao cisalhamento dos solos pode ser escrita conforme apresenta a Equação 17.

$$\tau = \sigma' . tg \phi \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

σ' : *Tensões normais efetivas*

ϕ : *Ângulo de atrito interno do solo*

τ : *Resistência ao cisalhamento.*

Apesar do ângulo de atrito interno do material ser basicamente o responsável pela resistência ao cisalhamento, outro parâmetro importante que contribui com esta resistência é a coesão. A coesão é a força de atração entre as superfícies das partículas e pode ser real ou aparente (ORTIGÃO, 2007).

De acordo com Vargas (1977), a coesão real é, de forma simplificada, aquela fração emprestada pela parte argilosa do material, tornando-o capaz de manter-se estável na forma de blocos ou torrões. Essa coesão também garante a propriedade do material de sofrer alterações na sua forma e ainda manter sua estrutura estável. Os solos possuidores dessa característica são chamados de solos coesivos, como por exemplo, argilas e siltes. As areias não possuem tal

propriedade, sendo consideradas solos não coesivos, de tal forma que caso sejam cortadas ou escavadas, perdem sua estrutura e desabam.

A coesão aparente, por sua vez, é uma característica de solos parcialmente saturados, úmidos, que age como uma parcela de resistência ao cisalhamento devido à ação da tensão superficial da água nos capilares, criando meniscos de água entre as partículas que auxilia na aproximação das mesmas. A coesão aparente pode aparecer inclusive em solos granulares (FREDLUNG; RAHARDJO, 1993).

Visto isso, através desses dos parâmetros de atrito e coesão, a resistência ao cisalhamento dos solos pode ser definida através da Equação 18:

$$\tau = c + \sigma' . tg \varphi \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

c: Coesão real ou coesão aparente

Para a definição dos parâmetros geotécnicos referentes à resistência ao cisalhamento dos solos existem diversas metodologias, utilizando-se ensaios de laboratório e de campo. Frequentemente os ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, realizados em laboratório, são os mais utilizados para esta determinação. Entretanto, tais parâmetros também podem ser obtidos empiricamente através de correlações com resultados de ensaios de campo, como sondagens SPT e de cone. No presente trabalho as correlações com resultados de campo (sondagens SPT) serão abordadas com maior ênfase, uma vez que, estes são os resultados disponíveis para a realização das análises.

Conforme sugere Schnaid (2000), os valores de N_{spt} são de grande valor na investigação de problemas geotécnicos. A partir do resultado da sondagem, é possível correlacionar de forma empírica a resposta do ensaio com os valores encontrados em ensaios de campo ou laboratório, ou seja, ensaios que apresentam resultados analíticos. Como o ensaio SPT resulta em índices de resistência, é comum correlacionar o N_{spt} com parâmetros de resistência do solo como densidade relativa (D_r) ou ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

A densidade relativa do solo é um parâmetro geotécnico que reflete sobre a compactação do material granular estudado, indicando em porcentagem um valor que varia de 0%, propondo um solo muito fofo, até 100%, acusando um solo extremamente compacto.

Schnaid (2000) retrata algumas formulações, como as de Skempton (Equação 19) para a estimativa da densidade relativa de areias a partir de resultados de ensaios SPT. Outra

correlação é a apresentada por Mello (Equação 20) que permite a definição do ângulo de atrito e da densidade relativa para solos granulares.

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{SPT\ 60}}{0,28\sigma'_v + 27}} \quad \text{Equação 19}$$

$$(1,49 - Dr)\text{Tan}\phi' = 0,712 \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

Dr – Densidade relativa (%)

N_{SPT60} – Número de golpes

σ'_v – Tensão vertical efetiva $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo do solo (graus)

A Equação 19, apresentada anteriormente, leva em consideração o valor de N_{spt60} . Este parâmetro é definido em função da energia de queda teórica transmitida pelo martelo durante a cravação do amostrador padrão do ensaio SPT. A eficiência do sistema se dá em função das perdas por atrito e da forma de transmissão da energia ao conjunto (SCHNAID, 2000).

Ainda de acordo com Schnaid (2000), em virtude de a liberação da queda do martelo ser efetuada de forma manual, essa aplica uma energia em torno de 72% da energia teórica, definindo o N_{spt} brasileiro como N_{spt72} . Entretanto, internacionalmente adota-se como base o padrão americano N_{spt60} , sendo assim, recomenda-se majorar os valores de N_{spt} , para as sondagens brasileiras, em 10 a 20% (VELOSO E LOPES, 2011).

Portanto, segundo Schnaid (2000), para executar a correção do valor do N_{spt} para o padrão americano N_{spt60} , deve-se aplicar a Equação 21, que realiza uma relação linear entre a energia empregada e a energia referência.

$$N_{SPT60} = 1,33 \times N_{SPT} \quad \text{Equação 21}$$

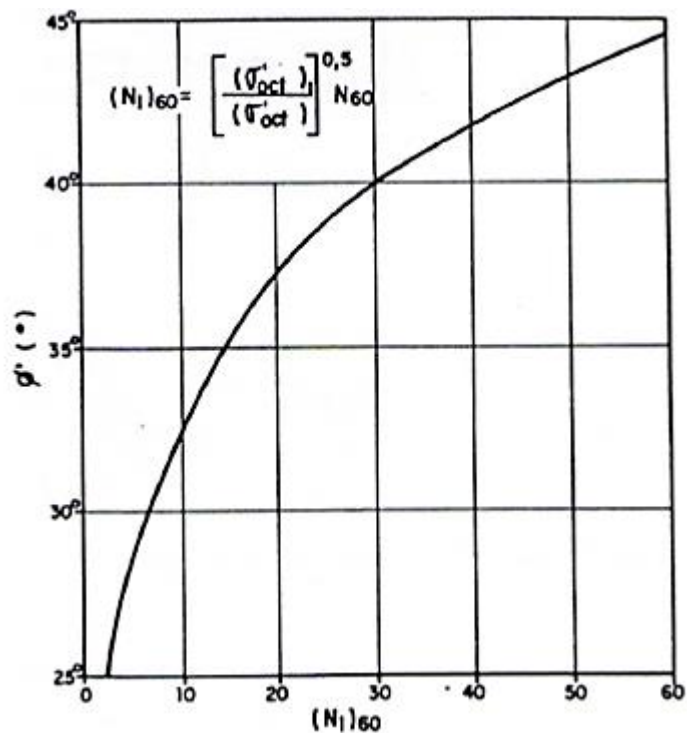
Rodriguez (2013) apud Décourt (1989) correlacionou, através de valores mostrados em seu ábaco, o ângulo de atrito interno e o índice N_{spt60} . Os valores podem ser conferidos através do Quadro 1 e da Figura 25.

Quadro 1: Relação do ângulo de atrito com o índice N_{160} .

$(N_1)_{60}$	ϕ (°)
6,41	30
7,63	31
9,02	32
10,59	33
12,37	34
14,41	35
16,73	36
19,40	37
22,48	38
26,04	39
30,17	40
34,99	41
40,64	42
47,28	43

Fonte: Adaptado de Rodriguez (2013) apud Décourt (1991).

Figura 25: Relação do ângulo de atrito com o índice N_{spt60}



Fonte: Rodriguez (2013) apud Décourt (1991).

Para solos coesivos (solos argilosos), Alonso (2010) sugere uma correlação entre os valores de N_{spt} para encontrar a coesão destes materiais, como mostra o Quadro 2.

Quadro 2: Classificação do solo coesivo.

Argilas	N_{spt}	Coesão c (kPa)
Muito Mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso, 2010.

Com isso, através dos valores de coesão definidos através dos valores de N_{spt} e, fazendo uma correlação com a Equação 22, é possível, também descobrir o ângulo de atrito interno de solos coesivos (VAZ; FIORI; SILVEIRA, 2018).

$$\varphi = \arctang[(c' + \sigma v')/\tau] \quad \text{Equação 22}$$

Ortigão (2007) definiu que argilas normalmente adensadas apresentam correlações para obtenção do ângulo de atrito ϕ' em função dos limites de Atterberg. Sendo assim, também é possível obter esse parâmetro através das seguintes equações:

$$\sin \phi' = 0,82 - 0,24 \log IP \quad \text{Equação 23}$$

$$\sin \phi' = 0,656 - 0,409 \frac{IP}{LL} \quad \text{Equação 24}$$

Além dos parâmetros de ângulo de atrito interno do material e coesão, na falta de ensaios laboratoriais, também é possível obter os parâmetros de peso específico dos materiais estudados a partir dos resultados dos boletins de sondagens.

Com o índice de resistência à penetração, oriundo do ensaio SPT, em função da consistência de solos finos e da compacidade de solos granulares, os Quadros 3 e 4 demonstram estimativas de valores de peso específico dos solos (GODOY, 1972).

Quadro 3: Classificação dos solos finos.

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

Fonte: Godoy, 1972.

Quadro 4: Classificação dos solos granulares.

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Godoy, 1972.

2.5.3.2 Resistência de Maciços Rochosos

A sondagem rotativa, realizada em maciços rochosos, permite a extração de testemunhos e avaliação da qualidade do mesmo. Entretanto, não é possível obter-se uma estimativa direta da resistência destes materiais. Segundo Nogueira (2000), os testemunhos de rocha podem ser submetidos à ensaios de resistência à compressão uniaxial (RCU) quando se desejar obter tal propriedade dos maciços rochosos. Através dos resultados obtidos no ensaio de RCU é possível classificar o material quanto a sua resistência, de acordo com as faixas de valores obtidos. A Tabela 10 apresenta uma indicação da faixa de resistência para diferentes tipos de formações rochosas, juntamente com as faixas de classificação de resistência das mesmas.

A resistência está diretamente relacionada com a mineralogia predominante no maciço rochoso. Desta forma, devido à formação geológica, as rochas podem variar muito as suas resistências devido a maior ou menor presença de um determinado material. A Tabela 11 apresenta a faixa de valores de resistência à compressão e tração para diferentes tipos de rochas,

onde se pode observar que materiais diferentes podem apresentar faixas de variação de resistência similares.

Tabela 10: Classificação do material rochoso quanto à sua resistência.

Classificação da Resistência	Resistência (MN/m²)	Rochas Típicas
Muito Fraca	10-20	Rocha sedimentar pouco compacta alterada
Fraca	20-40	Rocha sedimentar fracamente cimentada, xisto
Resistência média	40-80	Rocha sedimentar competente, algumas rochas ígneas grosseiras de baixa densidade
Forte	80-160	Rocha ígnea competente, algumas rochas metamórficas e arenitos de grão fino
Muito Forte	160-320	Quartzitos, rocha ígnea de grão fino

Fonte: Adaptado de Nogueira (2000) apud Attewell e Farmer (1976).

Tabela 11: Resistência de diferentes tipos de rocha.

Tipo de Rocha	Compressão Uniaxial	Tração
Granito	100-250	7-25
Dolerito	100-350	15-35
Basalto	100-300	10-30
Quartzito	150-300	10-30
Arenito	20-170	4-25
Xisto	2-10	2-10
Calcário	30-250	5-25

Fonte: Adaptado de Nogueira (2000) apud Attewell e Farmer (1976).

2.6 FUNDAÇÕES

Segundo a NBR 6122 – Projeto e execução de Fundações (ABNT 2010), as fundações podem ser divididas como superficiais (rasas ou diretas) ou profundas. Em fundações superficiais “a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”. Neste tipo de fundação utiliza-se sapatas, blocos, radiers, sapatas associadas e sapata corrida.

Já a fundação profunda é caracterizada como “ elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas”. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, que serão abordadas a seguir, e os tubulões. (NBR 6122 (ABNT 2010))

2.6.1 Estacas Sobre Rocha

Estacas moldadas in situ que transpassam um trecho de solo e tem sua ponta ou parte do seu comprimento em rocha, possuem diferentes deformações para mobilizar o atrito no trecho de solo e mobilizar a parcela em contato com a rocha (ponta e/ou fuste) (ANDRZEJEWSKI, 2015). Portanto, indica-se desprezar a parcela de resistência do solo, não somando as resistências nestas condições (VELLOSO LOPES, 2010)

Segundo Andrzejewski (2015), “Nos casos em que a estaca está comprovadamente apoiada sobre um maciço rochoso é comum considerar que toda a carga é absorvida pela base, e adotar um coeficiente de segurança maior”.

2.6.2 Capacidade de Carga

O método Cabral-Antunes, foi apresentado no ano de 2000, durante o 7º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE7). O método prevê a capacidade de carga da estaca em rocha, através da Equação 25. O método considera o fator da qualidade do maciço rochoso e a limpeza da ponta da estaca, onde ocorre o contato estaca-rocha.

$$R = r_p \times A_p + r_L \times U \times \Delta_L \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

R: Capacidade de carga da estaca em rocha

r_p : Resistência de ponta unitária

A_p : Área da ponta da estaca

r_L : Resistência devido ao atrito lateral

U: Perímetro da estaca embutida em rocha

Δ_L : comprimento minimo da estaca embutida na rocha

Para cálculo da resistência de ponta unitária é proposta a seguinte Equação 26:

$$r_p = \beta_p \times \sigma_c \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

β_p : Índice de correlação com tipo da rocha (Tabela 12)

σ_c : Resistência de compressão uniaxial da rocha (Tabela 11)

Tabela 12: Coeficiente de correlação

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Variação	Média
Muito Alterada	0,07 a 0,13	0,1
Alterada	0,24 a 0,36	0,3
Pouco Alterada a Sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Cabral Antunes (2000).

O valor de r_p necessário, deve respeitar às seguintes relações:

$$r_p < 0,40 \times F_{ck} \quad \text{Equação 27}$$

Ou

$$r_p \leq 8,0 \text{Mpa} \quad \text{Equação 28}$$

O cálculo da resistência por atrito lateral é realizado através da Equação 29 ou 30.

$$r_L = \frac{f_{ck}}{15} \quad \text{Equação 29}$$

Ou

$$r_L = 0,035 \times r_p \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do material empregado

$r_L \leq 1,33 \text{Mpa}$.

O comprimento mínimo de embutimento da estaca na rocha é definido pelos autores em função do diâmetro e de um fator multiplicador, que é influenciado pela rocha de apoio e nível de confiança da limpeza da ponta da estaca (Tabela 13).

Tabela 13: Fator multiplicador em relação a limpeza de estaca e qualidade da rocha de apoio.

Nível de Confiança e Qualidade da Rocha	Fator Multiplicador
Não existe dúvidas quanto a limpeza e qualidade da rocha de apoio	$Le = 0,5 \times D$
Possibilidade da qualidade da rocha de apoio inferior à encontrada no final da perfuração	$Le = 1,5 \times D$ se $rp > 30$ Mpa
	$Le = 2,0 \times D$ se $15 \text{ Mpa} < rp < 30 \text{ Mpa}$
Problemas com relação a limpeza e qualidade da rocha de apoio	$Le = 3,0 \times D$ se $rp > 30$ Mpa
	$Le = 4,0 \times D$ se $15 \text{ Mpa} < rp < 30 \text{ Mpa}$

Fonte: Cabral Antunes, 2000.

2.6.3 Eficiência de Grupo de Estacas

Quando as estacas se encontram agrupadas sob um único bloco, atuando próximas umas das outras, faz-se necessário a verificação da eficiência do conjunto em função da interferência de bulbos de tensão (MORAES, 1976).

Para o cálculo da eficiência de um grupo de estacas, um dos métodos mais utilizados é o de Labarre, onde de acordo com Caputo (1983), pode-se utilizar a Equação 31:

$$E = 1 - \phi \left[\frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90mn} \right] \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

E : Eficiência de Grupo (%)

m : Número de filas

n : Número de estacas em uma fila

ϕ : Ângulo cuja tangente é igual a $\frac{d}{s}$ (graus)

d : Diâmetro da estaca (m)

s : Distância da estaca (m)

3 METODOLOGIA

A seguinte parte do trabalho trata da apresentação das informações pertinentes ao projeto de uma obra de contenção em cortina atirantada existente, sendo que tais dados foram necessários para o desenvolvimento do presente trabalho. Todos os documentos consultados e informações necessárias para a análise foram fornecidos pela empresa Autopista Planalto Sul, concessionária responsável por atender toda extensão de 412,7 km da rodovia BR-116, local em que se situa a obra. Este trecho de rodovia faz a conexão entre a capital paranaense à divisa entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Vale ressaltar que esta pista existe desde a década de 40 e que devido a isto, possui pista simples em quase toda sua extensão, o que exigiu a construção de diversas contenções, para garantia da segurança ao longo de ser percurso.

3.1 DESCRIÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

Nos itens a seguir são apresentadas informações referentes à descrição da área de estudo, investigação geotécnica realizada e características da obra em cortina atirantada executada.

3.1.1 Local de Implantação da Obra

O trecho estudado encontra-se na cidade de Monte Castelo, em Santa Catarina, mais precisamente na Rodovia Regis Bittencourt (BR-116), caminho que faz a ligação entre Curitiba e Lages, como mostrado na Figura 26. A Figura 27 mostra a imagem atual de satélite da obra construída.

Figura 26: Mapa de Situação do local de estudo.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

Figura 27: Imagem de satélite da região de estudo.



Fonte: Google Earth, 2019.

A obra teve por objetivo permitir o alargamento do acostamento da pista já existente, em 4,5 metros, entre os Km 108+120 e Km 108+150. Como o terreno é acidentado e não possui espaço para suportar o aterro necessário para alargar a pista, tornou-se inevitável a aplicação de uma obra de contenção. A execução do aterro para o alargamento ocorreu na parte externa do acostamento, como mostrado na Figura 28.

Figura 28: Imagem real do local da obra.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

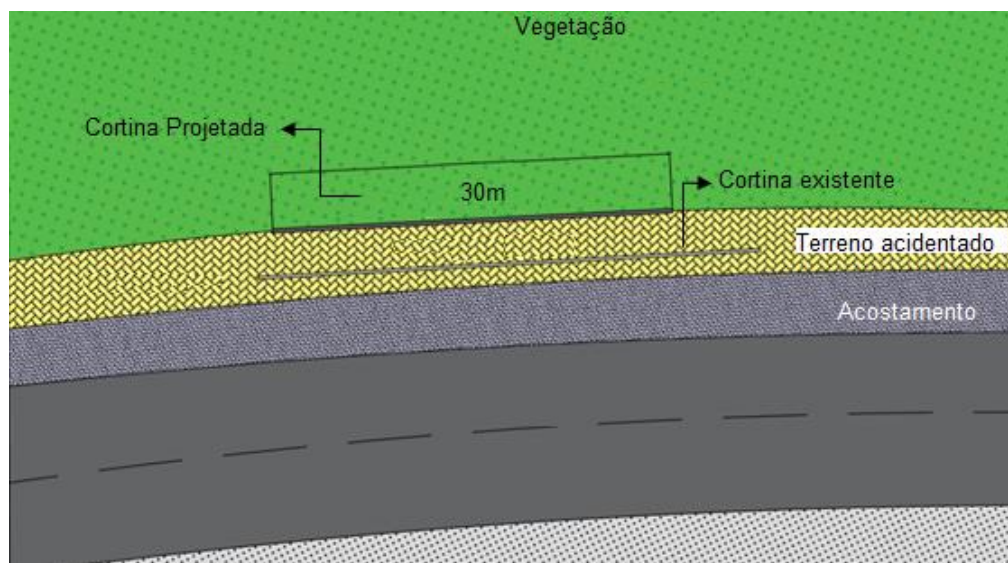
Antes da execução do alargamento citado anteriormente, a via neste trecho era contida por uma cortina atirantada, mas de menor altura, como mostra a Figura 29. Em função da inclinação do terreno natural do local, a nova cortina teve que ser executada com maior altura. A Figura 30 apresenta o posicionamento da cortina nova em relação à cortina antiga. Vale ressaltar que devido a topografia do terreno, as áreas laterais à cortina nova dispõem de espaço para suportar o aterro para o alargamento da pista, sem a necessidade de uma obra de contenção.

Figura 29: Imagem real da antiga cortina atirantada.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

Figura 30: Vista em planta das cortinas



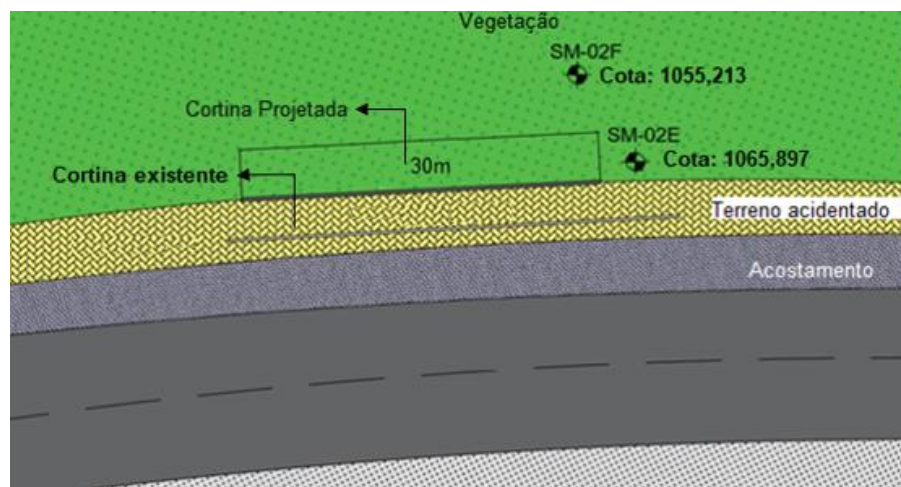
Fonte: Adaptado Planalto Sul, 2015.

3.1.2 Investigação Geotécnica

A região é conhecida por conter a mistura de depósitos de materiais rochosos e coluvionares pertencentes à 3 formações geológicas, chamadas de Bacia do Paraná, Formação do Rio do Rastro e Serra Geral.

A investigação das propriedades geotécnicas da área de estudo foi composta por 2 sondagens mistas (SM-02E e SM-02F), conforme planta de localização apresentada na Figura 31.

Figura 31: Posição em planta dos furos de sondagens.



Fonte: Adaptado de Planalto Sul, 2015.

A sondagem de nome SM-02E está localizada na cota 1065,897m, situando-se mais próximo ao local onde foi executada a nova cortina atirantada. Esta sondagem atingiu uma profundidade de 9,72 metros e os resultados da mesma são mostrados na Tabela 14.

Tabela 14: Resultados da sondagem SM-02E.

SM-02E			
Altura da camada	Nspt	RQD	Material
1	14	-	Argila Siltosa com pedregulhos, marrom clara
2	14	-	Argila Siltosa, marrom clara, rija
3	37	-	Silte arenoso Roxo, compacto
4	-	44%	Arenito Marrom Claro, muito consistente, pouco alterado.
5	-	46%	
6	-	52%	
7	-	60%	
8	-	83%	
9	-	72%	
9,72	-	99%	LIMITE DE SONDAGEM

Fonte: Adaptado de Planalto Sul, 2015.

Distanciando-se do local do eixo de implantação da nova cortina, situado a aproximadamente 10 metros abaixo do furo de sondagem anterior (SM-02E), encontra-se o furo de sondagem SM-02F, conforme resultados mostrados na Tabela 15. Este furo de sondagem atingiu a profundidade de 5,95 metros e é caracterizado pela identificação da presença de rocha rapidamente, logo abaixo do primeiro metro de escavação.

Tabela 15:Resultado da sondagem.

SM-02F			
Altura da camada	Nspt	RQD	Material
1	25/10	-	Silte arenoso, com pedregulhos, Marrom claro, muito compacto
2	-	40%	Arenito, marrom claro, muito consistente, pouco alterado.
3	-	63%	
4	-	75%	
5	-	87%	
5.95	-	99%	

Fonte: Adaptado de Planalto Sul, 2015.

É importante ressaltar que na ocasião em que foram efetuados os furos de sondagem não foi encontrado o nível d'água em nenhum dos locais perfurados.

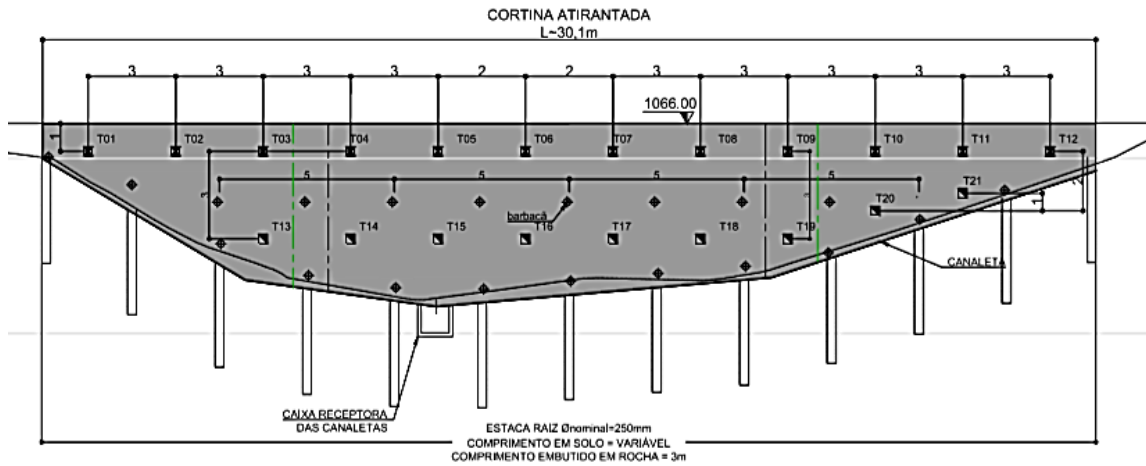
3.1.3 Cortina Atirantada

Face à necessidade do alargamento da pista neste ponto da pista, a solução encontrada pela concessionária foi a implantação de uma nova cortina atirantada, apoiada sobre estacas do tipo raiz, cujos detalhes serão apresentados nos itens a seguir.

3.1.3.1 Aspectos Gerais

Dentre as características gerais da cortina atirantada, destacam-se a altura de 4,7 metros, conforme mostra a Figura 32, apresentando duas linhas de tirantes, totalizando 21 peças, cada um com carga de trabalho fixada em 60 tf, de acordo com o fabricante. Além disso, as 13 estacas raiz executadas possuem diâmetro nominal de 250 mm e embutimento mínimo, especificado em projeto, de 3 metros em rocha. Vale ressaltar que a cota da rodovia e da cortina é a mesma, e se encontram a 1066 m.

Figura 32: Ilustração da cortina.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

O comprimento estimado em projeto para a ancoragem dos tirantes utilizou como parâmetros para dimensionamento os presentes no material de suporte do local, definido pelo boletim de sondagem como sendo um colúvio. Os valores de cada um dos tirantes podem ser verificados na Tabela 16.

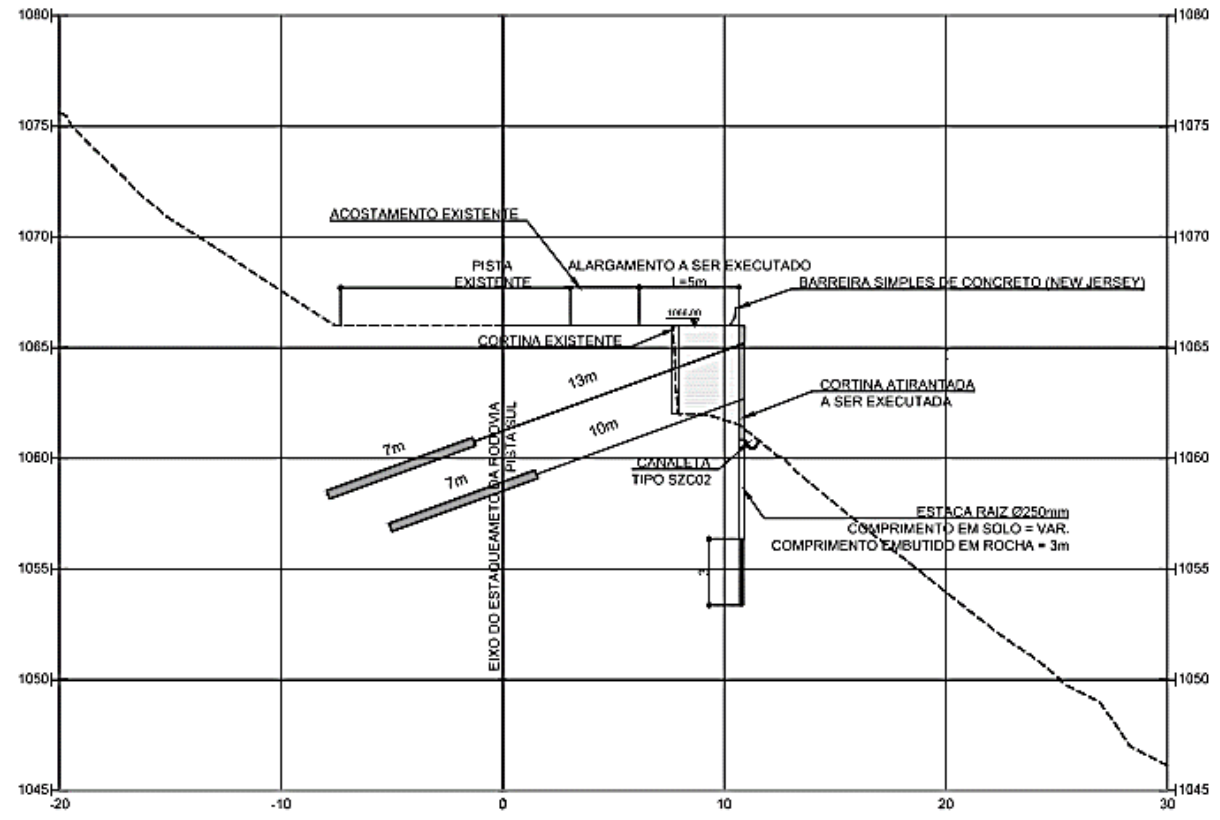
Tabela 16: Descrição dos tirantes.

Tirante	Comprimento Livre [m]	Comprimento Ancorado [m]	Comprimento Total
1	13,00	7,00	20,00
2	13,00	7,00	20,00
3	13,00	7,00	20,00
4	13,00	7,00	20,00
5	13,00	7,00	20,00
6	13,00	7,00	20,00
7	12,50	7,00	19,50
8	12,50	7,00	19,50
9	12,50	7,00	19,50
10	12,50	7,00	19,50
11	12,50	7,00	19,50
12	12,50	7,00	19,50
13	10,50	7,00	17,50
14	10,50	7,00	17,50
15	10,50	7,00	17,50
16	10,50	7,00	17,50
17	10,50	7,00	17,50
18	10,50	7,00	17,50
19	10,50	7,00	17,50
20	13,00	7,00	20,00
21	13,00	7,00	20,00

Fonte: Adaptado de Planalto Sul, 2015.

A seção mostrada na Figura 33, retrata a cortina previamente construída, juntamente com a disposição, comprimento e ancoragem das duas linhas de tirantes utilizados na nova cortina. Ainda é possível visualizar o perfil topográfico da região, juntamente com a localização da pista de rolamento e o alargamento de acostamento previsto.

Figura 33: Cortina previamente construída.



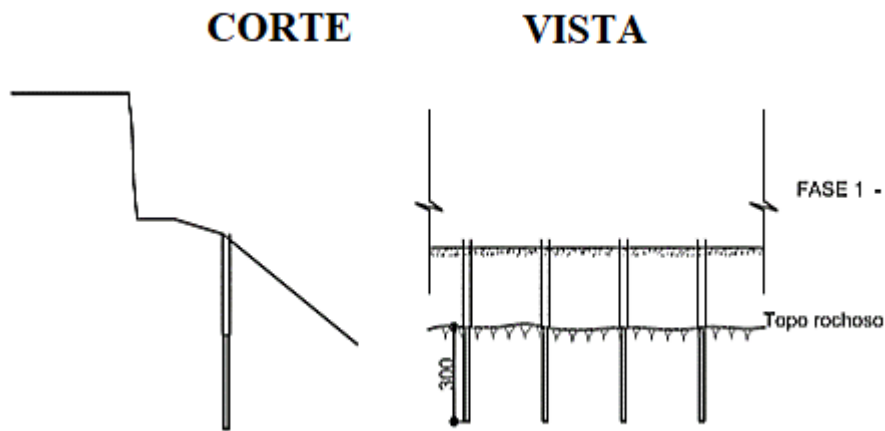
Fonte: Planalto Sul, 2015.

3.1.3.2 Fases Construtivas

O método executivo adotado para a nova cortina atirantada seguiu, basicamente, 8 fases.

A fase 1 compreendeu a realização da fundação da estrutura, composta por estacas raiz embutidas em rocha, conforme mostra a Figura 34. Os materiais utilizados compreendem concreto com f_{ck} 20 Mpa, aço CA-50 para as armaduras e consumo mínimo de cimento de 600 kg/m^3 .

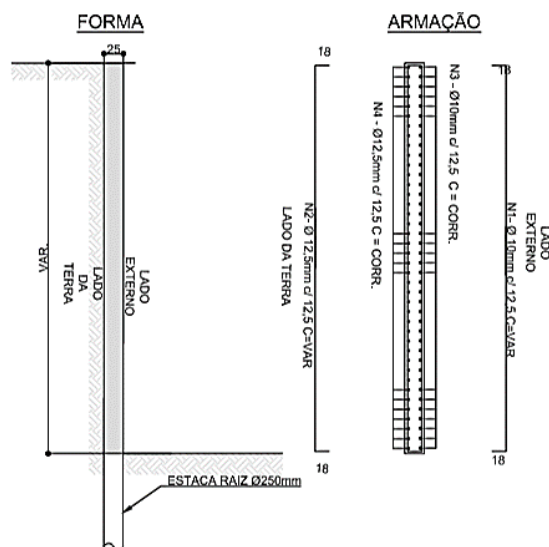
Figura 34: Fundação da estrutura.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

Após a construção da fundação foi iniciada a fase 2, que consistiu na perfuração e inserção da primeira linha de tirantes e, injeção do aglutinante no maciço. Em seguida, na fase 3, foi realizado o levantamento da parede de concreto armado que serviu como suporte para ancoragem dos tirantes executados. Vale ressaltar que o concreto utilizado para a construção possuía fck de 30 Mpa e relação água cimento de 0,55. Para a armadura foram utilizados aço CA-50, onde suas bitolas e comprimentos são detalhados na Figura 35.

Figura 35: Bitolas e comprimentos.

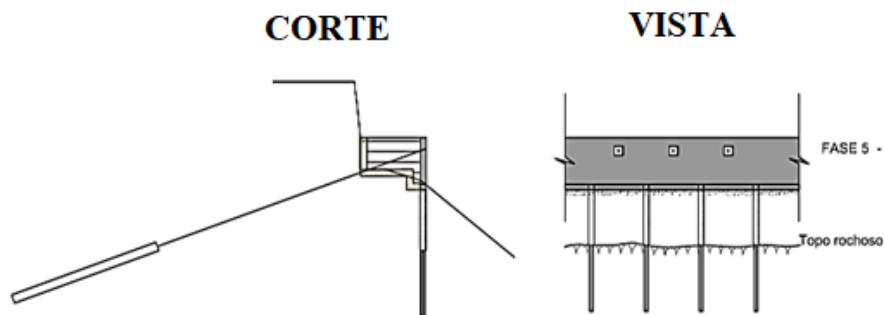


Fonte: Planalto Sul, 2015.

Com a finalização do muro de concreto armado foi possível dar início ao aterramento do vão criado juntamente com a construção do filtro de areia no tardo do muro, chamada de fase 5.

Na fase 6 foi onde ocorreu a incorporação do tirante à parede de concreto armado, recebendo uma proteção inicial de 50% da carga de trabalho, previamente estabelecida. Esta etapa é mostrada na Figura 36.

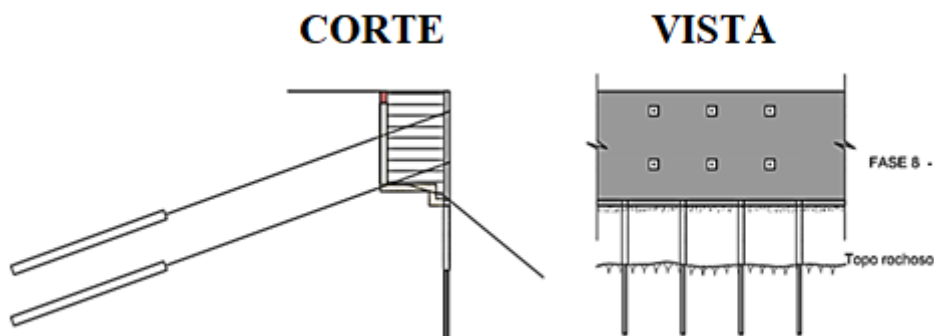
Figura 36: Incorporação do tirante à parede de concreto armado.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

A partir dessa última fase repetiram-se as etapas iniciais, inserindo-se uma nova linha de tirantes, aumentando a altura da parede de concreto armado, realizando o aterro e incorporando o tirante à parede, até a obtenção da cota final de projeto. Na fase final foi realizada a protensão integral de ambas as linhas de tirantes, ilustradas na Figura 37, finalizando a obra.

Figura 37: Protensão do tirante.



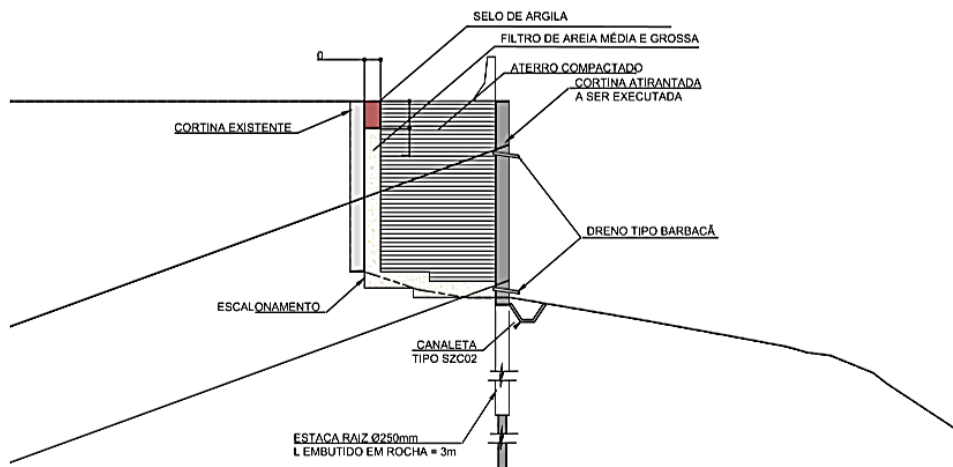
Fonte: Planalto Sul, 2015.

3.1.4 Drenagem

Com o intuito de garantir a drenagem da cortina, foram utilizados barbacãs, canaletas, caixas receptoras e colchão filtrante. Não foram utilizados os DHPs pois durante a execução das sondagens o nível de água encontrava-se abaixo da área de construção da cortina atirantada, parecendo incoerente o fato de que em alguma situação o nível d'água atingisse a cota da construção.

Um colchão drenante, constituído por areia média e grossa, foi instalado no tardo da cortina. Contudo, visando impedir a entrada de agentes contaminantes no interior do filtro de areia, realizou-se a vedação superior usando uma camada de argila (Figura 38), selando o local. Também é possível notar o aterro compactado que preenche o vão entre a cortina existente e a posição da nova cortina.

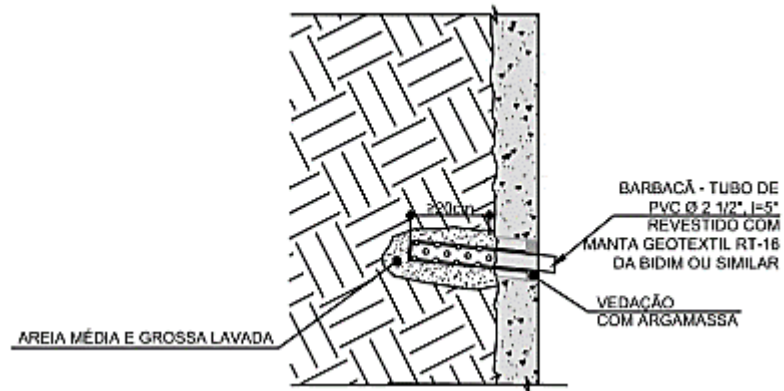
Figura 38: Drenagem executada na obra.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

Além disso, para dissipar a água advinda das chuvas que adentrarem o interior da estrutura, foram utilizados barbacãs, que foram inseridos na parede de concreto armado e revestidos com mantas geotêxteis, capazes de absorver a água inserida na estrutura e conduzir para fora do sistema. É importante ressaltar que o dispositivo foi executado com uma inclinação de no mínimo 2%, para garantir o escoamento da água, como mostra a Figura 39.

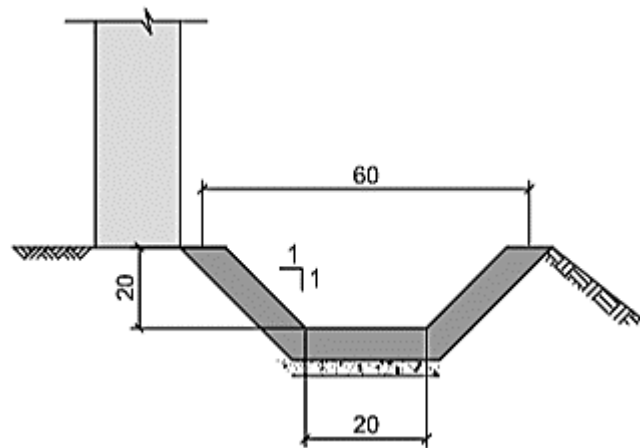
Figura 39: Ilustração da inclinação do barbacã



Fonte: Planalto Sul, 2015.

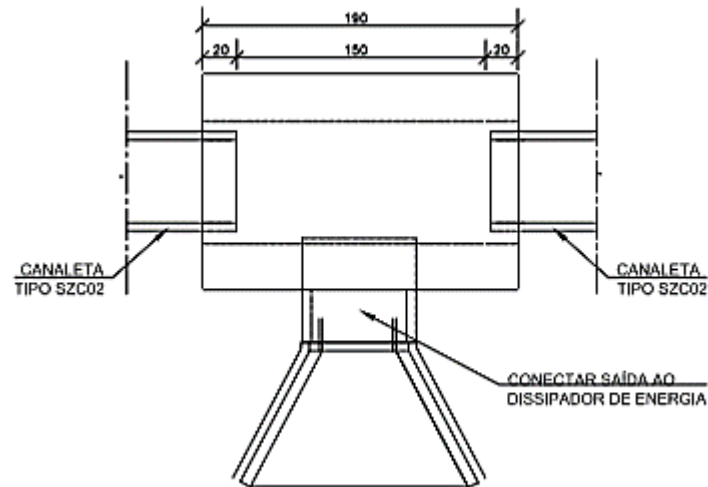
Além dos barbacãs, para garantir o direcionamento correto das águas das chuvas nas proximidades da estrutura foram instaladas canaletas trapezoidais do tipo SZC02 no pé da cortina, em toda a extensão da mesma, como mostrado na Figura 40. Estes dispositivos visam conduzir a água até a caixa receptora (Figura 41), responsável por guiar as águas recebidas das canaletas até o dissipador de energia.

Figura 40: Detalhe das Canaletas trapezoidais executadas.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

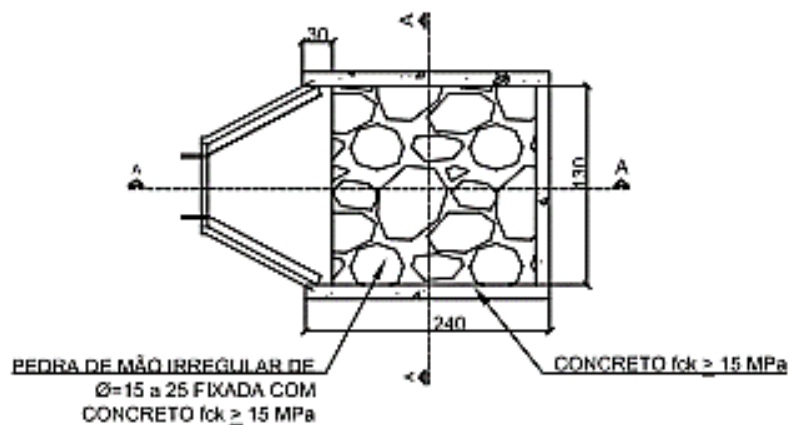
Figura 41: Detalhes da caixa receptora da obra.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

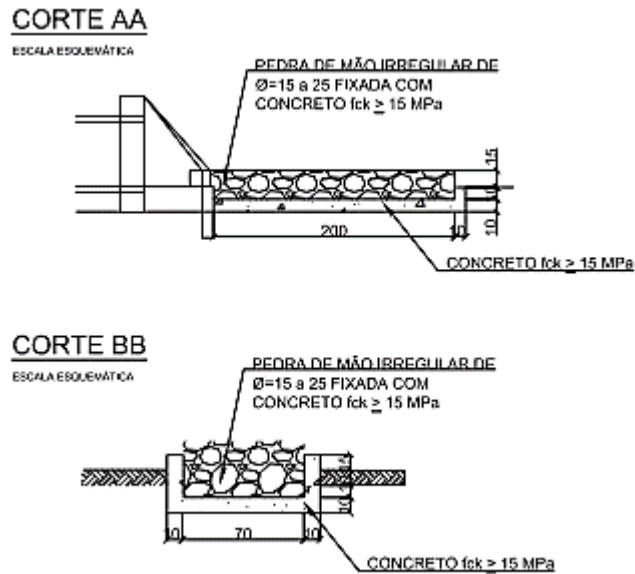
O dissipador de energia, implantado na obra, consiste em uma área composta por pedras de mão irregulares, compreendendo diâmetros de 15 a 25 cm, fixadas com concreto com fck mínimo de 15 Mpa. O detalhe das dimensões em planta e em corte do dissipador implantado podem ser conferidos nas Figuras 42 e 43, respectivamente.

Figura 42: Detalhe em planta do dissipador de energia implantado.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

Figura 43: Detalhe em corte do dissipador de energia implantado.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

3.1.5 Fundações

As fundações da cortina atirantada em estudo, são constituídas por estacas raíz, com embutimento em rocha. A Tabela 17 apresenta os comprimentos totais de todas as estacas, composto pelo comprimento em solo e o comprimento embutido em rocha. Nota-se que a estaca de número 8 apresenta profundidade total bastante superior às demais. Segundo o boletim executivo, isto socorreu pois no momento em que ocorria a perfuração do solo, não foi encontrada rocha na cota esperada em projeto, sendo que, durante a perfuração para instalação desta estaca, encontrou-se solo até a profundidade de 5,90 m e na sequência, uma rocha muito alterada, cujas características de suporte não foram consideradas suficientemente boas para a ancoragem da fundação. Dessa forma, continuou-se a perfuração até a profundidade em que o material encontrado fosse tal como previsto em projeto, garantindo-se a especificação mínima de 3 metros de embutimento na rocha. Esta situação evidencia a alta heterogeneidade das condições geotécnicas da região.

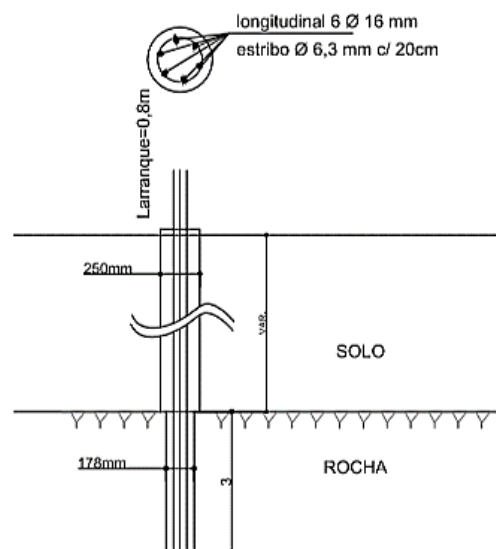
Tabela 17: Comprimentos das estacas implantadas.

Estaca	Comprimento em solo [m]	Comprimento em Rocha [m]	Comprimento Total [m]
1	5,00	3,00	8,00
2	5,00	3,00	8,00
3	7,00	3,00	10,00
4	6,00	3,00	9,00
5	5,90	3,00	8,90
6	6,00	3,00	9,00
7	6,00	3,00	9,00
8	16,00	3,00	19,00
9	4,00	5,20	9,20
10	4,00	5,30	9,30
11	6,00	3,00	9,00
12	6,00	4,00	10,00
13	6,00	4,00	10,00

Fonte: Adaptado de Planalto Sul, 2015.

As estacas raiz foram dimensionadas e armadas para suportar uma carga de 50 tf, sendo que o diâmetro nominal executado foi de 250 mm para o comprimento em solo, e 178 mm para o comprimento embutido em rocha. O detalhe da armadura juntamente com a quantidade de barras, bitola do aço usado e espaçamento entre estribos pode ser conferido na Figura 44.

Figura 44: Detalhamento da armadura das estacas raiz.



Fonte: Planalto Sul, 2015.

3.1.5.1 Dimensionamento do Embutimento em Rocha

Para o cálculo do embutimento necessário em rocha foi empregada uma correlação empírica publicada por Dirceu Velloso em 1997, onde evidencia-se que o atrito lateral é função da resistência a compressão simples cotejado com a resistência do concreto, gerando uma relação para a resistência lateral mostrada na Equação 32 a seguir.

$$q = 2\% \times fck \quad \text{Equação 32}$$

Portanto, segundo a NBR 6122 (ABNT 2010), o fck mínimo para concretos utilizados na construção de estacas raiz é de 20 Mpa, tem-se $q = 0,4 \text{ Mpa}$ ou $4,0 \text{ Kgf/cm}^2$. Assim sendo, apresenta-se a Equação 33 necessária para descobrir o comprimento de embutimento em rocha.

$$L = \frac{P}{\pi \times D \times q} \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

L: Comprimento mínimo embutido em rocha (m)

P: Carga de trabalho (tf)

D: Diâmetro da estaca embutida em rocha (m)

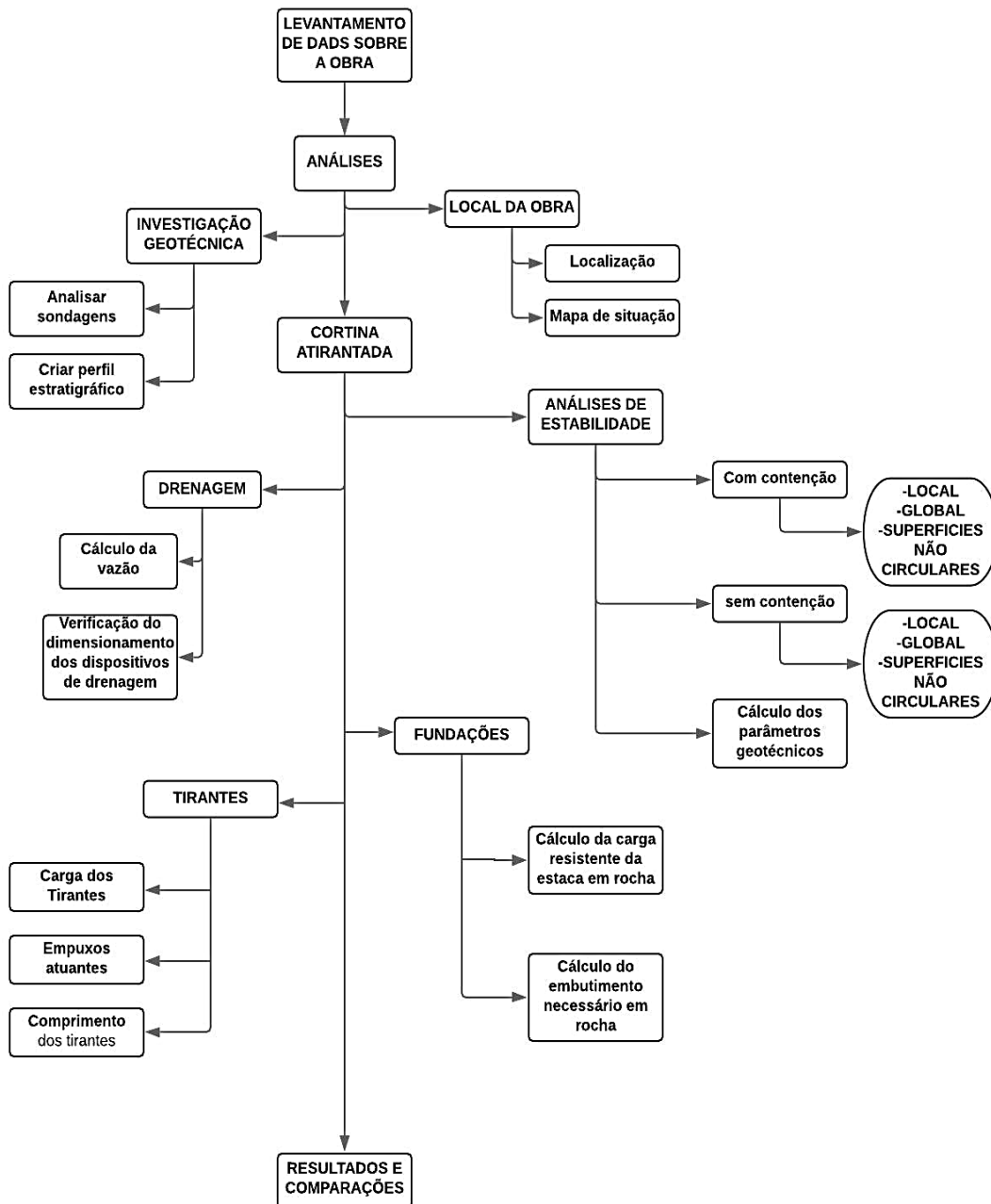
q: Tensão admissível na rocha (tf/m²)

3.2 METODOLOGIA DE ESTUDO E ANÁLISE DO PROJETO E EXECUÇÃO DA CORTINA

Primeiramente fez-se o levantamento dos dados da obra em questão, para assim dar inícios às análises. Com o auxílio das sondagens foi possível traçar o perfil estratigráfico do terreno e conhecer o tipo de solo estudado. Analisou-se a estabilidade da cortina com contenção e sem contenção e fez-se os cálculos dos parâmetros geotécnicos. Verificou-se a metodologia de drenagem aplicada, para julgar se a metodologia definida em projeto era suficiente para resistir a vazão de água. Nas fundações foram realizados cálculos das cargas resistentes da estaca em rocha e o cálculo de embutimento necessário. Para os tirantes calculou-se a carga dos tirantes, os empuxos atuantes e os comprimentos dos tirantes.

O Fluxograma 1 apresenta a metodologia de pesquisa adotada para o presente trabalho, além disso, retrata a sequência das análises efetuadas, com base nos dados levantados e descritos anteriormente.

Fluxograma 1: Metodologia de Pesquisa.



Fonte: Autoral, 2019.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão mostrados os cálculos e análises efetuadas, referentes ao dimensionamento e execução da cortina atirantada, objeto de estudo deste trabalho. Os resultados encontrados serão comparados com as informações de projeto, discutindo-se eventuais diferenças e considerações de cálculo.

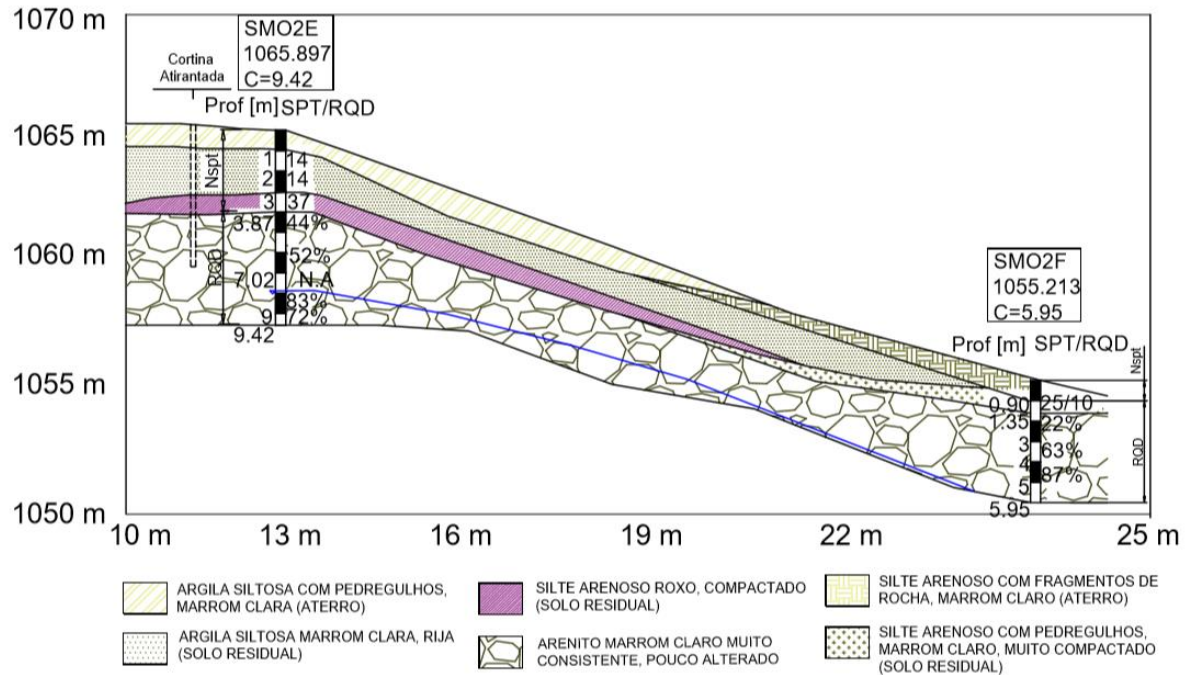
4.1 ANÁLISE GEOTÉCNICA

4.1.1 Definição do perfil estratigráfico da área

Com base nos resultados dos dois furos de sondagem executados na área de implantação da cortina, foi possível definir-se o perfil estratigráfico do local, como mostrado pela Figura 45. Juntamente com as informações exibidas nos boletins de sondagem, a Figura 45 apresenta o posicionamento da cortina executada, com a representação da respectiva cota de implantação em relação ao início dos furos de sondagem. De modo geral, a região caracteriza-se, basicamente, por conter uma camada superficial de aterro, que através dos boletins de sondagem foi identificada ora como argila siltosa com pedregulhos, marrom clara no furo SM-02E e outrora como silte arenoso, com fragmentos de rocha, marrom clara no furo SM-02F. Na camada seguinte encontrada no furo SM-02E existe uma faixa de aproximadamente 3 metros de espessura que é constituída por dois materiais distintos, caracterizados como argila siltosa, rija, marrom clara e silte arenoso, compacto, roxo, ambos definidos pela sondagem como solo residual. Já no furo SM-02F encontraram-se uma camada delgada de aproximadamente 40 centímetros de silte arenoso, com pedregulhos, marrom claro que também foi caracterizado como solo residual pela equipe responsável pela sondagem. Todos estes materiais encontram-se depositados acima de uma camada espessa de arenito marrom claro, pouco alterado e muito consistente, apresentando segmentos com baixo, médio e alto grau de faturamento. O furo SM-02E apresenta uma camada de aproximadamente 3,5 metros de arenito muito fraturado que logo em seguida, a uma profundidade de 7 metros, apresenta baixo grau de fratura. Porém no furo SM-02F a camada de rocha apresenta em toda sua espessura atendida pela sondagem pouco ou médio fraturamento. Os dois furos de sondagem foram até o limite de operação, finalizando a

sondagem em 9,42 metros no caso do furo SM-02E e 5,95 metros no furo SM-02F. Ambos os furos não encontraram o nível do lençol freático na ocasião da sondagem.

Figura 45: Perfil estratigráfico do solo.



Fonte: Autoral, 2019.

4.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para as avaliações do projeto, fazem-se necessários diversos parâmetros referentes tanto ao solo, quanto do maciço rochoso, identificados no perfil estratigráfico da área, conforme demonstrado no item anterior (4.1) deste trabalho. A avaliação teve início com a estimativa dos parâmetros de resistência dos materiais, necessários para a análise de estabilidade. Estes parâmetros constituem-se no ângulo de atrito e coesão para o caso dos solos e da RCU para o caso das rochas.

Como a sondagem em questão apresentou um perfil bastante heterogêneo optou-se por fazer análises distintas de cada camada de material, adotando-se metodologias distintas na estimativa de parâmetros. A pequena camada de material silte arenoso constitui-se num solo com características que o fazem se comportar ora como solo granular, ora como solo coesivo. Neste trabalho optou-se por realizar a análise de estabilidade desta camada considerando-a como um material de comportamento granular. Sendo assim, estimou-se um valor do ângulo de

atrito para a camada composta por silte arenoso, através das equações 19 e 20, advindas de Skempton e Mello, apresentadas anteriormente no capítulo 2.5.3.1 deste trabalho. Utilizou-se o Quadro 1 apresentado por Rodriguez (2013) apud Décourt (1991), mostrado também no capítulo 2.5.3.1, que correlaciona o N_{60} com valores do ângulo de atrito interno de solos granulares. Para utilizar as equações anteriores é necessário definir o peso específico do material. Para isso usou-se o Quadro 4 de Godoy (1972) mostrado no capítulo 2.5.3.1, onde para um N_{spt} igual a 37 e considerando o material sem a presença de água, o valor estimado é de 18 kN/m^3 . Os resultados das equações podem ser visualizados na Tabela 18 a seguir.

Tabela 18: Parâmetros utilizados para cálculo do ângulo de atrito da camada de silte arenoso

Material	Prof [m]	Nspt60	γ [kN/m^3]	σ_v ($\gamma \cdot h$)	Dr [%]
Silte Arenoso Roxo	3,3	44,4	18	59,4	1,01

A partir do resultado da densidade relativa e aplicando na Equação 20, chega-se a um ângulo de atrito interno igual a 56° . Valor considerado alto para um silte comportando-se como areia. No entanto, a partir do Quadro 1, utilizando-se N_{160} igual ao N_{60} , têm-se uma estimativa do ângulo de atrito na ordem de 42° , valor mais coerente com o material estudado. Neste caso, considerou-se apenas a contribuição do atrito, sendo considerada a coesão nula.

Para o caso da camada de argila siltosa, considerou-se a camada como um material fino, com resistência dependente unicamente da coesão do material. A definição deste parâmetro é difícil de ser obtida a partir dos resultados de ensaios de campo disponíveis. Sendo assim, foram usados os valores ilustrados no Quadro 2, de Alonso (2010), onde para um N_{spt} de 14, o intervalo de valores indicados encontra-se entre 50 à 100 Kpa. Para fim de análises, foi adotado o valor mínimo do intervalo para todas as camadas, visto que o intervalo compreende valores de grande magnitude.

Por falta de maiores informações, este valor de coesão também foi adotado para as camadas superficiais de argila siltosa com pedregulhos, caracterizada como aterro, no perfil estratigráfico (Figura 45), para o aterro executado para o alargamento da pista, nas proximidades da cortina e também para o material movimentado presente no espaço anterior à pista de rolamento (colúvio). Salienta-se que o aterro executado foi considerado com as mesmas propriedades, pois considerou-se que o próprio material superficial presente na área foi utilizado para este fim.

É importante destacar o fato de que como foram adotados valores altos para a coesão, optou-se por considerar a resistência destes solos dependente apenas deste parâmetro. Isto se

dá pelo fato de o parâmetro ser de difícil obtenção através de correlações e o de autor não dispor de ensaios laboratórios para a caracterização dos materiais.

Além dos parâmetros de resistência, as análises necessitam do valor do peso específico do material das camadas mais superficiais de solos finos, sendo utilizadas para tanto, os valores do Quadro 3 de Godoy (1972) apresentado no capítulo 2.5.3.1 no referencial teórico deste trabalho, sendo que para um N_{spt} apresentado de 14, o peso específico correspondente é 19 kN/m^3 .

Dirigindo-se para a camada subjacente de arenito, tornou-se necessário definir o valor de RCU. Para tanto, foram utilizados como referência os valores mostrados na Tabela 11, provenientes de Nogueira (2000) apud Attewell e Farmer (1976), mostrada no capítulo 2.5.3.2. Dessa forma, para o material arenito o limite correspondente para resistência à compressão é de 20 a 170 MPa. Como o material apresenta uma camada de mais de 3 metros de espessura com alto grau de fratura, optou-se por utilizar o valor mínimo de 20 MPa para as análises.

Para as análises do arenito necessita-se definir propriedades relacionadas ao método de ruptura para rochas. Neste trabalho optou-se por utilizar o critério de ruptura de Hoek & Brown, para o qual é necessário definir constantes denominadas de “mb”, “s” e “a”, que são coeficientes constituintes do critério e que dependem da composição, estrutura e condição das superfícies do maciço rochoso. Esses valores podem ser observados na Tabela 19 a seguir. Os parâmetros foram definidos adotando a estrutura como fraturada, visto que essa característica é confirmada pela sondagem e, com condição das paredes muito ruins, mirando analisar o pior caso possível.

Tabela 19: Coeficientes do método de ruptura Hoek & Brown.

MÉTODO DE HOEK & BROWN			CONDIÇÃO DAS PAREDES				
			MUITO BOM	BOM	REGULAR	RUIM	MUITO RUIM
ESTRUTURA	FRATURADO	mb	0.6	0,4	0.26	0.16	0.08
		s	0.190	0.062	0.0015	0.003	0.0004
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		Em	75	40	20	9	3
		v	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25
		GSI	85	75	62	48	34
	MUITO FRATURADO	mb	0.4	0.29	0.16	0.11	0.07
		s	0.062	0.021	0.003	0,001	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
		Em	40	24	9	5	2.5
		v	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
		GSI	75	65	48	38	25
	FRATURADO COM VEIOS	mb	0,24	0.17	0.12	0.08	0.06
		s	0.012	0.004	0.001	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
		Em	18	10	6	3	2
		v	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
		GSI	60	50	40	30	20
	TRITURADO	mb	0,17	0.12	0.08	0.06	0.04
		s	0.004	0.001	0	0	0
		a	0.5	3	0.5	0.55	0.6
		Em	10	6	3	2	1
		v	0.25	0.25	0.3	0.3	0.3
		GSI	50	40	30	20	10

Fonte: Adaptado de Ferreira (2004) apud Hoek & Brown (1994).

Na Tabela 20 a seguir constam todos os materiais, incluindo as camadas siltosas que se comportam, nestas análises, como solo granular e como solo coesivo, juntamente com os parâmetros geotécnicos alcançados com o auxílio da literatura técnica especializada.

Tabela 20: Parâmetros geotécnicos estimados

PARÂMETROS CALCULADOS							
MATERIAL	γ	c (kN/m ²)	\emptyset (°)	RCU* (MPa)	Mb	s	a
ATERRO COMPACTADO	19	50	-	-	-	-	-
ATERRO	19	50	-	-	-	-	-
SOLO RESIDUAL COESIVO	21	50	-	-	-	-	-
SOLO RESIDUAL GRANULAR	18	-	42				
COLUVIO	19	50	-	-	-	-	-
ARENITO	20	-	-	20	0,08	0,0004	0,50

Fonte: Autoral, 2019.

A critério de comparação, apresentam-se na Tabela 21 os parâmetros efetivamente adotados no projeto da cortina, para cada um dos materiais do perfil estratigráfico. destetais parâmetros foram tomados com base na experiência do projetista em trabalhar com o material encontrado na região estudada, bem como, embasamento teórico a partir de referências da literatura nacional e internacional. .

Tabela 21: Parâmetros usados para o dimensionamento da cortina atirantada.

PARÂMETROS							
MATERIAL	γ	c (kN/m ²)	\emptyset (°)	RCU* (MPa)	mb	s	a
ATERRO COMPACTADO	18	20	25	-	-	-	-
ATERRO	10	10	25	-	-	-	-
SOLO RESIDUAL	18	20	30	-	-	-	-
COLUVIO	19	5	30	-	-	-	-
ARENITO	20	-	-	50	1,07	0,004	0,52

Fonte: Adaptada de Planalto Sul, 2015.

Verifica-se que todos os parâmetros adotados no projeto se basearam na consideração da resistência dos materiais, dependente da combinação do ângulo de atrito e coesão. Além disso, um fato notório é a escolha do projetista em adotar o solo caracterizado como residual, como um material granular único, sem a distinção entre as camadas mais argilas e mais siltosas. Além disso, nota-se que a resistência à compressão uniaxial adotada para o arenito em projeto foi inferior à estimada neste trabalho, além do projetista considerar o maciço como sendo de melhor qualidade.

Os resultados obtidos utilizando-se os parâmetros estimados e os parâmetros de projeto, em termos de fator de segurança quanto à estabilidade, podem ser conferidos no item seguir.

4.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Segundo a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT 2009), “todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para suportar além dos esforços provenientes do solo uma sobrecarga acidental mínima de 20 KPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado”. Vale ressaltar que projetos dimensionados para cargas menores que a mínima definida pela norma devem ser devidamente justificadas pelo engenheiro responsável.

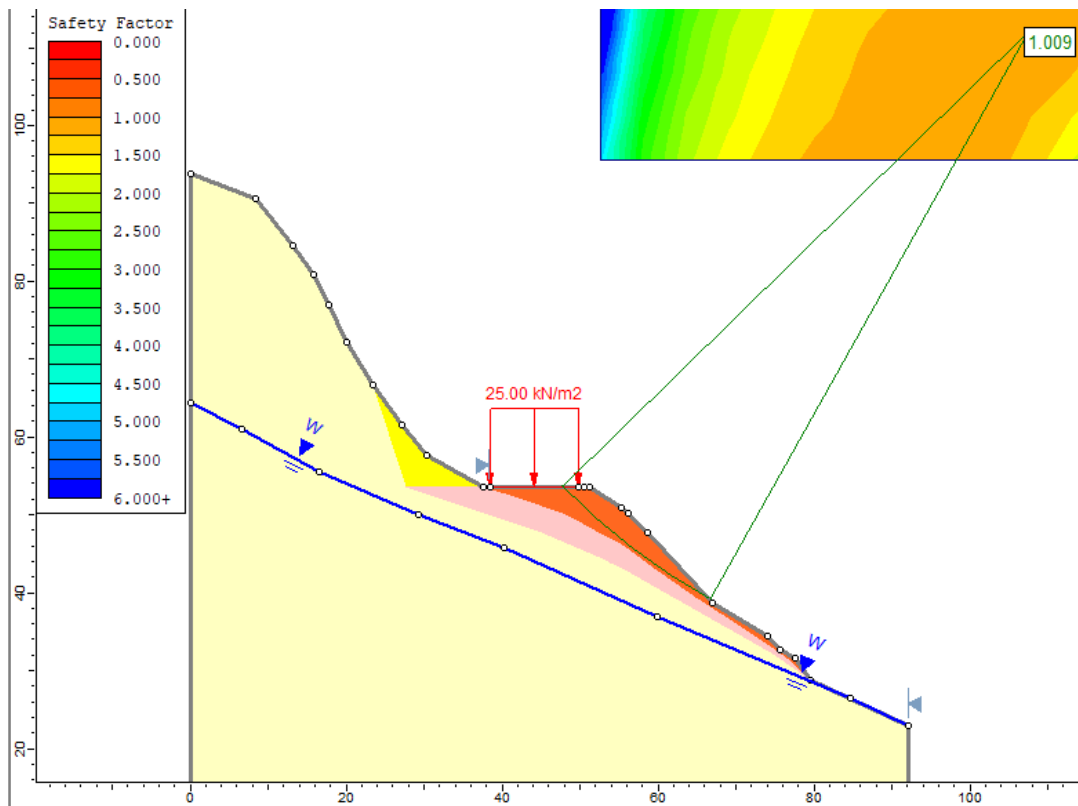
O fator de segurança é diretamente proporcional a resistência ao cisalhamento do material presente no talude, porém para casos onde a variabilidade de materiais naturais é elevada a segurança pode sofrer reduções significativas, aumentando a probabilidade de ocorrência de rupturas. A norma recomenda ainda que o fator de segurança varie em função do risco de vidas humanas, possibilidade de danos materiais e ao meio ambiente (NBR 11682 (ABNT 2009)).

Para o caso de projeto de estruturas ancoradas o dimensionamento deve atender a verificação estrutural das peças constituintes, aos parâmetros pré-definidos pela NBR 5629 (ABNT 2006) para os elementos de reforços e aos fatores de segurança definidos por essa norma (NBR 11682 (ABNT 2009)).

Com o auxílio da versão de testes do *software* Slide 6.0, desenvolvido e distribuído pela empresa canadense Rocscience, foi possível desenvolver e realizar análises de estabilidade do talude presente na região estudada, obtendo-se os valores dos fatores de segurança para as condições avaliadas.

A princípio, para justificar a necessidade de uma obra de contenção foram realizadas análises utilizando como base apenas o boletim de sondagem das investigações geotécnicas, o qual serviu como auxílio para estimar um perfil estratigráfico da região, anteriormente à construção da primeira obra de contenção e, sem o alargamento de pista previsto. Empregaram-se os mesmos parâmetros geotécnicos adotados pelo projetista, a fim de simular a análise feita pelo mesmo. A Figura 46 demonstra o menor valor de fator de segurança obtido nesta análise. É importante destacar que o carregamento de 25 kN/m² aplicado ao longo da pista foi utilizado para todas as análises, representando a força resultante do movimento dos veículos ao longo da área da rodovia.

Figura 46: Análise de estabilidade local sem emprego de obra de contenção.

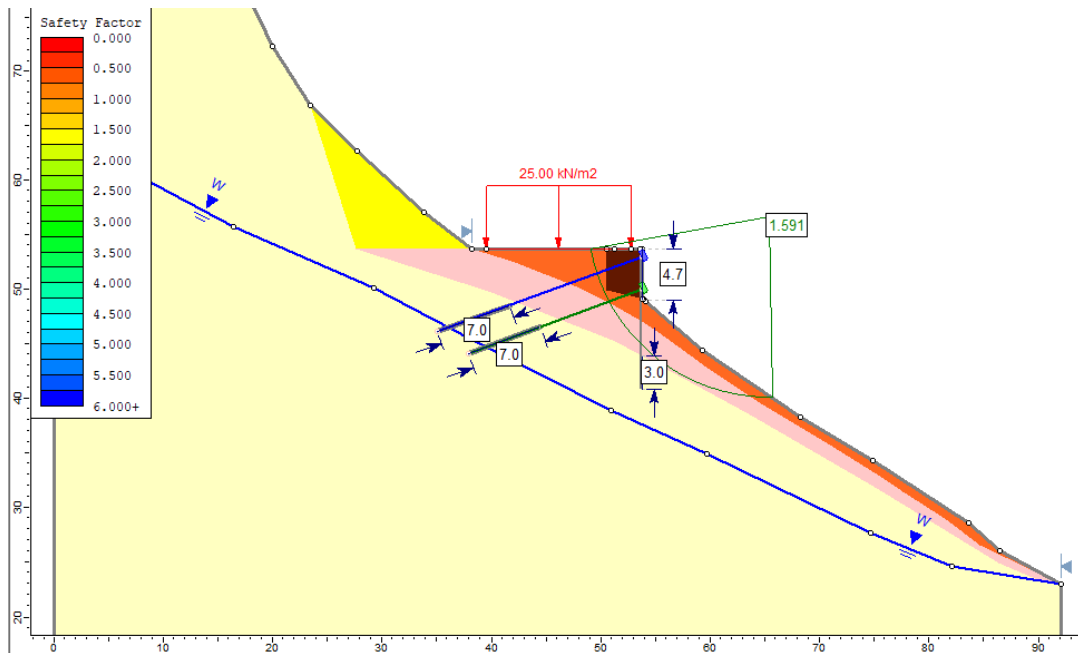


Fonte: Autoral, 2019.

O fator de segurança encontrado foi de 1.009, resultado considerado insatisfatório segundo a ABNT/NBR 11682. Com isso, torna-se necessário o emprego de uma obra de contenção.

Buscando o fator de segurança necessário, realizou-se uma série de análises usando o dimensionamento da obra de contenção conforme projeto, assim como os parâmetros geotécnicos adotados pelo projetista (Tabela 21). Dessa forma, foram realizadas análises de estabilidade local, global e de superfície não circular como demonstrado nas Figuras 47, 48 e 49, respectivamente.

Figura 47: Análise de estabilidade local.

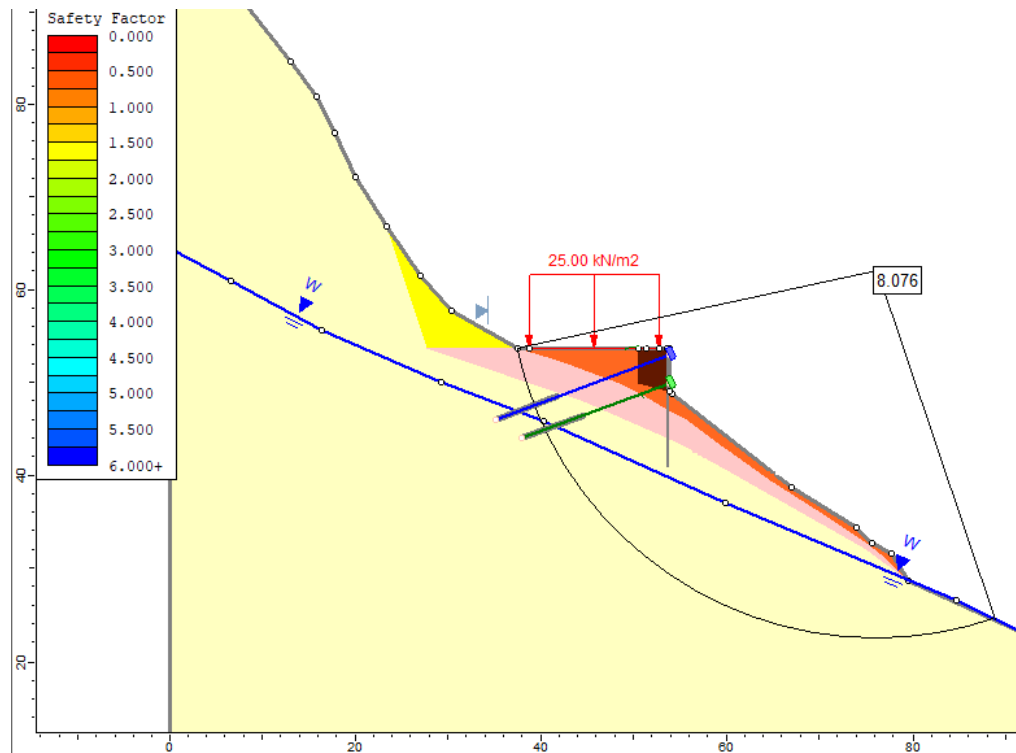


Fonte: Autorial, 2019.

Nota-se que o comprimento de ancoragem dos tirantes adotado nas análises foi de 7 metros, assim como o embutimento de 3 metros das estacas raiz na rocha, conforme informações do projeto executado. O fator de segurança obtido foi de 1,591, valor considerado satisfatório segundo as ABNT/NBR 11682 e 5629.

A Figura 48 mostra o menor fator de segurança obtido em uma análise de estabilidade global da estrutura. O fator de segurança obtido mostra-se muito superior ao necessário segundo a norma, apresentando um valor de 8,076. Isso se dá devido ao arenito possuir alta resistência, garantindo uma base sólida para construção da obra.

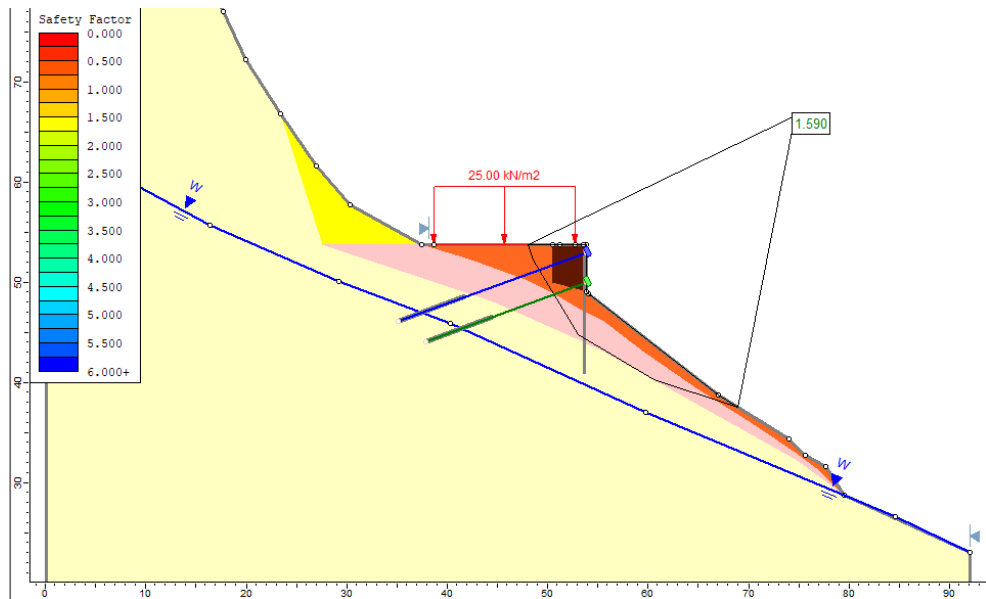
Figura 48 Análise de estabilidade global.



Fonte: Autoral, 2019.

Além disso, foram consideradas superfícies não circulares na análise de estabilidade. O resultado do fator de segurança obtido é muito semelhante ao encontrado para a análise de estabilidade local, o que o classifica como satisfatório para atender os requisitos mínimos da norma. A Figura 49 ilustra a superfície analisada.

Figura 49 Análise de estabilidade de superfície não circulares

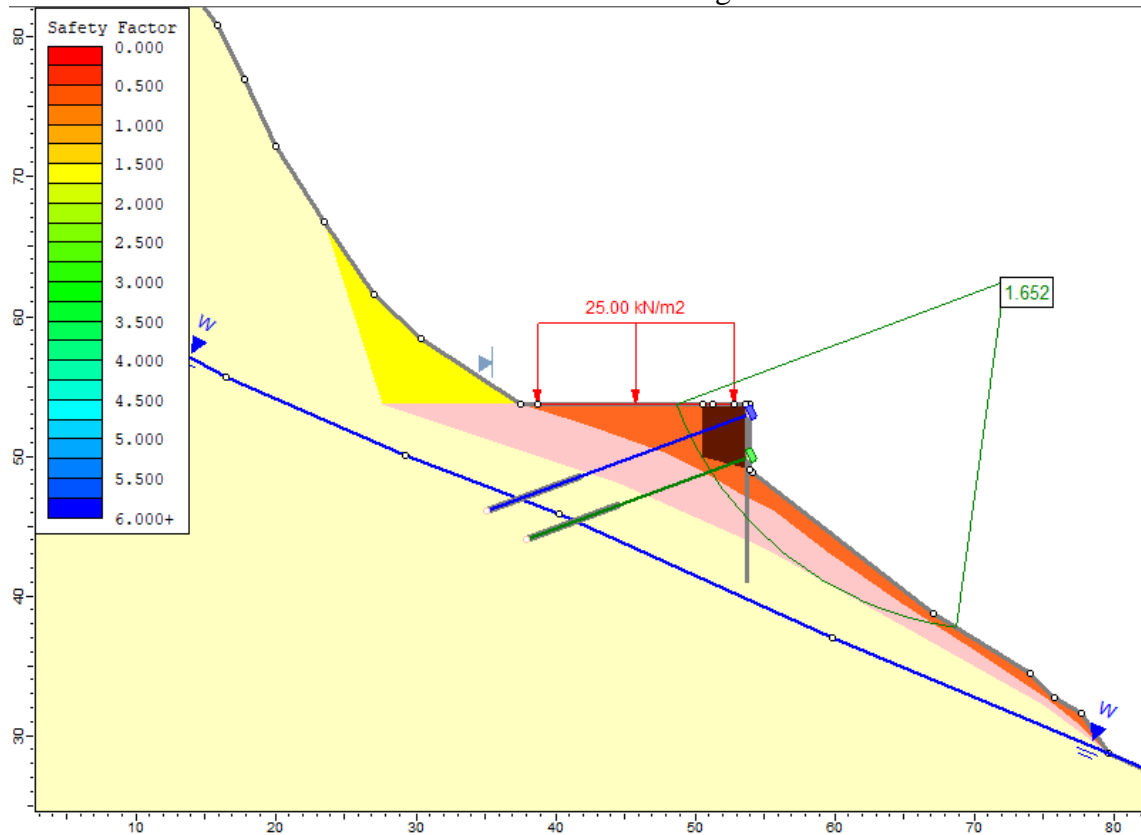


Fonte: Autorial, 2019.

Todos os resultados mostram que para atender ao problema proposto a solução adotada foi efetiva, sempre mantendo o fator de segurança acima do mínimo sugerido pela ABNT/NBR 5629 e 11862.

Entretanto, para obter um parâmetro de comparação, foram realizadas análises no software utilizando como variáveis de entrada os parâmetros estimados neste trabalho (Tabela 20). As análises de estabilidade contemplam estabilidade local, global e para superfícies não circulares de forma a buscar fatores de segurança que atendam aos requisitos sugeridos pela norma. Além disso, foram feitas análises considerando o solo residual presente no local tanto com as características do solo coesivo, verificado na camada superficial do perfil estratigráfico, tanto com as características de solo totalmente granular, considerando a camada totalmente composta por silte arenoso. Os resultados podem ser conferidos nas Figuras 50 a 54.

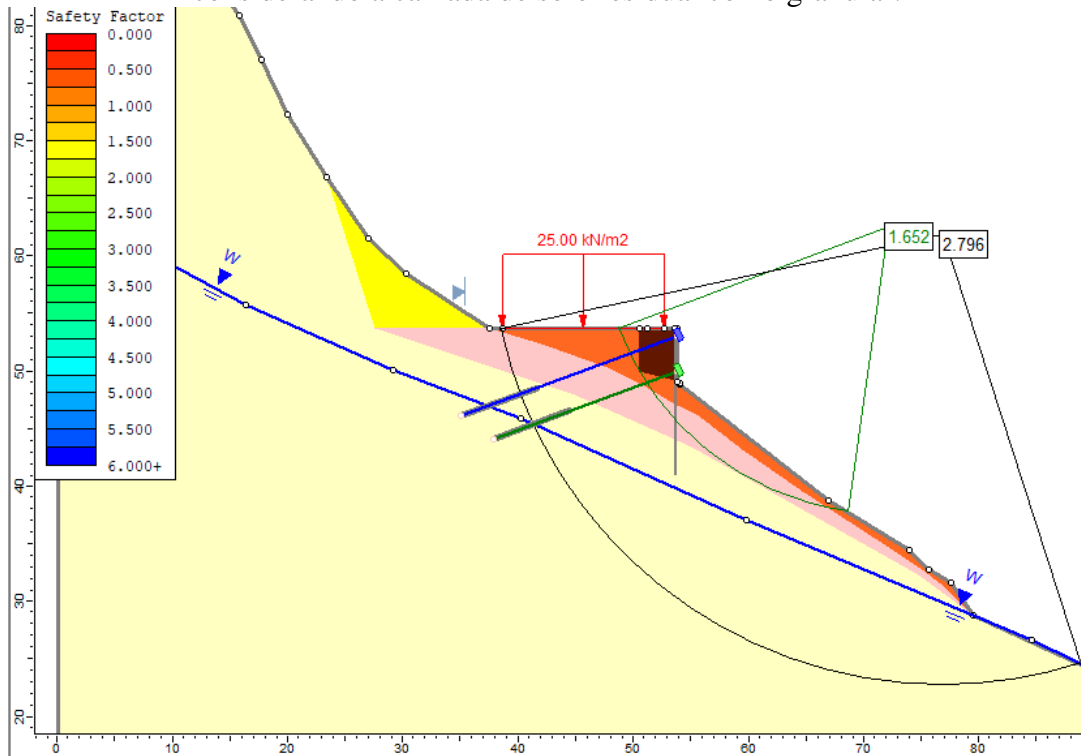
Figura 50: Análise de estabilidade local usando parâmetros calculados e considerando a camada de solo residual como granular.



Fonte: Autoral, 2019.

Nota-se que usando a mesma geometria do local onde foi implantada a cortina, juntamente com os mesmos comprimentos dos elementos de reforço e praticamente replicando as análises anteriores apenas alterando os parâmetros geotécnicos dos materiais presentes nas camadas, o valor do fator de segurança obtido foi aproximadamente 4% superior ao atingido quando utilizados os parâmetros de projeto. Porém, como se pode constatar na Figura 51, a qual ilustra a análise de estabilidade global da estrutura, o menor fator de segurança global da região, igual a 2.796, difere-se em muito ao verificado anteriormente, sendo cerca de 65% menor ao valor de projeto. Isto deve-se ao fato de que os parâmetros adotados para a camada de arenito são mais conservadores, fato que influencia na resistência do material que age como base de fundação para a construção.

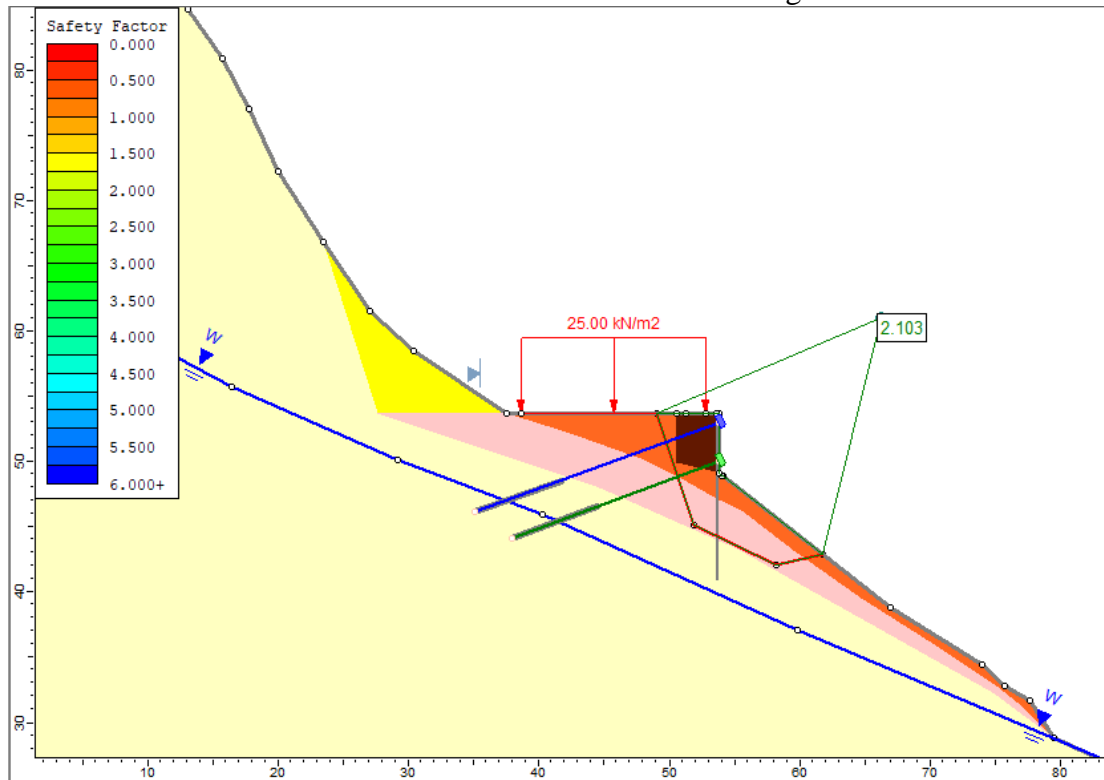
Figura 51: Análise de estabilidade global usando parâmetros calculados e considerando a camada de solo residual como granular.



Fonte: Autoral, 2019.

A Figura 52 ilustra a análise de estabilidade utilizando superfícies de ruptura não circulares. Nota-se que o fator de segurança encontrado é mais semelhante ao valor de referência, sendo definido um valor 24% superior ao definido por meio da adoção dos parâmetros de projeto.

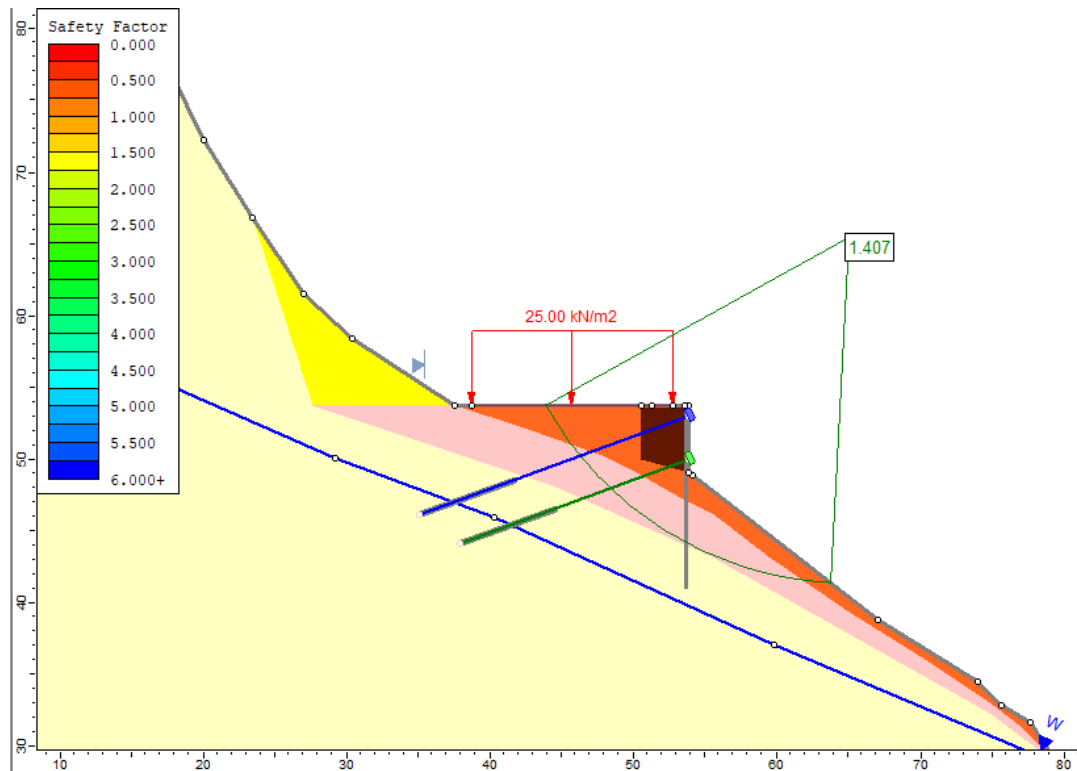
Figura 52: Análise de estabilidade considerando superfícies de ruptura não circulares e considerando camada de solo residual como granular.



Fonte: Autoral, 2019.

Porém, como dito anteriormente, o perfil estratigráfico da região é bastante heterogêneo e o solo superficial também pode ser caracterizado como uma material de comportamento coesivo. Para fins comparativos, realizou-se as análises de estabilidade empregando essa consideração e os resultados podem ser conferidos nas Figuras 53 e 54.

Figura 53: Análise de estabilidade local considerando camada de solo residual como coesivo.



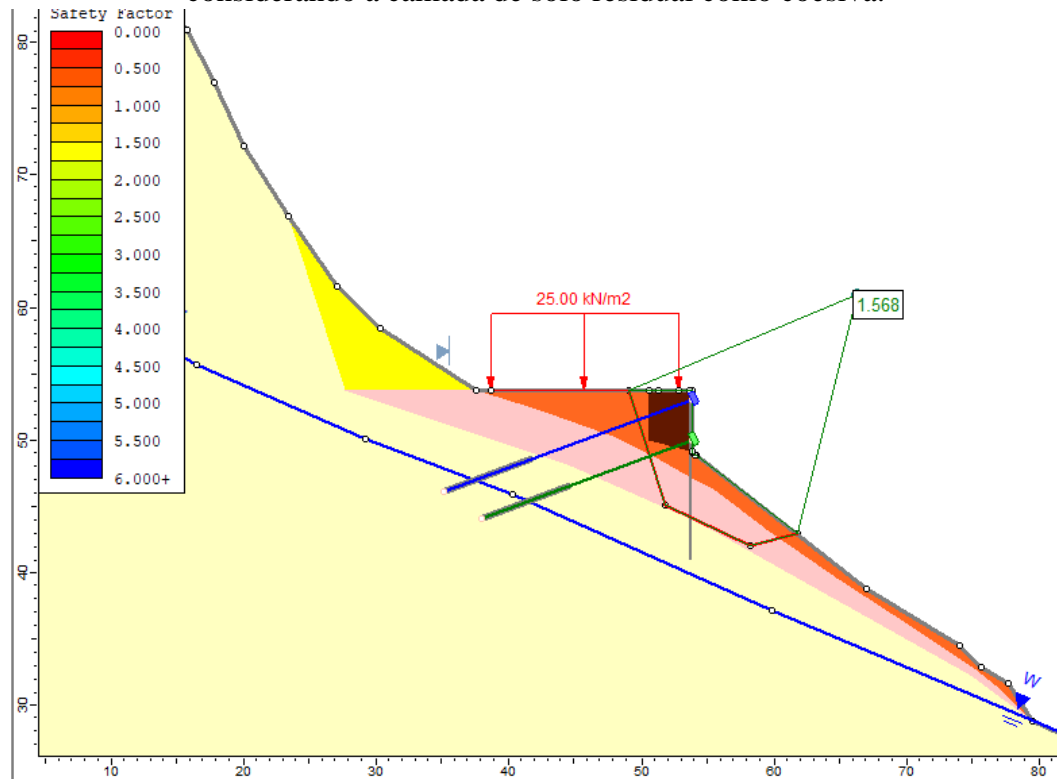
Fonte: Autoral, 2019.

Através da Figura 53, nota-se que o fator de segurança encontrado é aproximadamente 11,6% menor que o obtido pelo projetista e 15% menor que a análise anterior, onde considerava-se o solo como granular. Além disso, o valor de 1,409 não é suficientemente grande para atender aos requisitos da norma, que exige um valor mínimo de 1,5, sendo assim, pode-se dizer que como a obra encontra-se em segurança atualmente, possivelmente o solo local comporte-se efetivamente como um solo granular.

Para a análise da estabilidade global da estrutura, como a superfície de ruptura engloba praticamente apenas o arenito, o valor encontrado para o fator de segurança é exatamente o mesmo definido para a análise considerando-se o solo residual como um solo de comportamento granular.

Porém para a análise de estabilidade, adotando superfícies de ruptura não circulares, como mostrado na Figura 54, o valor encontrado é apenas 1,4% menor que o valor de projeto e 25% menor que a mesma análise considerando o material como granular. Assim, o resultado igual a 1,568 seria suficiente para atender as exigências da norma. Isto destaca a importância da avaliação criteriosa de parâmetros geotécnicos, principalmente em regiões com alta heterogeneidade de estratigrafia.

Figura 54 Análise de estabilidade empregando superfície de ruptura não circular e considerando a camada de solo residual como coesiva.



Fonte: Autoral, 2019.

Portanto, através dessas análises é possível notar a diferença no resultado final quando se alteram os parâmetros geotécnicos adotados para o dimensionamento de uma estrutura de contenção. Isso reflete a importância de ensaios laboratoriais para a correta obtenção dessas variáveis, pelo fato de que, quanto mais estimam-se valores com base em métodos empíricos, maior será a influência observada sobre o fator de segurança resultante, influenciando no dimensionamento e consequentemente, no custo final da obra.

4.4 ANÁLISE DE DRENAGEM

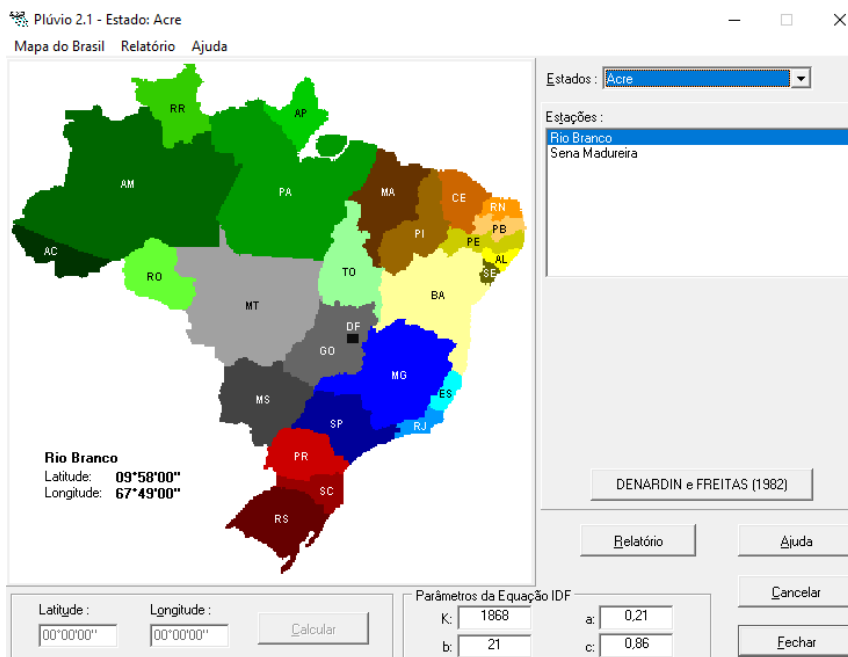
Este item do trabalho visa a obtenção da magnitude da vazão máxima que a região, onde situa-se a obra, pode proporcionar aos dispositivos de drenagem instalados ao longo da cortina atirantada. Para isso fez-se uso das equações apresentadas anteriormente, no item 2.4.3, localizado no referencial teórico deste trabalho. Para encontrar a vazão em picos de cheia, são necessárias algumas variáveis importantes, dentre elas estão: a área da bacia; intensidade

máxima de precipitação sobre a bacia e um coeficiente de escoamento superficial, que depende da localização da obra

Para a determinação da intensidade de precipitação máxima sobre a bacia utilizou-se a Equação 13, mostrada anteriormente. A formulação requer alguns parâmetros relativos à localidade e para isso fez-se o uso do *software* Pluvio 2.1, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos, da UFV, em 2006. Esses parâmetros são de difícil atribuição e o *software* serve como ferramenta para tal.

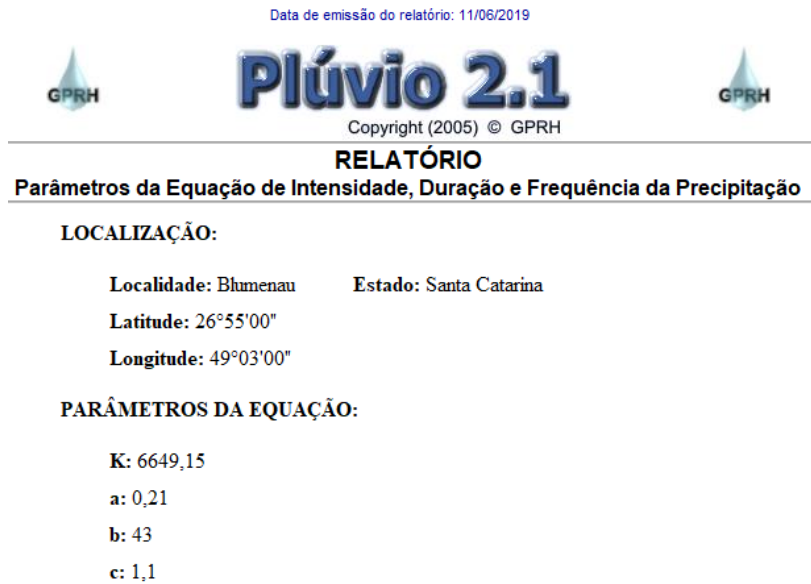
A Figura 55 apresenta a tela para a seleção de estado e cidade de interesse e a Figura 56 ilustra os resultados relativos aos parâmetros da equação de intensidade-duração-frequência (k, a, b, c) para o estado de Santa Catarina, cidade de Blumenau, que é o local mais próximo da obra de estudo.

Figura 55: Seleção de parâmetros no Plúvio 2.1.



Fonte: Autorial, 2019.

Figura 56: Parâmetros encontrados no Plúvio 2.1.



Fonte: Autoral, 2019.

Ainda assim, a Equação 13 necessita do tempo de retorno (T) em anos da precipitação. Para isso, como o objetivo é estimar a vazão que uma canaletta instalada ao pé da cortina suportará, que é definida como dispositivo de drenagem superficial, pode-se utilizar os dados da Tabela 6, chegando-se ao valor de 5 anos.

Por fim, precisa-se do parâmetro tempo de concentração. Para isso, utilizou-se a Equação 14 proposta por Kirpich, em 1940, mostrada no item 2.4.3 deste trabalho. Para as variáveis de extensão e desnível da bacia, foram usados os valores especificados no levantamento disponibilizado pela empresa concessionária.

Portanto, aplicando todos os parâmetros encontrados, os quais são mostrados na Tabela 22, nas equações citadas anteriormente, encontram-se as variáveis necessárias para o cálculo da vazão para períodos de picos de cheia, conforme demonstrado na Tabela 23.

Tabela 22: Parâmetros adotados nos cálculos.

ΔH	4 m
L	2 km
Tr	5 anos
K	6649,15
a	0,21
b	43
c	1,1
Área	2 hectares
C	0,35

Fonte: Autoral, 2019.

Tabela 23: Resultados encontrados nos cálculos.

Tc	74,4 min
Im	49 mm/h
Q	0,095 m ³ /s

Fonte: Autoral, 2019.

De acordo com o projeto apresentado pela empresa, a vazão limite atendida pela canaleta especificada em projeto seria de 0,67 m³/s, sendo assim o projeto encontra-se amplamente adequado para resistir a demanda de vazão de 0,095 m³/s, encontrado por meio dos cálculos realizados.

4.5 ANÁLISE DAS ESTACAS

Visando a segurança, a empresa contratante optou por não considerar solo no dimensionamento das estacas. Isto se deu, possivelmente, devido ao fato da espessura da camada de solo, existente no local onde a obra foi implantada, ser bastante pequena, não oferecendo suporte necessário para as fundações da estrutura de contenção.

Portanto, neste trabalho buscou-se obter a carga de resistência das estacas embutidas em rocha e com isso, definir o comprimento de ancoragem necessário das mesmas no maciço rochoso. O comprimento de ancoragem assim obtido, foi comparado àquele adotado em projeto.

Primeiramente encontrou-se a resistência unitária de ponta, que correlaciona o Índice = referente ao tipo de rocha de análise (β_p) e a resistência à compressão simples da rocha (σ_c). Conforme pode ser conferido nos boletins de sondagem, o estado do arenito encontrado em profundidade foi de pouco alterado a são, desta forma o valor utilizado foi de 0,54, conforme é observado no item 2.6.1, Tabela 12. Além disso, é necessário definir a resistência à compressão axial do material onde as estacas serão ancoradas, sendo assim, para efeito de cálculo adotou-se o valor de 20 Mpa, apresentado na Tabela 11, encontrada no item 2.5.3.2.

Dessa forma, através dos parâmetros adotados e da Equação 26, chegou-se ao valor de 27 Mpa para resistência de ponta da estaca. Porém, devido às limitações impostas pelas Equações 27 e 28, o valor foi limitado em 8 Mpa.

O próximo parâmetro a ser calculado é a resistência por atrito lateral das estacas. De acordo com a NBR 6122 (ABNT 2010), o fck mínimo do concreto empregado para a construção de estacas raiz é de 20 Mpa. Com isso, é possível através da Equação 29, obter o valor da resistência por atrito lateral. Entretanto, a Equação 30 relaciona a resistência por atrito lateral

com a resistência de ponta, resultando em 3,5% da mesma. Vale ressaltar que Cabral-Antunes (2000) definiu um fator limitante para a resistência por atrito lateral, sendo este 1,33 Mpa. Como o valor resultante da Equação 30 foi maior que este limite, usou-se o valor da Equação 30, definindo este parâmetro como sendo igual a 0,28 Mpa.

Para encontrar o restante dos parâmetros necessários é obrigatório o uso de fórmulas da geometria. O diâmetro das estacas embutidas em rocha foi definido em projeto como 0,178 m. Com isso, a área da ponta da estaca e o perímetro da mesma resultam em 0,025 metros quadrados e 0,050 metros, respectivamente.

Por fim, para o cálculo da carga resistente da estaca em rocha, é necessário conhecer o comprimento mínimo no qual a estaca deve ser embutida no maciço. Para isso, usa-se a Tabela 13. Como a resistência de ponta resultou em um valor entre 15 e 30 Mpa e existe a possibilidade de encontrar um material diferente ao esperado pela sondagem inicial, adotou-se o fator de multiplicação igual 2 vezes o diâmetro da estaca embutida em rocha. Dessa forma, o comprimento mínimo usado é de 35,6 centímetros.

Aplicando os valores encontrados na Equação 25, a carga resistente da estaca embutida em rocha encontrada é de 0,204 Mpa. Todos os valores resultantes podem ser conferidos na Tabela 24 a seguir.

Tabela 24: Parâmetros resultantes

r_p	8,000	Mpa
A_p	0,025	m ²
r_L	0,280	Mpa
U	0,050	m
Δ_L	0,356	m
R	0,204	Mpa

Fonte: Autoral, 2019.

Com isso, dispondo do valor da carga resistente da estaca, é possível encontrar o comprimento necessário de embutimento em rocha através da Equação 33, apresentada anteriormente.

Usando uma mesma carga de trabalho das estacas de projeto, de 50 tf, provenientes do peso próprio do muro e da carga dos tirantes e o diâmetro embutido na rocha de 0,178 metros, o valor encontrado foi de 4,38 metros de embutimento necessário no maciço rochoso. Esse valor foi 52% superior ao adotado pela empresa contratante, resultando em mais de 2 metros a mais de embutimento necessário. Portanto, a alteração de apenas um parâmetro usado no projeto

influência em uma alteração de grande impacto no resultado final. Isso reforça o fato de que um correto dimensionamento do projeto resulta em economia de tempo e recursos financeiros em obras tanto de grande, como de pequeno porte.

4.6 EFEITO DE GRUPO

Como as estacas estão alocadas umas ao lado das outras, trabalhando em proximidade, é possível que ocorram sobreposição dos bulbos de tensão de cada uma delas. Para isso, é necessário verificar a eficiência de trabalho das estacas, isso é possível utilizando o método de Labarre, exemplificado pela Equação 35, mostrada anteriormente.

Alonso (2010) define que, para estacas escavadas, o espaçamento horizontal mínimo entre eixos das estacas é da ordem de 2 vezes o diâmetro perfurado. Portanto, simulando as estacas trabalhando em somente uma fila, composta pelas 13 unidades, adotando o espaçamento mínimo e aplicando os valores na Equação 31, a eficiência do grupo encontrada é de 70,5%. Porém quando se utiliza o espaçamento adotado pelo projetista, chega-se a um valor de eficiência de grupo de 95,5%, confirmando que o espaçamento escolhido faz com que as estacas trabalhem quase que com eficiência máxima, não sendo afetadas pelo efeito de grupo. É importante ressaltar que intervalo almejado esteja entre 90 e 100%, afim de evitar a sobreposição dos bulbos de tensão provenientes das ancoragens das estacas.

4.7 ANÁLISE DOS TIRANTES

Uma parte de suma importância para o correto funcionamento de uma estrutura de contenção atirantada, é a parte de dimensionamento dos elementos de ancoragem. Para isso, a seguir demonstram-se os passos para adotados para a verificação do cálculo do dimensionamento dos tirantes.

Vale ressaltar que, para fins de cálculo, adotou-se que os tirantes estariam ancorados em rocha (arenito) e a altura da cortina seria de 4,7 metros, conforme projeto. Além disso, apesar de utilizar a resistência à compressão uniaxial como parâmetro de resistência da rocha nas análises de estabilidade e fundações, efetuadas anteriormente, o método de cálculo aqui usado toma como base parâmetros de resistência baseados no ângulo de atrito interno do

material. Dessa forma, assumiu-se que a rocha apresenta um ângulo de atrito interno igual a $\phi = 40^\circ$, junto à interface entre o a ancoragem e o maciço rochoso.

Primeiramente foi necessário descobrir o ângulo de atrito mobilizado pela estrutura, utilizando-se a Equação 2. Além do mais, a NBR 6122 (ABNT 2010) define que o fator de segurança empregado para elementos de ancoragem é da ordem de 1,5. Isto resulta em um ângulo de atrito mobilizado seja reduzido para $29,22^\circ$.

O próximo passo foi definir o coeficiente de empuxo ativo K_a , possível através da Equação 3, onde o valor resultante foi igual a 0,34. Em seguida definiu-se, através da Figura 13, o diagrama de pressão aparente retangular.

Para calcular a resultante do empuxo utilizou-se a Equação 4, onde o peso específico do material foi definido em 20 kN/m^3 . O valor encontrado para o empuxo resultante foi igual a $75,2 \text{ kN/m}$. Em seguida, com o auxílio da Equação 5 foi possível encontrar o fator de tensão efetiva, estimado em $3,4 \text{ kPa/m}$.

Com o intuito de manter os momentos atuantes nas duas linhas de tirantes distribuídos de maneira semelhante, igualam-se as equações ilustradas na Figura 14. Após efetuar os cálculos, a altura estimada da primeira e segunda linha de tirantes em relação à superfície foi definida como sendo igual a 1,14 e 1,78 metros, respectivamente.

Para descobrir o empuxo ativo presente na estrutura utilizou-se a Equação 7, onde o empuxo ativo (P) resultante foi igual a $20,2 \text{ Kpa}$. Com isso, através das equações ilustradas na Figura 14, onde para a primeira linha de tirantes a carga resultante é igual a $33,33 \text{ kN}$ e para a segunda linha de tirantes a carga resultante é igual a $36,96 \text{ kN}$.

A carga total de cada tirante pode ser descoberta com o auxílio da Equação 8, onde para o espaçamento horizontal e ângulo de inserção dos tirantes em relação a horizontal, os valores adotados foram semelhantes aos adotados pelo projetista, ou seja, de 2,5 metros e 20° , respectivamente. Com isso, a carga total nos tirantes empregados na primeira e segunda linhas foram definidos como sendo iguais a $88,67 \text{ kN}$ e $98,33 \text{ kN}$, respectivamente.

O dimensionamento do comprimento dos tirantes depende de dois comprimentos básicos: o comprimento livre e o comprimento ancorado. O comprimento livre é calculado através da Equação 10. Fazendo as devidas considerações chega-se ao valor de comprimento livre igual a 3,77 metros. Porém sugere-se que sejam adicionados 1,5 metros ou 20% da altura total da cortina atirantada, o que for maior, ao comprimento livre. Dessa forma, como 20% da altura da cortina é menor que 1,5 metros, o comprimento livre total definido resulta em 5,27 metros.

Para o comprimento ancorado, a Equação 11 depende dos valores da carga última de transferência do material, onde a ancoragem acontece. Esse valor pode ser obtido através da Tabela 3, onde para o Arenito, material onde ocorrerá a ancoragem, o valor é igual a 440 kN/m. Dessa forma, utilizando um fator de segurança igual a 1,75, o comprimento de ancoragem dos tirantes é definido em 45 cm.

Para melhorar o entendimento das etapas descritas anteriormente, todos os parâmetros, resultados e equações às quais estão relacionados, foram compilados na Tabela 25, a seguir.

Tabela 25: Parâmetros encontrados para dimensionamento de tirantes.

Parâmetro calculado	Resultado	Unidade	Equação
Tangente Mobilizada	29,22	graus	2
Coefficiente de Empuxo Ativo	0,34		3
Resultante de Empuxo	75,2	kN/m	4
Fator de Tensão Efetiva	3,4	kN/m ³	5
Altura da 1ª Linha	1,14	m	6
Altura da 2ª Linha	1,78	m	6
Empuxo Ativo	20,2	Kpa	7
Resultante da Componente Horizontal	33,33	kN	8
Resultante da Componente Vertical	36,96	kN	8
Carga Total da 1ª Linha de Tirantes	88,67	Kn	Figura 14
Carga Total da 2ª Linha de Tirantes	98,33	kN	Figura 14
Comprimento Livre	5,27	m	10
Comprimento Ancorado	45	cm	11
Comprimento Total	5,72	m	9

Fonte: Autoral, 2019.

Como a simulação para o cálculo levou em consideração apenas o material em qual ocorreria a ancoragem, é importante ressaltar que o comprimento total do tirante deve levar em consideração as camadas de solo que existem anteriormente à camada de rocha, como por exemplo, a camada de aterro compactado, fazendo com que o comprimento livre se estenda.

Portanto, tanto a carga de trabalho dos tirantes quanto o comprimento de ancoragem se mostram muito inferiores aos adotados no projeto executado. Algumas possíveis explicações

para isso são: o registro de alguma movimentação do maciço rochoso na região de estudo, prévia à construção da obra, do qual não se obteve conhecimento no presente estudo; definição do projetista de ancorar os tirantes em uma profundidade mínima ou a utilização de parâmetros geotécnicos menos conservadores no dimensionamento, baseados em eventuais ensaios que não foram disponibilizados para o estudo efetuado neste trabalho.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A seguir serão abordadas as conclusões sobre o presente trabalho juntamente com as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

Através deste trabalho foi possível notar que o impacto de ensaios, investigações geotécnicas e pré-análises é de grande importância no resultado final de um projeto. Além disso, verificou-se que as mudanças na adoção de parâmetros geotécnicos juntamente com considerações iniciais distintas, como por exemplo o material presente no local de ancoragem das fundações e tirantes, pode afetar no dimensionamento desses elementos, influenciando diretamente no valor final da obra.

A partir dos resultados do boletim de sondagem foi possível constatar que o solo presente no local apresenta alta variabilidade, sendo composto por várias pequenas camadas de materiais distintos. Isto somado ao fato de que a camada de rocha na qual os materiais estão assentes apresenta elevado grau de fratura, gerou um perfil estratigráfico bastante heterogêneo.

Contudo, através das análises de estabilidade antes da existência da obra de contenção foi possível constatar que a necessidade da mesma era evidente. Porém, as mesmas análises indicam que a alteração do modo como foram estimados os parâmetros geotécnicos, influencia suficientemente no fator de segurança da obra, podendo caracterizá-la, inclusive, como insegura segundo a norma, para algumas condições avaliadas.

As diferenças verificadas entre os resultados calculados neste trabalho e os definidos pelo projetista da obra podem ser explicados pela experiência do projetista no ramo de obras de contenções, especialmente no âmbito rodoviário, e das condições geológico-geotécnicas da área de implantação da obra, fato que influencia na correta decisão no momento de definir parâmetros, considerações e especificações de projeto.

Dentre os resultados mais discrepantes verificados em relação ao projeto, encontram-se o dimensionamento dos tirantes, sendo que para os calculados neste trabalho a carga de trabalho dos mesmos gira em torno 60% dos valores adotados pelo projetista. Além disso, o comprimento ancorado é da ordem de 10% do comprimento encontrado no projeto. Isto pode ser explicado devido ao fato do dimensionamento presente no projeto não levar em consideração a ancoragem em rocha, material que suporta uma elevada carga de transferência,

o que pode ter sido adotado a favor da segurança em função do alto grau de fraturamento do maciço, indicado pela sondagem e pelo grau de heterogeneidade do perfil estratigráfico.

Portanto chegou-se à conclusão de que correlações empíricas servem para um anteprojetado ou pré-dimensionamento. Para um correto dimensionamento, principalmente em locais onde é verificada alta heterogeneidade estratigráfica, tornam-se fundamentais os ensaios de laboratório, investigações geotécnicas e ensaios auxiliares em campo. Dessa forma, o emprego de valores obtidos de forma empírica em projetos estabelece, geralmente, resultados finais onerosos e conservadores como o caso da verificação do aumento da profundidade de embutimento das estacas, ou que podem afetar o bom desempenho da estrutura, como o caso verificado através da redução da ancoragem necessária para os tirantes deste projeto.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentre as sugestões para próximos trabalhos acadêmicos sugere-se o dimensionamento da cortina adotando camadas de silte comportando-se como solo coesivo e camadas comportando-se como solo granular, ambas atuando juntas nas análises de estabilidade. Além disso, pode-se verificar a modelagem da cortina em 3 dimensões, fator que influencia na análise das estacas das fundações e no modelo do perfil estratigráfico. Por fim, sugere-se a verificação do fator de segurança para superfícies de ruptura agindo entre a superfície da pista e o pé do muro de concreto armado e para o escorregamento do solo sobre a rocha de fundação.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010. 80 p.
- ANDRZEJEWSKI, Ivan Alberti. **Estudo e Dimensionamento de Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**. 2015. 119 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.
- ANANIAS, Emerson José; TEIXEIRA, Alexandre Marcos; DURAN, Jaime da Silva. **O uso crescente de solos reforçados para contenções em áreas urbanas: uma ênfase aos 20 anos da solução Terramesh no Brasil**. 2009. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobrae/2009-emerson.pdf>>. Acesso em: 17 set. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Rio de Janeiro: Moderna, 2006. 32 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: Moderna, 2010. 91 p
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 2001. 17 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9286**: Terra Armada - Especificações. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro: Moderna, 2009. 33 p.
- CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 5ª. edição. LTC: Rio de Janeiro. V.2, 1983.
- CARDOSO, Francisco Ferreira. **Sistemas de Contenção**. 2002. 32 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Cidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- CARVALHO JUNIOR, M.M., 2013, **Metodologia para Determinação das Áreas de Preservação Permanente das Margens de Cursos D'água: Um Estudo de Caso na Bacia do Rio Piabanha**. Dissertação M. Sc., COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil
- CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. **Investigação Teórico Experimental sobre o SPT**. 2002. 445 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenh, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- CERQUEIRA, C.A.G. (Coord). Estabilização de taludes com ancoragem: vinte anos de atividades. Rio de Janeiro: Tecnosolo, 1978. Tópicos de Geomecânica Tecnosolo n.29.
- CHIOSSI, Nivaldo José. **Geologia da Engenharia**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2013. 424 p.

COSTA, Daiane Cristina do Amaral; SILVA, Fabiula Pietzak Ferreira da. **Estudo de Viabilidade Técnica da Implantação de um Viaduto com Terra Armada - uma Alternativa para Diminuir o Congestionamento no Acesso ao Município de Garuva-sc.** 2016. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

DALDEGAN, Eduardo. Muro de Gabião: Principais características e como utilizar. **Engenharia Concreta**, 2016. Disponível em: <https://www.engenhariaconcreta.com/muro-de-gabiao-principais-caracteristicas-e-como-utilizar/>. Acesso em: 15 de novembro de 2018.

DIAS, Leonardo Campos. **A influência dos Estudos Geotécnicos para a Determinação de Soluções de Estruturas de Contenção.** 2016. 76 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

DNIT. **MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA PARA ESTRUTURAS DE DRENAGEM.** 2 ed. Rio de Janeiro: Mt-Dner-Instituto de pesquisas hidrológicas, 2005. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/715_manual_de_hidrologia_basica.pdf>. Acesso em 12 jun. 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-PRO 102/97:** Sondagem de reconhecimento pelo método rotativo. Rio de Janeiro: Moderna, 1997. 24 p.
DUTRA, Vinicius Araújo de Souza. **PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ENGLOBALANDO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL.** 2013. 89 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

DNIT. **MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS.** 3. ed. Rio de Janeiro: Mt – Dner – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. Disponível em: <www1.dnit.gov.br/normas/download/Manual_de_Drenagem_de_Rodovias.pdf>. Acesso em: 16 nov. 2018.

FERREIRA, Guilherme Soldati. **Estudo de Estabilidade e Tensões in Situ na Extração de Rochas Ornamentais no Município de Santo Antônio de Pádua – RJ.** 2004. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2004.

FIGUEIREDO, Juliana Gonzalez. **Contribuição ao Processo de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas.** 2018. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018

FREDLUND, D.g; RAHARDJO, H.. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. **School of Civil and Structural Engineering.** New York, p. 1-13. jan. 1993.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. Manual técnico de encostas. Rio de Janeiro, 2014. v. 2.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos. Rio de Janeiro, 2014. v. 4.

GEOSINTEC. **Gabião Caixa.** Disponível em: <<http://www.geosintec.com.br/?solucoes=gabiao-caixa>>. Acesso em: 15 nov. 2018.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de Contenção Muros de Arrimo.** 2014. 70 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

GODOY, H; BERNUCCI, Liedi Légi Bariani; NOGAMI, Job Shuji. **Diretrizes Para a Identificação Expedita de Solos Lateríticos para Uso em Obras Viárias.** Anais. Rio de Janeiro: Abpv, 1996.

HEIDEMANN, Marcelo. Medidas de Estabilização de Taludes e Escavações. 10 Jul. 2017, 11 Dez. 2017. 43p. Notas de Aula.

KIRPICH, Z.P. **Time of concentration in small agricultural watersheds,** Civil Engineering, v. 10, n. 6, p.362-, 1940.

MAPARAGEM, Albano Sâlzon. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais.** 2011. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-graduação em Geotecnia, Centro de Ciências Tecnológicas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MARANGON, Márcio. **Mecânica dos Solos.** 2018. Disponível em: <www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-M.-Dez-2018-Capa-Apresentação-e-Índice.pdf>. Acesso em: 20 maio 2019.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de Fundações.** 3. ed. São Paulo: Mcgraw-hill do Brasil, 1976. 209 p.

MORE, Javier Zenobio Pérez. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos.** 2003. 120 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Pontífica Universidade Católica - Rio, Rio de Janeiro, 2003.

NOGUEIRA, Jacqueline Andrade. **Propriedades Mecânicas da Rocha Intacta na Mineração de Ferro.** 2000. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Metalúrgica e de Minas, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2000.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 3. ed. São Paulo: Terratek, 2007.

PASCHOALIN FILHO, João Alexandre. Estabilização de um Maciço de Formação Guabirotuba Localizado Próximo a Curitiba/PR. **Abms,** Florianópolis, v. 1, n. 2, p.1-8, nov. 2017.

PEREIRA FILHO, Edgar. **Sondagem Rotativa**. Disponível em: <<https://www.apl.eng.br/artigos/2106-SONDAGEM-ROTATIVA-METODOLOGIA-EXECUTIVA.pdf>>. Acesso em: 05 maio 2019.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 363 p.

RIBEIRO, Aristides et al. **Modelo físico-matemático para o controle da erosão hídrica nas condições edafoclimáticas brasileiras**. 2008. Disponível em: <http://www.gprh.ufv.br/docs/plugin-Relatorio_CNPq_EditalMCTCNPqCT-HIDROn132005.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2019

RODRIGUEZ, Tiago Garcia. **Caracterização Geotécnica de um Solo de Diabásio por Meio de Ensaio SPT e CPT**. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

SANTA CATARINA. PREFEITURA MUNICIPAL DE ACURRA. (Comp.). **Memorial de Cálculo de Dimensionamento da Tubulação de Água Pluvial**. 2015. Disponível em: <https://static.fecam.net.br/uploads/868/arquivos/424626_MEMOR_CALC_DRENAGEM_RUA_RIB_SAO_PAULO.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2019.

SANTOS, Daniele Pereira dos. **Estrutura de Contenção em Solo Reforçado**. 2014. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SANTOS JUNIOR, Gilvan Bezerra dos. **Estudo Numérico do Comportamento de Muros de Arrimo em Alvenaria Estrutural de Bloco Vazados**. 2014. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos. São Paulo-SP, 2000

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 254 p.

SILVA, Nadine Henriques da. **Muros de Terra Armada – Verificação da Segurança**. 2012. 70 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

SOUZA PINTO, C. (2006). **Curso Básico de Mecânica de Solos**. 3ª. Ed. São Paulo – Oficina de Textos, 2006.

STROM, R. W; EBELING, R. M. **State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls**, Technical Report ERDC/ITL TR-01-1, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS. 2001.

TERRATREL. **Terra Armada**. Disponível em: <<http://www.terraarmada.com.br/produtos.php?x=249752>>. Acesso em: 18 set. 2018.

TUCCI, Carlos E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, ABRH, 2009. 943 p

VARGAS, M. (1953). **Some engineering properties of residual soils occurring in southern Brazil**, Proc 3° ICSMFE, Int Conf on Soil Mechnics and Foundation Engineering, Zürich.

VAZ, Ana Paula de Melo e Silva; FIORI, Alberto Pio; SILVEIRA, Claudinei Taborda da. **Métodos de obtenção de valores de ângulo de atrito e coesão: Comparação Entre o Ensaio de Cisalhamento Direto e Cálculo Baseado no SPT**. Boletim Paranense de Geociências, Curitiba, v. 74, n. 1, p.1-10, jan. 2018.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 1. v.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. **Fundações Teoria e Prática**, Capítulo 17 – Tirantes, Editora Pini, 2ª edição, 1998.

WILSON, S. I. **Manual de sondagens**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1999, 4º edição