

FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

PALOMA DE SOUZA PEIXOTO

THAIS FERNANDA GRUIMARÃES FERREIRA

**PROJETO DE EXPANSÃO DE ÁREA COM ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE
TALUDE**

CARATINGA

2017

PALOMA DE SOUZA PEIXOTO
THAIS FERNANDA GUIMARÃES FERREIRA
FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

**PROJETO DE EXPANSÃO DE ÁREA COM ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE
TALUDE**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Caratinga, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estabilidade de taludes

Orientador: José Salvador Alves

CARATINGA

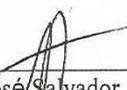
2017

TERMO DE APROVAÇÃO

O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: Projeto de expansão de área com análise de estabilidade de talude, elaborado pelo(s) aluno(s) Thais Fernanda Guimarães Ferreira e Paloma de Souza Peixoto foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

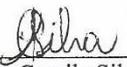
BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

Caratinga 6 de Dezembro de 2017



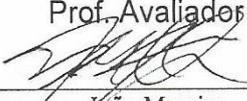
José Salvador

Prof. Orientador



Camila Silva

Prof. Avaliador 1



João Moreira

Prof. Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus e Nossa Senhora Aparecida pelo dom da vida, pela saúde e pela disposição para vencer mais esta etapa.

Aos meus pais por terem me ajudado tanto e estarem sempre comigo. Essa conquista é nossa, vocês são minha base e eu nada seria sem vocês.

Aos meus irmãos que viram de perto minha caminhada e me apoiaram em todos os momentos.

Agradeço todos os amigos e amigas que estiveram comigo e torceram por mim direta e indiretamente durante meus obstáculos enfrentados, vocês fazem parte desse momento. Em especial minha dupla de TCC Paloma Peixoto, pela paciência e parceria.

Aos professores que acompanharam minha jornada enquanto universitária e foram essenciais em minha formação como profissional e, além disso, minha evolução como pessoa.

Ao professor José Salvador pelos ensinamentos e ajuda em cada detalhe que foi necessário sua orientação para finalizar nosso projeto.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, muito obrigada.

Thais Fernanda Guimarães Ferreira

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me deu força e coragem para superar todos os obstáculos, e a Nossa Senhora Aparecida, que sempre intercedeu por mim nos momentos de desespero e angústia.

Aos meus pais, pelo carinho, dedicação e por muitas vezes abrirem mão de seus sonhos pelos meus, essa conquista também é de vocês.

Aos meus irmãos por sempre me incentivarem a persistir no meu sonho. A minha sobrinha, que mesmo tão pequena, me ajudou tanto a me alegrar nos momentos de tristeza.

Aos meus tios e tias e demais familiares pelo apoio.

Aos amigos que pude fazer nesses cinco anos de faculdade e pelos grandes momentos que pudemos compartilhar, sem vocês a jornada seria ainda mais exaustiva. Agradeço em especial a minha parceira de TCC Thais, pela paciência em me aturar todo esse tempo e pelo compromisso.

Aos meus mestres pelo conhecimento compartilhado. Especialmente ao professor José Salvador, nosso orientador neste trabalho, por toda compreensão, ajuda e paciência.

Enfim, o meu agradecimento a todos eu fizera parte dessa jornada e me ajudaram de alguma forma.

Paloma de Souza Peixoto

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

(Charles Chaplin)

RESUMO

Com aumento populacional cada vez mais elevado nos centros urbanos, evidentemente a necessidade de ampliação de algumas construções já existentes só aumenta. Desta forma, o estudo técnico de alterações em taludes pré-existentes se faz necessário, pois na maioria das vezes movimentos de massa indesejáveis podem ser evitados com uma solução de contenção. Um bom exemplo a ser citado é o da Faculdades Integradas de Caratinga-MG, onde o número de novos alunos e cursos só vem aumentando, e com isso aumenta também a necessidade de ampliação. O objetivo do presente trabalho é analisar a estabilidade de um talude proveniente de corte, para possível expansão futura da Doctum de Caratinga, através de uma modelagem computacional. A metodologia adotada no trabalho foi a análise de estabilidade pelos métodos de Bishop Simplificado e Costa Nunes e Velloso. Foi proposto uma contenção dos taludes da instituição, permitindo que a expansão já iniciada pudesse aproveitar melhor a área disponível no terreno da instituição. A solução proposta para o primeiro talude foi o desmonte de rocha, com argamassa expansiva, formando bancadas que acompanhem as alturas dos pavimentos que serão executados futuramente. No segundo talude foi proposto uma contenção com cortina atirantada, escolhida devido à altura e do propósito de se aproveitar da melhor forma o espaço disponível. Os resultados foram uma contenção por bancada com desmonte de rocha e uma cortina atirantada de 9m por 22,60m possuindo 19 vigas verticais contendo 6 tirantes em cada uma delas. Ao final do trabalho constatou-se que o fator de segurança do segundo talude era suficiente para que não necessitasse de contenção, todavia considerou-se que com o tempo essa estabilidade reduziria, justificando assim, a execução da cortina atirantada antecipadamente.

Palavras-chave: Contenção. Talude. Cortina. Expansão.

ABSTRACT

With increasing population growth in urban centers, obviously the need to expand some existing buildings only increases. In this way, the technical study of changes in pre-existing slopes becomes necessary, since in the majority of times undesirable mass movements can be avoided with a containment solution. A good example to be cited is that of Faculdades Integradas de Caratinga-MG, where the number of new students and courses is only increasing, and with this, the need for expansion increases. The objective of the present work is to analyze the stability of a cutting slope, for possible future expansion of the Caratinga Doctum, through a computational modeling. The methodology adopted in the work was the analysis of stability by the methods of Bishop Simplified and Costa Nunes and Velloso. It was proposed a containment of the slopes of the institution, allowing that the expansion already initiated could make better use of the available area in the institution's field. The solution proposed for the first slope was the dismantling of rock, with expansive mortar, forming benches that accompany the heights of the pavements that will be executed in the future. In the second slope a contention with a curtain was chosen, chosen because of the height and the purpose of making the best use of the available space. he results were a contention per rock-bed and a 9m-by-22.60m rope curtain having 19 vertical beams containing 6 rods in each. At the end of the work, it was verified that the safety factor of the second slope was sufficient so that it did not need containment, nevertheless it was considered that over time this stability would reduce, thus justifying, the execution of the reinforced curtain in advance.

Keywords: Containment. Slopes. Curtain. Expansion.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Nomenclatura utilizada para taludes.....	20
Figura 1.2 Forças atuantes nas fatias.....	27
Figura 2.3 Fatia genérica com as forças atuantes no sistema.....	30
Figura 2.4 Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso.....	32
Figura 2.5 Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern e Price.....	33
Figura 2.6 Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo.....	34
Figura 2.7 Solo Grampeado em Itapevi-SP.....	36
Figura 2.8 Muro Gabião.....	37
Figura 2.9 Muro de Concreto Ciclópico.....	38
Figura 2.10 Muro de solo-cimento ensacado.....	39
Figura 2.11 Muro de solo pneus na cidade de São Gonçalo do Pará-MG.....	40
Figura 2.12 Características do tirante.....	42
Figura 2.13 Cabeça do tirante detalhada.....	42
Figura 2.14 Ensaio de protensão em tirantes.....	44
Figura 2.15 Fases da escavação de tirantes alternados.....	45
Figura 2.16 Indicação dos diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial	49
Figura 4.1 Primeiro talude.....	52
Figuar 4.2 Perfil do talude, com retirada de solo e desmonte de rochas em bancadas.....	53
Figura 4.3 Segundo talude.....	54
Figura 4.4 Levantamento planialtimétrico.....	54

Figura 4.5 Superfície de ruptura do talude natural obtida pelo software <i>GesStudio</i>	56
Figura 4.6 Superfície de ruptura do talude após a aplicação da contenção, obtida pelo software <i>GeoStudio</i>	57
Figura 4.7 Seção transversal do talude em estudo para análise.....	58
Figura 4.8 Disposições dos tirantes na cortina.....	62
Figura 4.9 Corte lateral da cortina com dimensões dos tirantes.....	63
Figura 4.10 Vista frontal da cortina atirantada com disposição de tirantes e vigas.....	64
Figura 4.11 Localização das vigas no painel da cortina.....	65
Figura 4.12 Esquema de carregamento da viga vertical.....	66
Figura 4.13 Diagrama de esforços cortantes da viga.....	66
Figura 4.14 Diagrama de momentos fletores da viga.....	66
Figura 4.15 Detalhe do engastamento das lajes exteriores.....	78
Figura 4.16 Detalhe do engastamento das lajes internas.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Coesão de solos argilosos.....	24
Tabela 2.2 Peso específico de solos arenosos.....	25
Tabela 2.3 Coeficientes de Ancoragem.....	47
Tabela 4.1 Peso específico de solos arenosos.....	55
Tabela 4.2 Coesão de solos argilosos.....	56
Tabela 4.3 Escolha do aço para dimensionamento estrutural de tirantes permanentes	60
Tabela 4.4 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	69
Tabela 4.5 Valores de $p_{sw,min}$ (%).....	71

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C'	Coesão
γ	Peso específico do solo
σ'	Tensão vertical efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo do solo
t_e	Tensão cisalhante de equilíbrio
FS	Fator de Segurança
Md	Momento de cálculo
Σ	Somatório
T	Tração dos tirantes
Lv	Comprimento livre do tirante
Lb	Comprimento do bulbo do tirante
Su	Coesão do solo na situação não drenada
Q	Carga distribuída
C	Cobrimento de concreto
ϕ_t	Diâmetro da armadura transversal
ϕ_l	Diâmetro da armadura longitudinal
Md _{lim}	Momento limite de cálculo
Md _{máx}	Momento máximo solicitante de cálculo

As	Área de aço
Fctd	Resistência de cálculo à tração do concreto
Fck	Resistência à compressão característica do concreto
Fywd	Resistência de cálculo à tração do aço
Vc	Parcela de força cortante suportada pelo concreto
V _{sw,min}	Força cortante mínima
Asw	Área de armadura transversal
Vsd	Força solicitante de cálculo
SPT	Ensaio de Penetração Padrão
N _{spt}	Índice de resistência a penetração
α	Coefficiente redutor da resistência ao cisalhamento
Θ	Ângulo de inclinação do tirante
<i>GeoStudio</i>	Software de análises Geotécnicas
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
MPa	Megapascal
KN	Quilo-Newton
ℓ_x	Menor vão
ℓ_y	Maior vão
H	Altura do talude

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Contextualização	16
1.2	Objetivos	18
1.2.1	Objetivo geral	18
1.2.2	Objetivos específicos	18
1.3	Estruturação da dissertação	18
2	REVISÃO BIBIOGRÁFICA	20
2.1	Taludes	20
2.2	Movimentos de massa, principais agente e causas	21
2.3	Investigações de subsolos	23
2.3.1	<i>Ensaio SPT</i>	23
2.3.2	Correlações	23
2.4	Estabilidade de taludes	25
2.5	Análise de estabilidade de taludes	26
2.6	Métodos de análise de estabilidade de taludes	27
2.6.1	<i>Método das Fatias</i>	27
2.6.2	<i>Método de Fellenius</i>	28
2.6.3	Método de Bishop Simplificado	29
2.6.4	<i>Método de Spencer</i>	30
2.6.5	<i>Método de Costa Nunes e Veloso</i>	31
2.6.6	<i>Método de Morgenstern e Price</i>	33
2.6.7	<i>Método de Janbu Simplificado</i>	33
2.7	Desmonte de rochas	35
2.8	Contenção de taludes	35

2.8.1	Solo grampeado.....	36
2.8.2	Muro gabião	37
2.8.3	Muro de concreto ciclópico	38
2.8.4	Muro de arrimo de solo-cimento ensacado.....	39
2.8.5	Muro de solo-pneus	40
2.8.6	Cortina atirantada	41
2.9	Drenagem	48
3	METODOLOGIA	50
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	52
4.1	Estudo de Caso	52
4.1.1	Dimensionamento da cortina	57
4.1.1.1	Quantidade de tirantes	57
4.1.2	Comprimento das Barras	62
4.1.3	Dimensionamento estrutural do painel.....	64
4.1.3.1	Lajes das extremidades	78
4.1.3.2	Lajes internas	82
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	87
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
7	ANEXOS.....	92
8	APÊNDICES	99

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Com o elevado aumento populacional nos centros urbanos, fica evidente há necessidade de ampliação de algumas construções já existentes. Desta forma, o estudo técnico de alterações em taludes pré-existentes se faz necessário, pois muitas vezes estes necessitam de uma solução de contenção para evitar movimentos de massa indesejáveis.

Compreende-se como talude superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos, que podem ser originados por processos geológico, geomorfológico e ações do homem que limitam um maciço de solo composto por terra ou rocha (NASCIMENTO, 2013). O talude é composto basicamente de crista – ou topo– localizada em sua parte superior, pé – ou base– localizado em sua parte inferior, corpo do talude e ângulo de inclinação. Ainda, essas partes são encontradas desde em taludes artificiais, formados por corte e aterros, como também nos taludes naturais formados em encostas (COSTA e LEVINDO, 2013).

A principal função dos taludes naturais ou artificiais é de garantir estabilidade do maciço o qual ele limita. Devido a influências de vários fatores, sendo eles químicos, físicos, geológicos e muitas vezes até sociais, acabam expostos a riscos de ruptura e exigem a necessidade de avaliações e intervenções executivas as quais, através de técnicas e métodos específicos, visam garantir a estabilidade controlada do mesmo (COSTA e LEVINDO, 2013).

Os principais problemas ligados à estabilidade de taludes estão associados desde as questões geométricas, como sua inclinação acentuada, mas também, devido aos seus parâmetros de resistência, como sua coesão, ângulo de atrito e, conseqüentemente, sua resistência ao cisalhamento (LIMA JR e SANTOS, 2012).

A desestabilização de um talude sucede quando as forças resistivas, que tendem a manter o talude imóvel, são superadas. Através do Fator de Segurança (FS) pode-se definir a condição de estabilidade de um talude. O FS é dado pela

razão entre o somatório das forças resistentes e o somatório da tensão cisalhante ao longo de uma superfície de ruptura (TEIXEIRA, 2011).

Segundo a ABNT NBR 11682/2009, é exigido um alto grau de segurança em taludes que estejam próximos à edificações residenciais, instalações industriais, dentro do perímetro urbano. Sendo assim, o fator de segurança (FS) deve ser alto, portanto, deve-se realizar uma análise de sua estabilidade para se concluir sobre seu FS.

Esta análise de estabilidade, pode ser feita através dos diferentes métodos clássicos encontrados na literatura, buscando garantir que o FS seja atendido segundo as diretrizes da norma.

Para a realização da análise de estabilidade de taludes e sua modelagem, são utilizados, mais comumente, pelos engenheiros geotécnicos, dois tradicionais *softwares* computacionais, o *Geostudio* e *Geo 5*. O *Geostudio* analisa estabilidade de declives, fluxo de água subterrânea, estresse e deformação de estruturas, dinâmica de terremotos, transferência de calor, transferência de gás e transferência de ar. O *Geo 5* executa análise de estabilidade de declives, dimensionamento e verificação de estruturas de contenção, capacidade de carga e assentamento de fundações, modelagem do terreno e do subsolo baseada no levantamento geotécnico e análise da estrutura baseada em ensaios de campo.

Quando constatada a instabilidade do maciço, deve-se proceder pela intervenção do mesmo, através de obras de contenções, como: tratamento superficial das faces do talude, com plantio de vegetação e/ou aplicação de geossintéticos para mitigação do efeito erosivo e; outras soluções que colaborem com o aumento das forças resistivas ao deslocamento de massa, como solo grampeado e/ou agulhamento, muro de arrimo, cortina atirantada, etc.

Ademais, vale ressaltar que a Faculdade Doctum de Caratinga está em amplo crescimento. Nos últimos 4 anos a instituição abriu 3 novos cursos e recebeu cerca de 16.300 novos alunos. Desta sorte, o objetivo do presente trabalho é realizar um estudo sobre a expansão do terreno da faculdade, escolhendo a melhor técnica/método de contenção para o talude final, caso seja constatada a instabilidade do mesmo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a estabilidade de um talude proveniente de corte, para possível expansão futura da Doctum, através de uma modelagem computacional.

1.2.2 Objetivos específicos

Para se alcançar o objetivo geral supracitado, deve-se realizar uma análise da viabilidade de ampliação do terreno (estudo de caso), visando o melhoramento do espaço, através de corte do talude e possível contenção do mesmo. Assim, vale destacar também, as seguintes etapas necessárias ao escopo do trabalho:

- Aplicar o *software Geostudio* para modelagem e cálculo do fator de segurança do talude para verificação de sua estabilidade;
- Analisar a estabilidade por métodos de equilíbrio limite;
- Avaliar a melhor alternativa para a estabilização do maciço, caso necessário;
- Realizar o projeto de contenção, caso necessário.

1.3 Estruturação da dissertação

Este trabalho de conclusão de curso foi dividido em capítulos, conforme descrito pelos itens a seguir:

- Capítulo 1: Contém a introdução, com a contextualização, o objetivo geral e específico e a organização da dissertação;

- Capítulo 2: Contém a revisão bibliográfica, abordando os temas de movimentos de massa, métodos de análise de estabilidade de taludes e métodos de contenção (metodologias).
- Capítulo 3: Contém a metodologia, onde poderá ser verificado a descrição dos procedimentos para a realização do estudo de caso, abrangendo os critérios para a análise de estabilidade do talude, como, também, as diretrizes para a utilização da ferramenta computacional *Geostudio* e o dimensionamento da contenção escolhida.
- Capítulo 4: Contém resultados e discussões.
- Capítulo 5: Contém as conclusões e sugestões para trabalhos futuros;
- Capítulo 6: Referências bibliográficas.
- Capítulo 7: Contém anexos.
- Capítulo 8: Contém apêndices

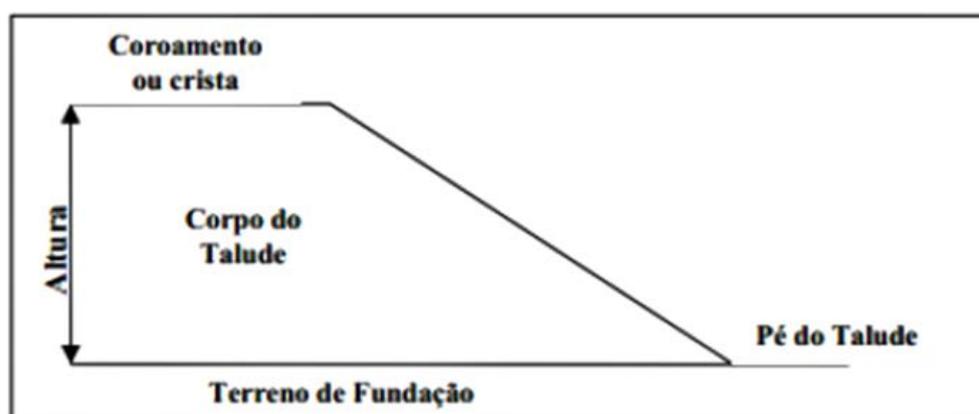
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Taludes

Entende-se por Taludes, qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, rocha ou mistos. Classificam-se como naturais, como das encostas, ou artificiais, caso dos taludes de corte e aterro (Caputo, 1988).

Na figura 2.1 pode-se ser exemplificado um talude e sua nomenclatura comumente empregada.

Figura 2.1 Nomenclatura utilizada para taludes



Fonte: CAPUTO (1988)

Ademais, talude é uma massa de solo submetida a três campos de forças: em razão ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento do solo. No estudo da análise de estabilidade dos taludes o equilíbrio entre essas forças deve ser considerado, dado que as duas primeiras se somam e tendem a movimentar a massa de solo encosta abaixo, esforço ativo, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação, esforço resistente (SANTOS, 2009b).

Segundo SANTOS (2015a), os taludes artificiais, provenientes de cortes, perdem a cobertura vegetal que é removida junto com o solo, perdendo assim um elemento de função primordial na proteção do solo contra erosão, pois é a cobertura

vegetal que diminui o impacto das gotas de chuva e oferece resistência ao escoamento superficial. Ocorre ainda a alteração da inclinação do talude e comprimentos de rampa, que tornam-se, após a execução do corte, mais suscetíveis à erosão que em seu estado natural.

Por essa razão é indispensável, nesses tipos de obra, prever um método de proteção para o talude a fim de reduzir as chances de erosão. Juntamente aos métodos de proteção, também devem ser executados sistemas de drenagem, complementando a escolha anterior. Os efeitos da erosão podem ser amenizados quando se utiliza um correto direcionamento da captação d'água e, por sua vez, o maciço é estabilizado pela proteção escolhida. Portanto, é essencial conhecer métodos de proteção contra erosão para escolher a melhor opção e garantir o sucesso na proteção (SANTOS, 2015a).

2.2 Movimentos de massa, principais agente e causas

Os movimentos de terra são fenômenos que acontecem naturalmente e são parte da evolução geomorfológica das regiões. A interferência humana, sem o adequado planejamento do uso e ocupação do solo, está ocasionando acidentes associados a estes processos, que muitas vezes atingem dimensões de desastres (CRUZ, 2016).

Existem algumas classificações para tipos de movimentos de taludes, que variam usualmente em razão dos tipos de plano de ruptura e da velocidade.

Os principais tipos de movimentos podem ser classificados em três grupos:

- Escorregamento: refere-se a um deslocamento finito pela extensão da superfície definida de deslizamento já existente ou de neoformação. Pode ser classificado em dois subtipos: rotacionais ou translacionais;
- Escoamento: refere-se a um movimento contínuo ou deformação, com superfície de movimentação definida ou não. Podem ser divididos em dois tipos, de acordo com as características do movimento, sendo eles: Rastejo (escoamento plástico) e corrida (escoamento fluido-viscoso);

- Subsidiências: refere-se a uma deformação contínua ou deslocamento finito, com direção predominantemente vertical. Podem ser divididos em três tipos: desabamentos (deslocamento finito vertical), recalques (deformação global do solo, gerada por deslocamentos e rearranjos das partículas de solo), e subsidiência propriamente dita (deformação contínua) (OLIVEIRA, 2006).

Para o entendimento dos movimentos de massa é importante analisar a questão agente x causa. Tomando-se como exemplo que o agente água que pode de diferentes formas influenciar a estabilidade, seja por encharcamento, aumento da pressão nos poros do solo ou através do intemperismo (GERSCOVICH, 2009).

GERSCOVICH (2009) afirma que os principais agentes causadores dos movimentos de massa são:

- Complexo Hidrológico: volume, clima, dinâmica da água no solo e intensidade das precipitações;
- Complexo Geomorfológico: forma da encosta, comprimento, orientação e declividade;
- Complexo Geológico: tipos de rocha, estrutura da rocha, direção das camadas, estado de alteração e grau de faturamento.

Já a divisão das causas é feita dependendo do seu posicionamento em relação ao talude, e subdivide-se em causas externas, internas e intermediárias. As causas externas, ocasionam um aumento das tensões de cisalhamento, sem acarretar diminuição da resistência do material com mudanças na geometria do sistema e na inclinação da encosta, por meios naturais ou artificiais e efeitos de vibrações. As causas internas são as que levam o talude ao colapso sem que ocorra qualquer mudança nas condições geométricas e resultam na diminuição da resistência interna do material e, assim, aumentando a pressão hidrostática, diminuindo a coesão e o ângulo de atrito interno por processo de alteração (GERSCOVISH, 2009).

As causas intermediárias, resultam nos efeitos causados por agentes externos no interior do talude através da elevação do nível piezométrico em massas homogêneas e da coluna d'água descontínua, erosão subterrânea regressiva e rebaixamento rápido do lençol freático (OLIVEIRA, 2006).

2.3 Investigações de subsolos

Para elaboração de projetos de fundações e de obras de contenção seguros e econômicos é fundamental o conhecimento das condições de subsolo do local. No Brasil, avalia-se que o custo envolvido na realização das sondagens de reconhecimento varie em torno de 0,2% a 0,5% do custo total da obra (SCHNAID, 2000).

A sondagem de solo é essencial para o desenvolvimento de serviços geotécnicos de qualidade. Este serviço é também conhecido como investigação geotécnica ou investigação do subsolo. No Brasil o ensaio de campo mais utilizado para este fim é a Sondagem Simples de Reconhecimento de Solo, ou seja, o SPT (CARVALHO, 2012).

2.3.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT (“Standard Penetration Test”) é considerado o sistema de sondagem mais utilizado do mundo. Vários países como Brasil, Estados Unidos, Japão entre outras potências mundiais, o ensaio é frequentemente usado. O ensaio torna-se uma ferramenta indispensável à prática de engenharia devido a sua simplicidade, aliado ao seu baixo custo e experiência na execução e na aplicação dos resultados (LOBO, 2005).

A NBR 6484/01 prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, que é aplicado em engenharia civil com o objetivo de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d’água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

2.3.2 Correlações

As correlações são usadas quando algumas propriedades do solo não são encontradas, pela dificuldade de execução de alguns ensaios de solo, ou simplesmente por sua inexistência.

Para estimar o ângulo de atrito (Φ) pode ser utilizada uma das duas correlações empíricas com o índice de resistência à penetração do SPT:

$$\text{Godoy(1983) apud Cintra et al.(2011):} \quad \phi = 28^{\circ} + 0,4 N_{spt} \quad (1)$$

$$\text{Teixeira(1996) apud Cintra et al.(2011):} \quad \phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^{\circ} \quad (2)$$

Para estimativa do valor de coesão do solo, quando não possuir resultados de ensaios de laboratório, pode ser utilizada a correlação com o índice de resistência à penetração N_{spt} , sugerida por Alonso (1983).

Tabela 2.1 Coesão de solos argilosos

N golpes	Coesão (kPa)
<2	<10
2-4	10-25
4-8	25-50
8-15	50-100
15-30	100-200
>30	>200

Fonte: Alonso (1983)

Quando não houver valores de peso específico, resultantes de ensaios de laboratório, pode-se adotá-lo a partir dos valores aproximados da tabela 2.2 sugeridos por Godoy, (1972) *apud* Cintra et al. (2011).

Tabela 2.2 Peso específico de solos arenosos

N_{spt}	Compacidade	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5 5-8	Fofa Pouco Compacta	16	18	19
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40 >40	Compacta Muito Compacta	18	20	21

Fonte: Godoy 1972 *apud* Cintra *et al.*,2011

2.4 Estabilidade de taludes

BASSANELI (2016) descreve estabilização de talude ou encosta como um procedimento aplicado a uma declividade de terreno, natural ou modificada, para aprimorar as suas características de resistência, interferindo nos condicionantes relacionados à natureza dos seus materiais constituintes e nos agentes de deflagração de processos responsáveis pela sua mudança.

Tais métodos podem ser tanto superficiais (erosão, escorregamento raso) quanto podem envolver movimentos mais intensos de massa (queda de bloco, corrida de lama). Os condicionantes da instabilidade são a geologia (litologia, composição e estrutura), a morfologia (inclinação e comprimento de rampa) e a hidrogeologia (águas superficiais e subterrâneas) da encosta (BASSANELI, 2016).

Quando se trata de estabilidade de taludes é a ABNT NBR 11682/2009, que fixa as condições exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas. Abrange, também, as condições para estudos, projetos, execução, controle e observação de obras de estabilização.

2.5 Análise de estabilidade de taludes

A análise de estabilidade permite avaliar o quanto seguro está ou estará um talude, possuindo alguns objetivos principais:

- Analisar a estabilidade de taludes das obras geotécnicas sob diferentes momentos de solicitação ou efetuar projetos de estabilização de taludes já rompidos;
- Analisar o risco de escorregamento em taludes naturais ou artificiais, através de análises de sensibilidade, analisando a influência relativa de determinados parâmetros (NASCIMENTO, 2013).

Com isso se reflete no cálculo de um fator de segurança, que é o menor valor da relação entre a tensão cisalhante resistente do solo e a tensão cisalhante mobilizada pelos esforços atuantes considerando as possíveis superfícies potenciais de ruptura:

$$FS = \frac{\tau_R}{\tau_M} \quad (3)$$

Sendo:

FS o fator de segurança;

τ_R tensão cisalhante resistente;

τ_M tensão cisalhante mobilizada.

Segundo NASCIMENTO (2013), de acordo com o valor de FS , tem-se:

- $FS > 1,0$ obra estável;
- $FS = 1,0$ ocorre ruptura por escorregamento;
- $FS < 1,0$ sem significado físico.

2.6 Métodos de análise de estabilidade de taludes

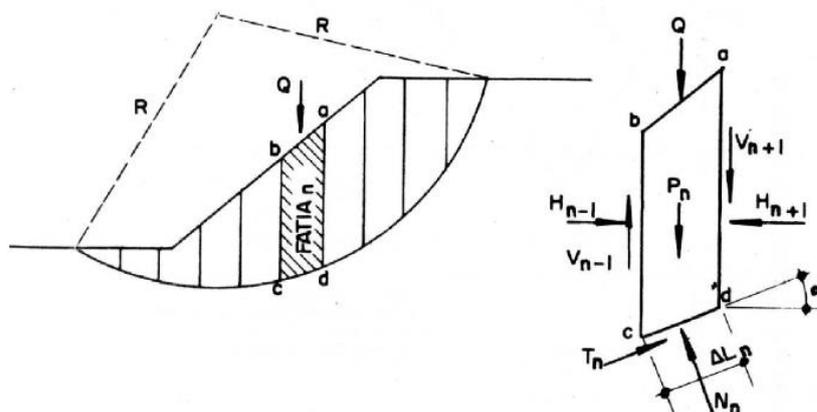
Na análise de estabilidade de taludes são usualmente empregados os métodos de equilíbrio limite e, durante décadas, foram as principais ferramentas de cálculos para engenheiros geotécnicos. Esse método de análise, considera que as forças que tendem a causar a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Para comparar a estabilidade de taludes em situações diferentes de equilíbrio limite, determina-se o fator de segurança (FS) como sendo a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento. A condição de equilíbrio limite corresponderia a um fator de segurança unitário (OLIVEIRA, 2006).

2.6.1 Método das Fatias

O método das fatias é o mais utilizado entre os métodos de equilíbrio limite, devido a não apresentar problemas quanto à homogeneidade do solo e geometria do talude (LUIZ, 2014).

Este método baseia-se na divisão da massa instável em fatias, considerando a superfície de escorregamento circular. É analisado o equilíbrio de forças em cada fatia através de equações da estática, considerando as tensões na base (N') geradas pelo peso da fatia (OLIVERIA, 2006).

Figura 2.2 Forças atuantes nas fatias



Fonte: GERSCOVISH (2009)

Levando em consideração a fatia n , deve-se considerar as seguintes forças: a sobrecarga (Q), o peso (P_n), ao longo da superfície de ruptura as reações tangencial e normal T_n e N_n e as componentes normal (H_{n-1} e H_{n+1}) e verticais (V_{n-1} e V_{n+1}) das reações (R_{n-1} e R_{n+1}) das fatias próximas a ela (Gerscovish, 2009).

2.6.2 Método de Fellenius

Este método foi proposto inicialmente para estudar estabilidade de solos saturados, porém, foi ampliado para outros solos e em condições de análise em tensões efetivas. Para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, importante para a análise com tensões efetivas, são utilizadas fatias. Fellenius supõe com este método que a resultante das forças entre fatias é paralela à base, satisfazendo somente o equilíbrio de momentos (TEIXEIRA, 2011).

Segundo MASSAD (2010), a expressão a seguir permite encontrar o coeficiente de segurança (F), de forma mais simples. Obtém-se:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot \ell + (P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \operatorname{tg} \phi']}{\sum (P \cdot \operatorname{sen} \theta)} \quad (4)$$

Sendo:

c' : coesão efetiva do solo

ℓ : comprimento da base das fatias

P : peso da fatia

Δx : variação da força tangencial ou de corte na interface entre fatias

Φ : ângulo de atrito do solo

θ : inclinação da resultante das forças

2.6.3 Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop foi desenvolvido a princípio para superfícies circulares, mas podendo ser adaptado para superfícies não circulares. Neste método são ignoradas as forças do corte entre fatias e satisfazendo somente o equilíbrio de momentos. Os resultados bons de FS que foram fornecidos por esse método para determinado tipo de análises levaram ao seu estudo mais detalhado. Pelo fato de não haver na equação o fator de segurança as forças de corte entre fatias, não significa que equivaliam a zero, porém que um termo dessa equação seja zero. Deste modo, isso ocorre se declarar uma divisão adequada das forças de corte verticais entre fatias que atenda, simultaneamente, o equilíbrio de forças horizontais. Por causa disso sua precisão quando os comparam com outros métodos. Através do equilíbrio de forças segundo o sentido vertical é obtida a reação normal na base (SILVA, 2011). A formulação deste método é baseada nas equações 5 e 5.1 a 5.5 a seguir:

$$P = \mu l \cos \alpha + \sigma_e l \cos \alpha + \frac{cl \sin \alpha + \sigma_e l \sin \alpha \tan \alpha}{F_s} \quad (5)$$

$$\sigma_e l = \frac{P - \mu l \cos \alpha - \frac{cl}{F_s \sin \alpha}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \alpha}{F_s}} \quad (5.1)$$

$$F_s = \frac{\sum (cl + \sigma_e l \tan \alpha)}{\sum P \sin \alpha} \quad (5.2)$$

$$M_{(\alpha)} = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s} \right) \quad (5.3)$$

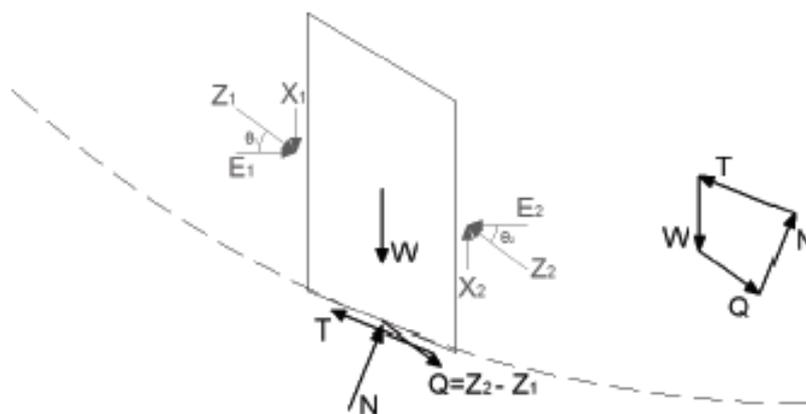
$$F_s = \frac{1}{\sum P \sin \alpha} \sum \left(\frac{cl \cos \alpha + (P - \mu l \cos \alpha) \tan \phi}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s} \right)} \right) \quad (5.4)$$

$$F_s = \frac{\sum (bc + P - \mu l) \tan \phi \frac{1}{M_\alpha}}{\sum P \sin \alpha} \quad (5.5)$$

2.6.4 Método de Spencer

Este método satisfaz as equações de momentos e forças, por isso é considerado rigoroso. As forças de contato entre fatias são representadas por uma resultante Q que assume uma inclinação constante θ com a horizontal, em cada fatia. Spencer considerou verdadeira a hipótese da relação entre forças de corte (X) e forças normais (E) ser constante. A resultante é aplicada na base da fatia e no ponto intermediário. A reação normal N é obtida pelo equilíbrio de forças paralelas e perpendiculares à base das fatias. Há duas formas de se obter o fator de segurança: por somatório de momentos em relação a um ponto ou somatório de forças horizontais ou paralelas à base das fatias (SILVA, 2011).

Figura 2.3 Fatia genérica com as forças atuantes no sistema (Método de Spencer)



Fonte: SILVA (2011)

Na qual:

W: peso da fatia;

Q: força resultante em cada fatia;

T: força resultante de tração no reforço;

N: força normal à base;

Xn: força vertical atuante na fatia;

Em: força horizontal devido às fatias adjacentes;

Zn: força resultante atuante na fatia;

θ : inclinação da força atuante Zn em relação à direção horizontal.

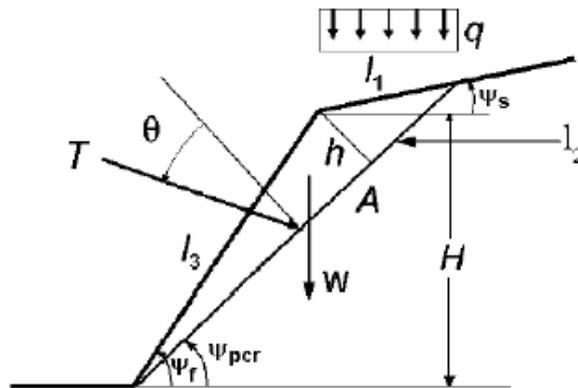
Adotando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e considerando o equilíbrio de forças normais e tangenciais da fatia, a resultante Q de cada fatia é encontrada através da equação 6:

$$Q = \frac{\frac{c'.b.\sec \alpha}{FS} + \frac{\tan \phi'.(h.\cos \alpha - u.b.\sec \alpha)}{FS} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \cdot \left[1 + \frac{\tan \phi.\tan(\alpha - \theta)}{FS} \right]} \quad (6)$$

2.6.5 Método de Costa Nunes e Veloso

Para maciços de solo homogêneo com superfícies planas ou com inclinação inferior a 30°, Costa Nunes e Velloso recomendam o uso de um método que toma como base o equilíbrio das forças horizontais e verticais que atuam na cunha de deslizamento (RODY, 2010). A figura 2.4 exemplifica as forças atuantes na cunha.

Figura 2.4 Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso



Fonte: RODY (2010)

Considerando taludes sem a presença de água, o fator de segurança FS pode ser determinado pela expressão 2.7:

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \psi_{pcr} + T \cdot \cos \theta) \cdot \operatorname{tg} \varphi}{W \cdot \operatorname{sen} \psi_{pcr} - T \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (7)$$

Sendo:

A: área da superfície potencial de ruptura, por metro linear

W: peso da cunha mais o componente devida ao carregamento distribuído, por metro.

ψ_{pcr} : inclinação da superfície potencial de ruptura

T: força na ancoragem, por metro linear

θ : ângulo de inclinação da ancoragem em relação à normal a superfície potencial de ruptura

φ : ângulo de resistência ao cisalhamento do solo

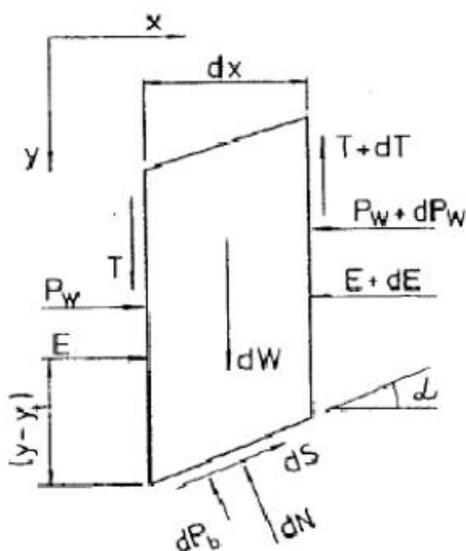
2.6.6 Método de Morgenstern e Price

Morgenstern e Price é um método de análise rigoroso de estabilidade de talude, onde satisfaz as condições de equilíbrio estático e permite qualquer superfície de ruptura (FIAMONCINI, 2009).

Segundo Fiamoncini (2009), neste método atende-se todas as equações de equilíbrio e a superfície de ruptura podendo ter qualquer forma, seja ela: circular, não circular ou composta. A massa potencialmente instável é dividida em pequenas fatias e faz necessário uso de programa computacional na realização dos cálculos.

A figura 2.5 mostra as forças consideradas pelo método Morgenstern & Price, mostra também a poropressão que é incluída nas forças entre fatias.

Figura 2.5 Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern e Price



Fonte: FIAMONCINI (2009)

2.6.7 Método de Janbu Simplificado

Essa é uma simplificação do primeiro método generalizado de lamelas feito por Janbu em 1955, que se fundamenta no equilíbrio de forças e momentos. Esta simplificação trabalha como o Método de Bishop Simplificado, considerando-se o

equilíbrio de forças e desprezando as componentes verticais e tangenciais às laterais das fatias (TEIXEIRA, 2011).

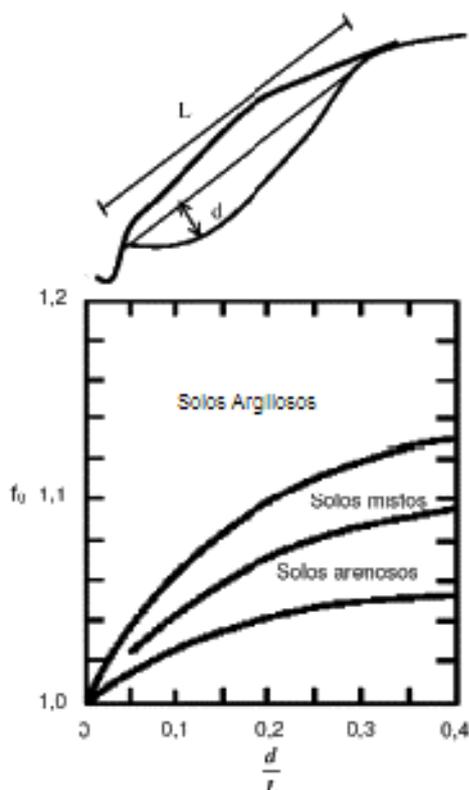
O método é adotado para todo tipo superfície de ruptura, seja ela circular ou irregular.

$$M(\theta) = \cos \theta + \sin \theta \cdot \frac{\tan \phi'}{F} \quad (8)$$

$$F = f_o \cdot \frac{\sum [c' \cdot \Delta x + (P - u \cdot \Delta x) + \tan \phi'] \cdot \frac{1}{M(\theta)}}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (8.1)$$

O método de Janbu Simplificado (1973), indicou a fórmula para satisfazer parcialmente o equilíbrio de momentos, foi a inserção de um fator de correção empírico f_o que depende do tipo do solo e da forma da superfície de deslizamento, por isso pode-se utilizar o ábaco da figura (TEIXEIRA, 2011).

Figura 2.6 Variação do fator f_o em função do parâmetro d/L e do tipo de solo



Fonte: PUC Rio (2003)

2.7 Desmonte de rochas

Quando se trata de desmonte de rochas, deve-se pensar de imediato no método apropriado pra o corte da mesma, que são inúmeros como: por fio diamantado, serras diamantadas de cinta ou de correntes, maçarico (*jet flame*), jato de água (*water jet*), explosivos ou argamassa expansiva (AE) (REIS, 2004).

No Brasil a técnica mais utilizada para o desmonte de rochas é a que emprega o uso de explosivos, muito aplicada para trabalhos de desagregação de maciços rochosos em mineração, como também tem larga utilização em obras de construção civil. Porém esse método de desmonte deve levar em conta alguns fatores, que podem torná-lo inviável em alguns casos, como: proximidade de centros urbanos habitados, volume de material para desmonte, distância até o local de desmonte, tipos e quantidade de explosivos e diâmetro de perfuração (PEREIRA, 2017).

O método de argamassa expansiva (AE) vem ganhando espaço no brasil, como solução em casos onde o uso de explosivos é inviável por razões de segurança. A AE é um agente de demolição não explosivo, cujo ingrediente predominante é a cal virgem. Entrando em contato com a água, acarreta reações de hidratação, e durante esse processo aumentam o volume, promovendo quando em confinamento, grandes pressões sobre as paredes, que podem chegar a aproximadamente 78 Mpa. Essas tensões geram fissuras na rocha cuja magnitude depende do balanço de esforços atuantes (LUZ *at al* .,2003).

Este método pode ser usado em: demolição de fundações, de pilares, torres e paredes, em aplainamento de rochas para construção de estradas, túneis entre outras execuções (FILHO, 2010).

2.8 Contenção de taludes

No casos em que o resultado obtido pela avaliação da estabilidade de um talude apresenta valores de fator de segurança inferiores aos exigidos por norma, intervenções no maciço devem ser previstas, de forma a atribuir maior estabilidade

ao mesmo. Uma estrutura de contenção deverá ser calculada nos casos em que a simples mudança na geometria ou a minimização da ação da água não são suficientes para à estabilização (TEIXEIRA, 2011).

Existem vários métodos de contenção de taludes, cada um dos métodos atende a diferentes situações ou limitações.

2.8.1 Solo grampeado

O solo grampeamento promove um reforço do solo pela inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados grampos (barras de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, micro estacas, ou estacas, em casos especiais). Os grampos são instalados sub-horizontalmente de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento. São aplicados, geralmente, tanto na estabilização de taludes quanto em escavações (SANTOS, 2015b).

Diferente das cortinas atirantadas, a ancoragem é feita em toda a extensão do chumbador, e não apenas no nicho final.

Figura 2.7 Solo Grampeado em Itapevi-SP.



2.8.2 Muro gabião

Segundo Gerscovich, são considerados muros de gabiões aqueles constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras ajeitadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção. Usualmente aplicados em contenções de até 5 metros.

Figura 2.8 Muro Gabião.



Fonte: Maccaferri, 2017

Todas as gaiolas são firmemente unidas entre si através de costuras com arames de características iguais daquela da malha, formando assim uma estrutura monolítica (MACCAFERRI, 2015).

É de grande importância para a obtenção de uma estrutura realmente eficaz, a escolha dos materiais a serem usados, seja referente às características da malha ou quanto ao material de preenchimento.

Gerscovich afirma que a malha, em especial, deve possuir as seguintes características:

- Elevada resistência Mecânica;
- Elevada resistência à corrosão;

- Boa flexibilidade;
- Não se desfiar facilmente.

No caso de ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos tem a função de preservar a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo assim excessivas deformações. (BARROS, 2015).

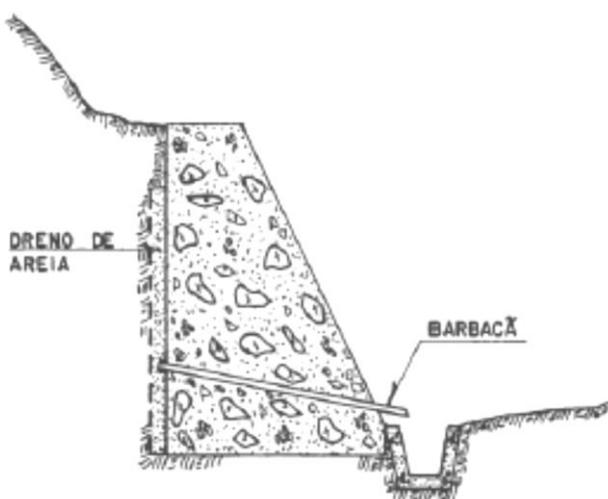
Os muros gabiões tem como principais características sua flexibilidade, que permite que a estrutura se acomode a recalques diferenciais e a permeabilidade (GERSCOVICH, 2010).

2.8.3 Muro de concreto ciclópico

Muros de concreto ciclópico são estruturas de contenção construídas com concreto e blocos de rocha. Os blocos de rocha são de dimensões diferentes e são especialmente pedra de mão (LUIZ, 2014).

Segundo Luiz, sua execução se dá pela montagem de forma e preenchimento com blocos e concreto. Sua seção transversal é normalmente trapezoidal e é indicado para alturas menores que 4 metros.

Figura 2.9 Muro de Concreto Ciclópico



Fonte: GERSCOVICH (2010)

2.8.4 Muro de arrimo de solo-cimento ensacado

O muro de solo-cimento ensacado é constituído por camadas formadas por sacos de poliéster ou similares, que são preenchidos pela mistura de solo-cimento da ordem de 1:10 a 1:15 (em volume). E adiciona-se, água em quantidade de 1% acima da correspondente à umidade ótima de compactação Proctor normal. Sua maior vantagem é sua facilidade de adaptação à topografia do local, além de ser de fácil execução (GERSCOVICH, 2010).

Com o tempo, estes sacos se desintegram totalmente, porém o material solo-cimento preserva a forma original moldada por eles. Estas faces externas do muro podem receber uma proteção superficial de argamassa de concreto magro, visando prevenir contra a ação erosiva de ventos e água superficiais, podendo também ser deixadas ao natural (SANTANA, 2006).

Figura 2.10 Muro de solo-cimento ensacado



Fonte: Arquiteta Responde (2017)

2.8.5 Muro de solo-pneus

O muro de arrimo também pode ser construído com pneus descartados. É uma contenção de fácil construção e baixo custo, com boa drenagem, que é utilizado o solo da própria encosta associado com uma estrutura montada com pneus e amarrados entre si com corda ou arame (SANTANA, 2006).

Por ser um muro de peso, os muros de solo-pneus estão limitados a alturas inferiores a 5m e à disponibilidade de espaço para a construção de uma base com largura da ordem de 40 a 60% da altura do muro. Contudo, deve destacar-se que o muro de solo-pneus é uma estrutura flexível e, por isso, as deformações horizontais e verticais podem ser superiores às usuais em muros de peso de alvenaria ou concreto. No entanto, não é recomendado a construção de muros de solo-pneus para contenção de terrenos que sirvam de suporte a obras civis pouco deformáveis, tais como estruturas de fundações ou ferrovias (GERSCOVICH, 2009).

Figura 2.11 Muro de solo pneus na cidade de São Gonçalo do Pará-MG



Fonte: Prefeitura de São Gonçalo do Pará-MG (2017)

2.8.6 Cortina atirantada

Cortinas atirantadas são contenções que, através dos tirantes, ligam-se a estruturas mais rijas e apresentam ancoragem ativa, o que confere pequena deslocabilidade. Essas cortinas são compostas por tirantes injetados no solo e solicitados a esforços axiais de protensão, presos na outra extremidade em um muro de concreto armado, elaborado para resistir aos esforços gerados pela reação entre o solo e o sistema muro-tirantes. Dentre as estruturas de contenção, possuem grande destaque devido à sua eficácia e versatilidade, se adaptando em qualquer situação geométrica, porém possuem um custo elevado (DUTRA, 2013).

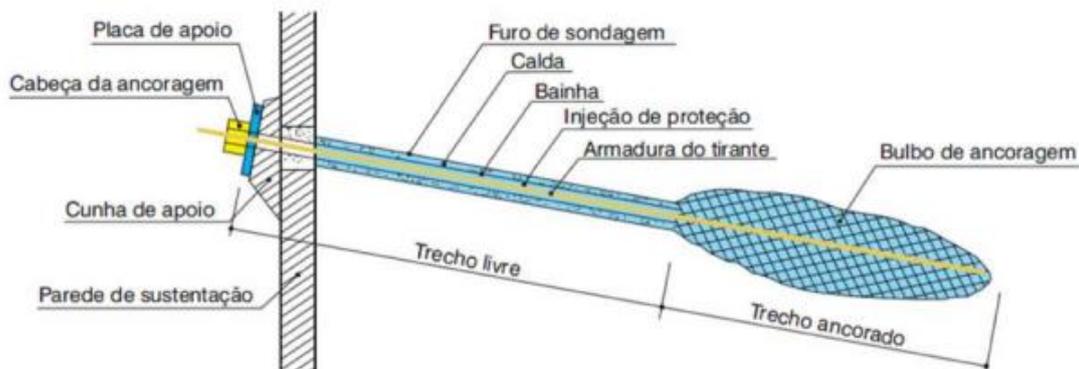
Ainda segundo DUTRA (2013), em casos de taludes de altura elevada e melhor aproveitamento de espaço, recomenda-se o uso de cortina atirantada. Os tirantes tem como objetivo aumentar a resistência do solo ao cisalhamento. Esse processo se dá, pois os tirantes têm seus bulbos localizados abaixo da linha de ruptura, fazendo com que a tensão normal ao longo da superfície seja maior.

Apesar de ser um dos métodos mais onerosos, pode ser extremamente vantajoso em áreas urbanas onde o aproveitamento do espaço é primordial.

A Norma Brasileira ABNT NBR 5629/2006, tirantes são peças montadas, que tem como componente principal um ou mais elementos resistentes a tração, introduzidos no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura por meio do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

Na figura 2.12 é possível observar que o tirante é constituído, basicamente, de cabeça, comprimento livre e o bulbo de ancoragem que é o comprimento ancorado.

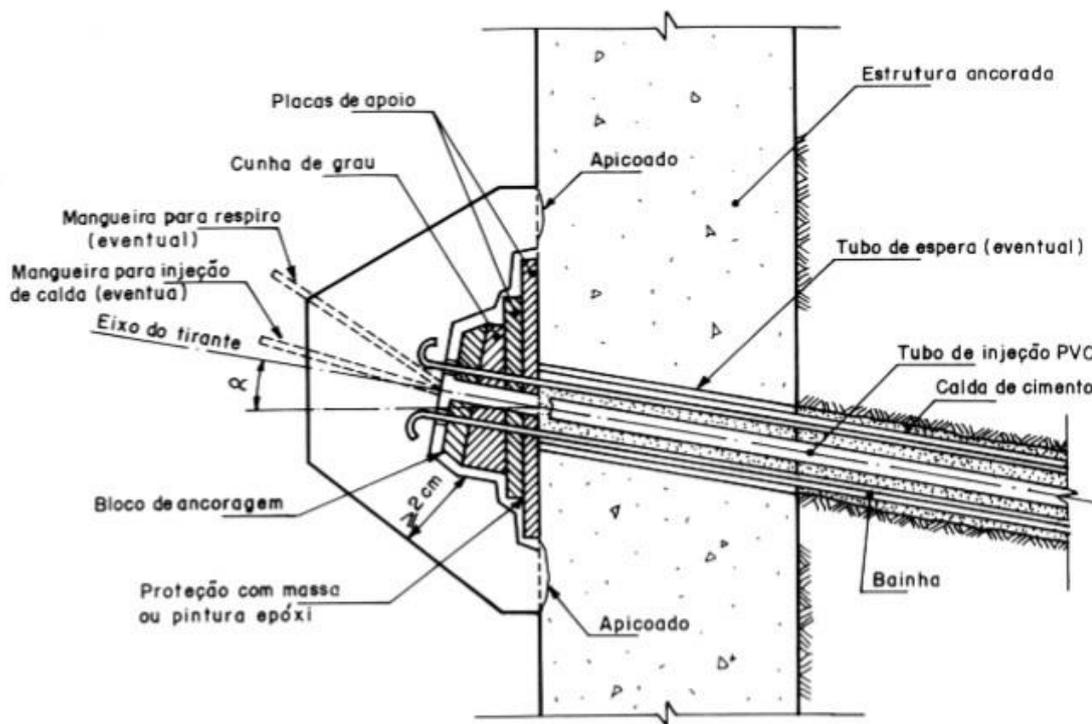
Figura 2.12 Características do tirante



Fonte: CONCEIÇÃO (2015)

As cargas aplicadas ao tirante, são aplicadas na cabeça do tirante, e são transmitidas ao solo pelo bulbo (PAIVA, 2016). A figura 2.13 mostra detalhes da cabeça do tirante.

Figura 2.13 Cabeça do tirante detalhada



Fonte: ABNT NBR 5629/2006

O comprimento livre, é parte essencial do tirante, pois é ele que suportará os esforços de tração causados pelas cargas. Ele é basicamente a distância o ponto inicial de aderência do bulbo e a cabeça do tirante (PAIVA, 2016).

O bulbo é parte localizada além da superfície de ruptura crítica do talude. As cargas serão transferidas por ele para o solo, que com o auxílio da nata de cimento, terá melhor aderência com o solo (PAIVA, 2016).

Os tirantes são compostos de barras de aço, sendo elas cortadas de acordo com os comprimentos previstos em projeto. Após cortadas, as barras são submetidas a um sistema de proteção de classe prevista em projeto conforme previsto na norma NBR 5629/06. Feita a proteção, os tirantes são montados respeitando os critérios de comprimento de barras, emendas de resistência garantidas por ensaios e proteção adequada, segundo exigido na norma NBR 5629/06.

Para a locação dos furos, inclinação e direção, devem ser seguidas severamente de acordo com o determinado em projeto. De acordo com a NBR 5629/06, para a execução dos tirantes, pode-se usar qualquer sistema de perfuração, desde que o furo seja retilíneo e com diâmetro, inclinação e comprimento previstos.

Os tirantes devem ser posicionados de acordo a não comprometer a proteção anticorrosiva, não mover os acessórios (espaçadores e válvulas) e posicionar a cabeça na altura correta.

Na execução do tirante, a injeção pode ser em fase única, ou em múltiplas. Fica a critério do executor escolher o tipo de injeção, desde que seja garantido o total preenchimento do furo aberto no solo e a capacidade de carga do tirante. A calda de cimento deve ser utilizada na dosagem recomendada por norma para que alcance resistência a partir de 25 MPa aos 28 dias (NBR 5629/06).

Segundo PAIVA 2016), deve ser feito em cada um dos tirantes o ensaio de protensão. O ensaio consiste na aplicação de cargas por aparelhos como o manômetro-macaco-bomba hidráulico, que devem ser testados e ter data de atestado de aferição de um ano ou menos. A carga inicial é dada por:

$$F_o = 0,1 f_{yk} S \quad (9)$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica à tração do tirante;

S: Menor seção do elemento resistente à tração do tirante.

Na figura 2.14 observa-se o uso do conjunto manômetro-macaco-bomba para ensaio de protensão nos tirantes.

Figura 2.14 Ensaio de protensão em tirantes



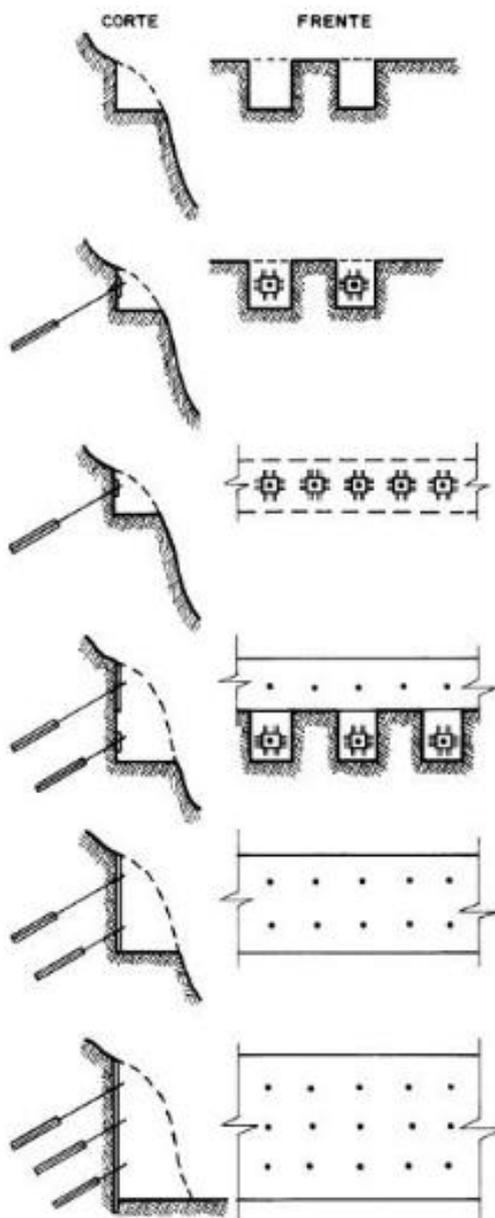
Fonte: Teknier Engenharia e Tecnologia

Segundo a ABNT NBR 5629/2006 os ensaios de tirantes podem ser classificados em básico, de qualificação, de recebimento e de fluência. O básico tem como função verificar a adequação de um novo tirante injetado; De Qualificação verifica o desempenho de um tipo de tirante injetado, já credenciado pelo ensaio anterior; De Recebimento controla a capacidade de carga e o comportamento de todos os tirantes; De Fluência avalia a estabilização do tirante sob a ação de cargas de longa duração.

Após os ensaios acima citados serem executados, o tirante é inserido à estrutura. Sua carga de inserção deve estar definida em projeto e seu valor deve estar entre 80% e 100% da carga de trabalho.

A figura 2.15 mostra fases da execução dos tirantes.

Figura 2.15 Fases da escavação de tirantes alternados



Fonte: ABNT NBR 9061/1995

Para o dimensionamento da seção de aço dos tirantes deve-se considerar o esforço máximo ao que ele é submetido. Para seu cálculo utiliza-se como base a tensão admissível calculada através das equações 10 e 11:

- Tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} 0,9 \quad (10)$$

- Tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} 0,9 \quad (11)$$

Sendo:

σ_{adm} : Tensão admissível;

f_{yk} : Resistência característica do aço.

O cálculo da seção de aço pode ser encontrada através da equação 12:

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_{adm}} \quad (12)$$

Sendo:

A_s : Área de aço;

F_t : Carga de trabalho limite definida nos ensaios.

A ABNT NBR 5629/2006 indica que tirantes com elementos de aço não devem ultrapassar 50mm² de seção individual em cada barra.

A norma também determina que a seção transversal da ancoragem e o comprimento devem ser obtidos por meio dos ensaios básico e de qualificação. A

resistência a tração é dada apenas pelo atrito entre o solo e o bulbo, sendo assim a resistência de ancoragem é obtida pela resistência ao cisalhamento.

Segundo a norma a resistência à tração da ancoragem pode ser calculada por duas equações dependendo do tipo de solo.

- Solos arenosos:

$$T = \sigma'_z U L_b K_f \quad (13)$$

Sendo:

σ'_z : Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U : Perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

K_f : Coeficiente de ancoragem indicado na tabela 2.3.

Tabela 2.3 Coeficientes de Ancoragem

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

Fonte: ABNT NBR 5629/2006

- Solos Argilosos:

$$T = \alpha U L_b S_u \quad (14)$$

Sendo:

α : Coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

S_u : Resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

Neste caso, quando $S_u \leq 40$ KPa considerar $\alpha=0.75$, quando $S_u \geq 100$ Mpa considerar $\alpha=0,35$, e entre os dois valores interpolar linearmente.

Não deve ser executado trecho de ancoragem no tirante quando os solos forem orgânicos moles, aterros, solos coesivos ou aterros sanitários.

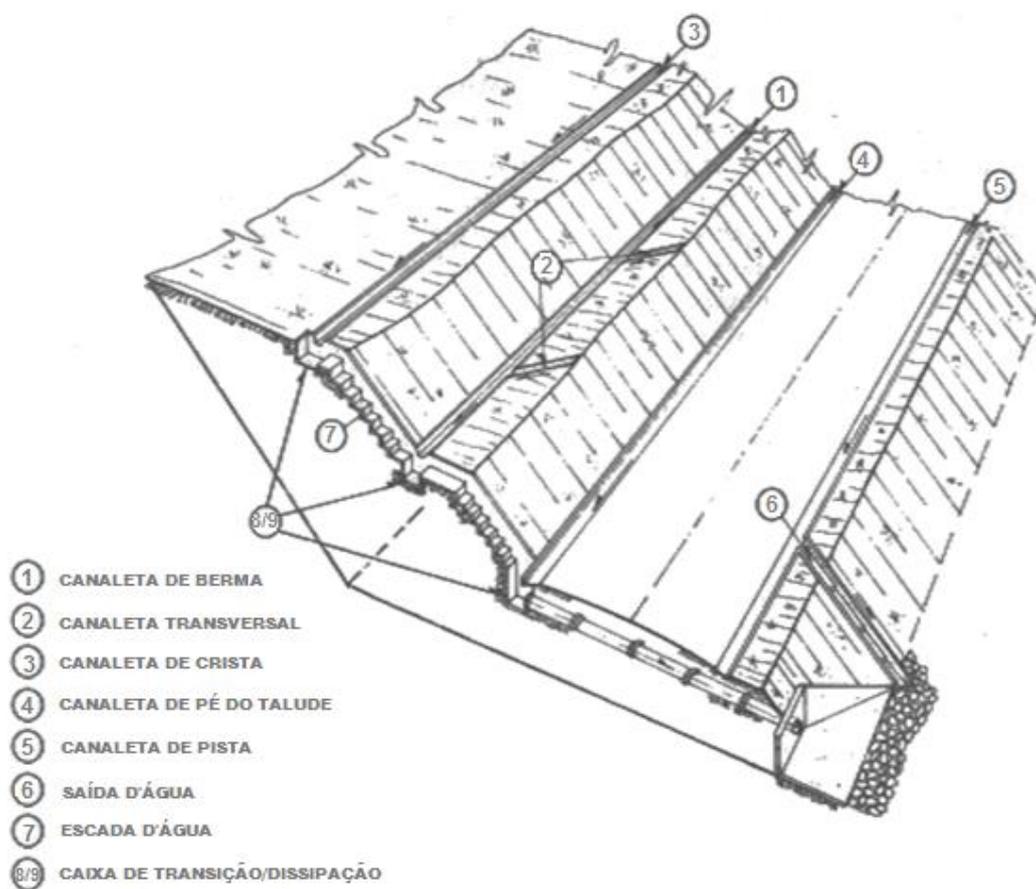
2.9 Drenagem

As obras de drenagem têm por objetivo captar e direcionar as águas do escoamento superficial, assim como retirar parte da água de percolação do maciço. Podem ser utilizadas como um recurso adicional das obras de estabilidade do talude associada a contenções, retaludamento ou proteções diversas ou como único recurso para estabilizar o maciço (CRUZ, 2016).

Segundo DUTRA (2013), deve ser realizado um estudo no local sobre os índices pluviométricos, a área da bacia de contribuição e as características dos materiais por onde escoam as águas a serem drenadas, para que seja feito um dimensionamento adequado.

É importante citar que os sistemas de drenagem devem ter uma programação de manutenção e vistorias realizada de forma contínua, pois os dispositivos de drenagem em geral, possuem grandes suscetibilidade a entupimentos e à danos em sua estrutura, tornando-se inoperante ou com deficiências, causando assim grande parte dos acidentes associados a escorregamentos de taludes (DUTRA, 2013). A figura 2.16 mostra as diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial.

Figura 2.16 Indicação dos diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial



Fonte: CARVALHO (1991)

3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho foi, primeiramente, realizado uma revisão bibliográfica esclarecendo conceitos de métodos e soluções de contenção que ajudarão no entendimento do tema.

Para o desenvolvimento do estudo de caso, foi necessária uma visita ao local para levantamento de dados e análise. O levantamento planialtimétrico e geotécnico local já existiam, e serão utilizados para definição do perfil do solo e a geometria do talude.

Através de correlações foram encontrados os valores do ângulo de atrito, coesão e peso específico do solo.

Após a definição dos parâmetros do talude, foi utilizado o *software Geostudio* para calcular a possível superfície de ruptura seguindo o método de Bishop simplificado, e assim descobrindo seu Fator de Segurança (FS).

O método de contenção utilizado é a cortina atirantada, método esse escolhido devido à altura elevada do talude e ao interesse em se ganhar mais espaço no local.

Foram calculados primeiramente o número de tirantes e suas disposições, através do método de análise de Costa Nunes e Velloso. Encontramos a inclinação da superfície potencial de ruptura, o comprimento do topo do talude até à cortina, o peso da lamela e a tração de cada tirante. A partir do cálculo da tração dos tirantes foi escolhida a dimensão das barras ou fios usado nos tirantes, definiu-se o número de linhas horizontais da cortina e estimou-se o espaçamento vertical entre os tirantes.

O comprimento das barras foi dimensionado seguindo métodos da NBR 5629/06. Sendo encontrado o comprimento das barras tornou-se possível também encontrar o comprimento dos bulbos a serem executados.

O dimensionamento estrutural da cortina (painel), deu-se primeiramente pela definição de que serão executadas vigas verticais, embutidas na cortina, evitando a necessidade de verificação quanto à punção da laje e definiu-se as dimensões das vigas e da cortina. Com o auxílio do *Software Ftool* foi feita a análise dos esforços

cortantes e momentos fletores considerando as cargas sobre as vigas. Logo em seguida foram calculadas as armadura combatentes aos esforços. Em seguida foram calculadas as lajes de extremidade e as internas, considerando as cargas, momentos fletores e dimensionando sua armadura adequada para combater os esforços.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentadas características dos taludes em estudo assim como o levantamento planialtimétrico e dados geotécnicos obtidos através de correlações com o SPT (Teste de Penetração Padrão). Além disso será apresentada a solução de contenção escolhida, seu dimensionamento e detalhamento.

4.1 Estudo de Caso

Os taludes referidos no presente trabalho estão localizados na Rua João Pinheiro, na sede da Rede Doctum em Caratinga-Minas Gerais.

A Figura 4.1 mostra o primeiro talude:

Figura 4.1 Primeiro talude

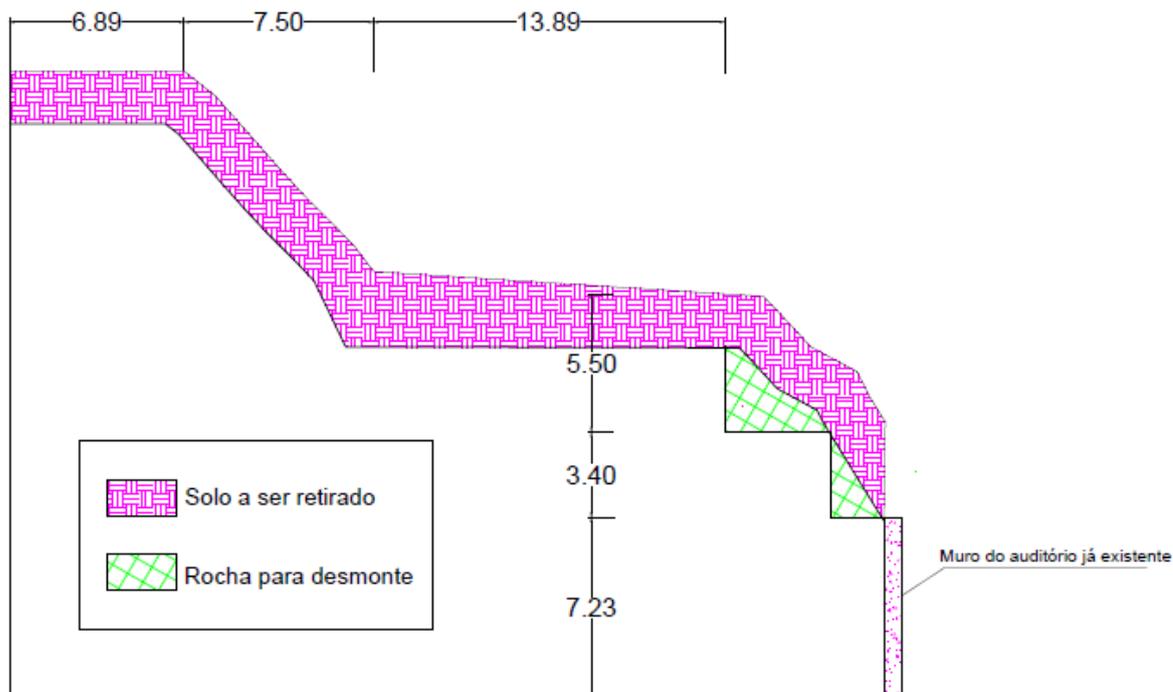


Fonte: Autor

Analisando a sondagem do furo 09, em anexo, observa-se que somente os primeiros 2,10 metros possuem solo, e o restante é composto de rocha.

Propõe-se a retirada dos 2,10 m de solo, e execução de bancadas na rocha, sendo necessário desmonte de rocha, como mostrado na figura 4.2.

Figuar 4.2 Perfil do talude, com retirada de solo e desmonte de rochas em bancadas



Fonte: Autor

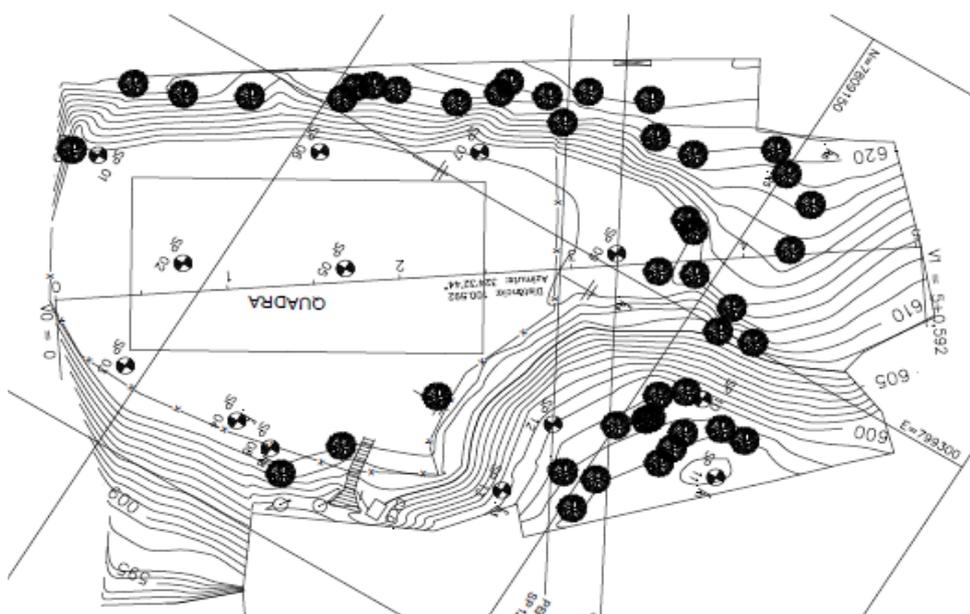
A altura das bancadas seguirão as alturas dos pavimentos da edificação já existente, visando melhor adequação à construções futuras. O desmonte das rochas será executado com o uso de argamassa expansiva, visando que a proximidade de edificações impossibilitaria o uso de explosivos.

O segundo talude estudado é apresentado na Figura 4.3.

Figura 4.3 Segundo talude

Fonte: Autor

Será utilizado o levantamento planialtimétrico, que já existia, para a caracterização do talude e definição do perfil. Através do perfil do talude será executado uma análise de estabilidade e assim poderá analisar o melhor método de contenção a ser executado. A figura 4.4 mostra o levantamento planialtimétrico da região onde se encontram os dois taludes em estudo.

Figura 4.4 Levantamento planialtimétrico

Fonte: Faculdades Doctum de Caratinga

Alguns pontos de sondagem na área também já haviam sido executados. Utilizando os resultados dessas sondagens, possibilitou a definição de características geológicas e geotécnicas do solo. Na escolha da sondagem a ser utilizada, optou-se pela de número 07, em anexo, por ser a que mais se aproxima do local estudado.

Com base no relatório desta sondagem, observou-se que o solo é um silte arenoso medianamente compacto.

Para obter-se o ângulo de atrito efetivo do solo, foi utilizada a correlação de Teixeira(1996) *apud* Cintra *et al* (2011), com base no ensaio SPT:

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

Onde N é o número se SPT.

Substituindo o N da fórmula pelo encontrado no ensaio SPT, tem-se:

$$\phi' = \sqrt{20.15} + 15 = 32,32^\circ \quad (16)$$

Para definir o peso específico natural do solo, utilizou-se a Tabela 4.1 de Godoy(1979) *apud* Cintra *et al.*,(2011):

Tabela 4.1 Peso específico de solos arenosos

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

Fonte: Godoy (1979) *apud* Cintra *et al* (2011)

Com base na tabela anterior e considerando que o número de SPT é 15, o peso específico natural do solo (γ) = 17 KN/m³.

A coesão do solo será obtida através da correlação de Alonso(1983).

Tabela 4.2 Coesão de solos argilosos

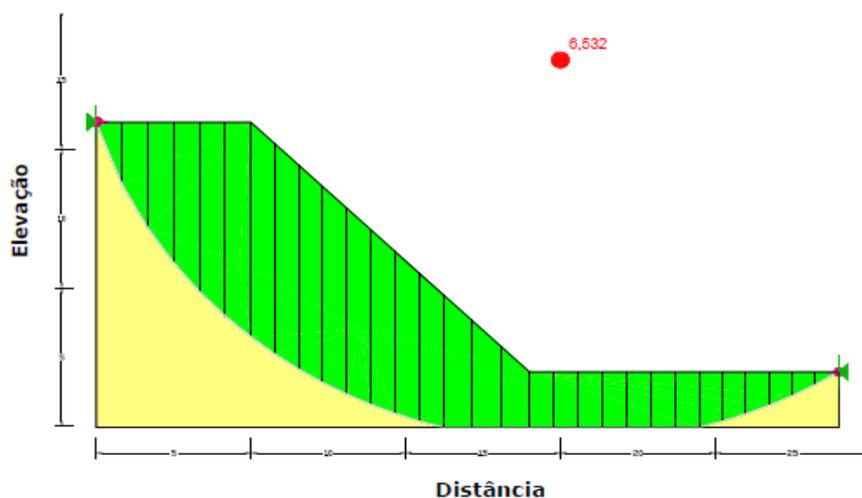
N golpes	Coesão (kPa)
<2	<10
2-4	10-25
4-8	25-50
8-15	50-100
15-30	100-200
>30	>200

Fonte: Alonso (1983)

Considerando que o N_{spt} é 15, a coesão do solo será 100 KPa.

A figura 4.5 apresenta a superfície de ruptura do talude natural, calculado pelo *software Geostudio*, onde observa-se que o fator de segurança de 6,532 já atende ao permitido por norma com folga, porém, ainda optou-se por fazer uma intervenção no talude.

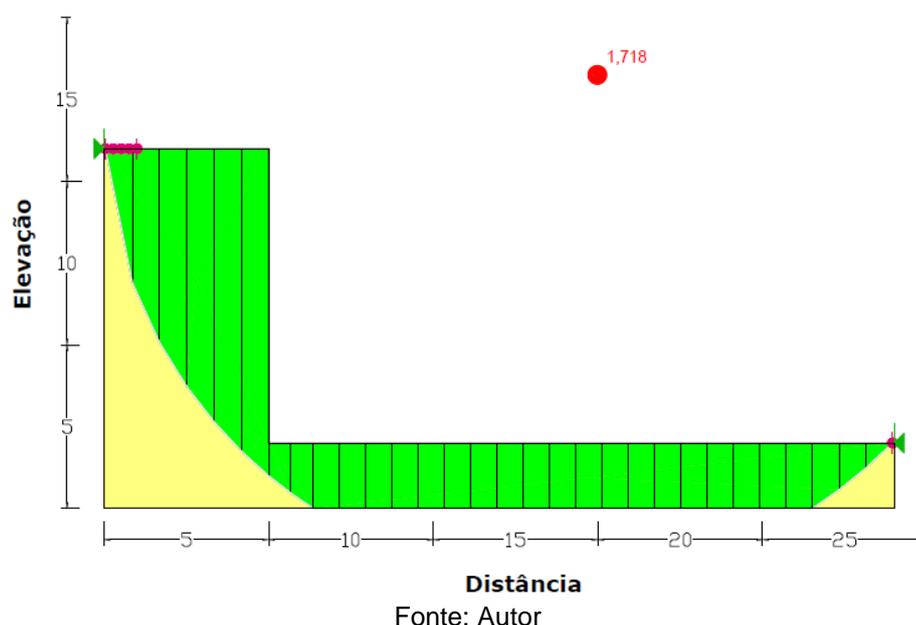
Figura 4.5 Superfície de ruptura do talude natural obtida pelo *software Geostudio*



Fonte: Autor

A figura 4.6 mostra a superfície de ruptura do talude após corte, onde observar-se que o fator de segurança de 1,718, apesar de já ser maior do que o permitido por norma, optou-se ainda pela contenção com cortina atirantada, visando que, com o passar do tempo, o fator de segurança pode reduzir, tornando-se preciso a utilização de uma contenção.

Figura 4.6 Superfície de ruptura do talude após o corte, obtida pelo software GeoStudio

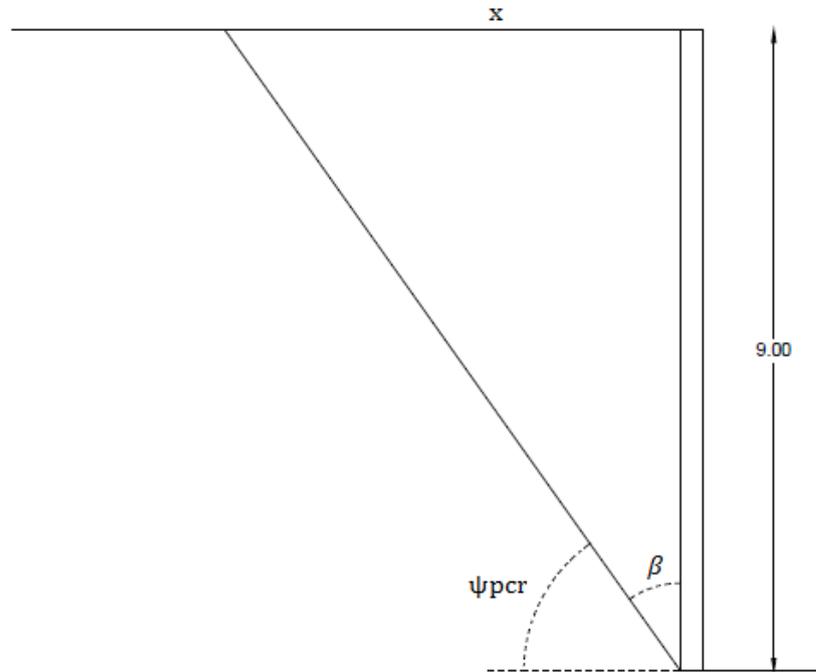


4.1.1 Dimensionamento da cortina

4.1.1.1 Quantidade de tirantes

Para a cortina atirantada em questão, foi escolhido o método de análise de Costa Nunes e Velloso para a definição do número de tirantes e de suas definições. O fator de segurança adotado é 1,718, para o ângulo da ancoragem em relação à normal a superfície potencial de ruptura $\vartheta = 18^\circ$ e as características do solo como $\Phi = 32,32^\circ$, $c = 100 \text{ KPa}$ e $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$. A seção transversal do talude para a análise de estabilidade é exemplificada na figura 4.7.

Figura 4.7 Seção transversal do talude em estudo para análise



Fonte: Autor

Com base na figura mostrada anteriormente, pode-se calcular:

- Inclinação da superfície de potencial ruptura:

$$\psi_{pcr} = \frac{\psi_f + \phi}{2} = \frac{90 + 32,32}{2} = 61,16^\circ \quad (17)$$

- A variável X (comprimento):

$$X = H \cdot \text{tg}(\psi_f - \psi_{pcr}) = 9 \cdot \text{tg}(90 - 61,16^\circ) = 9 \cdot \text{tg}(28,84^\circ) = 4,95 \text{ m} \quad (18)$$

$$A = \frac{H \cdot X}{2} \Rightarrow \frac{9 \cdot 4,95}{2} = 22,27 \text{ m}^2 \quad (19)$$

- Peso da lamela:

$$W = A \cdot \gamma \cdot 1m = 22,27 \text{ m}^2 \cdot 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} = 378,59 \text{ KN} \quad (20)$$

- Tração de cada tirante:

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos(\psi_{pcr}) + T \cdot \cos(\vartheta)) \cdot \text{tg}(\varnothing)}{W \cdot \text{sen}(\psi_{pcr}) - T \cdot \text{sen}(\vartheta)} \quad (21)$$

$$1,718 = \frac{100 \cdot 22,27 + (378,59 \cdot \cos(61,16^\circ) + T \cdot \cos(18^\circ)) \cdot \text{tg}(32,32^\circ)}{378,59 \cdot \text{sen}(61,16^\circ) - T \cdot \text{sen}(18^\circ)}$$

$$1,718 = \frac{2227 + (182,62 + 0,951T)0,632}{331,63 - 0,309T}$$

$$569,74 - 0,531T = 2227 + 115,42 + 0,601T$$

$$- 1,132T = 1772,68$$

$$T = - 1565,97 \text{ KN}$$

Através do cálculo de tração para cada tirante foi escolhido executar um tirante a cada 1,20 metros formando uma linha vertical.

$$C = 1,2 \cdot T = 1,2 \cdot 1565,97 = 1879,16 \text{ KN} \quad (22)$$

Foi adotado a barra de aço DYWIDAG ST 85/105 com 32 mm, por ser considerado no mercado um produto com grande utilização, observa-se na Tabela 4.3 que essa barra possui uma carga de trabalho = 350KN.

Tabela 4.3 Escolha do aço para dimensionamento estrutural de tirantes permanentes

Carga de trabalho (KN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm ²)	Peso (Kg/m)	Ruptura		Escoamento	
						Carga (KN)	Tensão (Kg/mm ²)	Carga (KN)	Tensão (Kg/mm ²)
280	Fios	CP-150-RB	8 Ø8mm	402,4	3,16	604	150	543	135
280	Barra	GEWI PLUS ST 67/80	1 Ø32mm	804,0	6,31	643	80	539	67
324	Barra	SAS 500/550	1 Ø40mm	1260,0	9,87	707	56	643	51
331	Barra	SAS 670/800	1 Ø35mm	962,0	7,55	785	82	657	68
350	Barra	INCO 35D	1 Ø40mm	1140,0	9,00	821	72	684	60
350	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 Ø32mm	804,0	6,31	844	105	683	85
350	Barra	CP-150-RB	10 Ø8mm	503,0	3,95	755	150	679	135
350	Barra	TOR 35B	1 Ø40mm	1140,0	8,90	798	70	684	60
360	Barra	TOR 36TH	1 Ø34mm	791,0	6,22	791	100	700	90
377	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 Ø1 1/2"	977,6	7,67	811	83	733	75
393	Barra	SAS 950/1050	1 Ø32mm	804,0	6,53	861	107	779	97
410	Fios	CP-150-RB	12 Ø8mm	603,6	4,74	905	150	815	135
450	Barra	INCO 45D	1 Ø47mm	1555,0	12,30	1120	72	933	60
440	Barra	TOR 44TH	2 Ø34mm	791,0	6,22	925	117	846	107
450	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 Ø36mm	1018,0	8,14	1069	105	865	85
450	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 Ø1 5/8"	1124,0	8,91	978	87	877	78
450	Barra	TOR 45B	1 Ø43mm	1338,0	10,50	937	70	870	65
498	Barra	SAS 950/1050	1 Ø36mm	1020,0	8,27	1092	107	988	97
500	Barra	GEWI ST 50/55	1 Ø50mm	1963,0	15,40	1080	55	982	50
500	Barra	TOR 50B	1 Ø47mm	1552,0	12,20	1086	70	978	63
504	Barra	SAS 500/550	1 Ø50mm	1960,0	15,40	1100	56	1000	51
510	Barra	INCO 50D	1 Ø50mm	1781,0	14,10	1282	72	1069	60
514	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 Ø1 3/4"	1325,0	10,40	1113	84	994	75
530	Cordoalha	CP-190-RB	6 Ø1/2"	592,2	4,65	1125	190	1013	171
600	Barra	INCO 60D	1 Ø53mm	2027,0	16,00	1459	72	1216	60
600	Barra	TOR 60B	1 Ø53mm	2027,0	15,90	1419	70	1216	60
614	Barra	SAS 950/1050	1 Ø40mm	1257,0	10,21	1346	107	1218	97
668	Barra	ROCSOLO 2"	1 Ø2"	1735,0	13,70	1440	83	1301	75
676	Barra	SAS 670/800	1 Ø50mm	1963,0	15,40	1602	82	1342	68
690	Cordoalha	CP-190-RB	8 Ø1/2"	789,6	6,20	1500	190	1350	171
700	Barra	INCO 70D	1 Ø57mm	2288,0	18,10	1647	72	1373	60
700	Barra	TOR 70B	1 Ø56mm	2288,0	18,00	1602	70	1373	60
741	Barra	SAS 555/700	1 Ø57,5mm	2597,0	20,38	1854	71	1470	57
800	Barra	TOR 80B	1 Ø60mm	2560,0	20,15	1792	70	1562	61

Tabela 4.3 Escolha do aço para dimensionamento estrutural de tirantes permanentes-Continuação

848	Barra	SAS 950/1050	1 Ø47mm	1735,0	14,10	1858	107	1681	97
851	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 Ø2 1/4"	2206,2	18,09	1831	83	1655	75
900	Barra	INCO 90D	1 Ø63mm	2858,0	22,60	2058	72	1715	60
860	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 Ø47mm	1735,0	14,10	1860	105	1680	95
870	Cordoalha	CP-190-RB	10 Ø1/2"	987,0	7,75	1875	190	1688	171
895	Barra	SAS 670/800	1 Ø57,5mm	2597,0	20,38	2119	82	1775	68
900	Barra	TOR 90B	1 Ø63mm	2856,0	22,40	1999	70	1713	60
904	Barra	SAS 555/700	1 Ø63,5mm	3167,0	24,86	2261	71	1793	57
1000	Barra	INCO 100D	1 Ø69mm	3491,0	30,30	2514	72	1955	56
1000	Barra	TOR 100B	1 Ø69mm	3492,0	27,40	2444	70	2025	58
1040	Cordoalha	CP-190-RB	12 Ø1/2"	1184,0	9,30	2250	190	2025	171
1055	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 Ø2 1/2"	2734,0	21,59	2269	83	2051	75
1091	Barra	SAS 670/800	1 Ø63,5mm	3167,0	24,86	2584	82	2164	68
1108	Barra	SAS 835/1035	1 Ø57mm	2851,0	20,95	2725	106	2198	85
1136	Barra	SAS 500/550	1 Ø75mm	4418,0	34,68	2478	56	2253	51
1430	Barra	SAS 835/1035	1 Ø65mm	3331,0	27,10	3517	106	2837	85
1522	Barra	SAS 670/800	1 Ø75mm	4418,0	34,68	3605	82	3019	68
1897	Barra	SAS 835/1035	1 Ø75mm	4418,0	35,90	4664	106	3763	85

Fonte: Solotrate

Com os dados acima pode se estimar o número de linhas horizontais:

$$n = \frac{C}{CT} \quad (23)$$

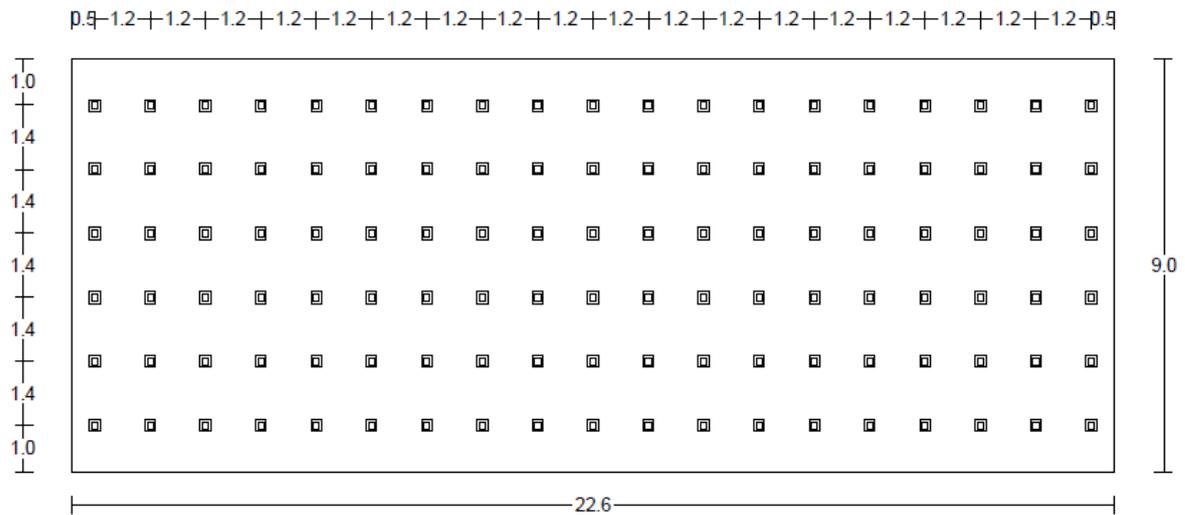
$$n = \frac{1879,16}{350} = 5,37 \sim 6 \text{ barras}$$

CT = Carga de trabalho

O cálculo do espaçamento vertical entre os tirantes é dada por:

$$E = \frac{(9 - 2)}{(6 - 1)} = \frac{7}{5} = 1,4 \text{ m} \quad (24)$$

Figura 4.8 Disposições dos tirantes na cortina



Fonte: Autor

4.1.2 Comprimento das Barras

O cálculo de dimensionamento do comprimento das barras foi feito utilizando o método da NBR 5629/2006:

$$L_v = X + 0,15 \cdot H \quad (25)$$

$$L_v = 4,95 + 0,15 \cdot 9 = 4,95 + 1,35 = 6,30 \text{ m}$$

Seguindo a NBR 5629/06 deve se considera o comprimento livre $L_v = 6,30 \text{ m}$, o comprimento do bulbo $L_b > 5 \text{ m}$, com o diâmetro do bulbo igual a 150mm. Usando a equação dada pela norma, onde $T = 350 \text{ KN}$:

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (26)$$

$$T = 0,35 \cdot 0,47 \cdot 10,44 \cdot 203,79$$

$$T = 350 \text{ KN}$$

A resistência ao cisalhamento não drenada foi calculada na equação a seguir:

$$Su = 0,29 \cdot N^{0,72} \cdot 100 \quad (27)$$

$$Su = 0,29 \cdot 15,00^{0,72} \cdot 100$$

$$Su = 203,79 \frac{KN}{m^2} = 203,79 KPa$$

De acordo com a norma NBR 5629/06, para $Su \leq 40$ kPa, $\alpha=0,75$ e, para $Su \geq 100$ kPa, $\alpha=0,35$. Como o valor de Su é maior que 100 KPa, o α adotado é de 0,35. O perímetro da circunferência do bulbo é obtido em:

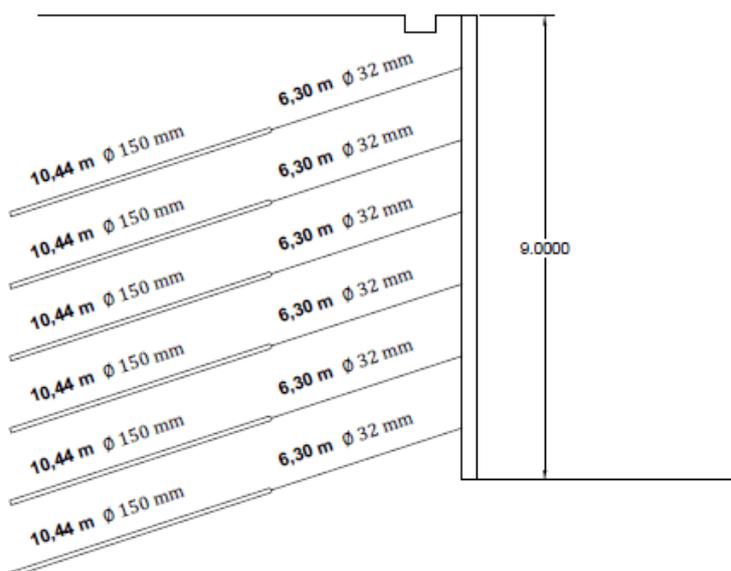
$$U = \pi \times D \quad (28)$$

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

$$U = 0,47$$

Na Figura 4.9 está representado o corte lateral com os comprimentos das barras e dos bulbos dos tirantes a serem executados.

Figura 4.9 Corte lateral da cortina com dimensões dos tirantes



Fonte: Autor

Considerando os dados acima, o comprimento do bulbo L_b pode ser calculado:

$$L_b = \frac{T}{\alpha \cdot U \cdot S_u} \quad (29)$$

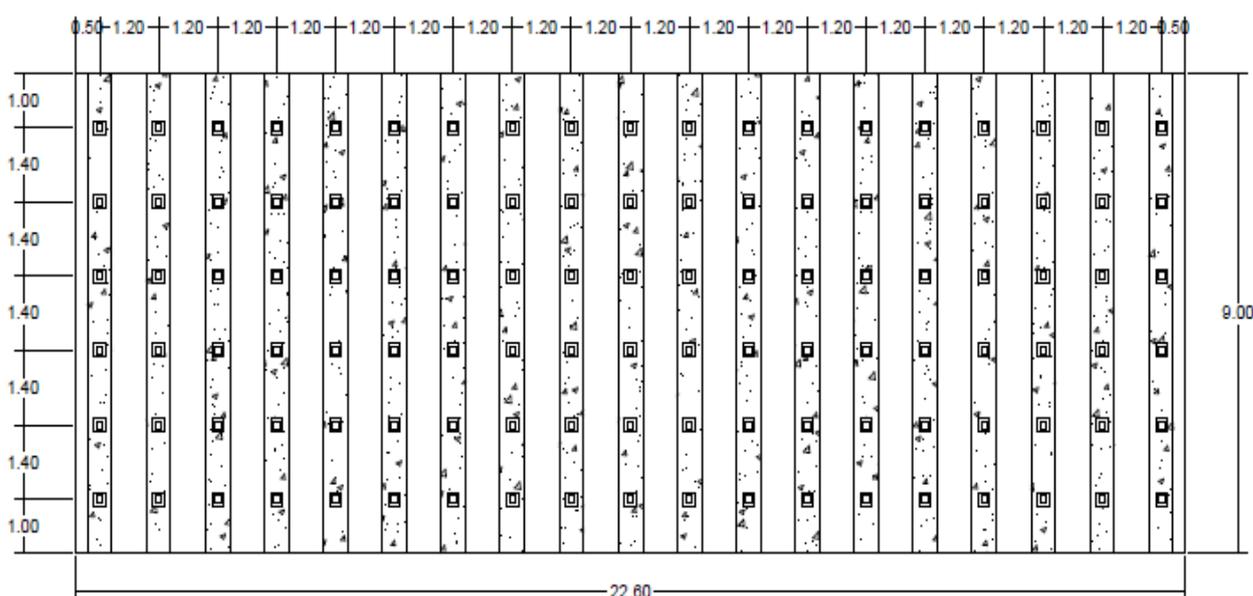
$$L_b = \frac{350}{0,35 \cdot 0,47 \cdot 203,79} = 10,44 \text{ m}$$

$$L_b = 10,44 \text{ m}$$

4.1.3 Dimensionamento estrutural do painel

Para o dimensionamento estrutural do painel da cortina atirantada (figura 4.10), foi admitido vigas verticais com espessura de 30 centímetros e de altura 50 centímetros, irá conter as seguintes dimensões o painel: 22,60 metros de comprimento por 9 metros de altura e 30 centímetros de espessura, será usado o concreto que terá sua resistência a compressão característica (f_{ck}) de 30 MPa e assim os tirantes será usado como apoios de segundo grau. Para simplificação dos cálculos será, utilizada a viga vertical, que é embutida no painel, que será evitado a necessidade de averiguação quanto à punção da laje.

Figura 4.10 Vista frontal da cortina atirantada com disposição de tirantes e vigas



Fonte: Autor

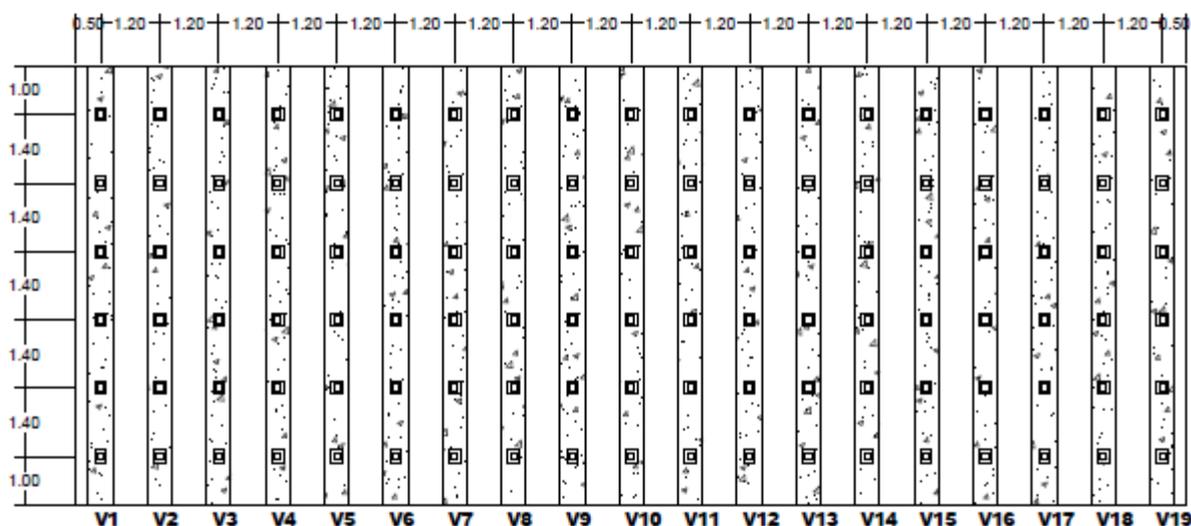
Foi utilizado o *software Ftool* buscando maior exatidão na indicação dos esforços cortantes e momentos fletores nas vigas devido a carga exercida em cima delas, e analisando as estruturas bidimensionalmente.

1) Vigas na Vertical (V1 a V19)

As vigas verticais (figura 4.11) terão 6 tirantes com espaçamento entre si de 1,40 metros e com 1,00 metro da extremidade até o primeiro tirante. As cargas (q) que são aplicadas nas vigas horizontais foram definidas através da carga de cada tirante calculada anteriormente ($T = 350 \text{ KN}$) e junto com comprimento total da viga ($L = 9 \text{ m}$).

$$q = \frac{T}{L} = \frac{350 \cdot 6}{9} = 233,33 \text{ KN/m} \quad (30)$$

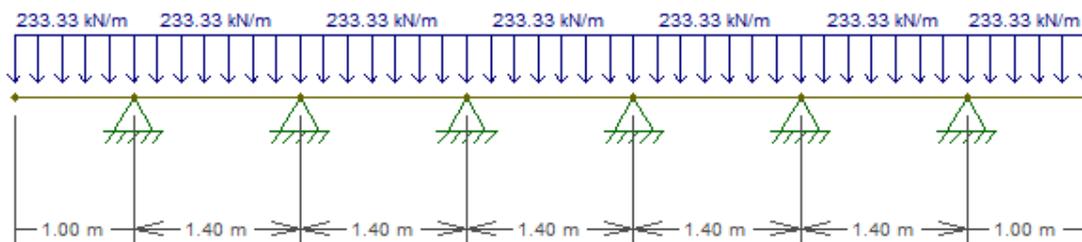
Figura 4.11 Localização das vigas no painel da cortina



Fonte: Autor

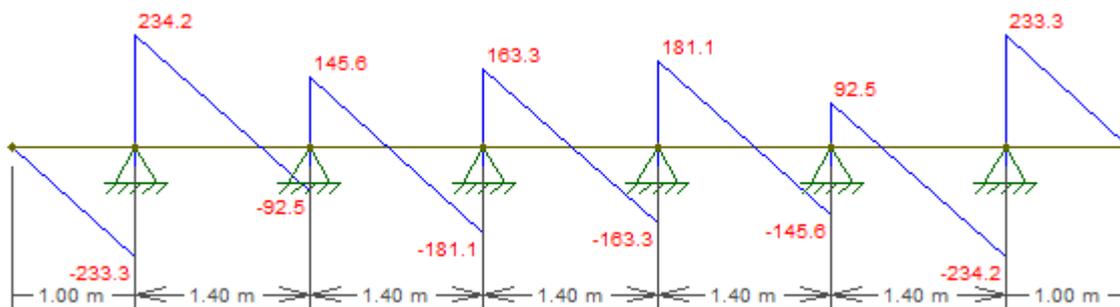
A Figura 4.12 mostra o esquema da viga com o carregamento calculado para a análise no software Ftool, a Figura 4.13 mostra o diagrama de esforços cortantes e a Figura 4.14 mostra o diagrama de momentos fletores.

Figura 4.12 Esquema de carregamento da viga vertical



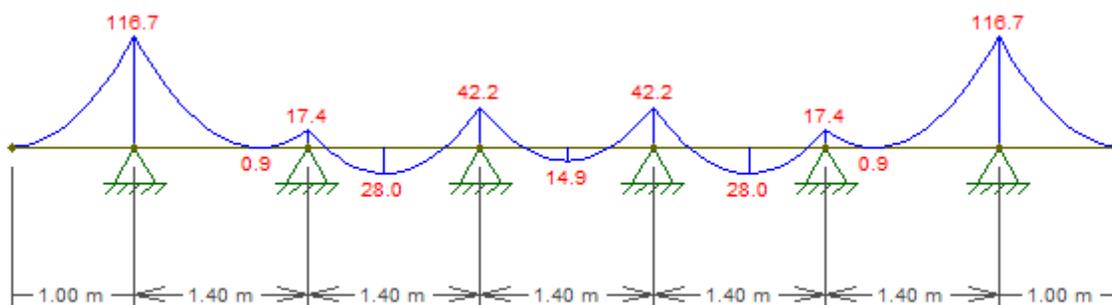
Fonte: Autor

Figura 4.13 Diagrama de esforços cortantes da viga



Fonte: Autor

Figura 4.14 Diagrama de momentos fletores da viga



Fonte: Autor

Cálculo de armadura combatente aos esforços:

Tomando como base o diagrama de momentos fletores da Figura 4.14, observa-se que o momento nos apoios das extremidades é de 116,7 KN.m e nos vãos de 28,0 KN.m. Obtém-se os momentos solicitantes de cálculo multiplicando os momentos encontrados no gráfico pelo fator de segurança (1,4), atingindo assim, $M_{sd} = 163,38$ KN.m e $M_{sd} = 39,2$ KN.m.

1) Verificações

- Altura útil

Para a altura útil, foi considerado cobrimento (c) de 2,5 cm, diâmetro da armadura transversal (ϕ_t) de 0,63 cm e longitudinal (ϕ_l) de 1 cm.

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 2,5 + 0,63 + 0,5 = 3,63 \text{ cm} \quad (31)$$

$$d = h - d' = 50 - 3,63 = 46,37 \text{ cm} \quad (32)$$

- Momentos máximos

Utilizando a Tabela 1.1 elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro(1993) (em anexo), e considerando que o concreto a ser usado será C 30 e aço CA-50, o $k_{c,lim}$ será considerado igual a 1,3. Aplicando as equações contidas na tabela citada, obtém-se:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}} = \frac{30 \cdot 46,37^2}{1,3} = 49619,5 \text{ KN.cm} = 496,19 \text{ KN.m} \quad (33)$$

$$M_{sd,max,apoio} = 163,38 \text{ KN.m} = 16338 \text{ KN.cm} \quad (34)$$

$$M_{sd,max,v\tilde{a}o} = 39,2 \text{ KN.m} = 3920 \text{ KN.cm} \quad (35)$$

Como $M_{d,m\acute{a}x, v\grave{a}o}=39,2 < M_{d,m\acute{a}x, apoio}= 163,38 \text{ KN.m} < M_{d,lim} = 496,19 \text{ KN.m}$, a viga terá armadura simples.

Onde:

$M_{d,lim}$: momento fletor limite;

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

$M_{d, m\acute{a}x, v\grave{a}o}$: momento fletor solicitante máximo nos vos;

b: largura da viga;

d: altura útil da viga.

2) Flexão

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_{d, max}} \quad (36)$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{16338} = 3,95$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{3920} = 16,45$$

Utilizando novamente a Tabela 1.1 elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (1993) (em anexo), para concreto C30 e aço CA-50, com $k_c=3,95$ obtém-se o valor de $k_s=0,025$ e para $k_c=16,45$, $k_s = 0,023$.

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{d, max}}{d} \quad (37)$$

$$A_{s, superior} = \frac{0,025 \cdot 16338}{46,37} = 8,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, inferior} = \frac{0,023 \cdot 3920}{46,37} = 1,94 \text{ cm}^2$$

A_s , superior: área de seção de aço na borda superior;

A_s , inferior: área de seção de aço na borda inferior.

Considerando barras de diâmetro de 12,5 mm, as quais cada uma possui área de 1,23 cm² o número de barras a ser usado na viga será:

$$n, superior = \frac{8,81}{1,23} = 7,16 \sim 8 \text{ barras}$$

$$n, inferior = \frac{1,94}{1,23} = 1,58 \sim 2 \text{ barras}$$

A armadura longitudinal mínima se dá por:

$$A_{s, min} = \rho_{min} \cdot b \cdot w \cdot h \quad (38)$$

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

Onde:

ρ_{min} : taxa mínima de armadura de flexão para vigas de acordo com a Tabela 4.4 a seguir retirada da NBR 6118/2014;

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

Tabela 4.4 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

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

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

De acordo com a Tabela 4.4, para concreto C30, o valor de p_{min} é 0,15 %.

Considerando barras de diâmetro de 12,5 mm, as quais cada uma possui área de 1,23 cm² o número de barras a ser usado na viga será:

$$n, min = \frac{2,25}{1,23} = 1,74 \sim 2 \text{ barras} \quad (39)$$

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

3) Cisalhamento

O primeiro passo é verificar se haverá apenas armadura mínima, para em seguida calcular-se a área de armadura transversal. As verificações são dadas por:

$$V_{sd, min} = V_{sw, min} + V_c \quad (40)$$

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

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (41)$$

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

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (42)$$

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

Onde foi adotado um f_{ck} (resistência a compressão característica do concreto) de 30Mpa e γ_c é o fator de segurança de valor 1,4. Assim, a parcela da força cortante suportada pelo concreto pode ser calculada:

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

A força cortante mínima ($V_{sw,min}$) é dada pela equação:

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (43)$$

Na qual:

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

$$f_{ywd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 KN \quad (44)$$

$\rho_{sw,min}$: taxa mínima de armadura transversal é dada pela Tabela 4.5 elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (1993):

Tabela 4.5 Valores de $\rho_{sw,min}$ (%)

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,158	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,107	0,117	0,1265	0,1357

Fonte: Nascimento(b) e Pinheiro(1993)

Para concreto C30 e aço CA-50 encontra-se o valor de 0,1159% para $\rho_{sw,min}$. Com os valores obtidos tem-se:

$$V_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46,37 \cdot 43,48 = 63,09 KN$$

Então pode ser calculada a força cortante mínima de cálculo:

$$V_{sd, min} = 63,09 + 120,9 = 183,99 \text{ KN}$$

Pode-se observar na Figura 4.10, a força cortante máxima encontrada no diagrama de força cortante é 234,2 KN. Considerando o fator de segurança igual a 1,4 tem-se a força cortante solicitante de cálculo com:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 234,2 = 327,88 \text{ KN}$$

Considerando que $V_{sd} = 327,88 \text{ KN} \geq V_{sd, min} = 183,99 \text{ KN}$, a armadura de cisalhamento será maior do que a mínima. E para simplificar o detalhamento, não foi considerada armadura transversal mínima apenas a superior à mínima. A área de armadura transversal é dada por:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (45)$$

$$V_{sw} = 327,88 - 120,9 = 206,98 \text{ KN}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (46)$$

$$a_{sw} = \frac{206,98}{0,9 \cdot 46,37 \cdot 43,48} = 0,1141 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 11,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para 2 ramos:

$$\frac{a_{sw}}{2} = \frac{11,41}{2} = 5,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (47)$$

Considerando a armadura transversal com valor 5,70 cm²/m. Através da Tabela 1.4^a (em anexo) elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (1993), obtém-se para armadura transversal barras de diâmetro de 10 mm com 13 cm de espaçamento.

Através do diagrama de momentos fletores que foi mostrado na Figura 4.14, foi observado que o maior momento nos apoios foi 42,2 KN.m e nos vãos foi 14,9 KN.m. E será multiplicado pelo fator de segurança 1,4 onde será achado os momentos solicitantes de cálculos $M_{sd} = 59,08$ KN.m e $M_{sd} = 20,86$ KN.m.

1) Verificação

- Altura útil

Foi considerado o cobrimento (c) de 2,5 cm, o diâmetro da armadura transversal (ϕt) de 0,63 cm e longitudinal (ϕl) de 1 cm.

$$d' = c + \phi t + \frac{\phi l}{2} = 2,5 + 0,63 + 0,5 = 3,63 \text{ cm} \quad (48)$$

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

- Momentos máximos

Conforme a Tabela 1.1 (em anexo) elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (1993), como o concreto adotado é o C30 e o aço CA-50, o $k_{c,lim}$ será considerado igual a 1,3. E será utilizada as equações apresentada na tabela citada acima:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}} = \frac{30 \cdot 46,37^2}{1,3} = 49619,5 \text{ KN.cm} = 496,19 \text{ KN.m} \quad (49)$$

$$M_{sd,max,apoi} = 59,08 \text{ KN.m} = 5908 \text{ KN.cm} \quad (50)$$

$$M_{sd,max,v\tilde{a}o} = 20,86 \text{ KN.m} = 2086 \text{ KN.cm} \quad (51)$$

Com o $M_{d,Max,v\tilde{a}o} = 20,86$ KN.m < $M_{d,Max,apoi} = 59,08$ KN.m < $M_{d,lim} = 496,19$ KN.m, a viga possuirá armadura simples.

Onde:

$M_{d,lim}$: momento fletor limite;

$M_{d,m\acute{a}x,apoi}$: momento fletor solicitante máximo nos apoios;

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

b: largura da viga;

d: altura útil da viga.

2) Flexão

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_{d, max}} \quad (52)$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{5908} = 10,92$$

$$k_c = \frac{30 \cdot 46,37^2}{2086} = 30,92$$

Conforme a Tabela 1.1 (em anexo) elaborada por Nascimento (b) e Pinheiro (1993), como o concreto adotado é o C30 e o aço CA-50, com $k_c = 10,92$ obtém-se o valor $k_s = 0,024$ e para $k_c = 30,92$, $k_s = 0,023$.

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{d, max}}{d} \quad (53)$$

$$A_{s, superior} = \frac{0,024 \cdot 5908}{46,37} = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, inferior} = \frac{0,023 \cdot 2086}{46,37} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Onde:

$A_{s, superior}$: área de seção de aço na borda superior;

$A_{s, inferior}$: área de seção de aço na borda inferior.

Será calculado a seguir o número de barras que vai ser usado na viga, considerando barras de diâmetro de 10 mm, as quais cada uma possui área de 0,79 cm²;

$$n, superior = \frac{3,06}{0,79} = 3,87 \sim 4 \text{ barras} \quad (54)$$

$$n, inferior = \frac{1,03}{0,79} = 1,30 \sim 2 \text{ barras}$$

A armadura longitudinal mínima é dada por:

$$A_{s, min} = \rho_{min} . b.w . h \quad (55)$$

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

Onde:

ρ_{min} : taxa mínima de armadura transversal é dada pela Tabela 4.4 elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (1993);

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

De acordo com a Tabela 4.4, para concreto C30, o valor de ρ_{min} é 0,15 %.

Será calculado a seguir o números de barras que vai ser usando na viga, considerando barras de diâmetro de 10 mm, as quais cada uma possui área de 0,79 cm²;

$$n, min = \frac{2,25}{0,79} = 2,85 \sim 3 \text{ barras} \quad (56)$$

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

1) Cisalhamento

Para calcular a área da armadura transversal, é necessário a verificação para saber se haverá apenas armadura mínima. As verificações são feitas pelo:

$$V_{sd, min} = V_{sw, min} + V_c \quad (57)$$

Onde V_c é a parcela da força cortante suportada pelo concreto e é obtida pela fórmula:

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

Onde f_{ctd} é a resistência de cálculo à tração do concreto e é obtida pela fórmula:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \quad (58)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot 30^{2/3}}{1,4} = 1,4482 \text{ MPa} = 0,1448 \text{ KN/cm}^2$$

A resistência a compressão característica do concreto (f_{ck}) é 30 MPa e γ_c é o fator de segurança com o valor de 1,4. Deste modo, calcula-se a parcela da força cortante suportada pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \cdot 0,1448 \cdot 30 \cdot 46,37 = 120,9 \text{ KN}$$

No cálculo da força cortante mínima ($V_{sw, min}$) é usada a equação:

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

Onde:

f_{ywd} : é a resistência de cálculo à tração do aço que é obtida pela fórmula:

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

$\rho_{sw, min}$: é o valor mínimo de armadura transversal e é dada pela Tabela 4.5 feita por Nascimento(b) e Pinheiro (1993) :

Usando o concreto C30 e o aço CA-50 chegasse ao valor de 0,1159% para $\rho_{sw,min}$. Com esses valores tem-se:

$$V_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46,37 \cdot 43,48 = 63,09 \text{ KN}$$

Então pode fazer o cálculo da força cortante mínima:

$$V_{sd,min} = 63,09 + 120,9 = 183,99 \text{ KN}$$

Como foi observado na Figura 4.13, a força cortante máxima encontrada nos apoios após 3,80 metros no diagrama a força cortante é 181,1. O fator de segurança igual a 1,4 obtém-se a força cortante de cálculo em:

$$V_{sd} = 181,1 \cdot 1,4 = 253,54 \text{ KN}$$

Como $V_{sd} = 253,54 \text{ KN} \geq V_{sd,min} = 183,99 \text{ KN}$, a armadura mínima será menor que a de cisalhamento. Para simplificação do detalhamento, foi considerado apenas a superior mínima e desconsiderando a armadura transversal mínima.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (59)$$

$$V_{sw} = 253,54 - 120,9 = 132,64 \text{ KN}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (60)$$

$$a_{sw} = \frac{132,64}{0,9 \cdot 46,37 \cdot 43,48} = 0,0731 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 7,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para 2 ramos:

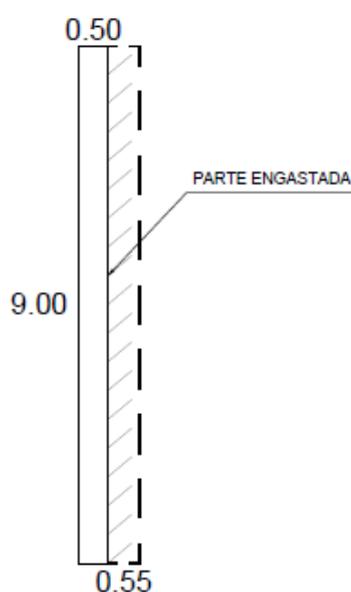
$$\frac{a_{sw}}{2} = \frac{7,31}{2} = 3,65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (61)$$

Devido ao valor de $3,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ da armadura transversal, e com o auxílio da Tabela 1.4a elaborada por Nascimento(b) e Pinheiro (em anexo), foram obtidas para armadura transversal barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 13 cm. A descrição das vigas sege em apêndice.

4.1.3.1 Lajes das extremidades

O painel da cortina é constituído por duas lajes nas extremidades de 9 m de altura por 0,50 m de largura e são engastadas por apenas um lado como mostrado na Figura 4.12.

Figura 4.15 Detalhe do engastamento das lajes exteriores



Fonte: Autor

1) Cargas

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

$$p = \frac{n \cdot q_{tr} \cdot \cos(\vartheta)}{A} \quad (62)$$

$$p = \frac{6 \cdot 350 \cdot \cos(18)}{1,10 \cdot 9} = 201,74 \text{ KN}$$

2) Momentos fletores

Analisando o tipo de engastamento identificou-se que a laje de extremidade é do tipo 9, indicada na tabela 2.3e em apêndice. Sabendo que $l_x=0,5$ m e $l_y=9,0$ m, foi possível definir os valores dos momentos fletores a partir do valor de λ calculado através da seguinte equação:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{9}{0,5} = 18 \quad (63)$$

Para o valor de λ calculado acima, os valores dos fatores, $\mu_x = 2,72$, $\mu'_x = 12,48$ e $\mu_y=12,5$, $\mu_{yb} = 13,08$. Com esse dados pode-se calcular os momentos:

$$m_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 2,72 \cdot \frac{201,74 \cdot 0,5^2}{100} = 1,37 \text{ kN.m} \quad (64)$$

$$m'_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 12,48 \cdot \frac{201,74 \cdot 0,5^2}{100} = 6,29 \text{ kN.m} \quad (65)$$

$$m_y = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 12,50 \cdot \frac{201,74 \cdot 0,5^2}{100} = 6,30 \text{ kN.m} \quad (66)$$

$$m_{yb} = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 13,08 \cdot \frac{201,74 \cdot 0,5^2}{100} = 6,60 \text{ kN.m} \quad (67)$$

3) Armaduras

- Mínima

Altura útil (d):

$$d = h - c - \frac{\phi l}{2} = 30 - 2,5 - \frac{1}{2} = 27 \text{ cm} \quad (68)$$

A armadura transversal mínima é calculada pela equação:

$$a_{sw, \min} = \rho_{sw, \min} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 27 = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (69)$$

Com o auxílio da tabela 1.4a desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro (1993) (em anexo), considerando barras com diâmetro 8mm, o espaçamento utilizado serão de 12 cm.

- Armadura para combater $M_k = 1,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

$$Md = 1,4 \cdot 1,37 = 1,92 \text{ kN} \cdot \text{m} = 192 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (70)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{192} = 379,69 \quad (71)$$

De acordo com a tabela 1.1 elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (em anexo), considerando concreto C30 e aço CA-50, com $k_c=379,69$, obtém-se o valor de $k_s=0,023$. Então a área de seção de aço (A_s) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 192}{27} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (72)$$

Com o auxílio da tabela 1.4 desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro(1993) (anexo B), e considerando barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 12 cm. Uma vez que $A_s < A_{sw, \min}$.

- Armadura para combater $M_k = 6,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

$$Md = 1,4 \cdot 6,29 = 8,81 \text{ kN} \cdot \text{m} = 881 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (73)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{881} = 82,75 \quad (74)$$

Conforme a tabela 1.1 desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro(1993) (em anexo), adotando concreto C30 e aço CA-50, com $k_c=56,42$, obtém-se o valor de $k_s=0,023$. Assim a área de seção de aço (A_s) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 881}{27} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (75)$$

Como auxílio da tabela 1.4^a (em anexo), e considerando barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 12 cm. Uma vez que $A_s < A_{s,w,min}$.

- Armadura para combater $M_k = 6,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

$$Md = 1,4 \cdot 6,30 = 8,82 \text{ kN} \cdot \text{m} = 882 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (76)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{882} = 82,65 \quad (77)$$

Conforme a tabela 1.1 desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro (1993) (em anexo), adotando o concreto C30 e aço CA-50, com $k_c = 82,65$, obtém-se o valor de $k_s= 0,023$. Assim a área da seção de aço (A_s) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 882}{27} = 0,75 \text{ cm}^2/m \quad (78)$$

Com o auxílio da tabela 1.4a (anexo B), e considerando barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 12 cm. Uma vez que $A_s < A_{sw,min}$.

- Armadura para combater $M_k = 6,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

$$Md = 1,4 \cdot 6,60 = 9,24 \text{ kN} \cdot \text{m} = 924 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (79)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{924} = 78,90 \quad (80)$$

Conforme a tabela 1.1 desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro(1993) (em anexo), adotando o concreto C30 e aço CA-50, com $k_c = 78,90$, obtém-se o valor de $k_s = 0,023$. Assim a área da seção de aço (A_s) é:

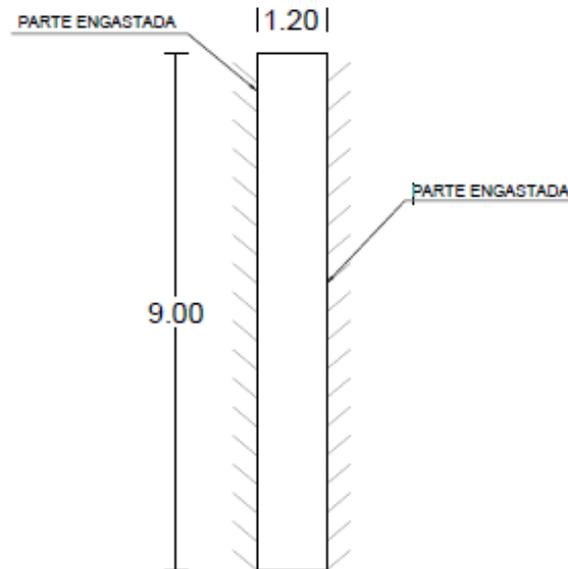
$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 924}{27} = 0,79 \text{ cm}^2/m \quad (81)$$

Com o auxílio da tabela 1.4a (anexo B), e considerando barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 12 cm. Uma vez que $A_s < A_{sw,min}$.

4.1.3.2 Lajes internas

O painel da cortina atirantada é constituído por duas lajes nas extremidades de 9 m de altura por 1,20 m de largura e são engastadas por dois lado como mostrado na Figura 4.13. O detalhamento da laje segue em apêndice.

Figura 4.16 Detalhe do engastamento das lajes internas



Fonte: Autor

1) Cargas

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

$$p = \frac{n \cdot q_{tr} \cdot \cos(\vartheta)}{A} \quad (82)$$

$$p = \frac{6 \cdot 350 \cdot \cos(18)}{1,20 \cdot 9} = 184,93 \text{KN/m}^2$$

2) Momentos fletores

Analisando o tipo de engastamento identificou-se que a laje de extremidade é do tipo 4B, indicada na tabela 2.3 e em apêndice. Sabendo que $l_x = 1,20$ m e $l_y = 9,0$ m, foi possível definir os valores dos momentos fletores a partir do valor de λ calculado através da seguinte equação:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{9}{1,20} = 7,5 \quad (83)$$

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

$$m_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 4,17 \cdot \frac{184,93 \cdot 1,20^2}{100} = 11,10 \text{ kN.m} \quad (84)$$

$$m'_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 8,33 \cdot \frac{184,93 \cdot 1,20^2}{100} = 22,18 \text{ kN.m} \quad (85)$$

$$m'_x = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 8,33 \cdot \frac{184,93 \cdot 1,20^2}{100} = 22,18 \text{ kN.m} \quad (86)$$

3) Armaduras

Altura útil (d):

$$d = h - c - \frac{\phi l}{2} = 30 - 2,5 - \frac{1}{2} = 27 \text{ cm} \quad (87)$$

- Armadura principal (paralela a l_x)

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

$$Md = 1,4 \cdot 11,10 = 15,54 \text{ kN.m} = 1554 \text{ kN.cm} \quad (88)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{1554} = 46,91 \quad (89)$$

Conforme a tabela 1.1 desenvolvida por Nascimento e Pinheiro (em anexo), adotando o concreto C30 e aço CA-50, com $k_c = 46,91$, obtém-se o valor de $k_s = 0,023$. Então a área de seção de aço (A_s) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 1554}{27} = 1,32 \text{ cm}^2/m \quad (90)$$

Com o auxílio da tabela 1.4a (anexo B), e considerando barras com diâmetro de 8 mm, o espaçamento utilizado será de 12 cm. Uma vez que $A_s < A_{sw,min}$.

- Armadura secundária (paralelo a l_y)

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

$$Md = 1,4 \cdot 2,02 = 2,83 \text{ kN} \cdot \text{m} = 283 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (91)$$

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{Md} = \frac{100 \cdot 27^2}{283} = 257,60 \quad (92)$$

Conforme a tabela 1.1 desenvolvida por Nascimento e Pinheiro (em anexo), adotando o concreto C30 e aço CA-50, com $k_c = 257,60$, obtém-se o valor de $k_s = 0,023$. Assim a área da seção de aço (A_s) é:

$$A_s = \frac{k_s \cdot Md}{d} = \frac{0,023 \cdot 315}{27} = 0,24 \text{ cm}^2/m \quad (93)$$

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

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

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

A área mínima da seção foi considerada como a maior entre as três supracitadas (2,03 cm²/m) e através da tabela 1.4a desenvolvida por Nascimento(b) e Pinheiro (1993) (em anexo), considerando barras de 6.3 mm de diâmetro, os espaçamentos serão de 15 cm. O detalhamento da laje segue em apêndice.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho apresentou uma sugestão de contenção para dois taludes visando segurança para expansões futuras.

No primeiro talude observou-se, através de sondagem SPT, a existência de uma camada pouca espessa de solo e rocha alterada sobre um embasamento de rocha, sendo assim foi sugerido um desmonte de parte desta rocha através do uso de argamassa expansiva, já que o desmonte com explosivos é inviável no local, assim serão formadas bancadas que acompanham as alturas dos pavimentos já existentes. Concluiu-se que essa solução já seria suficiente para que não houvessem movimentos de massa indesejáveis.

No segundo talude observou-se, através de modelagem no software Geostudio, que o fator de segurança já era acima do exigido por norma, porém conclui-se que com o passar do tempo esse fator de segurança viria a reduzir e necessitaria de uma solução de contenção. Considerando assim, foi proposto a solução de cortina atirantada, escolhida devido a altura elevada do talude e ao pressuposto de melhor aproveitamento do espaço disponível para uma futura expansão. A cortina proposta conta com 19 vigas verticais dispostas entre os painéis da cortina, sendo cada uma composta de 6 tirantes espaçados em 1,40 metros entre si, e 1,00 metro da borda até o eixo do primeiro tirante. As vigas são espaçadas entre si em 1,20 metros, sendo 0,50 metros da extremidade até o eixo da primeira viga.

Quanto às outras opções de contenções apresentadas na revisão bibliográfica como possíveis estruturas de contenção, não foram escolhidas devido não atenderem a altura do talude ou pelo fato de ocuparem mais espaço que a solução de cortina atirantada proposta, considerando que o grande objetivo da contenção é possibilitar melhor aproveitamento do espaço disponível para futuras expansões da instituição.

Sendo assim, a cortina atirantada foi a solução de engenharia escolhida e cumpre perfeitamente o que foi proposto, com sua execução a instituição ganhará aproximadamente 765 m² de área a mais no terreno, além de conseguir garantir

segurança para o local, mesmo que seu preço seja um pouco elevado, é a solução que melhor atende o caso estudado.

Algumas sugestões para futuras pesquisas são: fazer comparações com outras soluções de contenção e sua viabilidade econômica; Utilizar investigações de solo mais aprofundadas para comprovação da viabilidade da contenção de cortina atirantada; Comparação com outros métodos de cálculo, para análise dos resultados.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

BARROS, P. L. A. *Obras de Contenção-Manual Técnico*. 2015. 223 f. MACCAFERRI, 2015.

BASSANELI, H. R.; CORRÊA, M. A. M.; SANTO, A. P. C. E.; CRUZ, A. G. E. R. Z. C.; SILVA, B. G. R.; SANTOS, G. L.; MARIOTTO, T. B. 2016. 14 f. *Estabilidade de taludes*. Artigo Científico. Revista Jornada Científica. Vol. n.2. Disponível em: <<http://www.revista.unisal.br/lo/index.php/revistajornada/issue/view/30>>. Acesso em 28 maio, 2017.

CAPUTO, H.P. *Mecânica dos solos e suas aplicações-Fundamentos*. 1988. 6 edição, Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.

CONCEIÇÃO, C. M. A. *Análise dos métodos para dimensionamento do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos em solos*. 2015. 145 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal Fluminense. UFF. Niterói. RJ. 2015.

COSTA, E. J.S; LEVINDO, W. A. *Retaludamento e cobertura vegetal na estabilidade de taludes rodoviários*. 2013. 68 f. Trabalho de Conclusão de Curso-Faculdades Doctum de Caratinga, Caratinga, 2013.

CRUZ, M. L.; CUSATI, G. G.; CUANETO, A. P. P.; DAMATO, J. N. *Estudo das instabilidades de taludes e apresentação de métodos para estabilização dos mesmos*. In: 2 CONGRESSO AMAZÔNICO DE MEIO AMBIENTE E ENERGIAS RENOVÁVEIS, 2., Belém, 2016. Disponível em: <<https://www.even3.com.br/Anais/camaer2016/>>. Acesso em: 31 maio. 2017.

DUTRA, V. A. S. *Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural*. 2013. 89 f. Trabalho de Conclusão de Curso-Universidade Federal do Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica. Rio de Janeiro, 2013.

FIAMONCINI, C. M. *Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada- Estudo de caso*. 2009. 111 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade do Extremo Sul Catarinense-UNESC. Criciúma. 2009.

FILHO, W. S. B. *Argamassa expansiva*. 2010. 25 f. Dissertação de Pós-Graduação. Universidade Federal de Ouro Preto/ Departamento de Engenharia de Minas. UFOP. Ouro Preto. 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estruturas de contenção*. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2009.

LIMA JUNIOR, C. S; DOS SANTOS, M. Z. P. G. *Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de taludes rodoviários*. 2012. 72 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdades Integradas de Caratinga, Caratinga. 2012.

LUIZ, B. J. *Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto*. 2014. 124 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. UFRJ. Rio de Janeiro. 2014.

LUZ, J. A. M; BALAREZO, F. J. M; PEREIRA. C. A. *Emprego de argamassa expansiva e termoconsolidação de peças em cantaria*. REM: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v.56, n.3, p.161-167. 2003.

NASCIMENTO, L. F. d. *Contribuição ao Estudo da Estabilidade de Taludes Considerando o efeito da sismicidade natural no Brasil*. 2013. 163 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro/Escola Politécnica, UFRJ. Rio de Janeiro, 2013.

NASCIMENTO(b), A.L; PINHEIRO, L.M. Tabelas de dimensionamento de área de aço e lajes. 1993.

OLIVEIRA, V. S. *Análise de estabilidade Bi e Tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado*. 2006. 170 f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina/Centro Tecnológico, UFSC, Florianópolis, 2006.

PAIVA, S. *Estudo de caso: Contenção de talude por Cortina atirantada*. 2016. 102 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdades Integradas de Caratinga, Caratinga, 2016.

PEREIRA, I. R. C. *Comparação entre métodos de desmonte de rocha para a implantação de linhas de transmissão em fundações de terrenos rocosos*. 2017. 90 f. Dissertação de Pós-Graduação. Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (Lactec). Curitiba. 2017.

REIS, E. da C. *Dimensionamento de malhas de furação para desmonte de rochas com argamassa expansiva por mecânica de fratura*.2004. 143 f. Dissertação de Pós Graduação. Universidade Federal de Ouro Preto/Programa de pós-graduação em Engenharia Ambiental. UFOP, Ouro Preto, 2004.

RODY, H. A. *Análise numérica de uma estrutura de cais por dois modelos de representação do solo*.2010. 159 f. Dissertação de Mestrado. Instituto Alberto Luiz Coimbra-COPPE) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.UFRJ. Rio de Janeiro. 2010.

SANTANA, R. G. *Análise de Soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife-PE. Estudo de Caso:ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura*. 2006. 208 f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Centro de Tecnologia e Geociências. Recife. 2006.

SANTOS, L. M. d. *Erosão em taludes de corte - métodos de proteção e estabilização*.2015. 75 f.Trabalho de Conclusão de Curso.Universidade Estadual Paulista. UNESP, Guaratinguetá, 2015a.

SANTOS, R. C. X.*Estabilização de Talude através da técnica de solo grampeado: Estudo de Caso*.2009. 146 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade do Extremo Sul Catarinense. UNESC, Criciúma, 2009b.

SCHNAID, F. *Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SILVA, J. P. M. da. Os métodos de equilíbrios limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes. 2011. 173 f. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto-FEUP. Porto-Portugal. 2011.

TEIXEIRA, Í. J. R.*Estudo Comparativo de duas alternativas para Contenção de taludes verticais: Solo Grampeado e Cortina Atirantada*. 2011. 123 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Estadual de Feira de Santana. UEFS. Departamento de tecnologia .Feira De Santana. 2011.

7 ANEXOS

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

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

Tabela 1.3a														
ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS A_s (cm ²)														
LARGURA MÍNIMA PARA UMA CAMADA b_w (cm)														
DIÂMETRO NOMINAL (mm)	AFRISO (POL.)	MASSA NOMINAL (kg/m)	A_s (cm ²) ϕ b_w (cm)	NÚMERO DE BARRAS										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	3/16	0,154	A_s	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	
			b_w	Br.1	-	10	12	15	18	21	23	26	29	32
				Br.2	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
6,3	1/4	0,245	A_s	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12	
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	21	24	27	30	33
				Br.2	-	11	14	18	21	25	29	32	36	40
8	5/16	0,305	A_s	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	22	26	29	32	35
				Br.2	-	11	15	18	22	26	30	34	37	41
10	3/8	0,617	A_s	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	
			b_w	Br.1	-	11	14	17	20	24	27	30	34	37
				Br.2	-	11	15	19	23	27	31	35	39	43
12,5	1/2	0,963	A_s	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27	
			b_w	Br.1	-	11	15	18	22	25	29	32	36	39
				Br.2	-	12	16	20	25	29	33	37	42	46
16	5/8	1,578	A_s	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	
			b_w	Br.1	-	12	16	20	23	27	31	35	39	43
				Br.2	-	12	17	22	26	31	35	40	45	49
20	3/4	2,466	A_s	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	
			b_w	Br.1	-	13	17	21	25	30	34	38	43	47
				Br.2	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
22	7/8	2,984	A_s	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	
			b_w	Br.1	-	13	17	22	26	31	35	40	44	49
				Br.2	-	14	19	24	29	34	40	45	50	55
25	1	3,853	A_s	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	
			b_w	Br.1	-	14	19	24	29	34	39	44	49	54
				Br.2	-	14	20	25	31	36	42	47	53	58
32	1 1/4	6,313	A_s	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	
			b_w	Br.1	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
				Br.2	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
40	1 1/2	9,865	A_s	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7	
			b_w	Br.1	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82
				Br.2	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82

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

Br.1 = Brita 1 ($\phi_{max} = 19$ mm) Br.2 = Brita 2 ($\phi_{max} = 25$ mm)

Valores adotados: $\phi_s = 6,3$ mm e $c = 2,5$ cm.

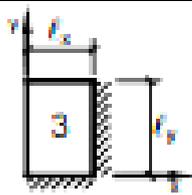
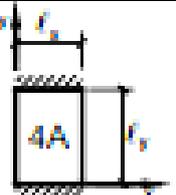
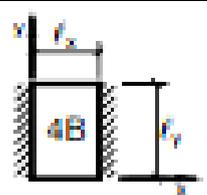
Para $c = 3,0$ (3,5) cm, somar 1 (2) cm aos valores de b_w .

$\phi_H : 2$ cm; $\phi_f : 1,2\phi_{max}$; $\phi_V : 2$ cm; $\phi_f : 0,5\phi_{max}$ (maiores valores)

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

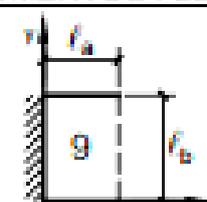
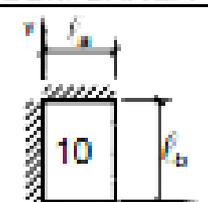
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.

De acordo com a NBR 7480:1996.

Tabela 2.3b											
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME											
Tipo											Tipo
$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$
1,00	2,69	6,99	2,69	6,99	2,01	3,09	6,99	3,09	6,99	2,01	1,00
1,05	2,94	7,43	2,68	7,18	2,32	3,23	7,43	3,22	7,20	1,92	1,05
1,10	3,19	7,87	2,67	7,36	2,63	3,36	7,87	3,35	7,41	1,83	1,10
1,15	3,42	8,28	2,65	7,50	2,93	3,46	8,28	3,46	7,56	1,73	1,15
1,20	3,65	8,69	2,62	7,63	3,22	3,56	8,65	3,57	7,70	1,63	1,20
1,25	3,86	9,03	2,56	7,72	3,63	3,64	9,03	3,66	7,82	1,56	1,25
1,30	4,06	9,37	2,50	7,81	3,99	3,72	9,33	3,74	7,93	1,49	1,30
1,35	4,24	9,65	2,45	7,88	4,34	3,77	9,69	3,80	8,02	1,41	1,35
1,40	4,42	9,93	2,39	7,94	4,69	3,82	10,00	3,86	8,11	1,33	1,40
1,45	4,58	10,17	2,32	8,00	5,03	3,86	10,25	3,91	8,13	1,26	1,45
1,50	4,73	10,41	2,25	8,06	5,37	3,90	10,49	3,96	8,15	1,19	1,50
1,55	4,86	10,62	2,16	8,09	5,70	3,90	10,70	4,00	8,20	1,14	1,55
1,60	4,99	10,82	2,07	8,12	6,03	3,89	10,91	4,04	8,25	1,08	1,60
1,65	5,10	10,99	1,99	8,14	6,35	3,85	11,08	4,07	8,28	1,03	1,65
1,70	5,21	11,16	1,91	8,15	6,67	3,81	11,24	4,10	8,30	0,98	1,70
1,75	5,31	11,30	1,85	8,16	6,97	3,79	11,39	4,12	8,31	0,95	1,75
1,80	5,40	11,43	1,78	8,17	7,27	3,76	11,53	4,14	8,32	0,91	1,80
1,85	5,48	11,55	1,72	8,17	7,55	3,72	11,65	4,15	8,33	0,87	1,85
1,90	5,56	11,67	1,66	8,18	7,82	3,67	11,77	4,16	8,33	0,83	1,90
1,95	5,63	11,78	1,63	8,19	8,09	3,60	11,83	4,16	8,33	0,80	1,95
2,00	5,70	11,89	1,60	8,20	8,35	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	2,00
> 2,00	7,03	12,50	1,60	8,20	12,50	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	> 2,00

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

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

Tabela 2.3e												
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME												
Tipo									Tipo			
$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	
< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,50	50,00	2,11	8,67	14,56	37,00	< 0,30	
0,30	-7,33	43,08	0,78	6,22	-4,89	38,33	2,11	8,67	14,56	37,00	0,30	
0,35	-5,17	39,98	1,89	7,89	-2,57	33,08	3,18	9,74	14,84	35,53	0,35	
0,40	-3,00	36,87	3,00	9,56	-0,25	27,83	4,25	10,81	15,13	34,06	0,40	
0,45	-1,78	33,89	3,62	10,54	0,54	23,94	4,53	10,77	14,26	31,21	0,45	
0,50	-0,56	30,91	4,24	11,52	1,32	20,04	4,80	10,72	13,40	28,36	0,50	
0,55	0,25	28,02	4,62	11,82	1,62	17,40	4,86	9,99	12,48	25,26	0,55	
0,60	1,06	25,13	5,00	12,11	1,92	14,76	4,92	9,25	11,56	22,17	0,60	
0,65	1,47	22,90	5,25	12,12	1,91	12,91	4,68	8,55	10,81	19,63	0,65	
0,70	1,88	20,66	5,49	12,12	1,90	11,06	4,43	7,84	10,06	17,08	0,70	
0,75	2,06	18,84	5,61	11,81	1,82	9,86	4,14	7,15	9,42	15,17	0,75	
0,80	2,23	17,02	5,72	11,50	1,73	8,65	3,86	6,45	8,77	13,25	0,80	
0,85	2,26	15,59	5,66	11,05	1,64	7,78	3,59	5,86	8,19	11,87	0,85	
0,90	2,28	14,16	5,60	10,59	1,54	6,91	3,33	5,26	7,60	10,49	0,90	
0,95	2,25	12,99	5,48	10,07	1,40	6,25	3,11	4,81	7,12	9,50	0,95	
1,00	2,21	11,82	5,36	9,55	1,25	5,59	2,88	4,35	6,64	8,51	1,00	
1,05	2,33	11,91	5,72	9,91	1,25	5,99	2,98	4,37	6,82	8,50	1,05	
1,10	2,45	12,00	6,08	10,27	1,24	5,58	3,08	4,39	6,99	8,50	1,10	
1,15	2,57	12,08	6,44	10,62	1,24	5,58	3,18	4,41	7,17	8,49	1,15	
1,20	2,69	12,17	6,80	10,98	1,24	5,57	3,27	4,43	7,34	8,48	1,20	
1,25	2,67	12,20	7,09	11,20	1,20	5,57	3,34	4,44	7,44	8,48	1,25	
1,30	2,64	12,22	7,37	11,42	1,17	5,57	3,41	4,45	7,54	8,47	1,30	
1,35	2,62	12,25	7,55	11,64	1,14	5,57	3,49	4,46	7,64	8,47	1,35	
1,40	2,59	12,28	7,93	11,85	1,11	5,58	3,56	4,47	7,73	8,47	1,40	
1,45	2,57	12,31	8,22	12,07	1,09	5,58	3,63	4,48	7,83	8,46	1,45	
1,50	2,54	12,33	8,50	12,29	1,06	5,58	3,70	4,49	7,93	8,46	1,50	
1,55	2,56	12,35	8,68	12,37	1,04	5,58	3,74	4,49	7,97	8,46	1,55	
1,60	2,58	12,36	8,86	12,45	1,01	5,58	3,77	4,49	8,00	8,46	1,60	
1,65	2,59	12,38	9,04	12,53	0,99	5,57	3,81	4,49	8,04	8,46	1,65	
1,70	2,61	12,39	9,22	12,61	0,97	5,57	3,84	4,49	8,08	8,46	1,70	
1,75	2,63	12,41	9,41	12,68	0,95	5,57	3,88	4,50	8,12	8,46	1,75	
1,80	2,65	12,42	9,59	12,76	0,93	5,57	3,92	4,50	8,15	8,45	1,80	
1,85	2,67	12,44	9,76	12,84	0,91	5,57	3,96	4,50	8,19	8,45	1,85	
1,90	2,68	12,45	9,94	12,92	0,88	5,56	3,99	4,50	8,23	8,45	1,90	
1,95	2,70	12,47	10,13	13,00	0,86	5,56	4,02	4,50	8,26	8,45	1,95	
2,00	2,72	12,48	10,31	13,08	0,84	5,56	4,06	4,50	8,30	8,45	2,00	
> 2,00	2,72	12,48	12,50	13,08	0,84	5,56	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00	

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

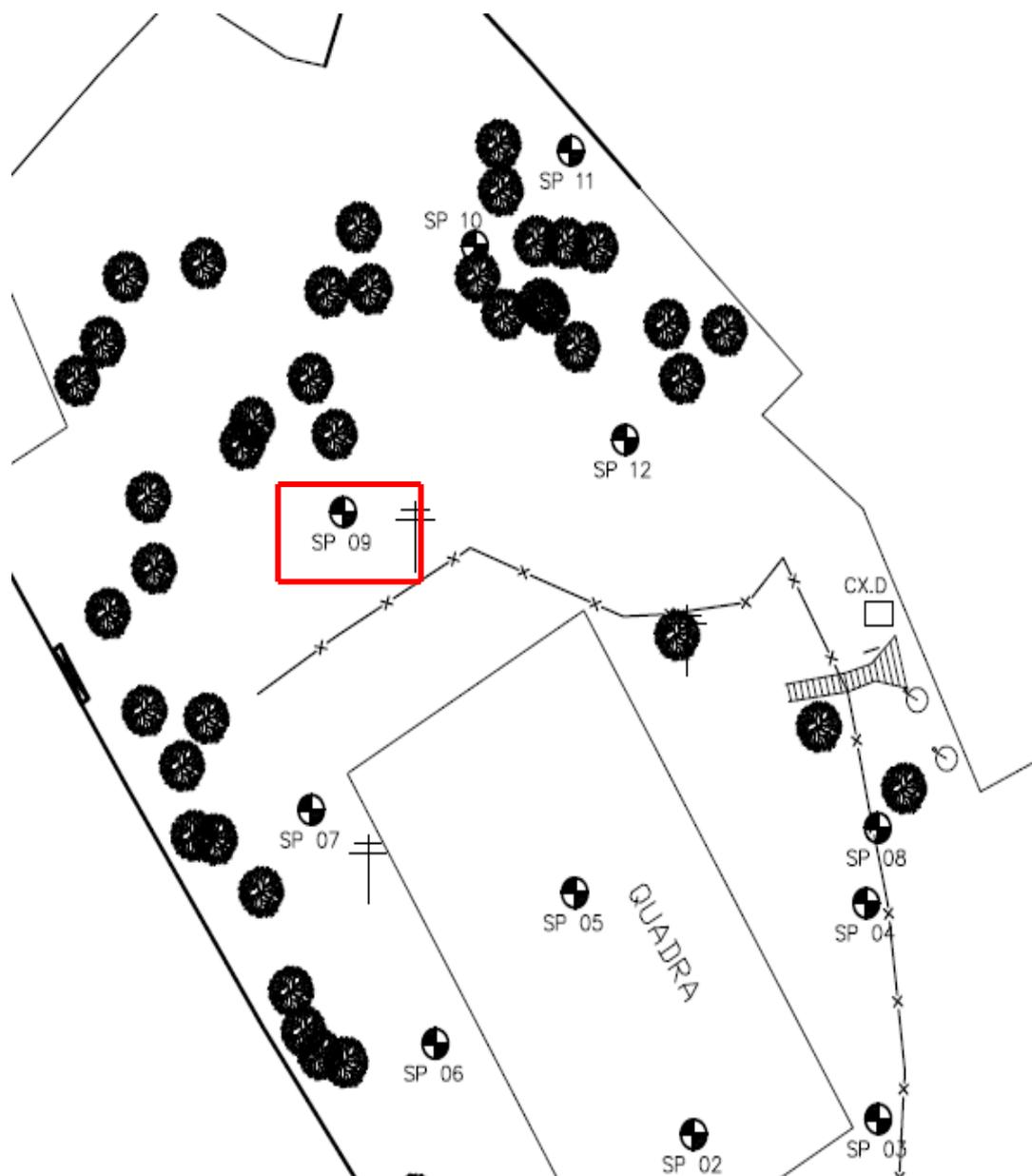
$m = \mu \frac{p l^2}{100}$ p = carga uniforme l = menor valor entre l_a e l_b

RELATÓRIO DE SONDAGEM				Trabalho Nº 008 22/2014		 EPROMAM EMPRESA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA	
Cliente:		CENTRO EDUCACIONAL LAGOA PAU					
Local:		RUA JOÃO PINHEIRO, 147, CENTRO-CARATINGA/MG.					
Escala: Ø		Data Inicial:	15/7/2014	STANDARD PENETRATION TEST	FURO:	SP	9
		Data Final:	18/7/2014	REVESTIMENTO: 6 M SPT	COTA: 612,73'		
Coordenada N: 7.809.138,78				Coordenada E: 799.298,26			
Cota em relação ao R.N.	Altura	Tempo de queda	Penetração de amostra (C)	Revestimento: Ø 63,5 mm		Penetração (golpes a 15-30-45cm)	
				Amostrador	Ø interno: 34,9mm Ø externo: 50,8mm	- - - Inicial — Final	
Nível d'água				Peso: 65 kg - Altura da queda: 75 cm		N.º de golpes	
				Classificação do Material		INICIAL	FINAL
						10	20
						30	40
	1		0,00				
INCL	2		1,20	Silt de cor amarela, com presença de alteração, muito rijo.	30	42	
1,20m	3		1,50	Alteração de cor amarela e cinza.	47		
APÓS os 10GOLPES	4		2,10	Sondagem terminada, por atingir alteração impenetrável ao amostrador.			
seco	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20						

Max Jose Oliveira Brindiba CREA BA 25061/D

Geólogo

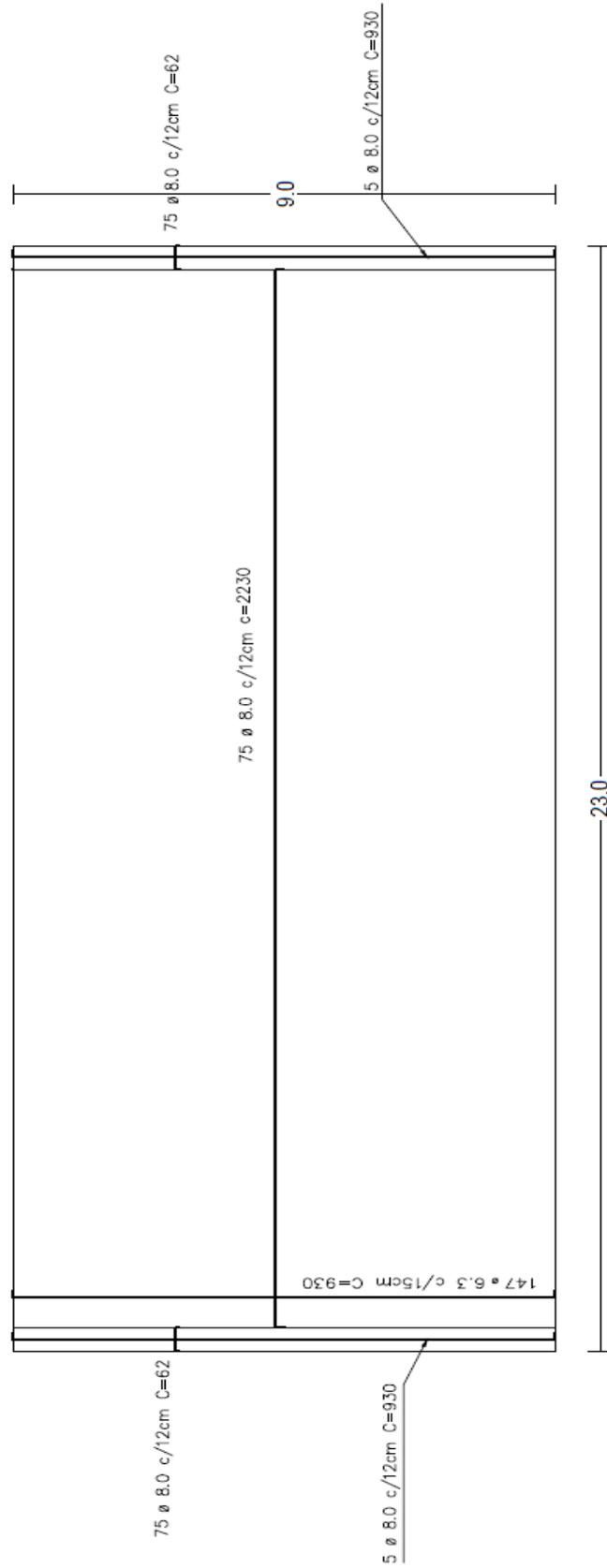
Localização do SPT utilizado no trabalho



8 APÊNDICES

LAJE
Desenho da laje
Concreto: C30
Aço: CA-50

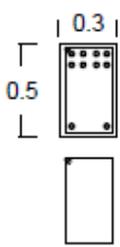
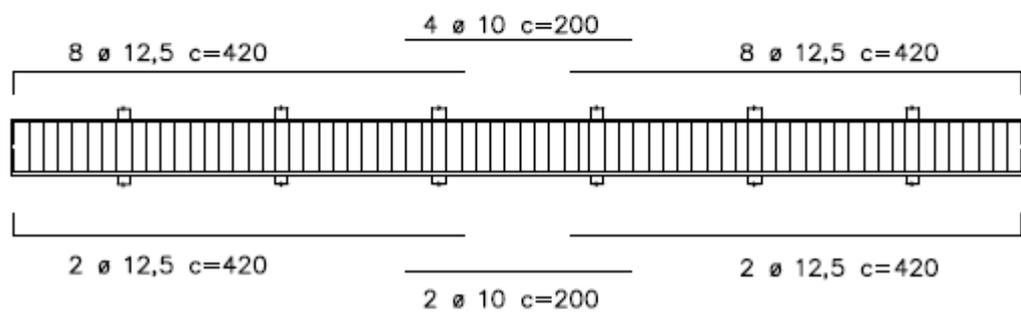
Detalhamento Estrutural



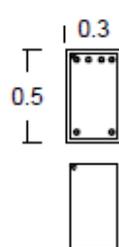
VIGAS
 Desenho de vigas
 Concreto: C30
 Aço: CA-50

Detalhamento Estrutural

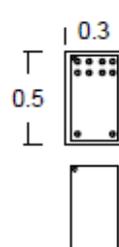
V1 a V19
 30x50



31Ø 10 c=170



16Ø 8.0 c=170



31Ø 10 c=170