

**INSTITUTO ENSINAR BRASIL
FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA**

**KAYO RODRIGUES LINHARES DE OLIVEIRA
PEDRO HENRIQUE QUINTÃO FIALHO**

**PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO
TIPO MURO DE ARRIMO: ESTUDO DE CASO EM CARATINGA-MG**

**CARATINGA
2019**

**KAYO RODRIGUES LINHARES DE OLIVEIRA
PEDRO HENRIQUE QUINTÃO FIALHO**

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

**PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO
TIPO MURO DE ARRIMO: ESTUDO DE CASO EM CARATINGA-MG**

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

Área de concentração: Estruturas.

**Orientador: Prof. Esp. José Salvador
Alves**

CARATINGA


2019

TERMO DE APROVAÇÃO

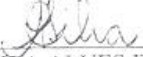
O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO MURO DE ARRIMO: ESTUDO DE CASO EM CARATINGA-MG, elaborado pelo(s) aluno(s) KAYO RODRIGUES LINHARES DE OLIVEIRA e PEDRO HENRIQUE QUINTÃO FIALHO foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.


Caratinga 04/12/2019



JOSÉ SALVADOR ALVES
Prof. Orientador



CAMILA ALVES DA SILVA
Prof. Avaliador 1



VITÓRIA IRMA GONÇALVES LOPES DE F. FREITAS
Prof. Examinador 2

Dedicamos esse trabalho a todos aqueles que sempre nos apoiaram desde o início desde o momento em que optamos por adentrar nesse curso, principalmente a nossa família e nossos amigos que nos ajudaram a chegar até esse momento especial de nossa vida.

Dedicamos também a todos os professores e orientadores que até aqui estiveram nos ajudando levando conhecimento a todos da sala para que consigamos realizar esse sonho maravilhoso de nos formar em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradecemos a Deus, que com todo seu amor e sabedoria nos deu força e fé para seguir em frente sempre que as adversidades apareciam, e agradecer a Ele ainda mais por nos dar a sabedoria necessária para enfrentar cada dificuldade imposta durante esses cinco anos de estudo.

Aos nossos pais que sempre nos incentivaram a trilhar esse caminho, que nos orienta, ensina, aconselha, enfim fizeram tudo que esteve ao alcance deles para que nós pudéssemos seguir em frente com nossos objetivos. Sem a paciência, o amor e a dedicação deles nada disso seria possível acontecer.

Agradecemos ao nosso professor orientador José Salvador Alves, por nos guiar e por sempre estar de prontidão para nos atender até mesmo nos horários de folga, para que tivéssemos êxito neste trabalho.

Agradecemos também a professora da disciplina de Trabalho de conclusão de curso II Barbara Dutra da S. Luz pelo empenho e dedicação para nos ajudar em cada detalhe durante esse trabalho.

Agradecemos a empresa BHL Construtora, juntamente com seu responsável técnico Danilo Guimarães por nos ceder o relatório de sondagem e ainda mais por nos permitir acompanhar a obra de contenção.

Enfim agradecemos a todos aqueles que de forma direta ou indireta contribuíram na realização de tudo isso em nossas vidas. A todos vocês, o nosso muito obrigado!

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

FS - Fator de Segurança

NBR - Norma Brasileira

SETOP - Planilha de preços do Estado de Minas Gerais

SPT - Standart Penetration Test

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Muro que caiu parcialmente no município de Machado-MG	14
Figura 2: Muro de alvenaria estrutural que caiu na cidade de Barra da Estiva-BA ...	15
Figura 3: Vista da rua Augusto de Moraes	15
Figura 4: Zona fraca cisalhada em ruptura de talude	18
5: Talude construído com curvas de níveis	19
Figura 6: Perfil do solo devido ao intemperismo.....	20
Figura 7: Erosão do tipo voçoroca.....	22
Figura 8: Tensões e resistências mobilizadas na superfície de ruptura	24
Figura 9: Divisão da superfície potencial de ruptura em fatias	25
Figura 10: Forças atuantes em uma fatia	26
Figura 11: Forças atuantes em uma fatia	28
Figura 12: Tipos de contenções	31
Figura 13: Configuração do muro a flexão	32
Figura 14: Muro de concreto armado em execução	33
Figura 15: Muro de contenção em alvenaria estrutural	34
Figura 16: Muro de alvenaria com contrafortes	34
Figura 17: Muro de gravidade construído em concreto ciclópico	35
Figura 18: Muros de alvenaria de pedra.....	36
Figura 19: Muro construído em gabião.....	37
Figura 20: Muro de contenção com sacos solo-cimento	39
Figura 21: Muro de solo-pneus.....	40
Figura 22: Muro executado em Logblock	41
Figura 23: Muro em fogueira	41
Figura 24: Drenagem superficial com vegetação	42
Figura 25: Muro de gravidade com utilização de dreno interno vertical.....	43
Figura 26: Empuxo de terra ativo	44
Figura 27: Exemplo de construção com empuxo de caráter passivo	45
Figura 28: Distribuição do empuxo ativo	46
Figura 29: Distribuição do empuxo passivo.....	47
Figura 30: Método de Coulomb	48
Figura 31: Tipos de instabilidades de muros de contenção.....	50
Figura 32: Forças atuantes responsáveis pelo deslizamento	51

Figura 33: Medidas para aumentar o FS contra o deslizamento da base do muro...	53
Figura 34: Forças atuantes contra o tombamento	54
Figura 35: escoamento do tipo ABC	56
Figura 36: Pré-dimensionamento	60
Figura 37: Mudanças possíveis nas dimensões do muro e sapata	60
Figura 38: Esforços solicitantes.....	68
Figura 39: Mapa da localização do talude	70
Figura 40: Talude estudado:.....	71
Figura 41: Corte realizado no talude	72
Figura 42: Dimensões do Muro 1 (medidas em centímetros).....	73
Figura 43: Resultado do fator de segurança contra a ruptura global.....	74
Figura 44: Detalhamento do Muro 1 (medidas em centímetros)	76
Figura 45: Localização dos muros em relação ao talude e as ruas.....	77
Figura 46: Dimensões do Muro 2 (medidas em centímetros).....	78
Figura 47: Detalhamento do Muro 2 (medidas em centímetros)	80
Figura 48: Exemplo de divisão das barras N3, N5, N7 e N9	81

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT	30
Tabela 2: Valores para coeficiente de atrito (μ).....	52
Tabela 3: Resultados dos FS para o Muro 1	73
Tabela 4: Resultados para a ancoragem.....	74
Tabela 5: Esforços solicitantes no Muro 1	75
Tabela 6: Armadura da parede do Muro 1.....	75
Tabela 7: Armadura da sapata do Muro 1	76
Tabela 8: Resultados dos FS para o Muro 2	78
Tabela 9: Esforços solicitantes no Muro 2.....	79
Tabela 10: Armadura da parede do Muro 2.....	79
Tabela 11: Armadura da sapata do Muro 2	79
Tabela 12: Orçamento do muro de alvenaria estrutural	81
Tabela 13: Orçamento do muro de concreto armado.....	82

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo do método de contenção de muros a flexão, onde realizou-se um estudo de caso na cidade de Caratinga/MG, onde durante a execução de um muro de alvenaria estrutural sobre fundação profunda foi encontrado diversas rochas no terreno da fundação, assim foi feito um dimensionamento de uma estrutura de contenção de concreto armado sobre sapata, através de um projeto desenvolvido manualmente e com o auxílio do programa Geostudio para verificação da ruptura global do talude. Para atingir os objetivos foi realizado uma revisão bibliográfica com finalidade de maior compreensão dos tipos de muros de contenção. Através do ensaio de Standart Penetration Test (SPT) foi possível determinar as propriedades do solo, para assim dimensionar a estrutura de contenção, garantindo que a mesma fique totalmente estável. Devido ao fato de estar sendo desenvolvido no local uma estrutura de contenção do tipo alvenaria estrutural tal estudo permitiu realizar uma análise comparativa de custos dos dois métodos, sendo que o método proposto no estudo acresceu apenas R\$ 8.596,98 em relação ao muro de alvenaria estrutural. Sabendo disso foi possível concluir-se que mesmo com um acréscimo mínimo no preço, a estrutura proposta no estudo é viável, pois a mesma visa eficácia no projeto, racionalizar o processo de execução da obra, e ao mesmo tempo atender os parâmetros apresentados no ensaio de SPT, pois esse aponta a presença de rochas, o que inviabilizaria o desenvolvimento do projeto de alvenaria estrutural, pois o mesmo conta com uma fundação profunda.

Palavras-chave: Contenção de taludes. Muros de alvenaria Estrutural. Muros de Concreto armado.

ABSTRACT

This work presents a study of the method of retaining walls to flexion, where a case study was carried out in the city of Caratinga/MG, where during the execution of a structural masonry wall on deep foundation several rocks were found in the foundation ground. Thus, it was made a dimensioning of a reinforced concrete containment structure on a shoe, through a project developed manually and with the aid of the Geostudio program to verify the global slope rupture. To achieve the objectives, a bibliographic review was carried out with the purpose of better understanding the types of retaining walls. Through the Standart Penetration Test (SPT) it was possible to determine the properties of the soil, thus dimensioning the containment structure, ensuring that it is totally stable. Due to the fact that a structural masonry retaining structure is being developed at the site, this study allowed a comparative cost analysis of the two methods, and the proposed method added only R \$ 8,596.98 in relation to the masonry wall. structural. Knowing this it was possible to conclude that even with a minimum increase in price, the structure proposed in the study is viable, since it aims at design effectiveness, streamline the process of execution of the work, and at the same time meet the parameters presented in the test. SPT, as this points to the presence of rocks, which would make the development of the structural masonry project unfeasible, since it has a deep foundation.

Keywords: Containment of slopes. Structural masonry walls. Reinforced concrete walls.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Contextualização	13
1.2 Objetivos	16
1.2.1 Objetivo geral.....	16
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 Justificativa	16
1.4 Estrutura do trabalho	17
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1 Estabilidade de taludes	18
2.1.1 Tipos de movimentos de taludes.....	21
2.1.1.1 <i>Subsidências</i>	21
2.1.1.2 <i>Escoamentos</i>	21
2.1.1.3 <i>Erosão</i>	22
2.1.1.4 <i>Escorregamentos</i>	22
2.1.2 Métodos para avaliação da estabilidade de taludes.....	23
2.1.2.1 <i>Método de Fellenius</i>	25
2.1.2.2 <i>Método de Bishop</i>	27
2.1.2.3 <i>Método de Spencer</i>	27
2.2 Ensaio de sondagem a percussão (SPT)	29
2.3 Muros de contenção	31
2.3.1 Muros de flexão.....	31
2.3.1.1 <i>Muros de concreto armado</i>	32
2.3.1.2 <i>Muros de alvenaria estrutural</i>	33
2.3.2 Muro por gravidade ou peso.....	35
2.3.2.1 <i>Muros de concreto ciclópico (simples ou armado)</i>	35
2.3.2.2 <i>Muros de alvenaria de pedras</i>	36
2.3.2.3 <i>Muros de gabiões</i>	37
2.3.2.4 <i>Muros de sacos solo-cimento</i>	38
2.3.2.5 <i>Muros de solo-pneus</i>	39
2.3.2.6 <i>Muro Logblock</i>	40
2.3.2.7 <i>Muro em fogueira (“crib wall”)</i>	41

2.4 Sistema de drenagem	42
2.5 Empuxo	44
2.5.1 Método de Rankine	45
2.5.2 Método de Coulomb	48
2.6 Estabilidade de muros de contenção	49
2.6.1 Segurança contra o deslizamento	50
2.6.2 Segurança contra o tombamento	53
2.6.3 Capacidade de carga	54
2.6.4 Ruptura global	55
3 METODOLOGIA	57
3.1 Classificação da pesquisa	57
3.2 Procedimentos metodológicos e técnicos	57
3.3 Referencial bibliográfico	58
3.4 Parâmetros geotécnicos do solo do talude	59
3.5 Pré-dimensionamento	59
3.6 Ancoragem da fundação	61
3.7 Verificação da estabilidade do muro	62
3.7.1 Verificação quanto ao tombamento	62
3.7.2 Verificação quanto ao deslizamento	63
3.7.3 Verificação quanto a capacidade de carga	63
3.7.4 Verificação quanto ruptura global	64
3.8 Dimensionamento estrutural da parede do muro	64
3.8.1 Armadura da parede do muro	65
3.8.2 Armadura de distribuição	66
3.8.3 Armadura transversal	67
3.9 Dimensionamento estrutural da sapata	67
3.10 Análise de custos	69
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	70
4.1 Caracterização da obra	70
4.2 Parâmetros geotécnicos do solo	72
4.3 Muro 1	72
4.4 Muro 2	77
4.5 Análise de custos	81
4.6 Discussão dos resultados	83

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
ANEXOS	90
ANEXO A – SONDAgens REALIZADAS NO LOCAL.....	90
ANEXO B - TABELA DE PRESSÕES ADMISSÍVEIS.....	94

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Desde a antiguidade o homem se depara com problemas relacionados às habitações e suas particularidades. Na tentativa de melhorar os locais de edificação fez-se uso de várias técnicas de construção, e estas foram evoluindo ao longo do tempo. Atualmente esses problemas ainda estão presentes, como por exemplo, o relevo e o solo. Podem-se destacar nesse contexto as obras de contenção, que visam solucionar problemas relacionados, principalmente, à estabilização de taludes. Segundo Barros (2009) uma das primeiras soluções empregadas foi à sobreposição de pedras com grandes dimensões e massa valendo-se da gravidade, sendo que este método ainda é empregado na atualidade.

Com a evolução dos materiais e métodos construtivos surgiram outras tecnologias que podem ser empregadas na execução de obras de contenção, como por exemplo, os muros de contenção. As estruturas de contenção estão entre as mais antigas construções realizadas pelo homem. No entanto, o seu dimensionamento utilizando modelos teóricos só se desenvolveu a partir do século XVIII. Com efeito, Barros (2009) traz o estudo desenvolvido por Coulomb em 1773 que é considerado o passo mais importante no dimensionamento de uma estrutura de contenção e ainda hoje é a base dos principais métodos de dimensionamento dos muros de contenção, mesmo com o desenvolvimento da moderna mecânica dos solos, o modelo idealizado por Coulomb continua a ser amplamente aplicado.

Os muros de contenção de acordo com Gerscovich (2010) são estruturas de contenção com a finalidade de fornecer estabilidade para conter maciços de solo, rocha ou água (barragem). Desta maneira, este suporte fornecido evita o escorregamento do maciço causado pelo seu próprio peso ou por carregamentos externos. Convém destacar que obras de contenção estão presentes em projetos de estradas, de pontes, de estabilização de encostas, de canalizações, de saneamento, de metrô, de construção de barragens, entre outras.

Atualmente é comum deparar-se com obras de contenção de alvenaria estrutural, devido ao seu baixo custo se comparado, por exemplo, com um muro de concreto armado, todavia, Gerscovich (2010) ressalta que para grande alturas o muro

de alvenaria estrutural não é recomendado devido a grandeza das forças solicitantes, sendo mais seguro um muro de concreto armado.

Recentemente no município de Machado-MG um muro de alvenaria estrutural caiu parcialmente (Figura 1) e observa-se que o talude não era muito grande. Vale ressaltar que falhas assim podem acontecer com qualquer estrutura, inclusive devido ao mau planejamento ou má execução.

Figura 1: Muro que caiu parcialmente no município de Machado-MG



Fonte: Jornal Estado de Minas (2017)

Outro caso parecido aconteceu no município de Barra da Estiva-BA, onde um muro de alvenaria estrutural também cedeu (Figura 2), dessa vez graças a presença de fortes chuvas, onde o muro que havia sido construído a menos de um ano veio a desabar.

Figura 2: Muro de alvenaria estrutural que caiu na cidade de Barra da Estiva-BA



Fonte: Jornal da Chapada (2019)

Deste modo, este trabalho visa apresentar um projeto de muro de concreto armado como alternativa para a obra de um muro de alvenaria estrutural que está sendo realizada no município de Caratinga-MG, onde foi necessário estabilizar o talude que gerou diversos problemas para a comunidade, como por exemplo a destruição quase que completa de um trecho da rua Augusto de Morais (Figura 3), além de danificar o sistema de esgoto que por ali se localizava.

Figura 3: Vista da rua Augusto de Morais



Fonte: Acervo dos autores (2019)

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Propor um novo projeto de muro de contenção do tipo de concreto armado, com o intuito de garantir maior segurança para a obra e das demais obras envolvidas.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Determinar as propriedades do solo do talude através de correlações com a literatura, afim de se obter dados para realizar o projeto do muro de contenção;
- b) Dimensionar o muro de contenção e verificar sua estabilidade garantindo sua estabilidade e segurança;
- c) Realizar uma análise de custo e comparação com o modelo anteriormente desenvolvido pela gestão pública.

1.3 Justificativa

Geograficamente o estado de Minas Gerais possui um relevo muito acidentado, característico de morros e serras, é comum a presença de taludes em centros urbanos, que podem vir a ser áreas de risco de erosão. Com o crescimento urbano sem planejamento, diversas famílias, principalmente de baixa renda, ocupam estas áreas de risco sem o devido cuidado prévio, e com as chuvas, essas moradias começam a sofrer com rachaduras e/ou até mesmo com desabamentos.

Uma alternativa comum para se conter tais taludes é o muro de alvenaria estrutural, entretanto como dito na contextualização tal modelo estrutural apesar de geralmente ser menos oneroso é comum apresentarem diversas patologias ou até mesmo vir a romper.

Portanto, este trabalho visa propor um projeto de muro de concreto armado como alternativa viável para o muro de alvenaria estrutural através de um estudo de caso na cidade de Caratinga-MG.

1.4 Estrutura do trabalho

O primeiro capítulo é composto pela introdução do trabalho, problematização do estudo, objetivos, justificativa e estrutura do trabalho.

O capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica utilizada para o desenvolvimento do trabalho. Descreve a fundamentação teórica dos tipos de métodos construtivos de muro de contenção a flexão e a gravidade, estabilidade de taludes, métodos para avaliação da estabilidade de taludes, estabilidade de muros, resistência ao cisalhamento, empuxo, drenagem, dimensionamento de muros de concreto armado e ensaios de sondagem do solo.

O capítulo 3 aborda os procedimentos metodológicos utilizados para a realização do estudo bem como a área analisada, parâmetros geotécnicos, procedimentos de cálculo que garantem total estabilidade ao muro e por fim o dimensionamento estrutural do muro e de sua fundação e ancoragem bem como seus respectivos detalhamentos.

No capítulo 4 são exibidos os resultados obtidos com o estudo de caso que compreendem o dimensionamento do muro de contenção juntamente as verificações quanto ao deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga e ruptura global, por fim ainda é feita uma análise comparativa da nova proposta com o muro projetado pelo órgão público.

No capítulo 5 são denotadas as conclusões do estudo realizado, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

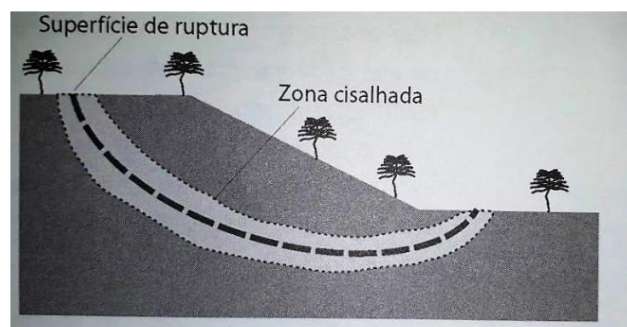
Neste capítulo faz-se uma fundamentação teórica para servir de embasamento no desenvolvimento deste estudo. Inicialmente será feito um apanhado geral sobre taludes e estabilidade de taludes, após isso será desenvolvido os conceitos de empuxo, tipos de muros, ancoragem, ensaio de sondagem a percussão, drenagem e estabilidade de muros de contenção.

2.1 Estabilidade de taludes

Alguns autores da área da mecânica dos solos, como Gerscovich (2012) e Caputo (1988), concordam entre si quando descrevem sobre taludes, como sendo, qualquer superfície inclinada de um maciço, sendo ele constituído, de terra, rocha, ou terra e rocha, podendo ser naturais, também denominados encostas ou artificiais no caso dos taludes de corte e aterro, geralmente a geometria do talude possui inclinação de 45° com o solo, pois, acima disso, sua estabilidade não é garantida, em zonas rochosas pode-se encontrar maiores inclinações em razão da maior resistência a tombamentos.

Em taludes mal executados, podem ocorrer rupturas, que segundo Gerscovich (2012), se caracterizam pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo, essa superfície de cisalhamento acontece devido a uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim uma zona cisalhada e em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Na Figura 4 é demonstrado o corte de um talude, indicando a superfície de ruptura e a zona de cisalhamento.

Figura 4: Zona fraca cisalhada em ruptura de talude



Fonte: Gerscovich (2012, p.15)

Os taludes, segundo Santos (2013), podem ser classificados quanto a sua ocorrência em dois tipos, construídos e naturais. Taludes construídos são aqueles feitos pela ação humana e resultam de cortes em encostas, lançamentos e escavações de aterros (Figura 5). Conforme o projeto, as propriedades do solo e as condições de fluxo, os cortes devem ser executados com inclinações adequadas. Ainda de acordo com Santos (2013) normalmente encontra-se muitos aterros, onde se utilizam taludes em construções de obras viárias, barragens de terra, construções civis, diques de contenção de lagos, estocagens de resíduos, entre outros.

5: Talude construído com curvas de níveis



Fonte: Santos (2013)

Pinto (2006) diz que Taludes Naturais são constituídos por solos residuais, coluvionares ou rochas. Em solos residuais são apresentados materiais com processos de alterações de propriedades geomecânicas da rocha sã, a partir do intemperismo químico e físico ao longo de milhares de anos, sendo que as camadas mais superficiais vão entrando em decomposição e formando solo residual. Em seguida é possível identificar solos residuais jovens ou saprolíticos que ainda preservam as características da rocha de origem. Depois tem-se uma camada de rocha alterada, na qual se percebe que o intemperismo começa a aparecer em forma

de fraturas de minerais menos resistentes (SANTOS, 2013). Ressalta-se que esse tipo de solo não foi transportado do seu local de origem, conforme se destaca na Figura 6.

Figura 6: Perfil do solo devido ao intemperismo



Fonte: Gerscovich (2012, p. 16)

Por sua vez, materiais coluvionares, de acordo com Pinto (2006), são gerados através do transporte de materiais granulares ou fragmentos de rochas, formando composições heterogêneas de diferentes dimensões, tornando-se assim, solos sedimentares. Ainda segundo Pinto (2006), geralmente os sedimentos são arrastados em solução pelo lençol freático, preenchendo os espaços entre as partículas, acumulando materiais sedimentares. Assim, devido a pressão e sobrecarga atuante nos sedimentos e também em razão dos agentes químicos, os sedimentos acabam sendo acimentados, agrupando-se e formando um solo sedimentar.

O deslocamento de volumes de solo são problemas de instabilidades nos taludes e deve-se tomar soluções para que não ocorram acidentes. Os movimentos de solo, de acordo com Pinto (2006), podem ser divididos em: subsidências, escoamentos, erosão e escorregamentos, baseando-se nas condições geológicas e climáticas do local.

2.1.1 Tipos de movimentos de taludes

2.1.1.1 *Subsidências*

Processo caracterizado pelo afundamento da superfície de um terreno em relação as áreas circunvizinhas, Gerscovich (2012, p. 18) leciona que “[...] esse tipo de movimento pode ser classificado como recalque, produzido pelo rearranjo das partículas, desabamento ou queda [...] ou afundamento, em que ocorre deformação contínua”.

Ainda segundo Gerscovich (2012), a subsidência pode acontecer devido a fenômenos geológicos, tais como dissolução, compactação do material de superfície, falhas verticais, erosão, terremotos e vulcanismos, normalmente o fenômeno acontece de forma gradual e mais raramente de forma brusca e repentina.

2.1.1.2 *Escoamentos*

Gerscovich (2012) define escoamentos como movimentos contínuos, com ou sem superfície de deslocamento definida, não associados a uma velocidade específica. Quando o movimento é rápido, denomina-se corrida; quando o movimento é lento, dá-se o nome de rastejo. Os escoamentos apresentam um mecanismo de deformação semelhante à movimentação de um fluido viscoso.

Os movimentos de rastejo englobam grandes proporções de áreas e como o movimento é lento, não se percebe claramente uma movimentação de deslizamento de solo. Ainda de acordo com Gerscovich (2012), ocorrem quando a temperatura e umidade oscilam bastante ao passar dos anos, fazendo com que haja deslocamentos de eixos de estradas ou mudanças de postes, cercas, entre outros.

Em contrapartida, o movimento de corrida ultrapassa 10 km/h, que segundo Pinto (2006), as massas se deslocam atingindo maiores extensões de área, podendo, inclusive, afetar significativamente centros habitacionais ou rodovias se ocorrem nas proximidades destes. Um dos fatores desse deslocamento de solos em alta velocidade é por presença excessiva de água em épocas de precipitação intensa de chuvas.

2.1.1.3 Erosão

De acordo com Pinto (2006) a erosão ocorre em função das variações bruscas de temperatura, excesso de chuvas, ventos, desmatamentos e construções inadequadas que deixam o solo sem cobertura. Esses são os principais fatores de processos erosivos que causam instabilidades em taludes, conforme Figura 7. Gerscovich (2012) divide o processo de erosão em duas formas: quando a água subterrânea é o principal agente de instabilidade denomina-se voçoroca; e quando o processo erosivo é provocado por fatores externos denomina-se ravina.

Figura 7: Erosão do tipo voçoroca



Fonte: Santos (2013)

2.1.1.4 Escorregamentos

De acordo com Freitas (2017), são movimentos de massas do solo ou rocha com volume bem definido, em ação rápida, em que o centro de gravidade do material é deslocado por falta de estabilidade e resistência, podendo vir a causar acidentes em locais povoados principalmente em regiões montanhosas ou em encostas de rodovias. Os escorregamentos ocorrem quando as tensões cisalhantes do solo aumentam e atingem a resistência ao cisalhamento do material, causando a ruptura da superfície em locais com menor resistência cisalhante em períodos relativamente curtos.

O principal motivo para a existência de escorregamentos são as precipitações das chuvas, que segundo Freitas (2017), quando ocorrem, o solo absorve uma parcela da água, no entanto, outra parte se locomove em forma de enxurrada na superfície do terreno, a parte que se infiltra no solo se concentra em alguns tipos de rochas impermeáveis e começa a se acumular em um único local, saturando o solo de umidade, que não consegue suportar e se rompe, desencadeando o deslizamento de terras nas encostas até a base dos morros.

Freitas (2017) ainda complementa que os escorregamentos podem ser classificados pela natureza do material e sua geometria, da seguinte forma: **Escorregamentos circulares (rotacionais):** apresentam superfícies de deslizamento encurvadas, correspondendo ao movimento rotacional, segundo um eixo. Ocorrem geralmente em aterros, pacotes de solo ou depósitos mais espessos, rochas sedimentares ou cristalinas intensamente fraturadas; **Escorregamentos em cunha:** movimentos ao longo de um eixo formado pela intersecção de estruturas planares em maciços rochosos, que deslocam o material na forma de um prisma. São comuns em taludes de corte ou encostas que sofreram algum tipo de desconfinamento, natural ou antrópico; **Escorregamentos planares (translacionais):** em maciços rochosos o movimento é condicionado por estruturas geológicas planares, tais como: xistosidade, fraturamento, foliação, entre outros. Freitas (2017) finaliza dizendo que nas encostas serranas brasileiras são comuns escorregamentos planares de solo com ruptura, podendo ocorrer no contato com a rocha subjacente.

2.1.2 Métodos para avaliação da estabilidade de taludes

Para a análise da estabilidade de taludes existem diversos métodos, de acordo com Gerscovich (2012) na análise é relevante a realização de uma avaliação quantitativa que leve em consideração a expressão entre as forças que resistem tendendo a manter os taludes imóveis e as forças cisalhantes que geram tensões forçando o solo a causar ruptura e movimentando o talude para baixo. Com isso, resulta a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura.

Silva (2013) diz que o fator de segurança (FS) é calculado a partir de metodologias e teorias de dimensionamento, no qual o seu valor deverá estar de

acordo com o que é determinado em projeto, servindo de base para que se adquira um melhor comportamento de talude, tendo suas características de estabilidade totalmente seguras em relação à ruptura. Na Figura 8 é possível visualizar uma superfície de ruptura, bem como as tensões de resistências de um talude.

Desse modo, o fator de segurança é definido pelo mínimo da resistência ao cisalhamento considerada para que o talude continue estável, Vieira (2009) afirma que para um fator de segurança igual a 1,0 indicam-se condições limites de estabilidade, pois as forças de instabilidade são iguais às forças de resistência ao escorregamento, estando no limite do seu equilíbrio. Já para fatores maiores que 1,0 o talude apresenta-se estável e fatores menores que 1,0 o mesmo apresenta-se instável.

Assim sendo, Gerscovich (2012) conclui que o fator de segurança é o fator pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície. A fórmula do fator de segurança pode ser dada pela Eq. 1.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (1)$$

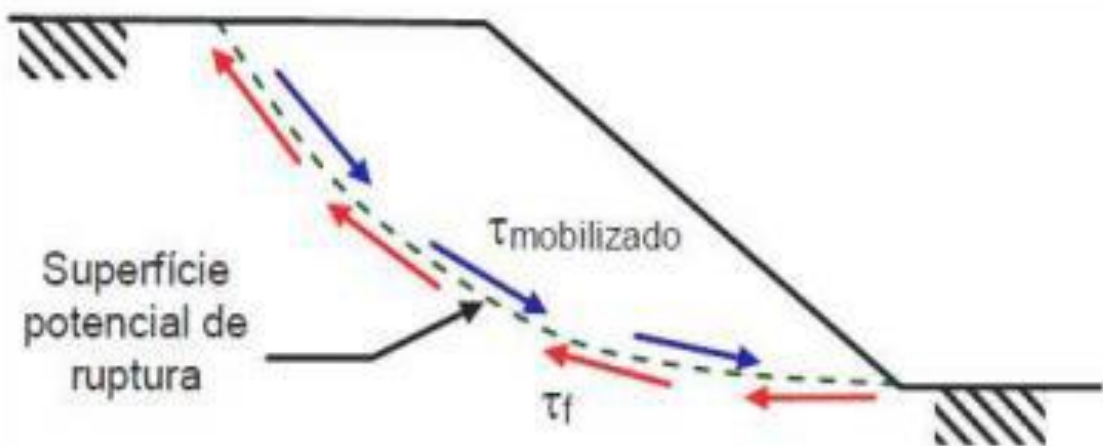
Onde:

FS : fator de segurança;

τ_f : resistência ao cisalhamento;

τ_d : tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo da superfície de ruptura.

Figura 8: Tensões e resistências mobilizadas na superfície de ruptura



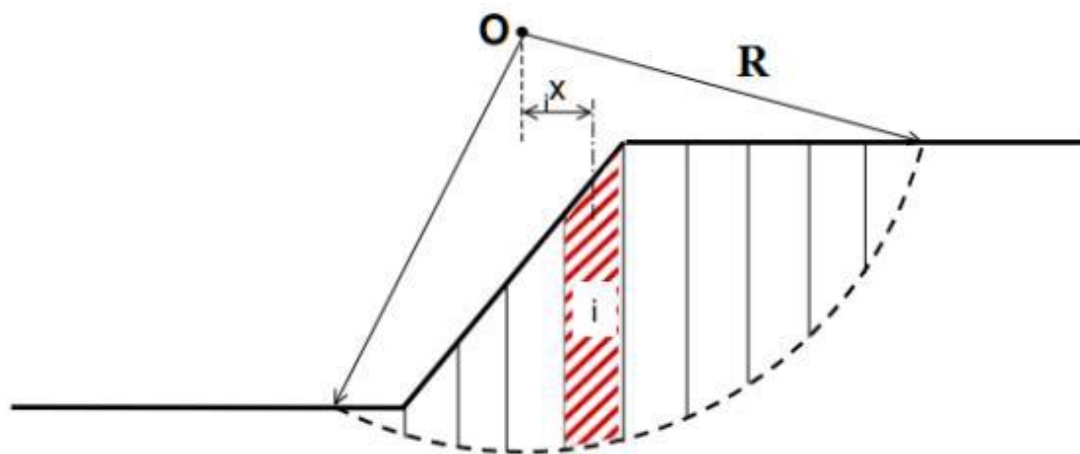
Fonte: Gerscovich (2012)

2.1.2.1 Método de Fellenius

De acordo com Silva (2013) o método de fatias, criado por Fellenius em 1936, é utilizado para análises de estabilidades em solos saturados e ampliou-se para outros tipos de solos em condições de análise em tensões efetivas. Segundo Borgatto (2006) esse método baseia-se na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento, dividindo esse volume em fatias verticais. Ainda segundo Borgatto (2006) deste modo determinam-se as forças normais às bases das lamelas e aplica-se o equilíbrio de forças na direção da normal à base.

Silva (2013) afirma que como as fatias não precisam possuir a mesma espessura, a análise de estabilidade através desse método pode ser realizada em taludes de superfície irregular, taludes homogêneos e heterogêneos, pois permite que as fatias sejam divididas de forma que a base de cada uma permaneça em um determinado tipo de solo, atribuindo-se assim, apenas um só conjunto de parâmetros de resistência para cada fatia. Na Figura 9 é apresentado um esboço desse método.

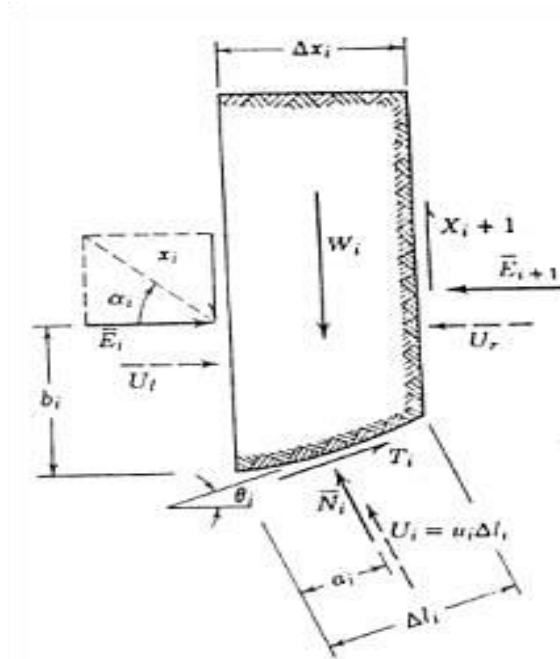
Figura 9: Divisão da superfície potencial de ruptura em fatias



Fonte: Silva (2013)

Desse modo, segundo Silva (2013) o método das fatias é calculado dividindo a superfície de ruptura em fatias, obtendo o volume de cada fatia e assim determina-se os parâmetros de resistência do solo através das forças normais. Na Figura 10 apresenta-se uma fatia e as forças que atuam sobre ela.

Figura 10: Forças atuantes em uma fatia



Fonte: Silva (2013)

Os símbolos apresentados acima correspondem as seguintes designações:

W_i : Peso da fatia;

X_i : Resultante das tensões cisalhantes na face esquerda da fatia;

\bar{E}_i : Resultante das tensões normais efetivas na face esquerda da fatia;

$X_i + 1$: Resultante das tensões cisalhantes na face direita da fatia;

$\bar{E}_i + 1$: Resultante das tensões normais efetivas na face direita da fatia;

T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia;

N_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia;

U_l : Resultante das poro-pressões atuantes na face esquerda da fatia;

U_r : Resultante das poro-pressões atuantes na face direita da fatia;

u_i : Poro-pressão atuante na base da fatia;

U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia;

θ_i : Inclinação da base;

Δl_i : Comprimento da base;

Δx_i : Largura da fatia;

a_i : Distância da face esquerda da fatia até o ponto de aplicação de N_i ;

b_i : Distância da base da fatia até o ponto de aplicação de \bar{E}_i .

Silva (2013) diz que a base de cada fatia é representada por uma reta que simplifica o cálculo do peso próprio, pois quanto menor a largura das fatias ou quanto mais fatias, menor o erro no resultado do fator de segurança que está representado depois das deduções na fórmula final pela Eq. 2. Sendo todas incógnitas já descritas acima na Figura e c' sendo comprimento.

$$FS = \frac{\Sigma(c' * \Delta l_i + N_i * \text{tang} \theta_i)}{\Sigma W_i * \text{sen} \theta_i} \quad (2)$$

2.1.2.2 Método de Bishop

O método de Bishop, criado em 1955, é baseado no método das fatias. Conforme Bishop e Morgenstern (1960) é possível omitir os termos de esforços horizontais entre fatias, $(X_n - X_{n+1})$, com uma perda de precisão de menos de 1%. Tem-se então, o método chamado Bishop Simplificado.

Conforme Godoi (2010) explica, esse método apresenta algumas vantagens em relação ao método de Fellenius, a principal é que ele considera o empuxo das fatias vizinhas atuando sobre a fatia analisada. Bishop considera a componente horizontal dos empuxos das fatias vizinhas uma vez que conseguiu provar que a não consideração da componente vertical apenas faz variar o fator de segurança em torno de 1%.

Segundo Gerscovich (2012) o fato de Bishop considerar as fatias vizinhas faz com que o resultado do fator de segurança seja aproximadamente 15% maior quando comparado ao método de Fellenius. Ainda de acordo com Gerscovich (2012) no método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções vertical e horizontal, com isso, obtém-se o valor da força normal. O fator de segurança é descrito pela Eq. 3.

$$FS = \frac{1}{\Sigma W_i \text{sen} \alpha} \left([c' b (W - ub) \text{tg} \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (3)$$

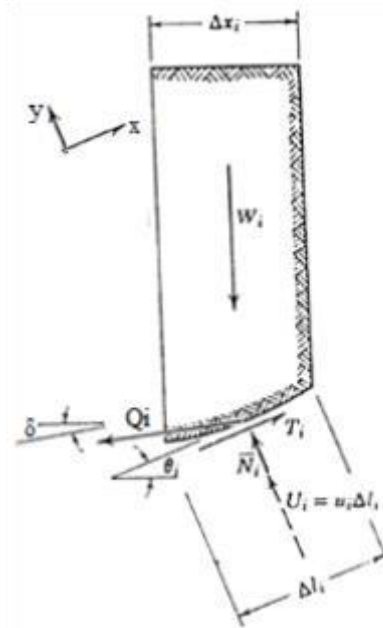
2.1.2.3 Método de Spencer

O método de Spencer, segundo Horst (2007) foi desenvolvido inicialmente para análises de rupturas que possuíam formato circular e, com o passar do tempo, foi

adaptado para superfícies de deslizamentos com formas irregulares. Horst (2007) diz ainda que o método Spencer apresenta dois fatores de segurança, um baseado no equilíbrio de momentos em relação a um ponto e outro baseado no equilíbrio de forças paralelas à direção das forças entre fatias.

Silva (2013) menciona que o método de Spencer é considerado uma análise rigorosa, tendo em vista que satisfaz todas as condições de equilíbrio, tanto as de força quanto as de momento. Silva (2013) complementa que nesse método as forças de interação entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas possuem o mesmo ângulo de inclinação, que também será calculado como parte da solução de equilíbrio, ao invés de ser adotado. A Figura 11 mostra uma fatia de análise de ruptura em que foi aplicada as forças atuantes sobre a mesma.

Figura 11: Forças atuantes em uma fatia



Fonte: Silva (2013)

Os símbolos apresentados na figura acima correspondem às seguintes designações:

W_i : Peso da fatia;

T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia;

N_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia;

U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia;

Q_i : Resultante das forças atuantes nas laterais da fatia;

δ : Ângulo de inclinação da resultante Q_i ;
 θ_i : Inclinação da base;
 Δ_{ii} : Comprimento da base;
 Δ_{xi} : Largura da fatia.

De acordo com Silva (2013) supõe-se que o talude esteja em equilíbrio, ou seja, não existem forças externas atuando, dessa maneira, as componentes verticais e horizontais de Q_i serão nulas, se caso existisse alguma força externa, como por exemplo a presença de ancoragens, a resultante Q_i apresentaria valor igual ao dessa força.

Silva (2013) menciona ainda que para este método existem duas incógnitas para o cálculo do fator de segurança, Q_i e δ . Portanto, a solução também envolve um processo iterativo, onde se adota valores para o fator de segurança (FS) e para a inclinação (δ) da resultante das forças de interação entre as fatias, até que se alcance o equilíbrio de forças e momento para cada fatia.

Horst (2007) e Silva (2013) concordam que em função da complexidade dos cálculos e também em razão da verificação analítica dos resultados, este método acaba tornando inviável o cálculo manual, o que requer utilização de programas computacionais para execução dos cálculos.

2.2 Ensaio de sondagem a percussão (SPT)

Segundo Marangon (2009) o método mais utilizado atualmente no Brasil para a determinação dos tipos de solo, perfil geológico, consistência dos solos, além da capacidade de carga das camadas do subsolo é a sondagem à percussão, que é conhecida como sondagem de simples reconhecimento com SPT (*Standart Penetration Test*), cujo mesmo é identificado pela normalização da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) na NBR 6484.

O SPT de acordo com Marangon (2009), objetiva determinar as camadas que compõem o subsolo, bem como seus índices de resistência e o nível de lençol freático no local perfurado. Conforme a ABNT NBR 6484:2001 o processo de cravação do amostrador consiste em quedas sucessivas do martelo, padronizado com massa de ferro de 65 kg, em queda livre da altura de 0,75 m, até se atingir a penetração de 0,45 m, anotando-se o número de golpes necessários à cravação de cada 0,15 m.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6484:2001 após cada rotina de cravação do amostrador, do mesmo é retirada uma amostra amolgada do solo, que é imediatamente acondicionada em recipiente hermético de dimensões que permitam receber pelo menos um cilindro de solo. O tipo de solo é obtido através da análise tátil-visual dessas amostras, que objetiva determinar os parâmetros de granulometria, plasticidade, cor e origem.

A ABNT NBR 6484:2001 diz ainda que o índice de resistência a penetração, abreviado por N, é expresso pela soma do número de golpes requeridos para a segunda e a terceira etapas de penetração de 0,15 m, ou seja, o número de golpes correspondentes a cravação do amostrador nos 0,30 m finais, dos 0,45 m totais, estes valores são apresentados graficamente no perfil obtido através das inspeções geológicas-geotécnicas. Por meio dos índices de resistência é classificada a compactidade (no caso de areias ou siltes arenosos) ou a consistência (argila ou siltes argilosos) do solo. O nível do lençol freático é obtido por meio das observações feitas pelo operador durante o processo de perfuração.

Diante disso Marangon (2009) diz que de posse do SPT é possível por meio de correlações definir alguns parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, na tabela 1, são apresentados alguns parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT.

Tabela 1: Parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT

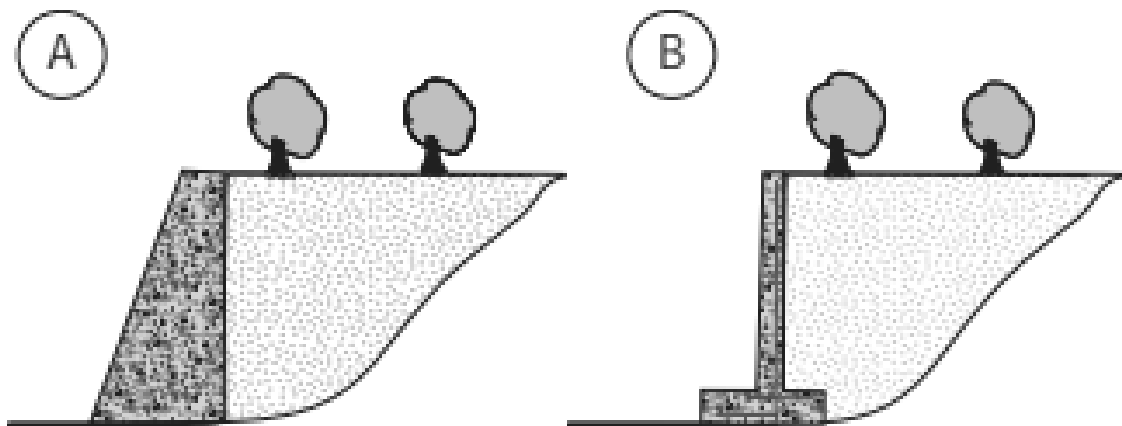
Areias e Solos Arenosos			
Compactidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °
Fofa	1,6	0	25 – 30
Pouco compacta	1,8	0	30 – 35
Medianamente compacta	1,9	0	35 – 40
Compacta	2,0	0	40 – 45
Muito compacta	> 2,0	0	> 45
Argilas e Solos Argilosos			
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °
Muito Mole	1,3	0 – 1,2	0
Mole	1,5	1,2 – 2,5	0
Média	1,7	2,5 – 5,0	0
Rija	1,9	5,0 – 15,0	0
Dura	> 2,0	> 15,0	0

Fonte: Adaptado de Marangon (2009)

2.3 Muros de contenção

Segundo Gerscovich et al (2016), muros de contenção são estruturas de parede vertical, ou próximo de vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda, os muros de contenção podem ser de gravidade ou de flexão, conforme mostra a Figura 12. Os mesmos podem ser construídos de alvenaria, concreto ou até mesmo com elementos especiais, tais como gabiões, sacos preenchidos com solo cimento, concreto ciclópico e etc.

Figura 12: Tipos de contenções: (A) muro de peso ou gravidade (B) muro a flexão



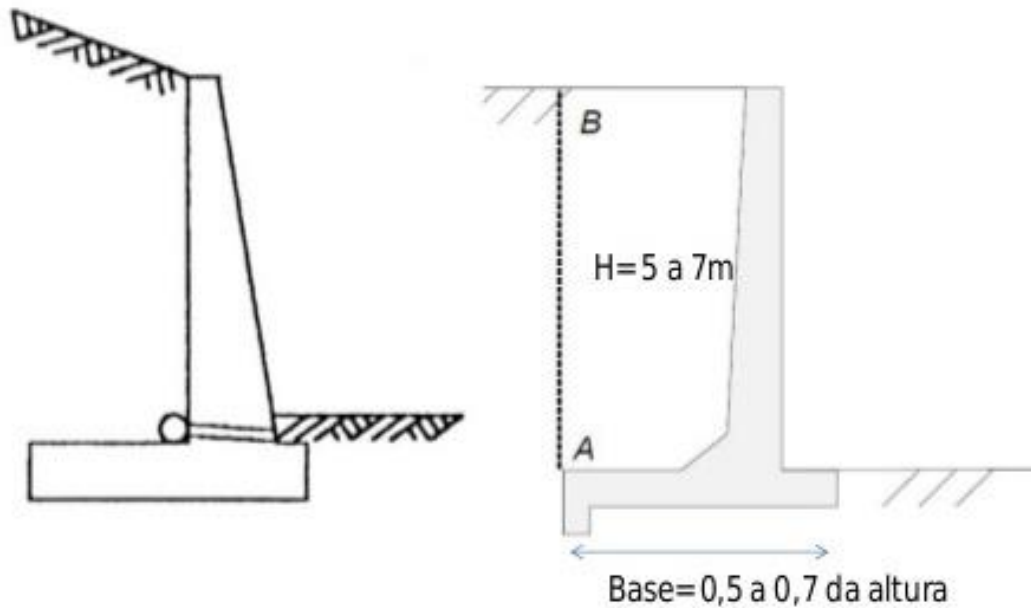
Fonte: Gerscovich et al (2016)

2.3.1 Muros de flexão

Menezes (2010) define que muros de flexão são estruturas mais esbeltas, e sua seção transversal tem um formato em “L” e diferentemente dos muros por gravidade, esse modelo de contenção utiliza parte do peso próprio do maciço que se apoia sobre a base, para manter-se em equilíbrio e resistir aos empuxos do solo por flexão.

Gerscovich et al (2016) afirma que para locais que apresentam espaço limitado ou uma rocha sã no local de construção da base do muro, utiliza-se de ancoragens ou chumbadores (tirantes) na base do muro para melhorar a sua estabilidade. Em caso de solos pouco resistente, tem-se a possibilidade de empregar a ele uma mistura de cimento, buscando maior resistência a fundação do muro. Na Figura 13 apresenta a configuração do muro a flexão.

Figura 13: Configuração do muro a flexão



Fonte: Gerscovich et al (2016)

2.3.1.1 Muros de concreto armado

Gerscovich et al (2016) afirma que praticamente todos os muros de flexão são construídos em concreto armado, apresentando em sua base uma largura de no máximo 70% da altura do muro que geralmente não são maiores de 7 m, pois se torna antieconômico. Para esse tipo de estrutura quando é maior que 7 m faz-se necessário a utilização de vigas de enrijecimento (contrafortes) aumentando assim a estabilidade contra o efeito de tombamento.

Segundo Gerscovich et al (2016) afirma que os muros de concreto armado podem ser de vários tipos, podendo esses ser com perfil "L", sem contraforte com perfis especiais, com tirantes, com contrafortes e vigas intermediárias e etc. Sua principal vantagem é diminuir o volume da estrutura de contenção.

Fidem (2001) define que esse tipo de muro utiliza de uma fundação direta, porém em casos especiais podem ser efetuados com fundações profundas geralmente por tubulões. Seu sistema de drenagem pode ser realizado por drenos de areia ou barbacã com intuito de aliviar a pressão da água na estrutura de contenção. Na Figura 14 apresenta-se um exemplo de muro em concreto armado.

Figura 14: Muro de concreto armado em execução



Fonte: Gerscovich et al (2016)

2.3.1.2 Muros de alvenaria estrutural

O muro de alvenaria estrutural é um muro de flexão com configuração similar ao muro de concreto armado, formado por uma parede de alvenaria vertical assentada com argamassa de cimento e areia que se apoia sobre a fundação. Esse modelo de estrutura é muito utilizado, pois sua execução é fácil e ágil, mas ao mesmo tempo só é recomendado a utilização desse modelo para estruturas de até 2 m de altura (FIDEM, 2001).

Fidem (2001) ressalta que esse modelo de construção pode ser armado ou não armado, mas geralmente utiliza-se ele totalmente armado, pois quando se utiliza ele não armado, as barras de aço só têm função de dar ductilidade a estrutura de contenção, sendo assim não são consideradas na absorção dos esforços, limitando ainda mais a utilização desse tipo de contenção.

A alvenaria deve ser executada com blocos de concreto vazados conforme apresenta a Figura 15, e sua armação deve ser feita com aço CA 50 ou até mesmo CA 60, com espaçamentos pré-definidos em projeto. O preenchimento dos blocos vazados é realizado com concreto e a base de sua fundação deve ser em concreto armado (FIDEM, 2001).

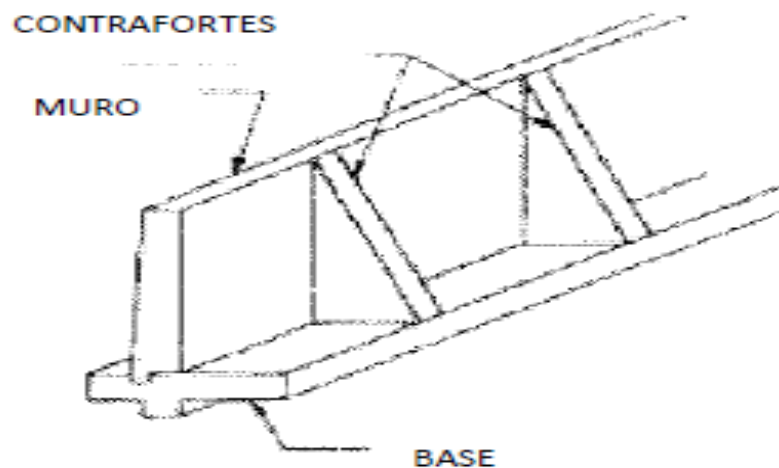
Figura 15: Muro de contenção em alvenaria estrutural



Fonte: GERSCOVICH et al (2016).

Segundo Porter (2009) há quatro tipos de muros de contenção que podem utilizar alvenaria estrutural, sendo eles: de gravidade, com contrafortes, em balanço e apoiados. Porter (2009) ainda afirma que a utilização de contrafortes pode assegurar ainda mais a estabilidade do muro, e esses podem ser agregados na estrutura na parte da frente ou da parte de trás do muro, combatendo assim a compressão e a tração respectivamente, conforme mostra Figura 16. Devido ao elevado custo e dificuldade de execução, Brooks (2010) não recomenda esse tipo de estrutura para alturas maiores que 5 m de altura.

Figura 16: Muro de alvenaria com contrafortes



Fonte: Porter (2009)

2.3.2 Muro por gravidade ou peso

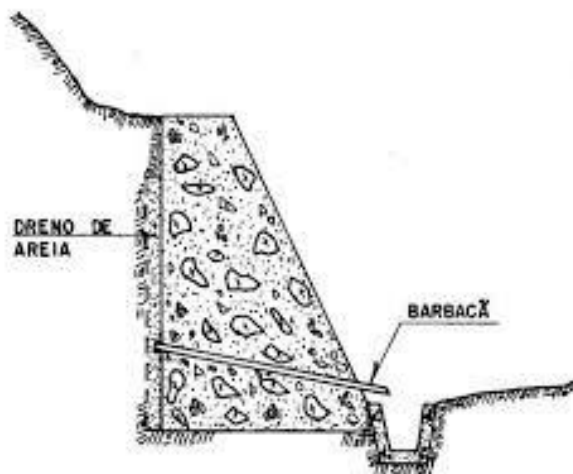
Muros de gravidade são estruturas que são construídas para resistir aos esforços horizontais (empuxo), pelo próprio peso. Diante disso sua resistência ao tombamento e ao escorregamento é conferida sempre pelo peso da estrutura de suporte. Essa técnica de contenção de taludes com a utilização de muros de gravidade é bem antiga, e quase sempre são utilizadas para conter desníveis de até 5 m (MENEZES, 2010).

Hachich et al (1998) enfatiza que esses muros podem ser construídos de pedras arrumadas, solo-cimento ou concreto ciclópico, que serão abordados a seguir, mas também podem ser de outros materiais desde que formam uma estrutura compacta e com peso.

2.3.2.1 Muros de concreto ciclópico (simples ou armado)

De acordo com Gerscovich et al (2016) muro de concreto ciclópico nada mais é do que pedras lançadas ao meio do concreto. Para que a construção seja segura e viável, não deverá ultrapassar 4 m de altura, sua seção transversal ser usualmente trapezoidal, sua base ser 50% da altura do muro e sua drenagem ser muito bem executada. Na Figura 17 é apresentado uma simulação de um muro em concreto ciclópico.

Figura 17: Muro de gravidade construído em concreto ciclópico



Fonte: Gerscovich et al (2016)

Menezes (2010) afirma que para se obter uma grande economia de material é possível construir o muro em forma de degraus, ou caso contrário se a face do muro for totalmente vertical, por motivo de segurança o mesmo deverá ter uma inclinação alusiva a 2 degraus com a vertical.

2.3.2.2 Muros de alvenaria de pedras

Trata-se de um dos métodos mais antigos utilizado para estabilização de talude, onde consiste em uma estrutura de alvenaria através de pedras arrumadas manualmente. Geo-Rio (2000) destaca que esse modelo de contenção geralmente é utilizado devido a simplicidade de execução, e também pelo fato de que até 2 m de altura não necessitar de drenagem devido as pedras já serem auto drenante, e para alturas superiores a 2 m é necessário o acréscimo de argamassa entre os blocos de pedras para aumentar a rigidez no muro. Quando se utiliza da argamassa, é necessário a implementação de um sistema de drenagem, pois os vazios drenantes já não existem mais, com isso utiliza-se de dreno de areia ou geossintético no tubo barbacãs ou no tardo do muro.

Ferreira Filho (2012), enfatiza que a largura mínima da base deve ser entre 0,5 e 1 metro de largura, pois tem-se o objetivo de criar mais resistência contra o empuxo ativo, evitando assim uma possível ruptura do muro por deslizamento. Na Figura 18 são demonstrados muros de alvenaria de pedra.

Figura 18: Muros de alvenaria de pedra



Fonte: Ferreira filho (2012, p.2)

2.3.2.3 Muros de gabiões

Os muros de gabião são um sistema de contenção de encostas pela gravidade. Barros (2009) menciona que esse sistema oriundo da Itália e foi empregado no Brasil nos anos de 1970 onde desde o início foi ganhando muito espaço na construção civil.

Moliterno (1994, p. 174) aborda muro de gabião como:

Trata-se de um cestão de arame zincado à fogo, ou mesmo arame revestido com PVC. O cestão é cheio de pedra de mão ou seixos rolados de grande diâmetro. O empilhamento de várias cestas forma um maciço em condições de resistir esforços horizontais, devido ao seu elevado peso próprio que se consegue com o empilhamento adequado ao problema.

Gerscovich et al (2016) ainda reforça que atualmente os muros de gabiões é o tipo de contenção mais utilizado em rodovias e encostas, sendo esses constituídos sempre por gaiolas metálicas preenchidas também por pedras arrumadas, conforme apresenta Figura 19. Geo-Rio (2014) menciona que essas pedras devem ser 1 ou 2 vezes maior que o diâmetro da malha de aço, já as malhas de aço são constituídas de fios de aço com dupla torção e revestidas com elementos especiais para evitar a corrosão, para que respectivamente defenda das deformações caso algum dos fios venha se romper e garanta que a deteriorização da estrutura seja lenta, garantindo que sua vida útil seja no mínimo 50 anos.

Figura 19: Muro construído em gabião



Fonte: Gerscovich et al (2016)

Barros (2009) destaca que um fator primordial para a fácil aceitação dos muros de gabião dentro da construção civil foi devido a facilidade encontrada em sua execução e sua mão de obra barata. Além desses fatores, outro fator positivo é que se caso o projeto tenha que ser modificado com a obra em andamento, é possível a locomoção dos materiais para outros lugares.

Geo-Rio (2014) ainda evidencia que assim como os muros de alvenaria de pedra, os muros de gabiões também tem sua face auto drenante, pois as pedras não são argamassadas, mas é necessário a utilização de geotêxtil junto ao tardo do muro para evitar o carregamento dos grãos finos do solo. Gerscovich et al (2016) reforça que para muros muitos longos, gabiões com comprimento de até 4 m podem ser utilizados para agilizar a construção.

2.3.2.4 Muros de sacos solo-cimento

Esse método consiste na contenção de taludes, cujo materiais utilizados são somente solo e cimento devidamente ensacados. Gerscovich (2010, p. 6) menciona quanto ao processo de execução que:

O solo utilizado é inicialmente submetido a um peneiramento em uma malha de 9 mm para a retirada dos pedregulhos. Em seguida, o cimento é espalhado e misturado, adicionando-se água em quantidade de 1% acima da correspondente à umidade ótima de compactação proctor normal. Após a homogeneização, a mistura é colocada em sacos, com preenchimento até cerca de dois terços do volume útil do saco. Procede-se então o fechamento mediante costura manual.

Gerscovich (2010) ainda reforça que o seu método construção da contenção baseia-se em empilhar horizontalmente em camadas de sacos, realizando a compactação dos mesmo para eliminar o máximo de vazios possível, e sempre interlaçando como se faz em um muro de alvenaria, conforme apresenta a Figura 20. Caso o muro venha a ter um contato com água mesmo que de forma superficial orienta-se para que seja realizado uma camada de concreto magro na face externa do muro.

Esse método se destaca pelo baixo custo para execução uma vez que não necessita de equipamentos e mão-de-obra especializada e só utiliza materiais básicos. Geralmente é indicada para obras emergenciais, onde está ocorrendo deslizamento de terra. (GERSCOVICH, 2010)

Figura 20: Muro de contenção com sacos solo-cimento



Fonte: Gerscovich (2010)

2.3.2.5 Muros de solo-pneus

Segundo Gerscovich (2010) a construção desse muro é bem simples e ocorre colocando pneus em camadas horizontais, sempre amarrados com cordas de polipropileno com 6mm de diâmetro ou arame. Cordas de Náilon não deve ser utilizado, pois são facilmente degradáveis. Os vazios existentes entre os pneus são preenchidos com solos, rochas ou até mesmo entulhos. A face externa do muro deve ser revestida para evitar a erosão do solo, como também um possível ato de vandalismo gerando incêndios. A opção de revestimento mais utilizada é a própria vegetação, conforme mostra a Figura 21.

Esse modelo de contenção se destaca pelo alto reaproveitamento de materiais que possivelmente seriam jogados no lixo que além de diminuir altamente o custo da obra, apresenta uma vantagem ecológica, pois esses pneus poderiam acumular água e gerar a proliferação dos insetos. (GERSCOVICH, 2010)

Gerscovich (2010) destaca que por ele ser um muro de peso ou gravidade, o mesmo só poderá ser utilizado em muros de altura inferior a 5 m e a disponibilidade de espaço para a construção deverá ser ampla, pois sua base ocupa 40% a 60% da altura do muro. No entanto mesmo limitando a essa altura, ele ainda apresenta deformações superiores a outros modelos de contenção, como por exemplo o muro de concreto armado, portanto não se recomenda a utilização do mesmo para contenção de taludes que posteriormente servirá de base para obras civis.

Figura 21: Muro de solo-pneus



Fonte: Gerscovich (2010, p. 9)

2.3.2.6 Muro Logblock

Ecounion (2017) destaca que esse modelo estrutural age pelo método da gravidade, e assim como os muros de pneus necessita de uma grande área para construção, pois sua base deverá ter no mínimo 60% da altura total do muro. Este muro é constituído por blocos de concreto, e esses possuem 25 cm de diâmetro e 12 kg de peso, vazados no meio.

Ecounion (2017) explica que a construção se baseia em ir encaixando um bloco de concreto ao outro, até que se tenha a altura necessária. Devido a isso esse modelo de construção torna-se fácil e ágil, pois não necessita de argamassa e nem de rejunte. Uma de suas vantagens é que esse tipo de contenção, já é alto drenante devido a esse furo no centro do bloco, conforme mostra Figura 22. Ecounion (2017) ainda destaca que esse modelo de contenção não é indicado para grandes alturas, devido ser um modelo executivo somente por encaixe de peças, mas que ao mesmo tempo é muito utilizado em muros de contenção de pequenas alturas, canalizações, jardineiras e escadas hidráulicas.

Figura 22: Muro executado em Logblock

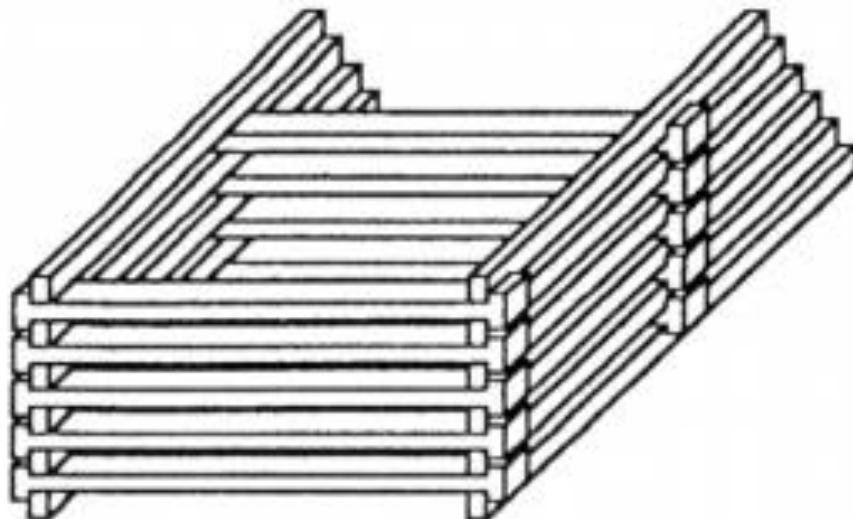


Fonte: Ecounion (2017)

2.3.2.7 Muro em fogueira (“crib wall”)

De acordo com Gerscovich (2012) esse tipo de muro até mesmo pelo nome lembra uma fogueira, com seus elementos estruturais interlaçados para ganhar estabilidade. Gerscovich (2012) acrescenta que sua estrutura pode ser formada com elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que devem ser montados “in loco” para que já vá montando em formato de fogueira, conforme mostra a Figura 23. Seu interior por ser vazado deve ser preenchido com terra ou até mesmo pedras.

Figura 23: Muro em fogueira



Fonte: Gerscovich et al (2016)

2.4 Sistema de drenagem

Segundo Gerscovich et al (2016) acidentes frequentes acontecem em estruturas de contenção, tais como muro de contenção, devido ao acúmulo de água no maciço de solo, e isso geralmente acontece devido a deficiência de drenagem, podendo com isso duplicar o empuxo de terra.

Veira (2009) destaca que existe dois tipos de efeito que a água pode causar na estrutura, sendo esses o efeito direto e indireto. O primeiro se deve ao acúmulo de água junto ao tardo interno do muro, e o segundo reduzindo a resistência ao cisalhamento do maciço. O efeito direto é o de maior intensidade e de maior frequência, mas o mesmo pode ser eliminado através de um sistema de drenagem adequado para a estrutura.

Para Gerscovich (2010) uma estrutura de contenção tenha comportamento satisfatório é essencial que se utilize um sistema de drenagem eficiente. Gerscovich (2010) define ainda que sistemas de drenagem são responsáveis por impedir o contato da água com a estrutura de contenção para que seu comportamento estrutural não seja danificado.

Figura 24: Drenagem superficial com vegetação

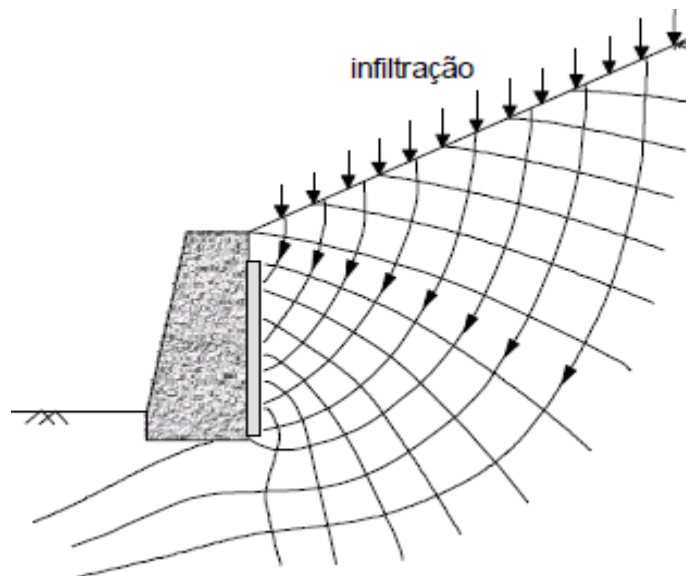


Fonte: Gerscovich (2010)

Ainda segundo Gerscovich (2010) os sistemas de drenagem são classificados em drenagem superficial ou interno, sendo o primeiro, responsável pela captação das águas que atingem a área superficial do talude não deixando assim que a mesma se infiltre e venha causar danos na estrutura de contenção. Em geral a drenagem superficial pode ser classificada em dois grupos que são a proteção com vegetação (Figura 24) e a proteção com impermeabilização. Sua utilização depende na natureza da área de implementação.

Já os sistemas de drenagem internos, classificado também como drenos internos, Gerscovich (2010) reitera que esse tem como função controlar a magnitude de pressões da água e captar a água que infiltra no interior do talude, conforme apresenta a Figura 25.

Figura 25: Muro de gravidade com utilização de dreno interno vertical



Fonte: Gerscovich (2010)

A utilização desse sistema tende a rebaixar o nível piezométrico e em muitos casos quando o solo é de baixa condutividade hidráulica esta redução pode significar uma inexistência de um volume de drenagem visível a olho nu. Quando isso ocorre Vieira (2009) enfatiza que deve ser realizada um monitoramento contínuo comparando os registros antes e depois da construção.

Vieira (2009) afirma também que durante a construção do muro de contenção, a execução da drenagem deve ser acompanhada, garantido que o material da estrutura não sofrerá contaminação. Gerscovich (2010) ressalta que até mesmo os

muros de contenção com características drenantes, requer a instalação de um filtro vertical na face interna da estrutura. Em gabiões são recomendados a instalação de uma camada drenante em sua base para assegurar contra eventuais erosões.

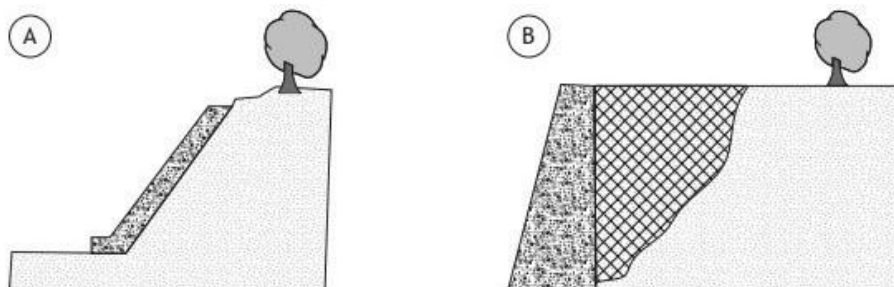
2.5 Empuxo

Geo-Rio (2000) define empuxo de terra como uma resultante da distribuição das ações horizontais, causado pelo solo sobre os muros de contenções, sendo assim, faz-se necessário a determinação da magnitude do empuxo para realização de projetos de contenção de muros de contenção, paredes diafragma etc.

Geo-Rio (2000) ressalta que existem situações em que se denomina geostática (empuxo no repouso), onde a distribuição das tensões é de uma forma bem simples, sempre devido a superfície do terreno ser horizontal e poucas variações nas propriedades do solo. Geo-Rio (2000) afirma ainda que nessas condições não haverá esforço cisalhante atuando em nenhum dos planos.

Geo-Rio (2014) reitera que existem dois tipos de empuxos podendo eles ser empuxo ativo ou empuxo passivo, isso se verifica conforme a interação do solo com as estruturas. Segundo Gerscovich e colaboradores (2016) o empuxo ativo é determinado quando se é construído uma estrutura de contenção somente para resistir a um maciço de solo, sujeitando a afastar a estrutura do maciço de solo. Na Figura 26 são mostradas duas obras desse tipo.

Figura 26: Empuxo de terra ativo

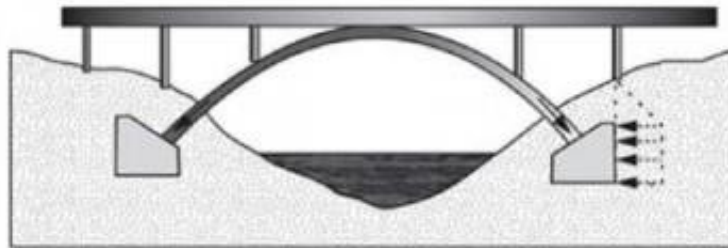


Fonte: Gerscovich et al (2016)

Em contramão ao empuxo ativo, Gerscovich et al (2016) diz que no empuxo passivo a estrutura é empurrada contra o solo, determinando assim que a força exercida pelo muro sobre o solo é de natureza passiva. Pode ser visto esse tipo de

ocorrência em pontes construídas em arco, onde a tensão da estrutura é descarregada no maciço do solo através de sua fundação, conforme mostra a Figura 27.

Figura 27: Exemplo de construção com empuxo de caráter passivo



Fonte: Gerscovich et al (2016)

É possível ainda que ocorra um estado de equilíbrio, onde o contato do solo com a estrutura inclua simultaneamente o empuxo ativo e o passivo. Coelho e Silva (2011, p. 39) correlaciona os três tipos de empuxos citados acima, onde se define que:

Nos três casos há uma relação entre as tensões horizontais efetivas desenvolvidas (σ'_h) atuantes. A ligação entre essas tensões chama-se de coeficiente de empuxo (K). No empuxo passivo temos o coeficiente denominado (K_p), no empuxo ativo (K_a) e na situação de equilíbrio o coeficiente de empuxo em repouso (K_0) (Coelho e Silva, 2011, p. 39).

Segundo Budhu (2015), existem três teorias que são consideradas antigas, mas que ainda assim apresentam resultados satisfatórios quando se trata de empuxo de terra. Essas teorias são de Coulomb (1773), de Poncelet (1840) e de Rankine (1856).

Marangon (2009) explica que o método de Coulomb tem maior relevância se comparado aos demais, pois é possível utilizar dessa teoria sem desprezar a resistência mobilizada entre o muro e o solo, mesmo quando se trata de locais irregulares.

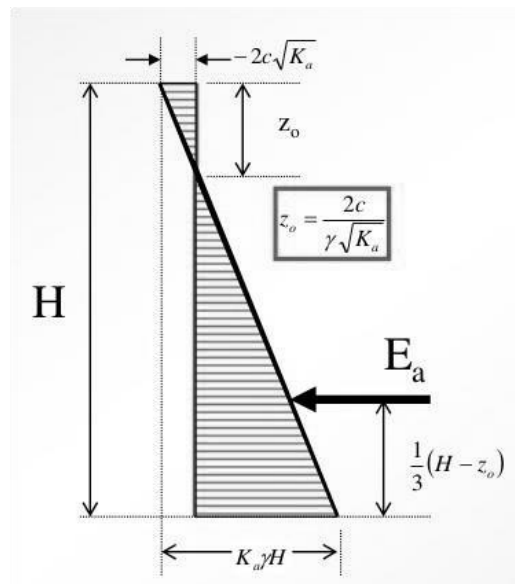
2.5.1 Método de Rankine

A teoria de Rankine, segundo Marangon (2009), determina que o deslocamento de uma estrutura irá resultar limites plásticos. Quando acontecem as rupturas aparecem infinitos planos de ruptura e ocorre a plastificação em todo talude. As

principais hipóteses dessa teoria são: Solo homogêneo; A ruptura acontece em todos os pontos do talude simultaneamente; É considerado o atrito entre o solo e a estrutura; A força resultante do empuxo é paralela à superfície da terra; Solo Isotrópico.

Marinho (2014) completa que em seus cálculos Rankine despreza a ocorrência de resistência ao cisalhamento (atrito e adesão) no contato solo-estrutura. Este aspecto aumenta consideravelmente o valor do empuxo ativo, e, conseqüentemente, aumenta a segurança da estrutura. Na Figura 28 abaixo temos um detalhamento da distribuição de empuxo ativo.

Figura 28: Distribuição do empuxo ativo



Fonte: Marinho (2014)

Desse modo, calcula-se o coeficiente de empuxo ativo (K_a) através da Eq. 4, e o empuxo ativo (E_a) é calculado a partir da Eq. 5.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot (H - z_0)^2}{2} \quad (5)$$

Sendo:

E_a : Empuxo Ativo (kPa);

γ : Peso Específico (kN/m³);

H: Altura total do desnível de solo (m);

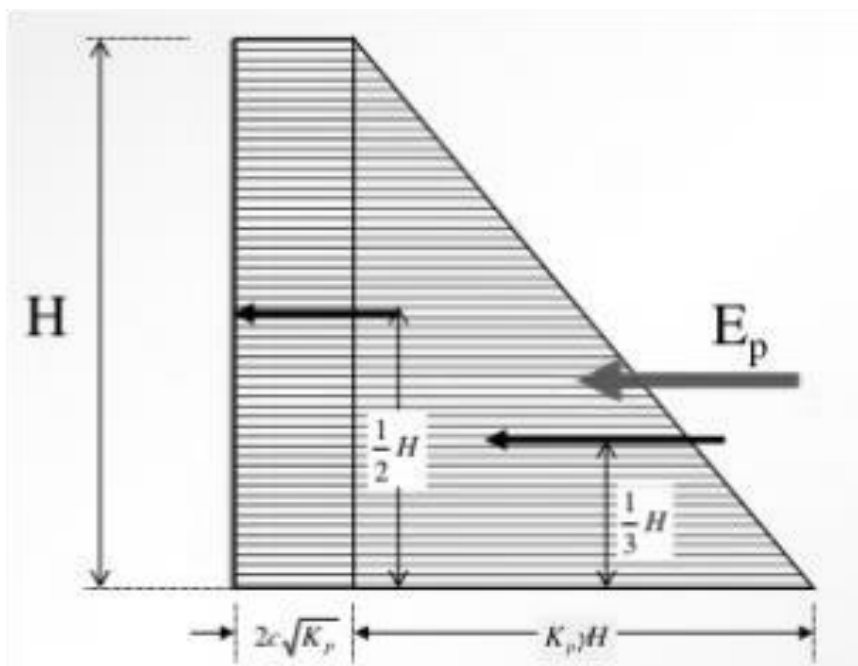
K_a : Coeficiente de empuxo ativo;

C : Coesão;

ϕ : Ângulo de atrito interno;

Assim, calcula-se o coeficiente de empuxo passivo (K_p) mediante a Eq. 6, e o empuxo passivo é calculado por meio da Eq. 7. Na Figura 29 temos um detalhamento da distribuição do empuxo passivo.

Figura 29: Distribuição do empuxo passivo



Fonte: Marinho (2014)

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * H^2 + 2 * C * H * \sqrt{K_p} \quad (6)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

Sendo:

E_p : Empuxo Passivo (kPa);

γ : Peso Específico (KN/m³);

H : Altura total do desnível de solo (m);

K_p : Coeficiente de empuxo passivo;

C : Coesão;

ϕ : Ângulo de atrito interno;

2.5.2 Método de Coulomb

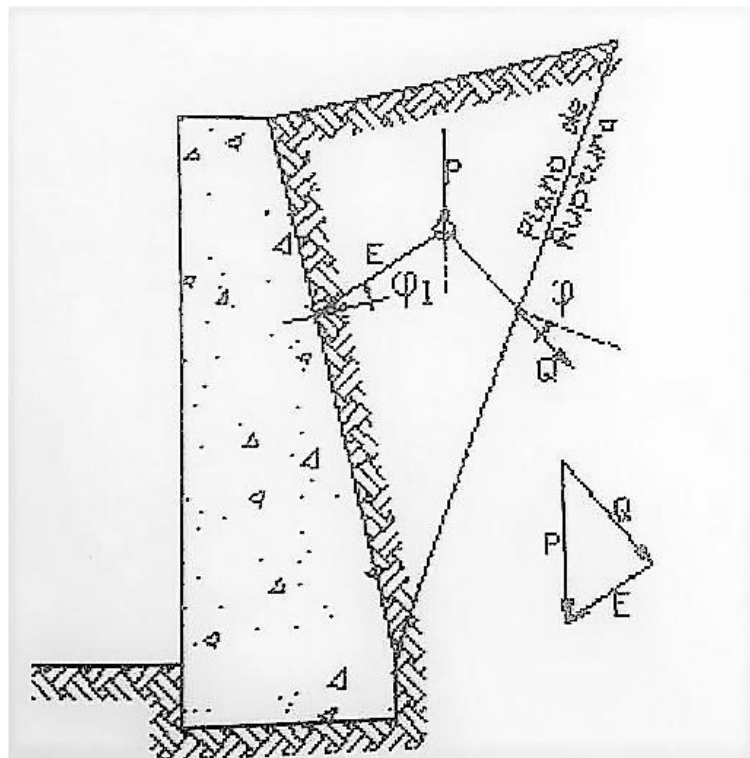
Embora seja um método antigo (datado do século XVIII), o método de Coulomb ainda é hoje uma das principais ferramentas para o dimensionamento de um muro de contenção. Segundo Moliterno (1980), o método de Coulomb é apoiado na teoria do equilíbrio limite, oposto da teoria de Rankine, esse método admite a ocorrência de atrito entre o solo e a estrutura e na existência de uma superfície de ruptura.

Moliterno (1980) diz que a teoria de Coulomb se baseia na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda da resistência a cisalhamento ou atrito.

As principais hipóteses desta teoria segundo Moliterno (1980) são: Solo homogêneo e isotrópico; Pode haver atrito entre o solo e a estrutura; A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação; Adota a condição de equilíbrio limite.

Coulomb admite o empuxo conhecido pela grandeza e direção, e que este faz com a tensão normal da superfície do lado maciço de terra, sendo o ângulo de rugosidade do muro (φ_1), no qual a tangente é igual ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro ($\tan \varphi_1$). (COELHO; SILVA, 2011).

Figura 30: Método de Coulomb



Fonte: Moliterno (1980).

O peso P da cunha é decomposto em E (atuando no muro) e Q (atuando no plano de ruptura). A direção da componente Q do peso da cunha, forma com a tensão normal ao plano de ruptura um ângulo \varnothing , cuja tangente é igual ao ângulo de atrito do terreno, conforme a Figura 30. Onde a $\tan \varphi$ é o coeficiente de atrito da terra contra ela própria.

Vieira (2009) afirma que para o projeto de um muro à gravidade, a grandeza do empuxo (E) pode ser considerada como uma pressão distribuída ao longo da altura do muro, que para a simplificação do cálculo será admitida sendo linear. Levando-se em conta a rugosidade do muro, o atrito entre as partículas do solo e a inclinação do terreno com a horizontal, através do coeficiente K , o empuxo deverá ser calculado pela Eq. 8.

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_{solo} * K * h^2 \quad (8)$$

Onde:

E : empuxo (kPa);

γ_{solo} : peso específico do solo (kN/m³);

K : coeficiente do empuxo (adimensional);

H : altura do solo (m).

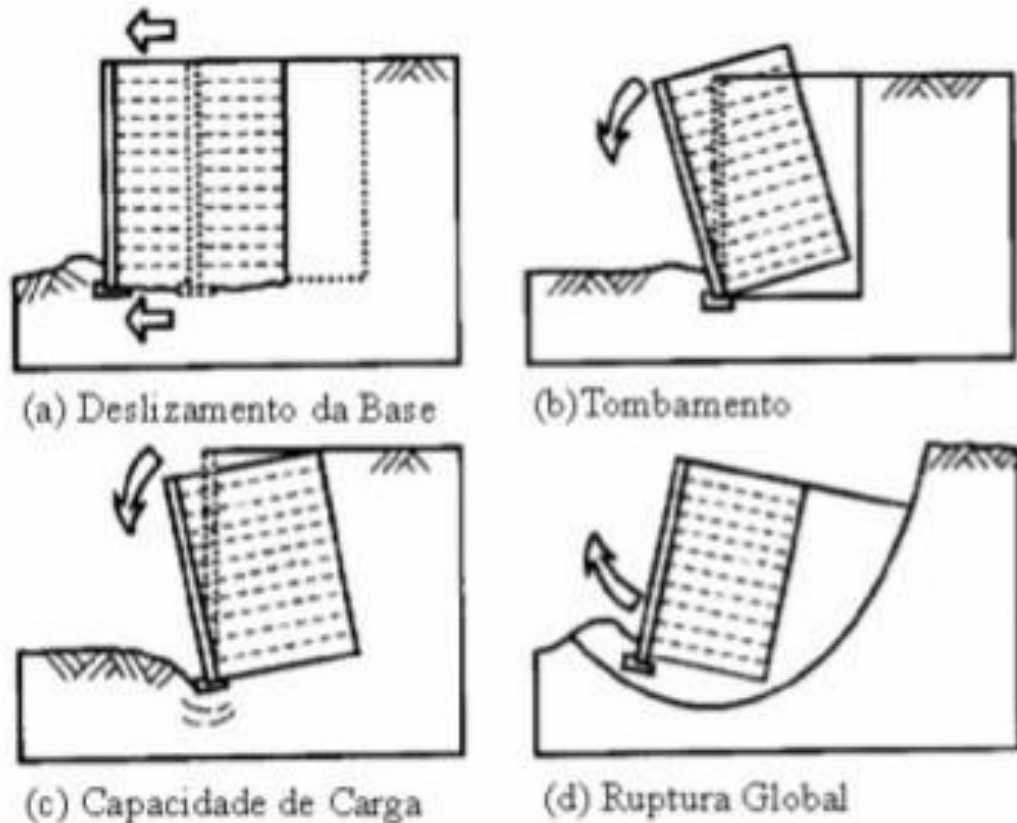
2.6 Estabilidade de muros de contenção

Gerscovich (2012) afirma que para o muro à gravidade estar em equilíbrio é necessário que o somatório das forças atuantes nele seja nulo: $\sum N = 0$ – somatório das forças atuantes na direção y ; $\sum T = 0$ – somatório das forças atuantes na direção x ; $\sum M = 0$ – somatório dos momentos atuantes.

Segundo Menezes (2010) são admitidas as seguintes restrições nas aplicações das igualdades acima: O muro a gravidade será considerado um corpo indeformável (hipótese exata para muros à gravidade e tolerável para muros à flexão); No contato da sapata-solo, prevalecem esforços de compressão, sendo desejável a ausência absoluta de esforços à tração.

Na verificação de um muro de contenção, seja qual for a sua seção, segundo Gerscovich (2012) devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, como indica a Figura 31.

Figura 31: Tipos de instabilidades de muros de contenção

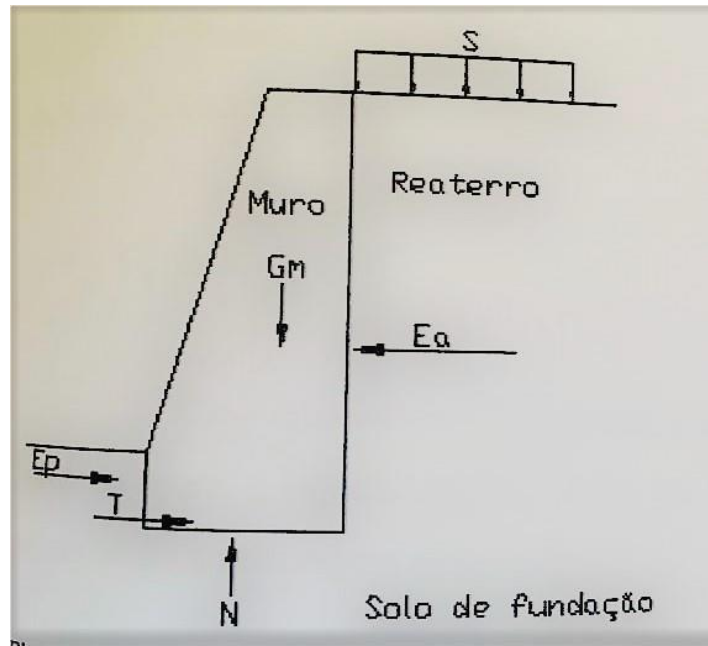


Fonte: Gerscovich (2012, p. 19)

2.6.1 Segurança contra o deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado. A ABNT determina esse fator de segurança por meio da NBR 11682:2009 – Estabilidade de Encostas, expresso pela Eq. 9. Na Figura 32 podemos ver as forças atuantes responsáveis pelo deslizamento sobre um muro de contenção.

Figura 32: Forças atuantes responsáveis pelo deslizamento



Fonte: Vieira (2009, p. 53)

$$FS_{desliz} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{sol}} \geq 1,5 \quad (9)$$

Onde:

ΣF_{res} : somatório dos esforços resistentes;

ΣF_{sol} : somatório dos esforços solicitantes;

FS_{desliz} : fator de segurança contra o deslizamento.

Segundo Vieira (2009) essa fórmula também pode ser desenvolvida de acordo com a Eq. 10.

$$FS_{desliz} = \frac{E_p + T}{E_a} \geq 1,5 \quad (10)$$

Onde:

E_p : empuxo passivo;

E_a : empuxo ativo;

T : Força de atrito entre a sapata e o solo.

Sendo segundo Gerscovich (2010) a força de atrito entre a sapata e o solo (T) definido pela Eq. 11.

$$T = \mu * N \quad (11)$$

Onde:

μ : coeficiente de atrito entre o material do muro e o solo;

N : componente normal resultante das forças atuantes na direção y.

Os valores de μ são tabelados de acordo com o material do muro e o solo do local, conforme apresenta a tabela 2.

Tabela 2: Valores para coeficiente de atrito (μ)

Material do muro e solo	μ
<u>alvenaria</u> alvenaria	0,70 – 0,75
<u>alvenaria</u> concreto	0,55
<u>alvenaria ou concreto</u> solo seco	0,50 – 0,55
<u>alvenaria ou concreto</u> solo saturado	0,30

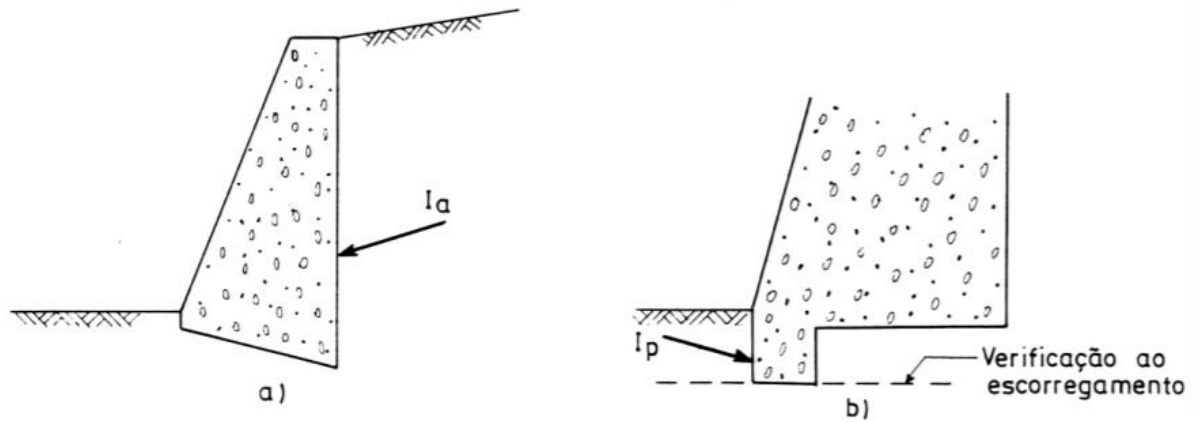
Fonte: Vieira (2009, p. 53)

Por fim, segundo Gerscovich (2012) o empuxo passivo, quando considerado, deve ser reduzido por um fator de segurança entre 2 e 3, pois sua mobilização requer a existência de deslocamento significativo. Alternativamente, esta componente pode ser simplesmente desprezada.

Gerscovich (2012) ressalta ainda que o deslizamento pela base é, em grande parte dos casos, o fator condicionante. As duas medidas ilustradas na Figura 33 permitem obter aumentos significativos no fator de segurança:

- a) A base do muro é construída com uma determinada inclinação, de modo a reduzir a grandeza da projeção do empuxo sobre o plano que a contém;
- b) O muro é prolongado para o interior da fundação por meio de um “dente”, dessa forma, pode-se considerar a contribuição do empuxo passivo.

Figura 33: Medidas para aumentar o FS contra o deslizamento da base do muro
 (A) Inclinação da base (B) Construção de um dente na sapata



Fonte: Gerscovich (2012)

2.6.2 Segurança contra o tombamento

Para uma análise de possibilidade de tombamento de um muro de contenção, segundo Vieira (2009) o momento resistente deve ser maior que o momento solicitante. O momento resistente corresponde ao momento gerado pelo peso do muro, enquanto o momento solicitante é definido como momento do empuxo total em relação à aresta externa da base (pé do muro). Assim, para que não ocorra o colapso do muro é adotado um coeficiente de segurança mínimo, conforme a ABNT regulamenta pela NBR 11682:2009, expresso pela Eq. 12. Na Figura 34 mostram-se as forças atuantes responsáveis pelo tombamento sobre um muro de contenção.

$$FS_{tomb} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{sol}} \geq 2,0 \quad (12)$$

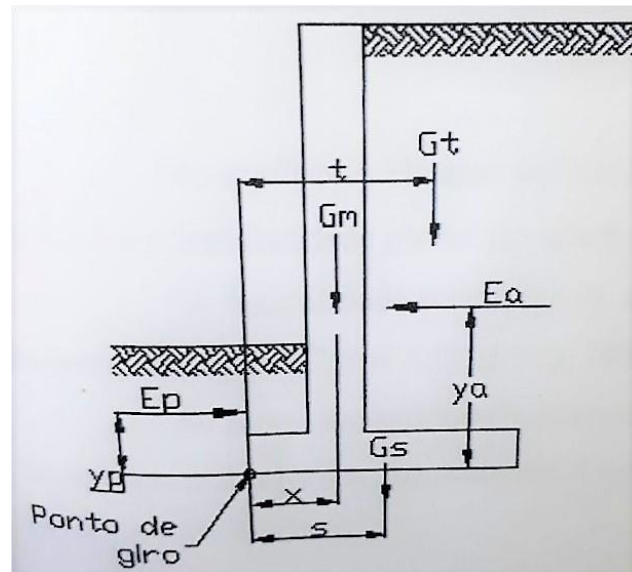
Onde:

FS_{tomb} : coeficiente de segurança contra o tombamento;

ΣM_{res} : somatório dos momentos resistentes;

ΣM_{sol} : somatório dos momentos solicitantes.

Figura 34: Forças atuantes contra o tombamento



Fonte: Vieira (2009, p. 55)

Sendo:

G_m : peso próprio do muro;

G_s : peso próprio da sapata;

G_t : peso do talão do solo sobre a sapata;

t : distância do ponto de giro até a aplicação da carga G_t ;

x : distância do ponto de giro até a aplicação da carga G_m ;

s : distância do ponto de giro até a aplicação da carga G_s ;

E_a : empuxo ativo;

Y_a : distância do ponto de giro até a aplicação da carga E_a ;

E_p : empuxo passivo;

Y_p : distância do ponto de giro até a aplicação da carga E_p .

2.6.3 Capacidade de carga

Segundo Gerscovich (2012) a capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base. De acordo com Vieira (2009) deve-se verificar a capacidade de carga do solo de fundação e compará-la com as tensões aplicadas. Desse modo, estas pressões

não devem ultrapassar o valor da capacidade de carga do solo de fundação. Sendo assim, as tensões máxima e mínima são definidas respectivamente pelas Eq. 13 e 14.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma F_v}{B} * \left[1 + \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right] < \sigma_{adm} \quad (13)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma F_v}{B} * \left[1 - \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right] > 0 \quad (14)$$

Onde:

ΣF_v : somatório das forças verticais (kN);

B: largura da base (m);

e: excentricidade com relação ao eixo central (m).

A tensão admissível (σ_{adm}) é dada pela Eq. 15 e a excentricidade (e) pela Eq. 16.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{N} * 100 \quad (15)$$

$$e = \frac{M_{tomb} - \left[\Sigma F_v * \left(\frac{M_{res}}{\Sigma F_v} - \frac{B}{2} \right) \right]}{\Sigma F_v} \quad (16)$$

Sendo:

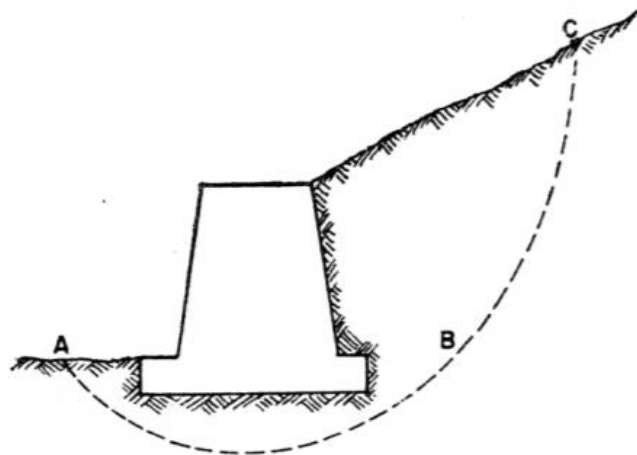
N_{spt} : Número de golpes aplicado para a cravação dos 30 cm finais de solo no ensaio de SPT;

N: Coeficiente em função do tipo de solo analisado, podendo variar entre 3,4 e 5.

2.6.4 Ruptura global

A última verificação consiste em analisar o fator de segurança através de um mecanismo de ruptura global do maciço. Segundo Gerscovich (2012) a ruptura global ocorre quando existem camadas menos resistentes abaixo da fundação do muro de contenção, gerando uma superfície de escorregamento do tipo ABC, conforme a Figura 35.

Figura 35: Escoamento do tipo ABC



Fonte: Gerscovich (2012)

Vieira (2009) e Gerscovich (2012) concordam que a verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança em relação a estabilidade geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido. Normalmente essa verificação consiste em se garantir um coeficiente de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superfície cilíndrica, demonstrado na Eq. 17.

$$FS_{global} = \frac{\Sigma M_{resistentes}}{\Sigma M_{instabilizantes}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,3 - obras provisórias \\ 1,5 - obras permanentes \end{array} \right\} \quad (17)$$

Onde:

$\Sigma M_{instabilizantes}$: Somatório dos momentos causadores de instabilidade;

FS_{global} : Fator de segurança contra a instabilidade global conforme NBR 11682.

Gerscovich (2012) afirma que para o cálculo do fator de segurança pode ser utilizado qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, normalmente empregado para avaliação da estabilidade de taludes.

3 METODOLOGIA

A metodologia é a ciência que visa analisar, entender e avaliar, os diversos procedimentos possíveis para a produção de uma pesquisa acadêmica, e é através de seu uso que se torna viável o recolhimento e tratamento de dados, objetivando alcançar as metas traçadas (PRODANOV; FREITAS, 2013). Segundo Marconi e Lakatos (2003, p. 17), “a metodologia científica, mais do que uma disciplina, significa introduzir o discente no mundo dos procedimentos sistemáticos e racionais”.

3.1 Classificação da pesquisa

A pesquisa presente tem por objetivo dimensionar um muro de concreto armado como alternativa viável ao muro de alvenaria estrutural. Para isso será necessário um aprofundamento no tema e realizar visitas técnicas no local para coleta de dados, sendo assim, pode-se classificá-la como uma pesquisa exploratória e descritiva.

Esse tipo de pesquisa almeja trabalhar conceitos e ideias, de forma que possa os tornar mais claros e formar questionamentos mais específicos para estudos futuros, além de correlacionar tais conceitos com a prática através do estudo de caso (GIL, 2008).

Quanto aos procedimentos técnicos essa pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso devido ao estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objetos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento (GIL, 2008).

3.2 Procedimentos metodológicos e técnicos

A elaboração da presente pesquisa pode ser fragmentada em oito etapas fundamentais, as quais foram organizadas na seguinte sequência:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Determinação dos parâmetros geotécnicos do solo;
- c) Pré-dimensionamento do muro de contenção;
- d) Ancoragem da fundação;
- e) Avaliação da estabilidade do muro;

- f) Dimensionamento estrutural da parede do muro;
- g) Dimensionamento estrutural da sapata do muro;
- h) Análise de custos.

3.3 Referencial bibliográfico

Segundo Gil (2002, p. 45), durante o processo de construção da revisão bibliográfica, é interessante aos autores “assegurarem-se das condições em que os dados foram obtidos, analisar em profundidade cada informação para descobrir possíveis incoerências ou contradições e utilizar fontes diversas, cotejando-as cuidadosamente”.

Marconi e Lakatos (2003), afirmam que nenhuma pesquisa surge do nada, sendo necessário, portanto, a procura por obras que auxiliem na sustentação da pesquisa ou que a complementem. A utilização de estudos de outros autores, como base para argumentação, reforça a relevância da pesquisa, além de permitir a concepção de analogias entre os resultados.

Mesmo que exploratória, isto é, de avaliação de uma situação concreta desconhecida, em um dado local, alguém ou um grupo, em algum lugar, já deve ter sido feito pesquisas iguais ou semelhantes, ou mesmo complementares de certos aspectos da pesquisa pretendida. Uma procura de tais fontes, documentais ou bibliográficas, torna-se imprescindível para a não-duplicação de esforços, a não “descoberta” de ideias já expressas, a não-inclusão de “lugares-comuns” no trabalho. (MARCONI; LAKATOS, 2003, p. 225).

Dessa forma, utilizando-se de *sítes* de procura, selecionaram-se materiais ligados à: características do concreto; resistência à compressão desse material; utilização de materiais alternativos em sua produção; e propriedades e aplicabilidades das cinzas provenientes da queima do bagaço de cana-de-açúcar na construção civil, através da produção de concreto.

Os resultados obtidos nas buscas foram trabalhos científicos de diferentes categorias: dissertações, teses, artigos publicados em revistas científicas e apresentados em congressos, relatórios anuais referentes à produção de cimento e de cana-de-açúcar no Brasil, dentre outros.

Foram utilizados também livros sobre a estrutura, microestrutura e propriedades do concreto, além de obras e e-books referentes à metodologia

científica, para construir a sustentação teórica e amparar os métodos utilizados no presente trabalho.

É importante salientar, que apesar de ter sido elaborado ao princípio do estudo, à medida que foi preciso, o referencial teórico foi enriquecido, acrescentando-se de informações valiosas e pertinentes ao bom entendimento da pesquisa.

3.4 Parâmetros geotécnicos do solo do talude

Para o dimensionamento do muro de contenção, foi necessário encontrar algumas informações importantes sobre o solo do talude, como o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (C) e o peso específico (γ).

Os parâmetros do solo foram encontrados através de correlação entre os relatórios de sondagem (SPT), cedidos pela empresa BHL construtora e disponíveis nos anexos A, e da tabela 1 apresentado por Marangon (2009) que se encontra na revisão bibliográfica. Coesão (C): 0 kN/m².

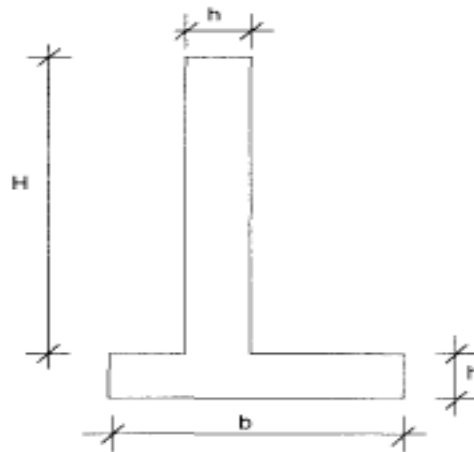
3.5 Pré-dimensionamento

No pré-dimensionamento o único dado conhecido é a altura do muro (H), pois as cotas do terreno, inferior e superior, são conhecidas, conforme apresenta a Figura 36. Segundo Gerscovich (2012) as demais medidas devem ser determinadas a partir de um pré-dimensionamento, que posteriormente devem ser confirmadas na verificação das resistências das seções. Huntington (1957) sugere que a espessura tanto da parede quanto da sapata (h) e a largura da sapata (b), devem estar compreendidas entre os seguintes valores, conforme apresenta a Eq. 18.

$$h = \frac{H}{12} \text{ a } \frac{H}{10}, \text{ onde } H \text{ é a altura do muro.} \quad (18)$$

A largura da sapata (b) pode variar de $0,4H$ à $0,7H$, comumente sendo adotado o valor de $b = 0,5H$.

Figura 36: Pré-dimensionamento



Fonte: Huntington (1957)

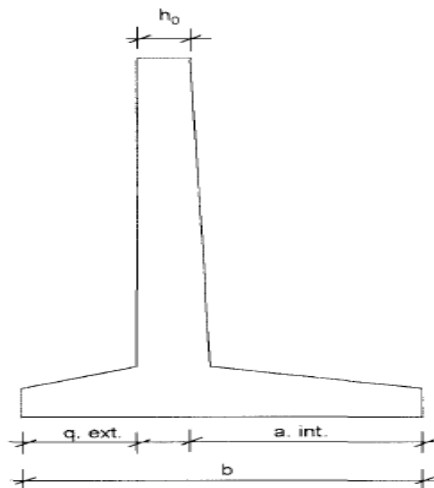
O muro não precisa necessariamente apresentar a mesma largura em toda a sua altura, no topo esta medida pode ser menor, desde que obedeça às seguintes condições limites:

$$h_0 = 4 \times \text{diâmetro do agregado graúdo}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

A sapata também pode ter uma espessura variável, adotando para altura da extremidade um valor entre 10 a 30 cm. E o lado externo da sapata (q.ext) é comumente adotado como $\frac{H}{6}$, conforme mostra a Figura 37.

Figura 37: Mudanças possíveis nas dimensões do muro e sapata



Fonte: Huntington (1957)

3.6 Ancoragem da fundação

Este passo só é necessário para o Muro 1, uma vez que sua fundação está apoiada sobre rocha será necessária sua ancoragem para garantir a segurança contra o deslizamento. De acordo com Pinheiro (2007) o comprimento da ancoragem (l_b) é obtido igualando-se a força última de aderência ($l_b * \pi * \emptyset * f_{bd}$) com o esforço na barra ($R_s = A_s * f_{yd}$), representado pela Eq. 19. A seguir isola-se o l_b e assim obtém-se a Eq. 20 para cálculo do comprimento de ancoragem.

$$l_b * \pi * \emptyset * f_{bd} = A_s * f_{yd} \quad (19)$$

$$l_b = \frac{A_s * f_{yd}}{\pi * \emptyset * f_{bd}} \quad (20)$$

Onde:

l_b : comprimento de ancoragem (cm);

\emptyset : diâmetro da barra ancorada (cm);

f_{bd} : resistência de aderência (kN/cm²);

A_s : área da seção (cm²);

f_{yd} : resistência de cálculo do aço à tração (kN/cm²).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 a resistência de cálculo do aço (f_{yd}) e a resistência de aderência (f_{bd}) é dado pelas seguintes Eq. 21 e 22.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (21)$$

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd} \quad (22)$$

Onde:

$$n_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras lisas;} \\ 1,4 & \text{para barras entalhadas;} \\ 2,25 & \text{para barras nervuradas;} \end{cases}$$

$$n_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para situações de boa aderência;} \\ 0,7 & \text{para situações de má aderência;} \end{cases}$$

$$n_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \emptyset \leq 32 \text{ mm;} \\ \frac{(132 - \emptyset)}{100} & \text{para } \emptyset > 32 \text{ mm;} \end{cases}$$

f_{yk} : tensão característica do aço à tração;

f_{ctd} : resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento.

A ABNT NBR 6118:2014 determina a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento (f_{ctd}) pela Eq. 23.

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} * f_{ck}^{2/3} \quad (23)$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;

γ_c : coeficiente de minoração da resistência do concreto.

3.7 Verificação da estabilidade do muro

Uma vez realizado o pré-dimensionamento do muro inicia-se a verificação de sua estabilidade. A seguir serão descritos os modelos de avaliação de estabilidade de muros de contenção.

3.7.1 Verificação quanto ao tombamento

Primeiramente é feito a verificação quanto ao tombamento onde o somatório dos momentos resistentes (ΣM_{res}) deve ser maior que o somatório dos momentos solicitantes (ΣM_{sol}), sendo que a ABNT NBR 11.782:2009 diz ainda que deve-se adota um fator de segurança (FS_{tomb}) maior ou igual a 2,0 por questões de segurança. Na Eq. 24 é determinado o FS_{tomb} .

$$FS_{tomb} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{sol}} \geq 2,0 \quad (24)$$

Onde:

FS_{tomb} : coeficiente de segurança contra o tombamento;

ΣM_{res} : somatório dos momentos resistentes;

ΣM_{sol} : somatório dos momentos solicitantes.

3.7.2 Verificação quanto ao deslizamento

Após isso é feita a verificação quanto ao deslizamento, onde o somatório das forças resistentes (ΣF_{res}) deve ser maior que o somatório das forças solicitantes (ΣF_{sol}), de acordo com a ABNT NBR 11.682:2009 deve-se adotar um fator de segurança (FS_{desliz}) de 1,5. Sendo possível adicionar um “dente” na sapata, inclinar a base da sapata ou aumentar a sapata, com intuito de aumentar os esforços resistentes. A Eq. 25 apresenta como é determinado o FS_{desliz} .

$$FS_{desliz} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{sol}} \geq 1,5 \quad (25)$$

Onde:

FS_{desliz} : fator de segurança contra o deslizamento;

ΣF_{res} : somatório dos esforços resistentes;

ΣF_{sol} : somatório dos esforços solicitantes.

3.7.3 Verificação quanto a capacidade de carga

O próximo passo é a verificação quanto a capacidade de carga do solo da fundação, onde é verificado a tensão admissível do solo (σ_{adm}) e comparado com as tensões aplicadas. Desse modo, são definidas as tensões máximas ($\sigma_{máx}$) e mínimas (σ_{min}) respectivamente pelas Eq. 26 e 27.

$$\sigma_{máx} = \frac{\Sigma F_v}{B} * \left[1 + \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right] < \sigma_{adm} \quad (26)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma F_v}{B} * \left[1 - \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right] > 0 \quad (27)$$

Onde:

ΣF_v : somatório das forças verticais (kN);

B: largura da base (m);

e: excentricidade com relação ao eixo central (m).

A tensão admissível (σ_{adm}) é dada pela Eq. 28 e a excentricidade (e) pela Eq. 29.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{N} * 100 \quad (28)$$

$$e = \frac{M_{tomb} - \left[\Sigma F_v * \left(\frac{M_{res}}{\Sigma F_v} - \frac{B}{2} \right) \right]}{\Sigma F_v} \quad (29)$$

Sendo:

N_{spt} : Número de golpes aplicado para a cravação dos 30 cm finais de solo no ensaio de SPT;

N: Coeficiente em função do tipo de solo analisado, podendo variar entre 3,4 e 5.

3.7.4 Verificação quanto ruptura global

O método mais empregado para o cálculo do FS para a ruptura global é o método de Bishop no qual se utilizam superfícies de ruptura cilíndrica com um FS maior ou igual a 1,50. Na ruptura cilíndrica é dividido o material instável em inúmeras lamelas, considerando-se um grande número de diferentes situações, tais como camadas de solos diferentes, pressões neutras, lençol freático, sobrecargas, entre outros. No presente trabalho será utilizado o software GeoStudio, para obter-se um resultado com melhor eficiência.

3.8 Dimensionamento estrutural da parede do muro

Com o muro dimensionado e verificado quanto a sua estabilidade chega-se o momento de dimensionar sua armadura. Primeiramente calcula-se a tensão que o empuxo exerce sobre o muro que é dada pela Eq. 30.

$$\sigma = K_A * \gamma * H \quad (30)$$

Onde:

$$K_A = \begin{cases} tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) & \text{quando } \theta = 0; \\ \frac{\cos^2(\theta - \phi)}{\cos\theta(\cos\theta + \sin\phi)} & \text{quando } \theta \neq 0; \end{cases}$$

γ : peso específico do solo do talude;
 H : altura do muro.

Através do resultado da tensão do empuxo, calcula-se os momentos característicos (M_{yk}) que é dado pela Eq. 31 e os momentos de cálculos (M_{yd}) que é dado pela Eq. 32.

$$M_{yk} = \frac{\sigma * H^2}{6} \quad (31)$$

$$M_{yd} = 1,4 * M_{yk} \quad (32)$$

Calcula-se também as forças cortantes características (V_k) que é dado pela Eq. 33 e as forças cortantes de cálculo (V_d) que é dado pela Eq.34.

$$V_k = \sigma * \frac{y}{2} \quad (33)$$

$$V_d = 1,4 * V_k \quad (34)$$

Vale lembrar que é necessário que se realize esses cálculos a cada metro de parede de muro. Também é importante frisar que o valor da cortante é dado em kN/m, já o valor do momento é dado em kN*cm/m.

3.8.1 Armadura da parede do muro

O próximo passo é o dimensionamento da armadura da parede do muro, que consiste em definir a bitola que deve ser utilizada. Para que se dimensione é necessário que se estabeleça alguns critérios como o concreto, e o aço a ser utilizado na estrutura de contenção. Neste trabalho será utilizado C25 e CA-50.

Primeiramente realiza-se os cálculos para o lado interno do muro, sendo a área da seção da barra de aço definida pela Eq. 35. É recomendado que seja calculado em pelo menos dois pontos da parede do muro, que geralmente é em sua metade e na sua base. Para que se calcule a área de aço (A_s), é necessário calcular o coeficiente K_c que é dado pela Eq. 36, através do mesmo se obtém o K_s na tabela 1.1 da ABNT NBR 6118:2014.

$$A_s = \frac{K_s * M_{yd}}{2} \quad (35)$$

$$K_c = \frac{100 * d^2}{M_{yd}} \quad (36)$$

Onde:

d : altura útil

A norma da ABNT NBR 6118:2014 estabelece uma taxa mínima de aço em estruturas de concreto armado, expresso pela Eq. 37. Quando a área de aço necessária (A_s) é menor do que $A_{s_{min}}$ se utiliza a $A_{s_{min}}$.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,15}{100} * b_w * d \quad (37)$$

Onde:

b_w : largura mínima da seção ao longo da altura útil d (cm).

Do lado externo do muro as solicitações são pequenas e é comumente adotada como $A_{s_{min}}$. Outra informação importante é que todo cálculo realizado é feito para 1 metro de muro, ou seja, em todo desenvolvimento b_w será sempre 100 centímetros.

3.8.2 Armadura de distribuição

A armadura de distribuição é responsável pela distribuição dos esforços no sentido horizontal, nesta obra será adotada a mesma para ambos os lados do muro, a norma 6118 (2014) a define pela Eq. 38.

$$A_{s_{dist}} \geq \begin{cases} 0,20 * A_{s_{princ}}; \\ 0,50 * A_{s_{min}}; \\ 0,90 \frac{cm^2}{m}. \end{cases} \quad (38)$$

Onde:

$A_{s_{princ}}$: Maior solicitação de área de aço, geralmente na base do muro.

3.8.3 Armadura transversal

Pinheiro (2007) afirma que a armadura transversal é necessária quando a resistência de projeto ao cisalhamento (V_{rd1}) não é capaz de vencer os esforços de tração oriundos da força cortante (V_{sd}), ou seja, quando $V_{sd} \leq V_{rd1}$. Ainda segundo Pinheiro (2007) a resistência de projeto ao cisalhamento é dada pela Eq. 39.

$$V_{rd1} = \tau_{rd} * k(1,2 + 40\rho_1)b_w * d \quad (39)$$

Onde:

τ_{rd} : tensão resistente de cálculo;

k : $\begin{cases} |1| & \text{para elementos onde 50\% da armadura inferior não chega até o apoio;} \\ |1,6 - d| & \text{para os demais casos, não menor que } |1|, \text{ com } d \text{ em metros;} \end{cases}$

ρ_1 : taxa de armadura de flexão.

A ABNT NBR 6118:2014 define a tensão resistente de cálculo (τ_{rd}) pela Eq. 40 e ρ_1 pela Eq. 41.

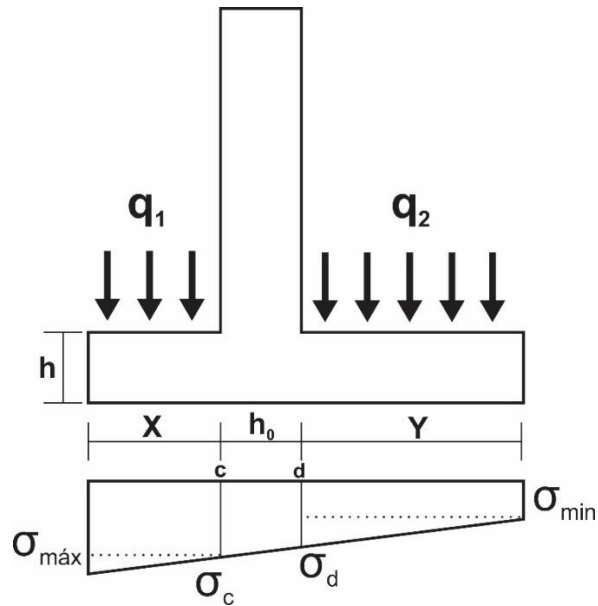
$$\tau_{rd} = 0,25f_{ctd} \quad (40)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} \quad (41)$$

3.9 Dimensionamento estrutural da sapata

Por fim chega-se no dimensionamento da sapata, primeiramente determina-se os esforços solicitantes e os resistentes. O esforço solicitante é dado pelo somatório do peso próprio da sapata e o peso do solo, o esforço resistente é a reação de apoio do solo da fundação, sendo que é necessário encontrar a tensão nos pontos c e d através de regra de três para finalmente conseguir encontrar a reação de apoio de cada lado da sapata, conforme apresenta a Figura 38.

Figura 38: Esforços solicitantes



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Sendo:

q_1 : Esforço solicitante do lado externo da sapata;

q_2 : Esforço solicitante do lado interno da sapata;

h : altura da sapata;

$\sigma_{m\acute{a}x}$: tensão máxima;

$\sigma_{m\acute{i}n}$: tensão mínima;

σ_c : tensão no ponto c;

σ_d : tensão no ponto d.

Assim, calcula-se os momentos de cálculo nos pontos c (M_{cd}) e d (M_{dd}) através da Eq. 42 e 43 respectivamente.

$$M_{cd} = 1,4 * M_{ck} \quad (42)$$

$$M_{dd} = 1,4 * M_{dk} \quad (43)$$

Sendo o momento característico solicitante no ponto c (M_{ck}) e d (M_{dk}) respectivamente calculados nas Eq. 44 e 45.

$$M_{ck} = \sigma_c * X * \frac{X}{2} + (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_c) * \frac{X}{2} * \frac{2X}{3} - q_1 * X * \frac{X}{2} \quad (44)$$

$$M_{dk} = \sigma_{min} * Y * \frac{Y}{2} + (\sigma_d - \sigma_{min}) * \frac{Y}{2} * \frac{Y}{3} - q_2 * Y * \frac{Y}{2} \quad (45)$$

Por conseguinte, calcula-se a armadura da sapata para o M_{cd} e o M_{dd} através dos itens 3.7.1 e 3.7.2, e finalmente é feito o detalhamento completo do muro com auxílio do software AutoCAD.

3.10 Análise de custos

Por fim foi realizada uma análise comparativa de custo do muro que está sendo construído que se trata de uma estrutura do tipo alvenaria estrutural e o dimensionado neste trabalho que se trata de uma estrutura do tipo concreto armado.

Para isso utilizou-se da tabela SETOP que é uma planilha que tem como objetivo definir preços para as obras do Estado de Minas Gerais. Através disso foram apresentadas as conclusões do estudo realizado, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

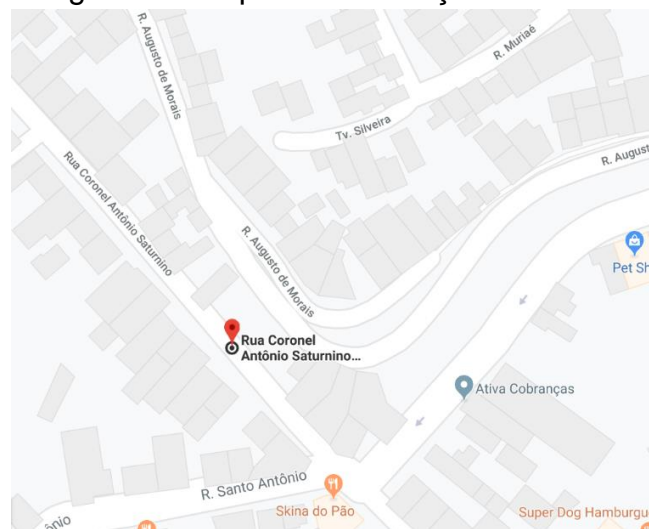
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste tópico serão dimensionados os dois muros de contenção, através dos passos mencionados anteriormente, além de ser realizada uma comparação e análise da viabilidade em relação ao muro antes projetado e em relação acerca da situação encontrada em obra.

4.1 Caracterização da obra

A obra trata-se de um talude localizado entre as ruas Coronel Antônio Saturnino e Augusto de Moraes, no município de Caratinga-MG (Figura 39), que será proposto um projeto de muro de concreto armado à flexão com intuito de estabilizar o talude, tornando-se possível a recuperação da rua Augusto de Moraes localizada sobre o talude e também um modelo de muro mais seguro que o de alvenaria estrutural.

Figura 39: Mapa da localização do talude



Fonte: Google Mapas (2019)

O talude estudado (Figura 40) apresentava inicialmente 14 metros de altura e 35 metros de comprimento, porém com o início das obras foi encontrado diversas rochas no terreno, sendo assim necessário um novo projeto para o muro que até então seria com fundação de blocos sobre tubulões, diante da situação foi realizado um rebaixamento de sua base de 1 metro com o intuito de nivelamento e descobrimento da base, foi comprovado então a presença de rocha do tipo gnaisse em toda a

extensão de onde ficaria assentado o muro, com o rebaixamento de 1 metro a altura final do talude foi de 15 metros.

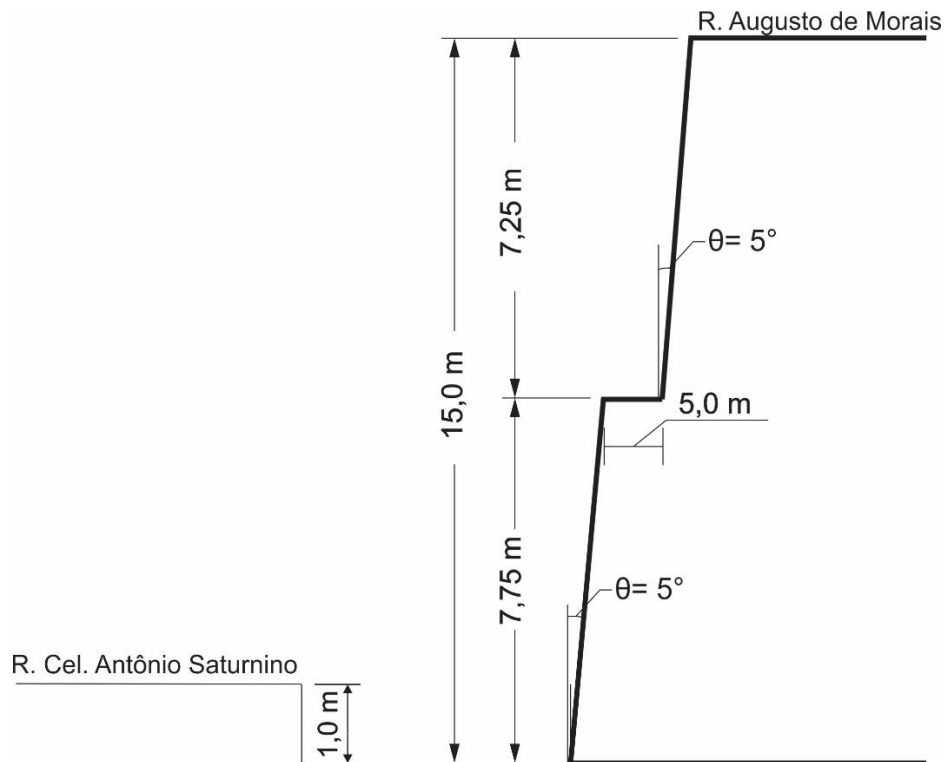
Figura 40: Talude estudado: (A) Vista da rua Cel. Antônio Saturnino (B) Vista da rua Augusto de Moraes



Fonte: Acervo dos autores (2019)

É importante ressaltar que o nível da base do talude ficou 1 metro abaixo do nível da rua Cel. Antônio Saturnino, sendo assim, foi realizado um corte no talude na altura de 7,75 metros a fim de diminuir os momentos solicitantes, criando assim um platô no talude de 5 metros, e uma inclinação em ambas partes de 5 graus. Para um melhor entendimento acerca desta situação, foi elaborado um desenho (Figura 41) em corte com auxílio do software Corel Draw. Portanto, chamaremos de Muro 1 o primeiro muro com altura de 7,75 metros e de Muro 2 o segundo muro com altura de 7,25 metros.

Figura 41: Corte realizado no talude



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

4.2 Parâmetros geotécnicos do solo

Dentre os relatórios de sondagens disponíveis foi utilizado o de número SP-04 por estar localizado atrás do local onde será construído o muro.

De acordo com esse relatório, caracteriza-se o solo encontrado no talude predominantemente como silte arenoso medianamente compacto, assim, utilizando a tabela de Marangon (2009), têm-se os seguintes parâmetros para o solo do talude:

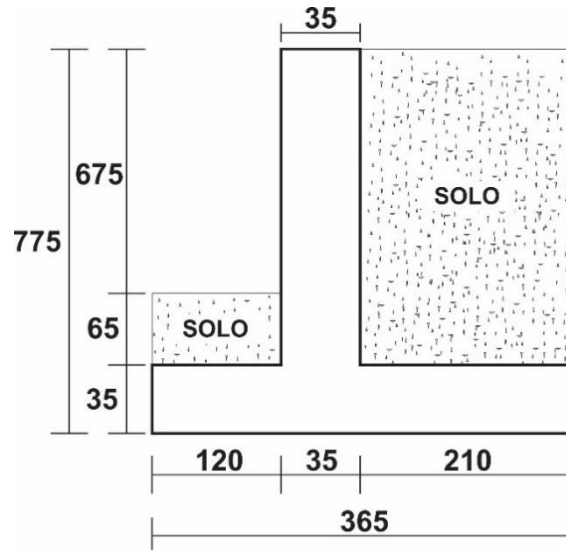
- Peso específico do solo (γ): 19 kN/m³;
- Ângulo de atrito (ϕ): 40°;
- Coesão (C): 0 kN/m².

4.3 Muro 1

De posse dos relatórios de sondagens SP-01 e 03, que se encontram mais próximos do local onde será construído o muro, foi possível observar a presença de rocha gnaisse no nível do terreno, sendo assim, optou-se pela fundação do tipo sapata corrida ancorada na rocha.

Seguindo as orientações descritas no passo 3.4 foram determinadas as dimensões do muro de acordo com a Figura 42.

Figura 42: Dimensões do Muro 1 (medidas em centímetros)



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Para obtenção da tensão admissível da rocha gnaisse encontrada foi necessário consulta a tabela de pressões admissíveis (Anexo B) que a NBR 6122 (2019) que estabelece para rochas, sendo caracterizado como tipo de solo “c” (Depósitos compactos e contínuos de matações e pedras de várias rochas) e assim obteve-se a tensão máxima de 10 Mpa. Diante disso, foram calculados os FS para o tombamento, deslizamento e capacidade de carga que são expostos na tabela 3.

Tabela 3: Resultados dos FS para o Muro 1

Verificações de estabilidade do Muro 1		
Coef. de tombamento	2,52	$\geq 2,0$ (OK)
Coef. de deslizamento	1,5	$\geq 1,5$ (OK)
Tensão máxima (kN/m ²)	193,88	$\leq \sigma_{adm} = 1000 \text{ kN/m}^2$ (OK)
Tensão mínima (kN/m ²)	29,01	> 0 (OK)

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Para garantir a segurança contra o deslizamento foi calculado a ancoragem que satisfaça o fator de segurança de 1,5. Desse modo a armadura necessária para a ancoragem está descrita na tabela 4.

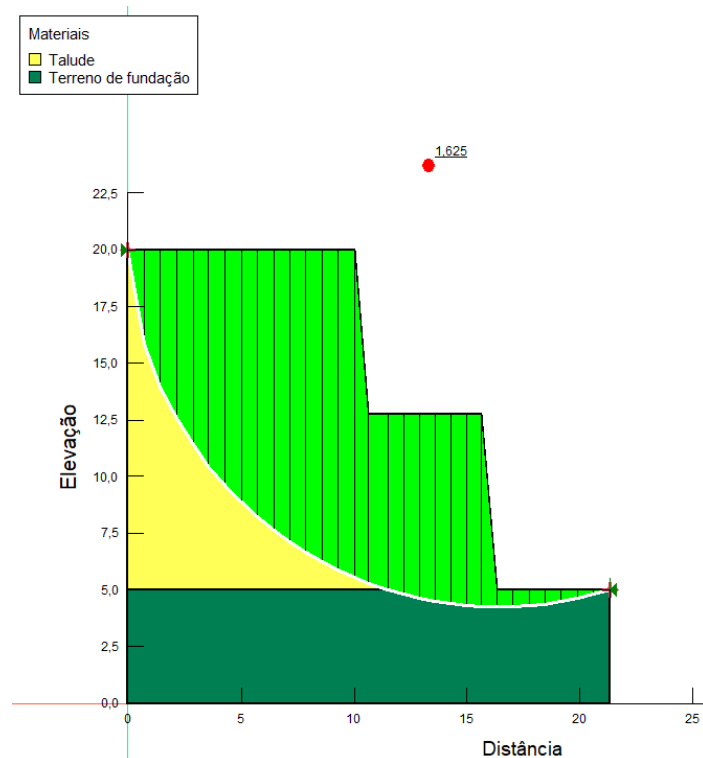
Tabela 4: Resultados para a ancoragem

Força resistente necessária	Resistência de aderência	Armadura de ancoragem	Comprimento de ancoragem	Gancho
$\Sigma F_{res} = 195,075$	0,288 kN/cm ²	Ø12.5 c/ 25,0 cm	110 cm	10 cm

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Conforme já mencionado o FS contra a ruptura global foi calculado pelo software GeoStudio. Assim, na Figura 42 é mostrado o resultado obtido para o FS contra a ruptura global, que segundo Gerscovich (2010) esse não deve ser menor que 1,5. É importante ressaltar que o FS contra a ruptura global vale para ambos os muros, uma vez que ela é verificada no talude inteiro.

Figura 43: Resultado do fator de segurança contra a ruptura global



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Desse modo, todas as verificações foram atendidas, sendo que o FS contra a ruptura global foi de 1,625 que é maior que 1,5, sendo assim, inicia-se o dimensionamento estrutural da parede do muro, os valores de M_{yd} e V_d encontrados foram descritos na tabela 5.

Tabela 5: Esforços solicitantes no Muro 1

Y (m)	M_{yk} (kN*cm/m)	M_{yd} (kN*cm/m)	V_k (kN/m)	V_d (kN/m)
0	0	0	0	0
1	585,00	820,17	17,57	24,60
2	2.343,00	3.280,67	35,15	49,21
3	5.272,00	7.381,50	52,72	73,81
4	9.373,00	13.122,67	70,30	98,42
5	14.645,00	20.504,17	87,87	123,02
6	21.090,00	29.526,00	105,45	147,62
7,4	32.080,00	44.912,33	130,05	182,08

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Com os valores de M_{yd} a cada metro do muro foi possível determinar as armaduras vertical e de distribuição, do lado interno e externo do muro, e com o valor máximo de V_d verificou-se a necessidade de armadura transversal, tais resultados estão expostos na tabela 6.

Tabela 6: Armadura da parede do Muro 1

Posição	Armadura vertical		Armadura de distribuição	Armadura transversal
Lado interno do muro	Base	Ø8.0 c/ 6,0 cm	Ø10.0 c/ 10cm	$V_{sd} < V_{rd1}$ (NÃO)
	Reforço	Ø16.0 c/ 6,0 cm		
Lado externo do muro	Mínima	Ø8.0 c/ 9,5 cm	Ø8.0 c/ 19cm	

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Sendo assim, no Muro 1 não houve a necessidade de acréscimo de armadura transversal, e quanto a armadura vertical realizou-se uma compatibilização para melhor disposição da armadura no lado interno, uma vez que os momentos solicitantes de cálculos variam muito desde o topo até a sua base, sendo assim, determinou-se uma armadura base em todo o muro e um reforço que começa na base do muro (Y= 7,4m) e vai até a altura de 4,4 metros (Y= 3m).

Finalmente foi feito o dimensionamento da armadura da sapata através dos M_{cd} e M_{dd} , determinando-se assim as armaduras necessárias, o M_{cd} foi utilizado para determinar a armadura inferior, uma vez que sua solicitação será nas fibras inferiores, ou seja, momento solicitante de cálculo positivo, já o M_{dd} foi utilizado para determinar a armadura superior, uma vez que sua solicitação é nas fibras superiores, ou seja,

momento solicitante de cálculo negativo. Desta forma, a tabela 7 demonstra os valores encontrados e a respectiva área de aço para a sapata.

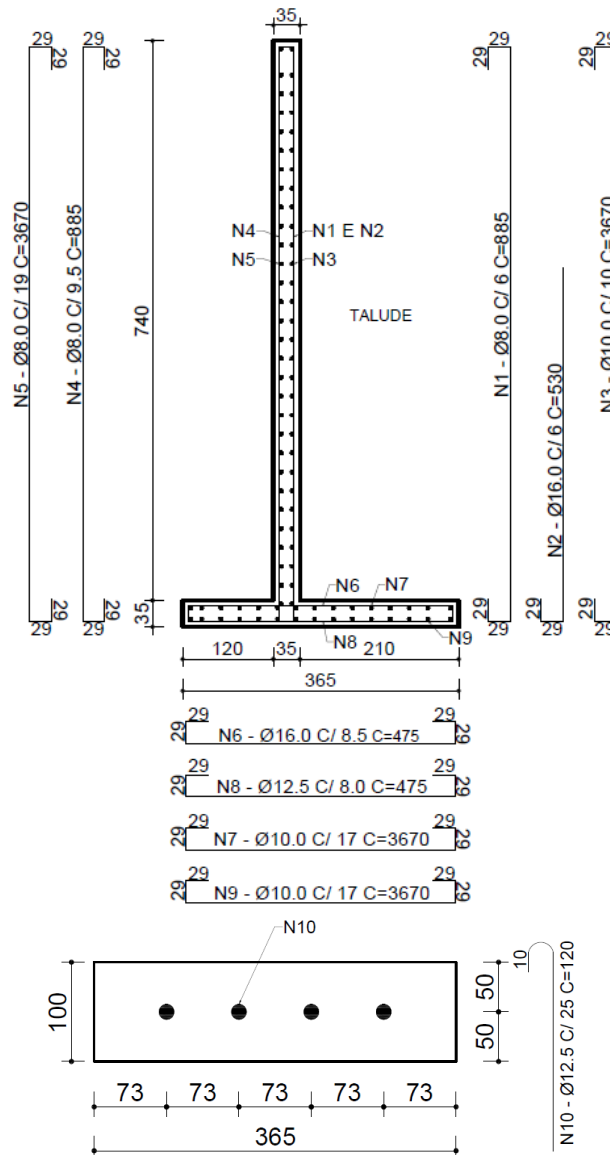
Tabela 7: Armadura da sapata do Muro 1

Momentos solicitantes de cálculo (kN*m/m)	Armadura principal	Armadura de distribuição
$M_{cd} = 183,27$	$\varnothing 12,5$ c/ 8,0cm	$\varnothing 10.0$ c/ 17cm
$M_{dd} = -273,88$	$\varnothing 16.0$ c/ 8,5cm	$\varnothing 10.0$ c/ 17cm

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Por último foram feitos os detalhamentos do Muro 1 e da ancoragem, representados na Figura 44.

Figura 44: Detalhamento do Muro 1 (medidas em centímetros)

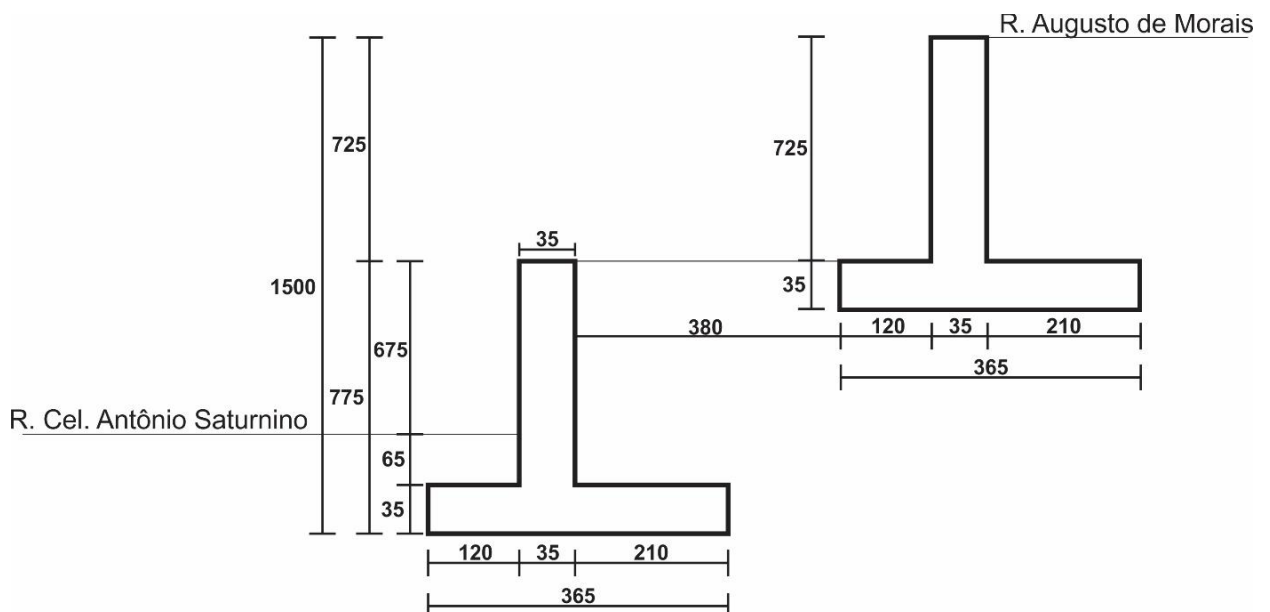


Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

4.4 Muro 2

A sondagem mais próxima de onde será construído o Muro 2 foi a SP-04, mesma utilizada para caracterização do solo do talude, através deste relatório, que está disponível no anexo A, foi possível notar que o solo obteve uma resistência a penetração muito baixa nos 2 primeiros metros, isso influenciou na escolha do corte a ser feito no talude, e por isso foi determinado que o Muro 2 nasceria a partir destes 2 metros de profundidade, assim sua sapata ficaria apoiada na terceira camada, cujo índice de resistência a penetração é igual a 9. Para clareza dos detalhes foi elaborado um desenho (Figura 45) em corte do posicionamento de ambos os muros em relação ao talude e as ruas.

Figura 45: Localização dos muros em relação ao talude e as ruas

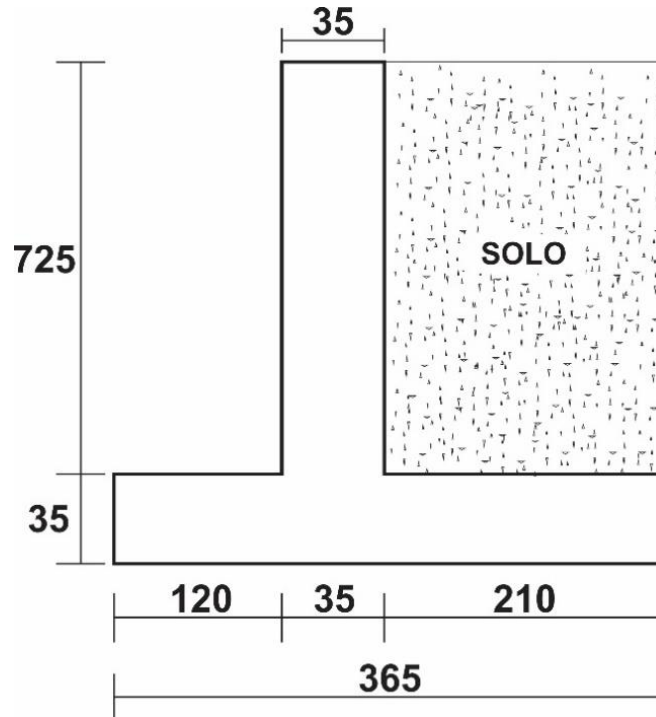


Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Diante disso, por se tratar de tamanhos muito próximos foi adotado o mesmo dimensionamento do Muro 1 para o Muro 2, com apenas duas diferenças, primeiramente o Muro 2 será apoiado sobre solo, sendo assim não existe a possibilidade de ancoragem em rocha, e caso não satisfaça o FS quanto ao deslizamento, adotar ia-se outras medidas para aumento da força resistente ao deslizamento, como a criação de um “dente”, já explicado anteriormente. A outra diferença é que este muro só possui solo sobre um dos lados da sapata, o que pode

diminuir seus esforços resistentes, sendo assim, na Figura 46 é possível observar o Muro 2 com mais detalhes.

Figura 46: Dimensões do Muro 2 (medidas em centímetros)



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Com base na resistência a penetração da camada da fundação deste muro que foi de 9, encontrou-se a tensão admissível do solo, sendo assim capaz de realizar todas as verificações de estabilidade. Na tabela 8 são exibidos os resultados dos FS para o Muro 2.

Tabela 8: Resultados dos FS para o Muro 2

Verificações de estabilidade do Muro 2		
Coef. de tombamento	2,52	$\geq 2,0$ (OK)
Coef. de deslizamento	1,64	$\geq 1,5$ (OK)
Tensão máxima (kN/m ²)	163,14	$\leq \sigma_{adm} = 180 \text{ kN/m}^2$ (OK)
Tensão mínima (kN/m ²)	37,69	> 0 (OK)

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

O Muro 2 também cumpriu as exigências quanto aos fatores de segurança, sendo assim iniciou-se o dimensionamento de sua armadura, na tabela 9 são listados os valores de V_d e M_{yd} para cada metro de muro.

Tabela 9: Esforços solicitantes no Muro 2

Y (m)	M_{yk} (kN*cm/m)	M_{yd} (kN*cm/m)	V_k (kN/m)	V_d (kN/m)
0	0	0	0	0
1	574,00	806,60	17,22	24,11
2	2.296,00	3.214,40	24,44	48,22
3	5.166,00	7.232,40	54,66	72,32
4	9.184,00	12.857,60	68,88	96,43
5	14.350,00	20.090,00	86,10	120,54
6	20.664,00	28.929,60	103,32	144,64
7,25	30.170,87	42.239,22	124,85	174,79

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Por conseguinte, foram determinadas as armaduras verticais, de distribuição (horizontal) e verificado a necessidade de armadura transversal, sendo sempre levado em consideração a compatibilização entre as armaduras para melhor execução em obra. Na tabela 10 é especificado cada armadura da parede do Muro 2.

Tabela 10: Armadura da parede do Muro 2

Posição	Armadura vertical		Armadura de distribuição	Armadura transversal
	Lado interno do muro	Base	$\varnothing 8.0$ c/ 7,0 cm	$\varnothing 10.0$ c/ 11cm
	Reforço	$\varnothing 16.0$ c/ 7,0 cm		
Lado externo do muro	Mínima	$\varnothing 8.0$ c/ 9,5 cm	$\varnothing 8.0$ c/ 19cm	

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Portanto, para o Muro 2 também não houve a necessidade do emprego de armadura transversal, e a armadura vertical seguiu a mesma compatibilização do Muro 1, sendo, armadura de base calculada para todo o muro e reforço que se inicia na base do muro (Y= 7,25) e vai até a altura de 4,25 metros (Y3= m). Novamente utilizando-se dos valores de M_{cd} e M_{dd} como já dito anteriormente, é determinado a armadura da sapata conforme a tabela 11.

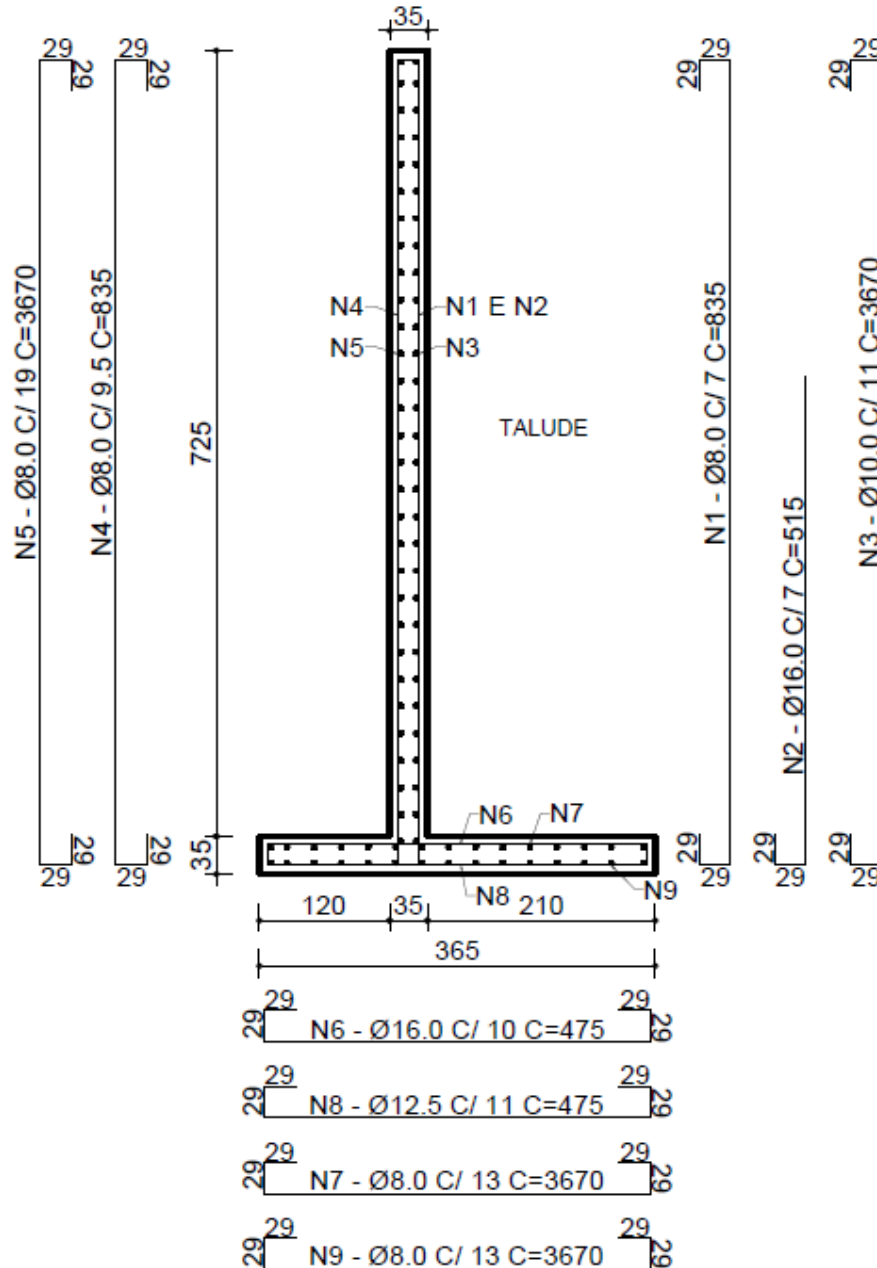
Tabela 11: Armadura da sapata do Muro 2

Momentos solicitantes de cálculo (kN*m/m)	Armadura principal	Armadura de distribuição
$M_{cd} = 143,02$	$\varnothing 12,5$ c/ 11,0cm	$\varnothing 8.0$ c/ 13cm
$M_{dd} = -235,38$	$\varnothing 16.0$ c/ 10,0cm	$\varnothing 8.0$ c/ 13cm

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Por último é realizado o detalhamento do Muro 2, indicando o posicionamento de cada barra, seu diâmetro e seu comprimento, representado pela Figura 47.

Figura 47: Detalhamento do Muro 2 (medidas em centímetros)

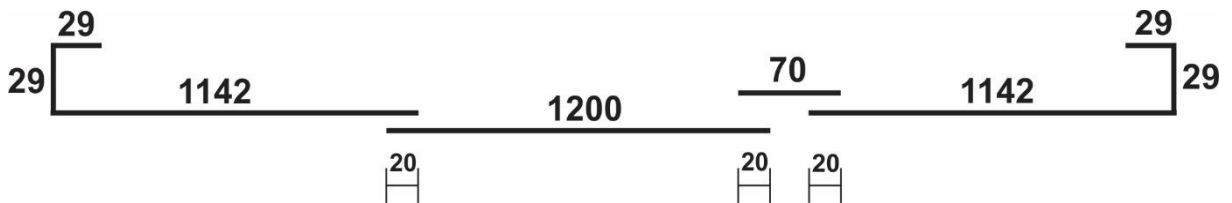


Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

É importante ressaltar que por se tratar do mesmo talude, e alturas muito próximas, a diferença de armadura entre os dois muros é mínima, podendo-se igualar a armadura do Muro 1 para o Muro 2. Cabe salientar também que devido ao grande comprimento de ambos os muros (35 metros) as barras N3, N5, N7 e N9, foram calculadas o comprimento total, garantindo um transpasse de 20 centímetros em cada

emenda, na Figura 48 é dado um exemplo para execução destas barras, visto que no mercado, só se encontra barras de 12 metros.

Figura 48: Exemplo de divisão das barras N3, N5, N7 e N9



Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

4.5 Análise de custos

O orçamento será constituído de obras de terra e estrutura do muro, uma vez que as demais etapas da obra não sofrem alteração em ambos os muros, são elas, os serviços preliminares e a drenagem do muro. É importante ressaltar que o BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) utilizado foi de 24,23%. A seguir apresenta-se o orçamento do muro de alvenaria estrutural, cedido pela empresa BHL, através da tabela 12, sendo o preço unitário (P.U.) e o preço total (P.T.).

Tabela 12: Orçamento do muro de alvenaria estrutural

Item	Código	Produto	Und.	Quant.	P.U. (R\$)	BDI (R\$)	P.T. (R\$)
1		Trabalhos em terra					
1.1	FUN-TUB-005	Escavação manual de tubulão a céu aberto	m ³	164,37	281,92	350,23	57.566,64
1.2	TER-ESC-050	Escavação manual de terra (blocos de fundação)	m ³	89,10	26,88	33,39	2.975,08
1.3	TRA-CAR-010	Carga de material sobre caminhão - mecânica	m ³	126,73	1,36	1,69	214,18
1.4	TRA-CAR-005	Carga de material sobre caminhão - manual	m ³	126,73	26,88	33,39	4.231,66
1.5	TRA-CAM-020	Transporte de material em caminhão 7 km	m ³ x Km	1.774,28	3,20	3,98	7.061,63
1.6	RO-40220	Escavação mecânica de valas em rocha	m ³	15,00	66,94	83,18	1,247,40

1.7	RO-42330	Escavação, carga, descarga, espalhamento e transporte de material de 3ª Categoria. 3.001 a 4.000M	m³	15,00	32,97	40,96	614,40
2		Estrutura					
2.1	EST-CON-060	Concreto não usinado fck 10 mpa	m³	47,4	345,74	429,51	20.358,77
2.2	EST-CON-085	Concreto usinado fck 25 mpa	m³	300,23	371,99	462,12	138.742,29
2.3	ARM-AÇO-005	Aço ca-50 d<=12,5mm	kg	10.497,70	7,91	9,83	103.192,39
2.4	ARM-AÇO-015	Aço ca-60	kg	1.337,80	7,87	9,78	13.083,68
2.5	EST-FOR-010	Forma de compensado espessura 10mm	m²	1.574,44	65,92	81,89	128.930,89
2.6	ALV-EST-030	Alvenaria de bloco de concreto	m³	436,80	94,77	117,73	51.424,46
2.7	REV-CHA-015	Chapisco	m²	471,10	8,82	10,96	5.163,26
TOTAL						R\$ 534.806,73	

Fonte: Disponibilizado pela empresa BHL (2019)

O orçamento do muro de alvenaria estrutural foi cedido pela empresa BHL que o está executando, ele foi orçado com base na tabela SETOP de abril de 2018, sendo assim para que a comparação fique ainda mais precisa, foi utilizado a mesma tabela para orçamento do muro de concreto armado.

Sendo assim, na tabela 13 é apresentado os valores para o modelo estrutural de concreto armado. Vale ainda ressaltar que os muros chamados nesse trabalho de 1 e 2 foram incluídos no orçamento como um todo.

Tabela 13: Orçamento do muro de concreto armado

Item	Código	Produto	Und.	Quant.	P.U. (R\$)	BDI (R\$)	P.T. (R\$)
1		Trabalhos em terra					
1.2	TER-ESC-050	Escavação manual de terra	m³	44,71	26,88	33,39	1.492,86

1.3	TRA-CAR-010	Carga de material sobre caminhão - mecânica	m ³	22,36	1,36	1,69	37,78
1.4	TRA-CAR-005	Carga de material sobre caminhão - manual	m ³	22,35	26,88	33,39	746,26
1.5	TRA-CAM-020	Transporte de material em caminhão 7 km	m ³ x Km	312,97	3,20	3,98	1.245,62
1.6	RO-42330	Escavação, carga, descarga, espalhamento e transporte de material de 3ª Categoria. 3.001 a 4.000M	m ³	127,75	32,97	40,96	5.232,64
2	Estrutura						
2.1	EST-CON-085	Concreto usinado fck 25 mpa	m ³	268,91	371,99	462,12	124.268,68
2.2	ARM-AÇO-005	Aço ca-50 d ≤ 12,5mm	kg	16.410,57	7,91	9,83	161.315,90
2.3	ARM-AÇO-010	Aço ca-50 d > 12,5mm	kg	14.646,30	7,70	9,56	139.731,82
2.4	EST-FOR-010	Forma de compensado espessura 10mm	m ²	1.335,11	65,92	81,89	109.332,15
TOTAL						R\$ 543.403,71	

Fonte: Elaborado pelos autores (2019)

Por fim, foi possível notar que o muro de concreto armado acresceu apenas R\$ 8.596,98 em relação ao muro de alvenaria que havia sido projetado, se mostrando uma alternativa válida mesmo antes do descobrimento das rochas, tendo em vista que o projeto do muro de alvenaria da forma que estava seria impossível de executar, torna ainda mais válido o projeto do muro de concreto armado.

4.6 Discussão dos resultados

Sabendo dos diversos acidentes e problemas com os muros de alvenaria estrutural, como os citados neste trabalho: o caso de Barra da Estiva-BA e o caso de Machado-MG, assim como diversos outros, e considerando que o projeto do muro de concreto armado, além de atender a todos os fatores de segurança exigidos, sofreu um aumento mínimo de aproximadamente 1,61% em relação ao de alvenaria

estrutural, a proposta se mostrou extremamente viável, garantindo a segurança da obra assim como da comunidade que vai usufruir da mesma.

É importante ressaltar que cada caso deve ser analisado individualmente, e cada obra deve ser pensada e analisada a sua melhor concepção ou modelo estrutural para fornecer o melhor projeto possível, sempre visando segurança e economia.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de conclusão de curso abordou uma nova proposta de dimensionamento de uma estrutura de contenção para estabilização de um talude de 15 metros de altura, onde foi encontrado rochas durante a execução de um projeto de contenção de alvenaria estrutural sobre fundação profunda. A partir disso, foi realizado uma análise comparativa de custos entre o muro de alvenaria estrutural com o método proposto no estudo.

Sabendo da empregabilidade de cada modelo de estrutura de contenção, é essencial que se faça uma análise do local para definição dos parâmetros do solo, a partir de uma correlação da literatura técnica e o relatório de sondagem. Após isso, foi realizado, manualmente e com o auxílio do programa GeoStudio todo o dimensionamento da estrutura e a verificação da estabilidade do talude, além de todo o cálculo estrutural da armadura.

Dessa forma pode-se verificar na análise dos resultados que o muro estudado corresponde de forma positiva para aplicabilidade no local, visto que o mesmo atende a todos os fatores de segurança, o que garante totalmente sua estabilidade. Pode-se observar também que o muro proposto tem um custo bastante parecido com o muro de alvenaria estrutural que vem sendo executado no local, o que o torna ainda mais viável sua execução, pois o mesmo atende aos critérios que visa economia na obra e principalmente garante totalmente a aplicabilidade no local, pois não há a necessidade de se ficar realizando alterações no projeto durante o processo de execução.

Sendo assim, a realização desse estudo proporcionou conhecimento de todo o processo para desenvolver um projeto de uma estrutura de contenção, bem como realizar as verificações essenciais quanto ao deslizamento, tombamento, ruptura global e capacidade de carga, e por fim realizar o dimensionamento estrutural que garante a estrutura resistir aos esforços de flexão.

Por fim, pode-se deixar como sugestões para trabalhos futuros a busca por uma melhor relação de aço e concreto, visando ainda mais economia na obra. Pode-se deixar também como sugestão a realização do estudo com outros modelos de contenção, visando sempre buscar a melhor alternativa.

Em contrapartida o estudo limitou-se a desenvolver um estudo de muro de flexão, pois o mesmo não necessita de espaço amplo para execução de sua fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11.682: **Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009.

BARROS, Pêrsio Leister de Almeida. **Obras de contenção**: manual técnico. Maccaferri: ago. 2009. Disponível em: <<https://www.passeidireto.com/arquivo/19778355/maccaferri---obras-de-contencao>>. Acesso em: 29 set. 2019.

BISHOP, Alan W.; MORGENSTERN, Norbert. **Stability coefficients for earth slopes**. Londres: Géotechnique, dez. 1960. vol. 10, nº 4, p. 129-153.

BORGATTO, André Vinícius Azevedo. **Estudo do efeito fibra e da morfologia na estabilidade de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos**. 2006. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <www.getres.ufrj.br/pdf/BORGATTO_AVA_06_t_M_int.pdf>. Acesso em: 29 set. 2019.

BROOKS, H. (2010). **Basics of retaining wall design – A guide for the practicing engineer**. 8ª edition – Corona del Mar: HBA Publications, Inc.

BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988. 234 p.

COELHO, Guilherme Augusto Alves; SILVA, Mauricio Valdir da. **Comparativo de dimensionamento**: muro de contenção. 2011. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina - Unisul, Palhoça, 2011.

ECOUNION. **Logblock contenção**: sistema construtivo por montagem por encaixe. Disponível em: < <http://www.ecounion.com.br/ecounion-contencao/>>. Acesso em: 28 Set. 2019.

FERREIRA FILHO, Vitório. **Muros de contenção**. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgSKgAF/estruturas-contencoes>>. Acesso em: 18 setembro 2019.

FIDEM, (2001). **Diagnóstico ambiental, urbanístico e social das áreas de morros urbanos da Região Metropolitana do Recife**. Convênio FIDEM/SUDENE. (Ermelinda Gonçalves, Sônia M. G. M. Medeiros – FIDEM; Margareth M. Alheiros, Maria Ângela A. Souza, Jan Bitoun – ATEPE, coordenação). Programa Viva o Morro, Recife, 75p.

FREITAS, Eduardo de. **Deslizamentos de encostas**. Brasil Escola. 2017. Disponível em: <<http://brasilecola.uol.com.br/geografia/deslizamentos-encostas.htm>>. Acesso em: 09 ago. 2019.

GEO-RIO. **Manual Técnico de Encostas**. 2^a. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2000.

GEO-RIO, 2014 - Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, **Manual Técnico de Encostas: Volume II**, Rio de Janeiro.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção**: Muros de Contenção. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010. Disponível em <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

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

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GOOGLE MAPAS. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps> Acesso em: 20 out. 2019.

LAKATOS, Eva Maria; MARCONI, Marina de Andrade. **Fundamentos de metodologia científica**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2003.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações**: teoria e prática. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

HORST, Rafael. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. 2007. 129 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2007. Disponível em: <http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/2010/03/TCC-Rafael-Horst.pdf>. Acesso em: 28 set. 2019.

MARANGON, Márcio. **Empuxo de terra**. Apostila da disciplina de Mecânica dos solos II da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora: UFJF, 2009.

MARINHO, Fernando A. M. **Mecânica dos solos e fundações**. 2014. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/amalecastro/aula-11-emp>. Acesso em: 12 out. 2019.

MENEZES, José Eduardo Tavares Quintanilha de. **Dimensionamento Dinâmico de muros de suporte**. Juiz de Fora, 2010. Disponível em: <https://blogdopetcivil.com/tag/muro-degravidade/>. Acesso em: 12 maio 2019.

MOLITERNO, A., 1994, **Caderno de Muros de Contenção**, 2ª Ed., Blucher, São Paulo, Brasil.

PORTER, M. L.; AMRHEIN, J. E. (2009). **Reinforced masonry engineering handbook – clay and concrete masonry**. 6ª edition – MIA: Masonry Institute of America. ICC: International Code Concil.

SANTOS, Leandro. **Talude**. Terraplanagem net: o portal da terraplanagem. 2013a. Disponível em: <http://www.terraplanagem.net/dicionario/t/talude/>. Acesso em: 27 Set. 2019.



SANTOS, Lourival. **Buriticupu**: a cidade das voçorocas. 2013b. Disponível em: <http://blogdoprofessorlourival.blogspot.com.br/2013/02/buriticupu-cidade-das-voçorocas.html>. Acesso em: 12 ago. 2019.

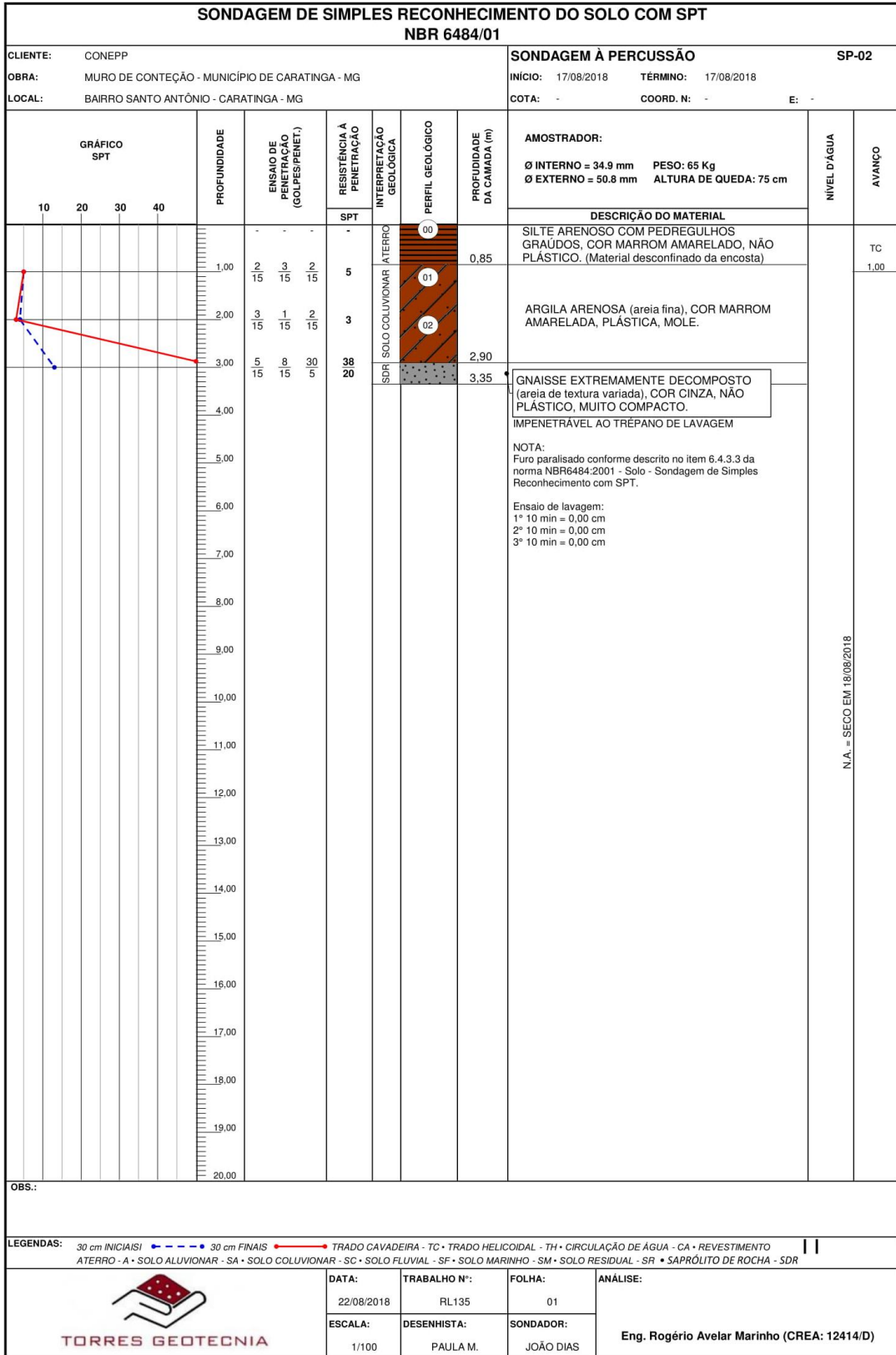
SILVA, Vanessa Coutinho. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para fator de segurança de taludes**. 2013. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006556.pdf>>. Acesso em: 27 Set. 2019.

VIEIRA, Karla Flor. **Estudo de caso**: muros de contenção. 2009. 137 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina - Unisul, Palhoça, 2009


ANEXOS

ANEXO A – Sondagens realizadas no local

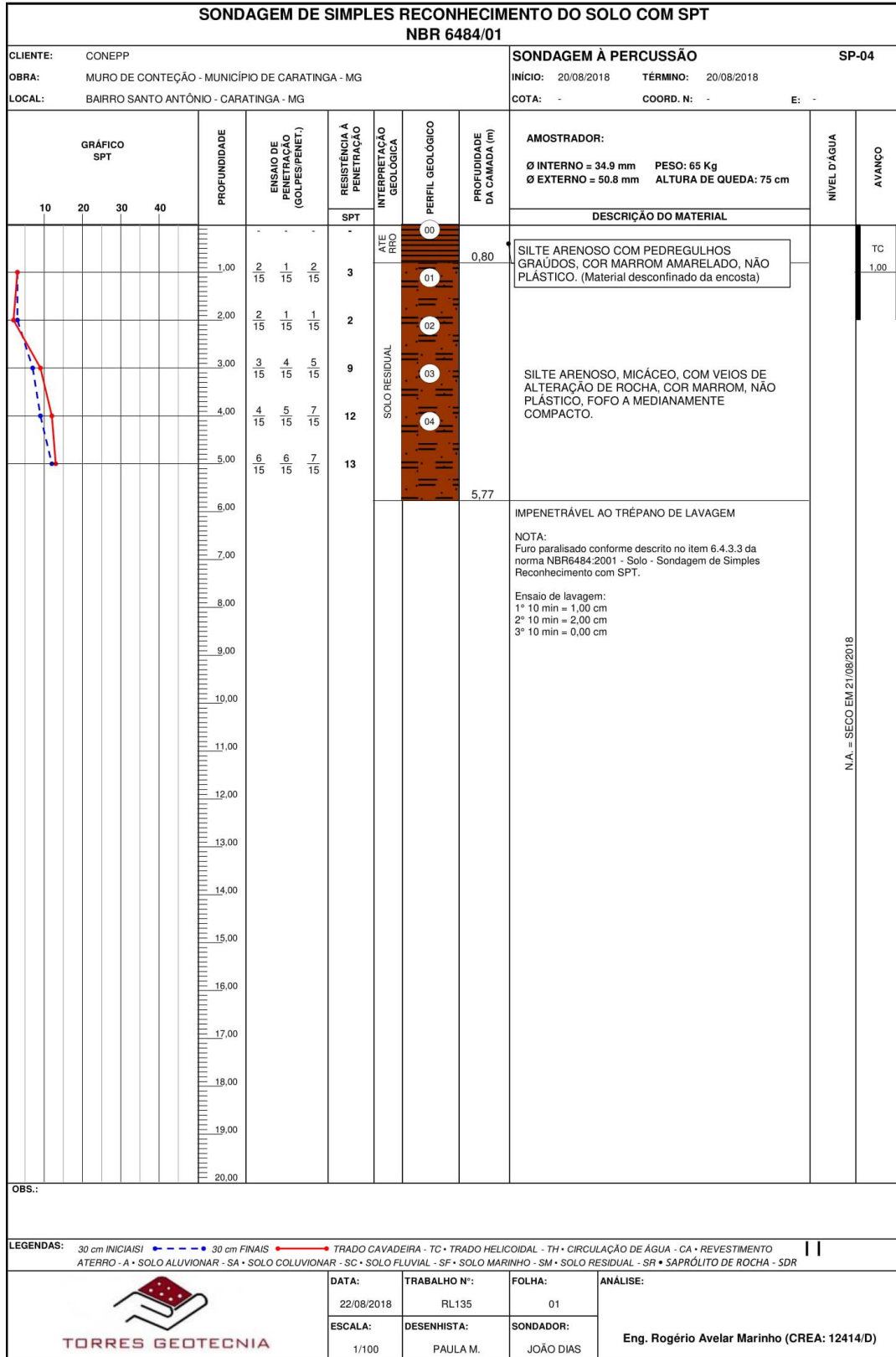
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
NBR 6484/01											
CLIENTE: CONEPP					SONDAGEM À PERCUSSÃO					SP-01	
OBRA: MURO DE CONTEÇÃO - MUNICÍPIO DE CARATINGA - MG					INÍCIO: 17/08/2018					TÉRMINO: 17/08/2018	
LOCAL: BAIRRO SANTO ANTÔNIO - CARATINGA - MG					COTA: -					COORD. N: -	E: -
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLFES/PENET.)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO	
10	20			30							40
		1.00	35 9	-	ATERRO	00	0,90	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHOS GRAÚDOS, COR MARRON AMARELADO, NÃO PLÁSTICO. (Material descontinuo da encosta)		TC	
		2.00		-	SDR		1,09	GNAISSE EXTREMAMENTE DECOMPOSTO (areia de textura variada), COR CINZA, NÃO PLÁSTICA MUITO COMPACTA. IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		1,00	
<p>NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.</p> <p>Ensaio de lavagem: 1° 10 min = 0,00 cm 2° 10 min = 0,00 cm 3° 10 min = 0,00 cm</p>											
OBS.:											
<p>LEGENDAS: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO</p> <p>ATERRO - A • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR • SAPRÓLITO DE ROCHA - SDR</p>											
				DATA:	TRABALHO N°:	FOLHA:	ANÁLISE:				
				22/08/2018	RL135	01					
				ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	Eng. Rogério Avelar Marinho (CREA: 12414/D)				
				1/100	PAULA M.	JOÃO DIAS					



Fonte: Disponibilizado pela empresa BHL (2019)

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR 6484/01											
CLIENTE: CONEPP					SONDAGEM À PERCUSSÃO					SP-03	
OBRA: MURO DE CONTEÇÃO - MUNICÍPIO DE CARATINGA - MG					INÍCIO: 17/08/2018					TÉRMINO: 17/08/2018	
LOCAL: BAIRRO SANTO ANTÔNIO - CARATINGA - MG					COTA: -					COORD. N: -	E: -
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:		NIVEL D'ÁGUA	AVANÇO
10	20							30	40		
		1.00	28 15	10 1	10 1	ATE SDR	0.50 1.16	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHOS GRAUDOS, COR MARROM AMARELADO, NÃO PLÁSTICO. (Material desconfinado da encosta)			TC 1.00
		2.00						GNAISSE EXTREMAMENTE DECOMPOSTO (areia de textura variada), COR CINZA, NÃO PLÁSTICO, MUITO COMPACTO. IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM			
		3.00						NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.			
		4.00						Ensaio de lavagem: 1º 10 min = 0,00 cm 2º 10 min = 0,00 cm 3º 10 min = 0,00 cm			
		5.00									
		6.00									
		7.00									
		8.00									
		9.00									
		10.00									
		11.00									
		12.00									
		13.00									
		14.00									
		15.00									
		16.00									
		17.00									
		18.00									
		19.00									
		20.00									
OBS.:											
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS! - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO ATERRO - A • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR • SAPRÓLITO DE ROCHA - SDR											
				DATA:	TRABALHO N.º:	FOLHA:	ANÁLISE:				
				22/08/2018	RL135	01					
				ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	Eng. Rogério Avelar Marinho (CREA: 12414/D)				
				1/100	PAULA M.	JOÃO DIAS					
Rua Praia Formosa, 217 – Caiçara - Belo Horizonte/MG, CEP 32604-080 - Tel: (31) 3024-0362 / (31) 98888-6495 / (31) 98696-6258 - www.torresgeotecnia.com.br											

Fonte: Disponibilizado pela empresa BHL (2019)



Fonte: Disponibilizado pela empresa BHL (2019)

ANEXO B - Tabela de pressões admissíveis

TIPO DE SOLO	CARACTERIZAÇÃO	CAPACIDADE MÁXIMA [kgf/cm ²]
a)	Rocha viva, maciça sem laminações, fissuras ou sinal de decomposição, tais como gnaisse, granito, diabase, basalto.	100
b)	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas, tais como: xistos e ardósias.	35
c)	Depósitos compactos e contínuos de matacões e pedras de várias rochas.	10
d)	Solos Concrecionados.	8
e)	Pedregulhos compactos e misturas compactas de areia e pedregulho.	5
f)	Pedregulhos fofos e misturas de areia e pedregulho, areia grossa, compacta.	3
g)	Areia grossa fofa e areia fina compacta.	2
h)	Areia fina fofa, submersa.	1
i)	Argila Dura (terrenos altos, secos e de terra vermelha)	3
j)	Areia Rija (terrenos altos e secos)	2
k)	Argila Média (terrenos baixos, úmidos mas sem presença de água)	1
l)	Argila Mole (terrenos baixos com forte presença de umidade)	Necessitam de estudos do solo local.
m)	Argila Muito Mole (terrenos baixos, alagados, próximo de córregos e lagoas)	
n)	Aterros	

Capacidade Máxima ou Pressão Admissível é a maior pressão que o solo agüenta. Mais que isso ele rompe ou recalca além do recalque admissível.

Em muitos tipos de edificações, o que preocupa não é se o solo vai agüentar ou não o peso da casa e das coisas que vão ser colocadas dentro da casa pois os equipamentos que vão ser instalados são muito mais exigentes que isso.

É o caso, por exemplo, de indústrias gráficas, de indústrias que possuem linhas de montagem em que os equipamentos precisam estar bem alinhados não podendo ocorrerem nenhum milímetro de recalque (afundamento) do solo.

Caso haja um recalque, mesmo que minúsculo, o equipamento poderá não funcionar adequadamente.

Fonte: ABNT NBR 6122 (2019)