

ALISSON RIBEIRO DINIZ

**VIABILIDADE E DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE
MURO DE ARRIMO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE
(ESTUDO DE CASO)**

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

DOCTUM – MINAS GERAIS

2015

ALISSON RIBEIRO DINIZ

**VIABILIDADE E DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE
MURO DE ARRIMO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE
(ESTUDO DE CASO)**

Monografia apresentado à banca examinadora da Faculdade de Engenharia Civil do Instituto Doctum de Educação e Tecnologia, como requisito parcial de obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. orientador: João Moreira de Oliveira Junior.

DOCTUM – CARATINGA

2015

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho aos meus pais, Sebastião e Rita, que apoiaram, incentivaram, me deram suporte nessa caminhada, por serem eles os meus maiores professores.

Alisson Ribeiro Diniz.

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus, por interceder por mim e permitir essa caminhada, por ter colocado em meu caminho pessoas que de forma grandiosa ou de maneira simples me ajudaram ou me ensinaram uma lição pra vida. Aos amigos que fiz durante essa caminhada. A toda minha família pelo apoio incondicional. Aos professores que transmitiram o conhecimento e contribuíram grandiosamente nesse processo, em especial ao professor orientador João Moreira.

Alisson Ribeiro Diniz.

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo de caso sobre a estabilidade de taludes, com base na conceituação dos autores de mecânica dos solos e geotecnia, sobre as principais características dos solos, a sua formação e a atuação de agentes externos, faz-se a análise de um talude que é caracterizado pela ocorrência de deslizamentos e erosões no seu histórico, buscando de acordo com parâmetros e alternativas disponíveis propor uma solução para a estabilização do talude estudo. O fato da ocorrência de deslizamentos de terra em épocas chuvosas é um exemplo que a água se destaca como principal agente provocador de instabilidade nos taludes, a ação diante aos diversos tipos de solo frente às diferentes formações geológicas trás uma grande complexidade nesse tipo de estudo. Na análise do talude em questão, foram observadas as principais características do local e suas necessidades e quanto ao benefício de uma obra de contenção aos moradores vizinhos ao terreno. Diante das informações obtidas e revisão bibliográfica foi proposta a construção de um muro de arrimo no local, o presente trabalho propõe essa alternativa exemplificando o método de dimensionamento de um muro de arrimo, com a utilização de dados estabelecidos pelo autor, destacando o motivo de não ter sido disponibilizado pelo responsável pelo terreno o perfil geológico geotécnico e o levantamento planialtimétrico do local, por motivo de força maior não sendo possível a realização por parte do autor. Após o dimensionamento foi concluído que o muro de arrimo é a melhor alternativa a ser empregada nesse caso, por atender às verificações de estabilidade e necessidade do local.

Palavras chave: Estabilidade, geotecnia, contenção.

ABSTRACT

This paper presents a case study on the slope stability, based on the authors' conceptualization of soil mechanics and geotechnical engineering, about the main characteristics of soils, their training and the performance of external agents, the analysis of a slope which is characterized by the occurrence of landslides and erosions in your history, searching according to parameters and available alternatives to propose a solution to slope stability study. The fact that the occurrence of landslides in rainy seasons is an example that the water stands as main agent provocateur of instability in the slopes, the action on the various soil types to different geological formations back a great complexity in this type of study. The analysis of the slope in question, were in compliance with the main features of the site and your needs and how to benefit from a work of neighbouring residents to contention. On the information obtained and bibliographical revision was proposed the construction of a retaining wall in place, the present work proposes that alternative exemplifying the method of scaling a wall of breadwinner, with the use of data established by the author, with the reason of not having been made available by responsible for land geological and geotechnical profile the survey site planialtimetric, by reason of force majeure not being possible the realization on the part of the author.

Key words: stability, Geotechnics, contention.

LISTA DE TABELAS

TABELA 01 – Determinação das ações no muro.....	41
TABELA 02 – Determinação dos esforços.....	50
TABELA 03 – Somatório de forças resultantes e momentos fletores	51
TABELA 04 – Verificação da estabilidade.....	52
TABELA 05 – Verificação das tensões.....	54
TABELA 06 – Insumos.....	56
TABELA 07 – Quantitativos e preços.....	56

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	8
CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS	10
1 OS TIPOS DE SOLOS E SEUS ASPECTOS	14
1.1 SOLOS.....	14
1.2 GEOTECNIA.....	17
1.3 MOVIMENTO DOS SOLOS.....	21
2 ESTUDO DE CASO	30
2.1 CARACTERÍSTICAS DO TERRENO.....	30
2.2 PROPOSTA PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE.....	36
2.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	37
2.3.1 Largura total da sapata.....	38
2.3.1.1 Parte externa da sapata.....	38
2.3.2 Verificação da estabilidade.....	39
2.3.2.1 Verificação do tombamento.....	42
2.3.2.2 Verificação do deslizamento.....	43
2.3.2.3 Verificação das pressões no solo.....	45
2.3.2.4 Previsão da espessura da parede.....	46
2.4 DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DO MURO DE ARRIMO.....	47
2.4.1 Determinação dos momentos fletores em relação ao ponto A.....	50
2.4.2 Distância da resultante ao ponto A.....	51
2.4.3 Verificação quanto ao tombamento.....	51
2.4.4 Verificação quanto ao deslizamento.....	52
2.4.5 Verificação quanto as pressões no solo.....	53
2.5 VIABILIDADE DE CONSTRUÇÃO DO MURO DE ARRIMO.....	54
3 RESULTADOS	57
3.1 ANÁLISE DO TERRENO.....	57
3.2 PROJETO DE CONTENÇÃO.....	58
3.3 ANÁLISE DE VIABILIDADE.....	60
CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62

INTRODUÇÃO

Em todo e qualquer desenvolvimento do ser humano acontece a transformação do espaço em que vive, quando se trata de taludes, o conhecimento de técnicas e métodos para garantir a estabilidade e a segurança desse espaço é de fundamental importância, pois esse tipo de obra se faz presente e necessária na grande maioria das obras de engenharia civil, além de poder fazer parte também de soluções encontradas para estabilizar ou propor uma alternativa eficiente para favorecer pessoas que habitam em áreas suscetíveis a riscos de deslizamento de terra.

Algumas regiões do Brasil são caracterizadas por terem a formação topográfica bastante acidentada, como é o caso do estado de Minas Gerais, sendo assim muitas cidades se adequaram a essa topografia e se estabeleceram mesmo em regiões acidentadas realizando mudanças em terrenos e ocasionando o surgimento de eventuais riscos, tendo em vista que em muitos casos o talude natural não fornece as devidas condições de haver construções nesses locais, assim a geometria do talude tem uma parcela muito importante quanto a sua estabilidade, sendo que, o comportamento dos solos se caracteriza de diferentes maneiras frente aos seus diversos tipos, quando a geometria não garante a estabilidade do maciço, obras de contenção são recorrentes.

Desse processo resulta a necessidade de conhecer as características aprofundadas do local e sua formação, isso promove o aparecimento de uma demanda por obras de contenção ou obras que mantenham a estabilidade dos taludes, sejam naturais ou artificiais, objetivando reduzir ou eliminar riscos e danos sociais e econômicos.

Esse trabalho traz um estudo sobre o talude em questão, uma análise descritiva de suas principais características, a ação dos principais agentes atuantes e seu comportamento frente a esses agentes. Efetuar uma análise objetivando avaliar a estabilidade do talude localizado no município de Caratinga – MG, determinar que tipo de obra é mais interessante e economicamente viável para ser empregado para contenção e garantir a estabilidade nesse local.

No desenvolvimento do estudo, o primeiro capítulo se define com a reunião dos conceitos e definições dos solos, os tipos de solos e seu comportamento, uma

revisão bibliográfica a respeito. No segundo capítulo a exemplificação do dimensionamento de um muro de arrimo, os métodos de cálculo e suas verificações, sendo a possível solução para o talude, já no terceiro capítulo uma análise dos resultados e conclusões do estudo do talude.

CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS

A formação dos solos depende de diversos fatores, o que provoca uma diversidade de tipos, resultando em diferentes reações provocadas pelas obras de engenharia civil.

PINTO 2006, no seu livro, Curso básico em mecânica dos solos, descreve sobre a formação dos solos da seguinte forma:

Todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituem a crosta terrestre. A decomposição é decorrente de agentes físicos e químicos. Variações de temperatura provocam trincas, nas quais penetra a água, atacando quimicamente os minerais. O congelamento da água nas trincas, entre outros fatores, exerce elevado tensões, do que decorre maior fragmentação dos blocos. A presença da fauna e flora promove o ataque químico... , o conjunto desses processos que são muito mais atuantes em climas quentes do que em climas frios, leva a formação dos solos que, em consequência são misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química. A maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem¹.

O conhecimento e interpretação do comportamento dos elementos que constituem o solo é o objetivo de pesquisa de vários estudos na área de engenharia civil, sendo que, no caso de qualquer intervenção numa área, se tratando de solo, essa intervenção resulta na alteração no comportamento desse material, sendo um comportamento que varia muito de um lugar para outro, pois existem diferentes tipos de solo, e suas características são bastante distintas.

Historicamente foram registrados inúmeros acidentes envolvendo taludes, sendo agravados quando estes ocorreram em áreas urbanas, causando danos sociais e econômicos, segundo CAPUTO 1987, talude se define da seguinte forma:

Sob o nome genérico de taludes, compreende-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de corte e aterros².

¹ PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico em mecânica dos solo em 16 aulas**. 3.ed., São Paulo: Oficina de textos,2006,p.02.

² CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.378.

A ocupação dos taludes nas cidades, geralmente está associada a riscos de danos de grandes proporções, no caso de ocorrência de escorregamento os resultados são graves, levando em consideração o número grande de moradias concentradas nas encostas, principalmente nos casos em que estão situados em regiões com topografia mais acidentada. De acordo com MASSAD 2003:

As causas dos escorregamentos são “naturais”, pois há uma tendência na natureza á penneplanização, no sentido amplo da palavra: os solos das encostas tendem a descer e atingir um nível de base. Assim, pode-se dizer que os coeficientes de segurança das encostas naturais estão, em geral, próximos de 1, bastando uma chuva atípica ou uma pequena intervenção do homem para disparar o “gatilho” do escorregamento³.

Com base na afirmativa desses autores, tomando o talude em estudo, localizado no município de Caratinga-MG, apresenta problemas relacionados a sua estabilidade, ele está situado numa região bastante povoada, essa área apresenta grande fluxo de pessoas diariamente, isso promove a convivência das pessoas com o risco de escorregamento em períodos chuvosos, pois já possui no seu histórico, o registro de um escorregamento de parte de sua estrutura, levando ao rompimento das tubulações da rede pluvial localizada logo acima do talude, já que tem uma rua na sua parte superior, que também foi afetada causando seu estreitamento, dificultando a circulação de pessoas e impedindo o trânsito de veículos, com relação ao rompimento da rede pluvial, é um agravante muito importante, nesse caso é notável a incidência das águas das chuvas, pelo aparecimento de erosões no local.

As características desse talude exemplificam a teoria de CAPUTO 1987, sobre os agentes perturbadores, segundo esse autor:

Depreende-se, da própria definição, que nos estudos de estabilidade dos taludes intervêm decisivamente condicionamentos relativos à natureza dos materiais e agentes perturbadores quer de natureza geológica, hidrológica e geotécnica, o que os torna de maior complexidade⁴.

A perda da estabilidade em taludes está intimamente ligada às estações chuvosas, os escorregamentos ocorrem nessa época por ser a água responsável por alterar o comportamento dos materiais que compõem o solo.

³ MASSAD, Façal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed.,São Paulo:Oficina de textos,2003,p.83.

⁴ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.378.

De acordo com CAPUTO 1987:

Geralmente constituem causas de um escorregamento o “aumento” de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a “diminuição” da resistência ao cisalhamento do material. As primeiras classificam-se em externas e as segundas como internas.

A concomitância desses fatores nas estações chuvosas ou pouco depois, onde a saturação aumenta o peso específico do material e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra, explica a ocorrência da maioria dos escorregamentos nesses períodos de grande precipitação pluviométrica⁵.

O estudo sobre a análise da estabilidade de taludes é descrito a seguir por MASSAD 2003, que faz referência quanto ao método utilizado para a análise de estabilidade:

Os métodos para a análise da estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na eminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação geral de “métodos de equilíbrio limite”. Com base no conhecimento das forças atuantes, determina-se as tensões de cisalhamento induzidas, por meio das equações de equilíbrio. A análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão⁶.

Esse método é bastante difundido e é a base teórica de muitas pesquisas na área de análise de estabilidade de taludes, sobre esses estudos CAPUTO 1987, fala da seguinte maneira:

Do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de forças: as devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento. Basicamente os métodos de estudo consistem: a) em calcular as tensões em todos os pontos do meio e compará-las com as tensões resistentes; se aquelas foram maiores do que estas, aparecerão zonas de ruptura; e zonas de equilíbrio, em caso contrário (métodos de análise das tensões). b) em isolar massas arbitrárias e estudar as condições de equilíbrio, pesquisando a de equilíbrio mais desfavorável (métodos de equilíbrio limite)⁷.

Com base nas afirmativas dos autores citados acima, propõe-se desenvolver um trabalho de dimensionamento geométrico de um muro de contenção, objetiva-se adota-lo como solução para conter o talude em estudo, será apresentado o detalhamento do cálculo, respeitando todo o procedimento de dimensionamento,

⁵ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.384.

⁶ MASSAD, Façal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed.,São Paulo:Oficina de textos,2003,p.63,64.

⁷ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.384,385.

destacando que os valores do peso específico do solo, da tensão admissível, do ângulo de atrito interno do solo admitido para o cálculo serão estipulados pelo autor, são valores adotados segundo uma análise visual do local, onde o tipo de solo deste estudo de caso se assemelha com os coeficientes propostos, assim como os dados topográficos, justifica-se esse procedimento por não haver nenhum relatório de sondagem e levantamento topográfico do terreno, disponível para a pesquisa, sendo tomada como prioridade a demonstração do cálculo e a representação da possível solução para o caso.

1. OS TIPOS DE SOLOS E SEUS ASPECTOS

1.1 SOLOS

Os solos, são os resultantes da ação do intemperismo sobre as rochas durante a evolução do planeta, foram elaborados inúmeros estudos sobre os solos, afim, de compreender seu comportamento, sendo ele o responsável por sustentar toda e qualquer obra de engenharia civil é necessário a realização desses estudos aprofundados buscando a compreensão do comportamento dos mesmos.

No livro, *Mecânica dos Solos e suas Aplicações, fundamentos*, de Homero Pinto Caputo, ele descreve sobre a formação dos solos:

Os solos são materiais que resultam do intemperismo ou meteorização das rochas, por desintegração mecânica ou decomposição química. Por desintegração mecânica, através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, formam-se os pedregulhos e areias (solos de partículas grossas) e até mesmo os siltes (partículas intermediárias), e, somente em condições especiais, as argilas (partículas finas). Por decomposição química entende-se o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem. O principal agente é a água e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. As argilas representam o último produto do processo de decomposição⁸.

Entende-se que os tipos de solos dependem dos fatores de forma combinada para sua formação, a região, o clima e principalmente o tipo de rocha de origem, dessa forma CAPUTO 1988, classifica os solos quanto sua origem:

Solos residuais - São os que permanecem no local da rocha de origem, observando-se uma gradual transição do solo até a rocha
 Solos sedimentares - São os que sofrem a ação de agentes transportadores, podendo ser aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (quando pelo vento), coluvionares (pela ação da gravidade) e glaciares (pelas geleiras). As texturas desses solos variam com o tipo de agente transportador e com a distância de transporte. Solos de formação orgânica - São os de origem essencialmente orgânica, seja de natureza vegetal (plantas, raízes) seja animal (conchas)⁹.

⁸ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentos**.6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1988,p14.

⁹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentos**.6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1988,p15.

Os solos são formados por diferentes partículas, com uma grande diversidade de tamanhos.

Algumas características dos solos são utilizadas para classifica-los e obter padrões para sua análise, a granulometria aparece como a primeira característica a ser analisada, já que algumas partículas são muito finas e junto de outras ficam difíceis de ser identificadas a olho nu, levando em consideração as diferenças de tamanho entre elas, existem grãos de alguns milímetros de diâmetro e outros, dezenas de vezes menores.

PINTO 2006, no livro Curso básico de mecânica dos solos, fala sobre o tamanho das partículas e como se caracteriza:

Num solo, geralmente convivem partículas de tamanhos diversos. Não é fácil identificar o tamanho das partículas pelo simples manuseio do solo, porque grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, ficando com o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por uma grande quantidade dessas partículas. Quando secas, as duas formações são muito semelhantes. Quando úmidas a aglomeração de partículas argilosas se transforma numa pasta fina, enquanto a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato¹⁰.

Para a classificação quanto ao tamanho das partículas, foram normatizadas pela ABNT, Associação Brasileira de normas Técnicas, a análise granulométrica e utilizada para determinar a dimensão das partículas e as proporções que se encontram, é representada por um gráfico através de uma curva, descrita segundo CAPUTO 1988:

Segundo as dimensões das suas partículas e dentro de determinados limites convencionais, as "frações constituintes" dos solos recebem designações próprias que se identificam com as acepções usuais dos termos. Essas frações, de acordo com a escala granulométrica brasileira (ABNT), são: pedregulho - conjunto de partículas cujas dimensões (diâmetros equivalentes) estão compreendidas entre 76 e 4,8 mm; areia, entre 4,8 e 0,05 mm; silte, entre 0,05 e 0,005 mm; argila, inferiores a 0,005 mm¹¹.

A partir dos dados gerados na análise granulométrica são obtidas novas informações e com a classificação, adota-se novos parâmetros. No livro Fundamentos da engenharia geotécnica, o autor BRAJAS 2007 descreve sobre a classificação acima, destacando a sua constituição mineralógica:

¹⁰ PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico em mecânica dos solo em 16 aulas**. 3.ed., São Paulo: Oficina de textos,2006,p.15.

¹¹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais**.6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1988,p25.

Os pedregulhos são pedaços de rocha com partículas ocasionais de quartzo, feldspato e outros minerais .as partículas de areia são compostas na maior parte de quartzo e feldspato. Outros minerais podem as vezes estar presentes. Os siltes são frações microscópicas que consistem em grãos muito finos de quartzo e algumas partículas em forma de placas que são fragmentos de vários minerais. A argila é principalmente laminar, composta de partículas microscópicas e submicroscópicas de mica, argilominerais e outros minerais¹².

As partículas sólidas que constituem os solos são agrupadas de forma que ocasionam o surgimento de espaços entre elas, esses espaços são preenchidos por água e/ou ar, segundo CAPUTO 1988, a parte líquida que constitui o solo são definidas com:

Conquanto seja extremamente difícil separar os diferentes estados em que a água apresenta nos solos, é, no entanto, de grande interesse estabelecer uma distinção entre os mesmos. A água contida no solo pode ser classificada em: água de constituição – é a que faz parte da estrutura molecular da partícula sólida; água adesiva ou adsorvida é aquela película de água que envolve e adere fortemente a partícula sólida, água livre - é a que se encontra em uma determinada zona do terreno , enchendo todos os seus vazios; o seu estudo rege-se pelas leis da Hidráulica; água higroscópica - é a que ainda se encontra em um solo seco ao ar livre; água capilar - é aquela que nos solos de grãos finos sobe pelos interstícios capilares deixados pelas partículas sólidas, além da superfície livre da água¹³.

A quantidade das partículas, sólidas, líquidas e gasosas, é importante e tem destaque quanto o comportamento dos solos, sendo que a quantidade dos espaços formados entre as partículas, os chamados vazios, podem variar, de acordo com algumas situações, PINTO 2006, fala como ocorre a variação dos vazios:

Em princípio, as quantidades de água e ar podem variar. A evaporação pode diminuir a quantidade de água, substituindo-a por ar, e a compressão do solo pode provocar a saída de água e de ar, reduzindo o volume de vazios. O solo, no que se refere às partículas que o constituem, permanece o mesmo, mas seu estado se altera. As diversas propriedades do solo dependem do estado em que se encontra. Quando diminui o volume de vazios, por exemplo, a resistência aumenta¹⁴.

É de destaque a importância que a variação dos gases e líquidos causam na estrutura do solo, os gases, principalmente no caso dos aterros, são destacados por CAPUTO 1988:

¹² DAS,Brajas M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 6.ed.,São Paulo.Thonsom Learning,2007,p14.

¹³ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentos.**6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p37,38.

¹⁴ PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico em mecânica dos solo em 16 aulas.** 3.ed., São Paulo: Oficina de textos,2006,p.36,37.

Quanto à fase gasosa, que preenche os vazios das demais fases, é constituída por ar, vapor d'água e carbono combinado. A sua consideração é de interesse em certos casos especiais de consolidação de aterros, quando então há necessidade de calcular as "pressões neutras" desenvolvidas em função da redução de volume da fase gasosa¹⁵.

Frente aos efeitos que a variação da quantidade de líquidos e gases causam, para determinar o estado do solo são utilizados índices, que estudam as três fases constituintes dos solos: sólido, líquido e gasoso. Segundo PINTO 2006, os índices são:

Umidade: relação entre o peso da água e o peso dos sólidos; Índices de vazios: relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas; Porosidade: relação entre o volume de vazios e o volume total; Grau de saturação: relação entre o volume de água e o volume de vazios; Peso específico dos sólidos (ou grãos): é uma característica dos sólidos. Relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume; Peso específico da água: embora varie um pouco com a temperatura, adota-se sempre como igual a 10 kn/m³; Peso específico natural: relação entre o peso total do solo e seu volume total. Peso específico aparente seco: relação entre o peso dos sólidos e o volume total; Peso específico aparente saturado: peso específico do solo se ficasse saturado e se isso ocorresse sem variação do volume; Peso específico submerso: é o peso específico efetivo do solo quando submerso¹⁶.

Alguns desses índices precisam ser determinados em laboratório, os outros são calculados a partir desses, o detalhamento dos cálculos para determinação dos índices não será apresentado no presente trabalho, por não ser o objetivo principal do estudo.

1.2 GEOTECNIA

A geotecnia aparece como um ramo da engenharia civil que estuda os solos envolvidos numa obra de construção civil, buscando promover desempenho favorável quanto a sua participação numa obra de engenharia civil. Geotecnia "é um ramo da engenharia civil que trata de projetos ou construções que dependam do

¹⁵ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentos**.6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p37,38.

¹⁶ PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico em mecânica dos solo em 16 aulas**. 3.ed., São Paulo: Oficina de textos,2006,p.36,38.

comportamento dos solos e/ou das rochas”¹⁷ Obras de terra são comumente utilizadas na engenharia civil, para diversas finalidades, sejam as barragens de terra ou em aterros, em muitos casos a terra é utilizada como o próprio material de construção, a depender das características do material e a função da obra.

Os projetos geotécnicos são regidos pela norma técnica da Associação Brasileira de Normas técnicas (ABNT), NBR - 8044/1983, Projetos Geotécnicos, segundo essa norma, projeto geotécnico é conceituado da seguinte maneira:

Projeto representado pelo conjunto de documentos que encerram análises, interpretações, especificações e relatórios conclusivos necessários para enfocar e caracterizar, quantitativamente os aspectos geotécnicos envolvidos nas obras previstas, bem como os necessários para permitir o dimensionamento das mesmas obras, no grau de detalhamento exigido nas várias fases do projeto geotécnico¹⁸.

Faz parte dos projetos geotécnicos o trabalho de reconhecimento do solo que se está trabalhando, as sondagens são partes importantes nesse tipo de projeto, a amostragem, a identificação, a avaliação do seu estado, por meio de perfurações são empregados para esse fim, a NBR 6484/2001, descreve o objetivo da sondagem mais utilizada nos projetos de engenharia civil, o SPT, standard penetration test, que visa determinar o tipo de solo a partir da amostragem e determinação da resistência a penetração do tubo amostrador:

Esta Norma prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, cujas finalidades, para aplicações em Engenharia Civil, são: a) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência; b) a posição do nível d'água; e c) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro¹⁹.

As investigações geológicas geotécnicas, tem o objetivo de conhecer a distribuição das camadas do subsolo, bem como o nível de água e seu comportamento mediante as solicitações que a obra de engenharia possa trazer ao terreno em questão, as prescrições para esse serviço são descritas na NBR 8044/1983, Projeto geotécnico:

¹⁷ GEOTECNIA, **Definição**. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~pjra/geotecnia.html>, acessado em: 21/11/2015.

¹⁸ NBR 8044- **Projetos geotécnicos procedimentos**. Disponível em: <http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em: 21/03/2015.

¹⁹ NBR 6484-2001-**Solo-Sondagem de simples reconhecimento com spt-Método de ensaio**. Disponível em: <http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em: 22/03/2015.

Investigações geotécnicas relacionam as atividades de campo e laboratório a serem realizadas no reconhecimento do subsolo, na classificação e na determinação dos parâmetros geomecânicos dos materiais e das camadas constituintes do solo. As investigações, segundo a etapa do projeto e características da obra, compreendem um ou mais dos serviços seguintes: a) levantamento de dados gerais existentes sobre cartografia, geologia, pedologia e geomorfologia, hidrologia e hidrografia, geotecnia; b) reconhecimento topográfico; c) reconhecimento geotécnico; d) prospecção física; e) sondagens mecânicas; f) ensaios "in-situ"; g) ensaios de laboratório²⁰.

Os ensaios de campo e de laboratório, são determinísticos quanto ao comportamento dos solos, ele podem caracterizar os solos e obter as propriedades que determinam cada comportamento dos solos, tais como: a deformação; a resistência, entres outras.

Alguns ensaios visam determinar a resistência ao cisalhamento do solo, que definida por CAPUTO 1988:

A propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo; toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida. Leonards define a resistência ao cisalhamento como a tensão de cisalhamento sobre o plano de ruptura, na ruptura Das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações²¹.

Sobre os ensaios para determinação da resistência quanto ao cisalhamento, que é um dado de representativa importância num projeto geotécnico, CAPUTO 1988, descreve entre as páginas 159 e 161, como são realizados:

Realizados em laboratórios os ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento são: ensaio de cisalhamento direto, ensaio de compressão triaxial e compressão simples.

Ensaio de cisalhamento direto é descrito da seguinte forma:

Consiste em determinar sob uma tensão normal qual a tensão de cisalhamento $\tau = \tau_r$, capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si. Duas pedras porosas, uma superior e outra inferior, permitirão a drenagem da amostra, quando esta for a técnica de ensaio usada. O ensaio pode ser executado sob "tensão controlada" ou sob "deformação controlada" Repetindo-se o ensaio para outras amostras, obtém-se um

²⁰ NBR 8044- **Projetos geotécnicos procedimentos.** Disponível em:<http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em:21/03/2015.

²¹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais.**6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p158.

conjunto de pares e valores (σ, τ) , que marcados em um sistema cartesiano (σ, τ) , permitem determinar $(\sigma e c)$.²²

O segundo ensaio, de compressão triaxial, de acordo com CAPUTO 1988, é o ensaio mais usado, por ser teoricamente o ensaio mais perfeito do que o de cisalhamento direto, ele é realizado da seguinte forma:

Os ensaios triaxiais são realizados em aparelhos, constituídos por uma câmara cilíndrica, de parede transparente, no interior da qual se coloca a amostra, envolvida por uma membrana de borracha muito delgada. A base superior do cilindro é atravessada por um pistão, que por intermédio de uma placa rígida, aplica uma pressão à amostra. A câmara cilíndrica é cheia com um líquido, geralmente água, que se pode submeter a uma pressão σ_3 , que evidentemente atua também sobre a base da amostra [...] Determinando-se pares de tensões $(\sigma_1 e \sigma_3)$ correspondentes à ruptura das diversas amostras ensaiadas, traçam-se os respectivos círculos de Mohr. Em seguida, assimilando-se a envoltória desses círculos à reta de Coulomb, obtêm-se os valores de $(\sigma e c)$.²³

O ensaio de compressão simples é descrito por CAPUTO 1988, da maneira seguinte:

Trata-se de um caso especial de compressão triaxial, com $\sigma_3 = 0$, a amostra cilíndrica é colocada entre dois pratos de uma prensa. Toma-se, em geral para altura h um valor igual a duas ou três vezes o diâmetro D . A carga é aplicada progressivamente, sendo a curva tensão-deformação traçada, diretamente por um dispositivo adaptado ao aparelho utilizado para esse ensaio. Em função da resistência à compressão $R(\sigma_1 = \sigma_2)$, o valor da coesão de um solo puramente coesivo é igual à sua metade ($c = R/2$), resultado particularmente expressivo e que se obtém do diagrama de Mohr.²⁴

Dessa forma, as condições geológica–geotécnicas, se posicionam de forma a influenciar o tipo de contenção empregado, pois as soluções disponíveis dependem intimamente das características geológica-geotécnicas juntamente com as características do terreno, obtidas a partir do levantamento planialtimétrico, que garante que o projeto esteja em conformidade com o terreno que receberá a contenção.

Segundo BORGES 1977, “a topografia é uma ciência que é aplicada cujo objetivo é representar, no papel, a configuração de uma porção de terreno com os

²² CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais**.6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p158,161.

²³ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais**.6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p158,161.

²⁴ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais**.6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1988,p158,161.

benfeitorias que estão em sua superfície”²⁵. Ele destaca como o conceito de topografia é dividido para o desenvolvimento de trabalhos:

A topografia comporta duas divisões principais, a planimetria e a altimetria. Na planimetria são medidas as grandezas sobre um plano horizontal. Essas grandezas são as distancias e os ângulos, portanto, as distancias horizontais e os ângulos horizontais. Para representa-las teremos de fazê-lo através de uma vista de cima, e elas aparecerão projetadas sobre um mesmo plano horizontal. Essa representação chama-se planta, portanto será representada na planta.

Pela altimetria fazemos as medições das distancias e dos ângulos verticais que, na planta, não podem ser representados (exceção feita às curvas de nível). Por essa razão, a altimetria usa como representação a vista lateral, ou perfil, ou corte, ou elevação; os detalhes da altimetria são representados sobre um plano vertical²⁶.

A topografia está presente em todas as obras de engenharia civil, seja em maior ou em menor representação, podendo garantir precisão nos projetos, atentando para detalhes importantes que possam interferir no resultado da obra, ela possibilita a garantia do melhor desempenho, podendo promover a economia e eficiência.

1-3 MOVIMENTO DOS SOLOS

Alguns autores da área da mecânica dos solos, como, GERSCOVICH E CAPUTO, 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. Eles podem ser naturais, também denominados encostas ou artificiais no caso dos taludes de corte e aterro.

Segundo OLIVEIRA 2006, o funcionamento de um talude se caracteriza da seguinte forma:

Teoricamente, considera-se um talude como uma massa de solo submetida a três campos de forças: as devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento. O estudo da análise da estabilidade dos

²⁵ BORGES, Alberto de Campos. **Topografia aplicada à engenharia Civil**.2.ed.,São Paulo. Edgard Blücher,1977,p1,2.

²⁶ BORGES, Alberto de Campos. **Topografia aplicada à engenharia Civil**.2.ed.,São Paulo. Edgard Blücher,1977,p1,2.

taludes deve levar em conta o equilíbrio entre essas forças, uma vez que as duas primeiras se somam e tendem a movimentar a massa de solo encosta abaixo, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação²⁷.

A figura 01 ilustra a nomenclatura comumente utilizada para taludes:

Figura 01 – Nomenclatura utilizada para taludes



Fonte:(OLIVEIRA 2006 p.09)²⁸

Sobre o movimento que acontece nos taludes, existem classificações quanto as suas características e como ocorrem, mesmo quando essas não são bem definidas. CAPUTO 1987, classifica os movimentos em:

a) Desprendimento de terra ou rocha;

É a porção de uma porção de um maciço terroso ou de fragmentos de rocha que se destaca do resto do maciço, caindo livre e rapidamente, acumulando-se onde estaciona.

Trata-se de fenômeno localizado. É evitável pelos processos comuns de prevenção e, quando necessário, utilizando-se os recursos de estabilização²⁹.

b) Escorregamento (“landslide”)

É o deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, rompe-se do maciço, desliza para baixo e para, ao longo de uma superfície de deslizamento.

Conforme o movimento seja acompanhado predominantemente por uma rotação (caso de solos coesivos homogêneos) ou uma translação (caso de maciços rochosos estratificados), denominar-se-ão, respectivamente, escorregamento rotacional e escorregamento translacional.

Se a superfície de deslizamento passar acima ou pelo pé do talude, será, será um escorregamento superficial ou ruptura de talude, e se por um ponto

²⁷ OLIVEIRA, Vanessa Scoz. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em sologrampeado**. Florianópolis, 2006. p.09 dissertação.

²⁸ OLIVEIRA, Vanessa Scoz. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado**. Florianópolis, 2006.p.09 dissertação.

²⁹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.382.

afastado do pé do talude, escorregamento profundo, ruptura de base ou ruptura sueca (por ter sido observado pela primeira vez acidentes ocorridos durante a construção das ferrovias suecas)³⁰.

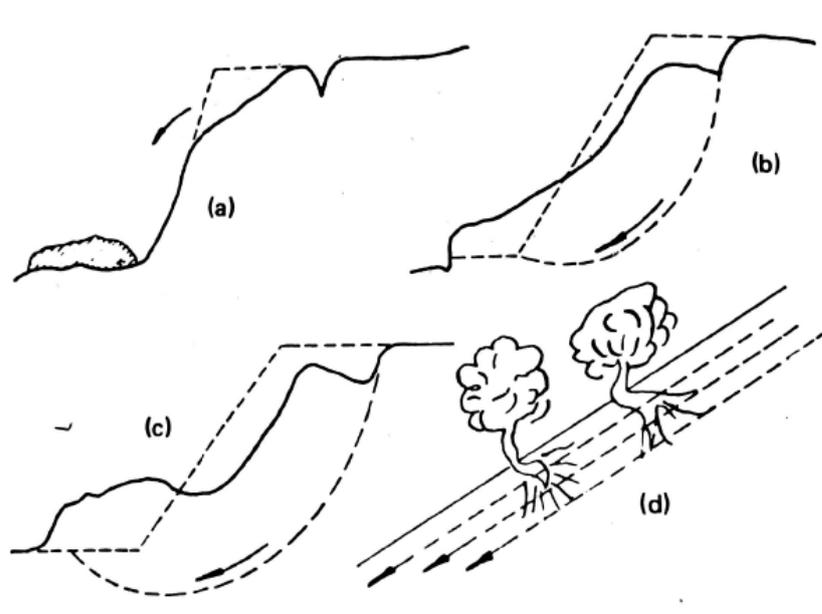
c) Rastejo (“creep”)

É o deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou se limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária.

A velocidade do rastejo é geralmente, muito pequena. Segundo Terzaghi, é da ordem de 30 cm por decênio, enquanto a velocidade média de avanço de escorregamento típico é da ordem de 30 cm por hora. A curvatura dos troncos de árvores, inclinação de postes e fendas no solo são alguns dos indícios da ocorrência do rastejo³¹.

A figura 02 ilustra como se dá cada tipo de movimento, as principais características dos movimentos do maciço.

Figura 2 – Tipos de movimento



FONTE:(CAPUTO 1987 p.382)³²

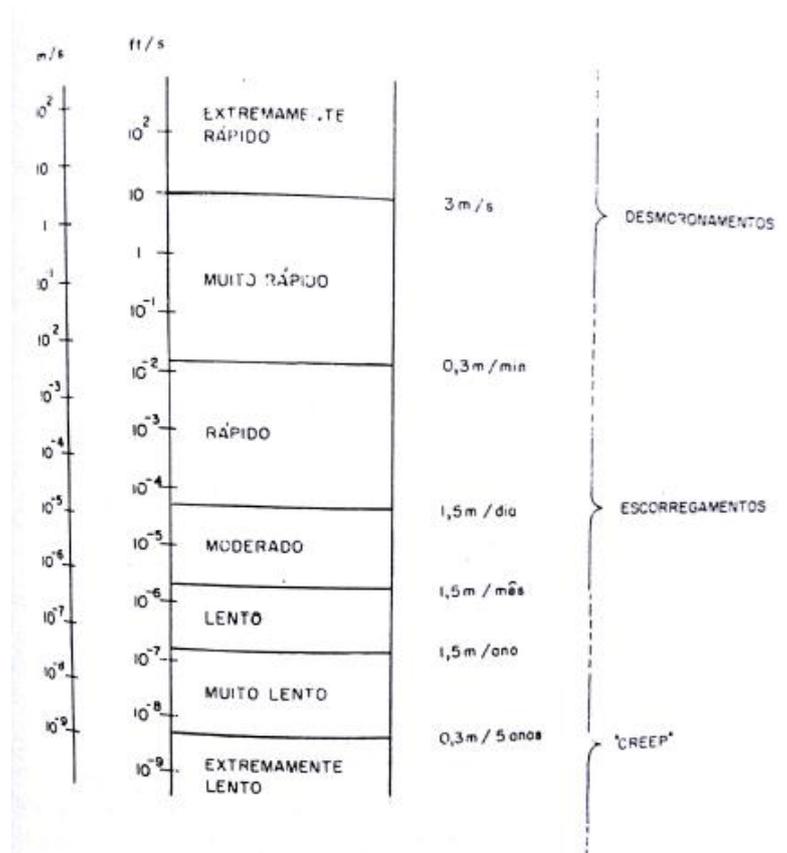
Existe uma classificação dos movimentos dos maciços terrosos quanto a velocidade que acontece esse movimento, chamada de Escala Varnes, descrita por CAPUTO 1987:

³⁰ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.382

³¹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.382

³² CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.382

Figura 03 – Escala Varnes



FONTE:(CAPUTO 1987 p.383)³³

Essa escala demonstrada na figura 03 utiliza a velocidade que acontecem os movimentos dos maciços para classifica-los, sendo os desmoronamentos o tipo de movimento que acontece de forma extremamente rápido e muito rápido, os escorregamentos, um movimento de velocidade intermediária, entre as velocidades, rápida e moderada e de forma lenta a extremamente lenta o creep ou rastejo.

Os escorregamentos ocorrem devido a ocorrência de alguns fatores, são chamadas causas internas e causas externas, relacionadas a resistência ao cisalhamento do solo, como explica CAPUTO 1987:

Geralmente constituem causas de um escorregamento o aumento de peso do talude (incluindo cargas aplicadas) e a “diminuição” da resistência ao cisalhamento do material. As primeiras são classificam-se como externas e as segundas, como internas.

A concomitância desses fatores nas estações chuvosas ou pouco depois – onde a saturação aumenta o peso específico do material e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão

³³ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.383

neutra – explica a ocorrência da maioria dos escorregamentos nesses períodos de grande precipitação pluviométrica³⁴.

Outros autores definem as causas dos movimentos destacando um conjunto de agentes que influenciam a ocorrência, NIEBLE E GUIDICINI 1984, explicam da seguinte maneira:

Agentes predisponentes são os formados pelo conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais que irão contribuir para que os movimentos de maciço ocorram. Esses agentes dependem apenas das condições naturais, como por exemplo: os tipos de complexo geológicos, morfológicos, climatológicos, hidrológicos, gravitacionais, termo-solar e vegetações originais; (ii) Agentes efetivos são os diretamente responsáveis pelo desencadeamento das movimentações de massa de solos, como por exemplo: ocorrência de chuvas intensas, erosões por chuva ou vento, abalos sísmicos, ações do ser humano, fusões de gelo e neve³⁵.

A ação humana ganha destaque nesse contexto por ser uma causa muito comum dos escorregamentos de terra, por intervir por meio de obras de engenharia civil em áreas situadas na região do pé do talude, onde está situado o chamado suporte do talude, essa situação se agrava pela incidência de fortes chuvas em determinados períodos do ano.

Com base nos movimentos dos maciços terrosos e nos acidentes envolvendo-os, ao longo da história foram sendo desenvolvidas técnicas que objetivam a adaptação de obras de engenharia civil com a topografia existente, isso caracteriza o surgimento das cidades, habitações e empreendimentos cuja topografia seja modificada para atender as especificações de projetos. Dentre as soluções encontradas para estabilizar os taludes pela necessidade humana de utilização de novas áreas, estão os taludes de corte ou aterro, “A inclinação desses taludes deve ser tal que garanta a estabilidade dos maciços, evitando o desprendimento de barreiras. A inclinação deste tipo de talude é variável com a natureza do terreno”³⁶.

Segundo MASSAD 2003, uma das soluções para estabilização de encostas naturais é o retaludamento, que é definido por ele:

³⁴ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.Itc,1987,p.384.

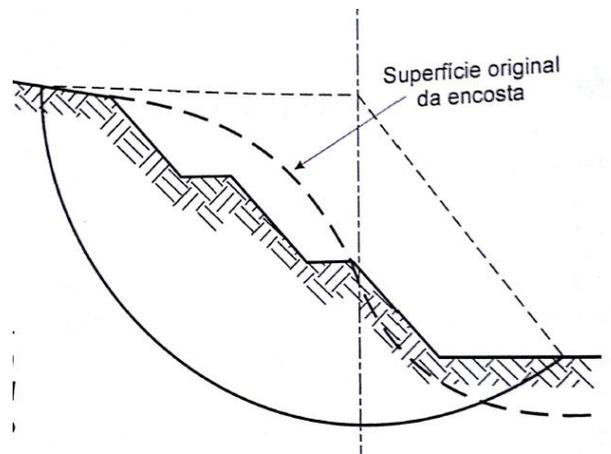
³⁵ NIEBLE, Carlos M. GUIDICINI, Guido. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 1.ed., São Paulo.Edgard Blücher,1984.

³⁶TOPOGRAFIA GERAL. **Definições**. Disponível em: www.topografiageral.com <http://www.topografiageral.com/Curso/capitulo%2005.php>, acessado em 15/10/2015.

Consiste em alterar a geometria do talude, quando houver espaço disponível, fazendo-se um jogo de pesos, de forma a aliviá-los junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude. Assim, uma escavação ou corte feito junto à crista do talude diminui uma parcela do momento atuante; analogamente, a colocação de um contrapeso (berma) junto ao pé do talude tem um efeito contrário, estabilizador³⁷.

É comum quando a opção para estabilização ou contenção seja feita de taludes de corte e/ou aterro ou ainda o retaludamento, como mostra a figura 04, o uso de elementos que protegem sua superfície, a depender de fatores como, o tipo de solo, a inclinação; Podem ser utilizados elementos para drenagem, revestimento com plantas ou concreto.

Figura 04 – Retaludamento



FONTE:(MASSAD 2003 p.100)³⁸

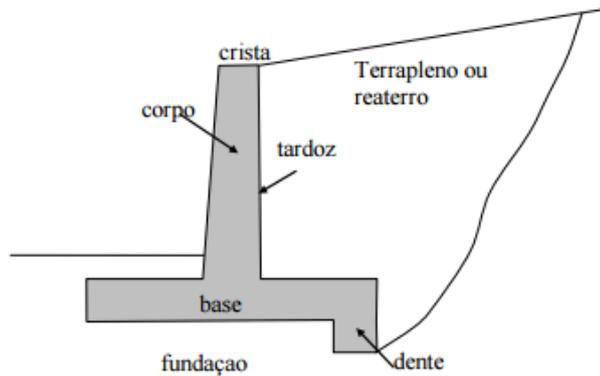
Outra alternativa disponibilizada pela engenharia civil são os muros de arrimo, representado na figura 05, são estruturas comumente empregadas para contenção, é definido por CAPUTO 1987, “Os muros de sustentação podem ser de gravidade (construído de alvenaria ou de concreto simples ou ciclópico), de flexão ou contraforte (em concreto armado)”³⁹.

³⁷ MASSAD Faïçal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed.,São Paulo:Oficina de textos,2003,p.100.

³⁸ MASSAD Faïçal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed.,São Paulo:Oficina de textos,2003,p.100.

³⁹ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.142.

Figura 05 – Terminologia muro de arrimo



FONTE:(GERSCOVICH 2015 p.02)⁴⁰

Os muros de gravidade são estruturas que resistem as solicitações neles impostas por meio do seu peso próprio, definido por GERSCOVISH:

Muros de Gravidade são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores acerca de 5m. Os muros de gravidade podem ser construídos de pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou ainda, pneus usados⁴¹.

Os muros de gravidade podem ser divididos de acordo com os matérias que podem fazer parte de sua estrutura, a professora Denise GERSCOVISH, faz esse classificação destacando cada tipo de muro de gravidade.

Muros pedra argamassada , é constituído por representativa quantidade de materiais de grandes dimensões, apresenta baixo custo:

Quanto a taludes de maior altura (cerca de uns 3m), deve-se empregar argamassa de cimento e areia para preencher os vazios dos blocos de pedras. Neste caso, podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. A argamassa provoca uma maior rigidez no muro, porém elimina a sua capacidade drenante. É necessário então implementar os dispositivos usuais de drenagem de muros impermeáveis, tais como dreno de areia ou geossintético no tardoz e tubos barbacãs para alívio de poropressões na estrutura de contenção⁴².

O muro de concreto ciclópico apresenta baixo custo e facilidade de execução:

⁴⁰ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴¹ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴² GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

São em geral economicamente viáveis apenas quando a altura não é superior a cerca de 4 metros. O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída mediante o preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Devido à impermeabilidade deste muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem. A seção transversal é usualmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro. A especificação do muro com faces inclinadas ou em degraus pode causar uma economia significativa de material⁴³.

A contenção chamada de muro de gabião apresenta boa flexibilidade, causa uma boa absorção de esforços e boa permeabilidade, entre outras características favoráveis a sua construção: “Os muros de gabiões são constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção”⁴⁴.

Os muros em fogueira ou crid wall:

Muros em fogueira (“crib wall”) “Crib Walls” são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são montados no local, em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é preenchido com material granular graúdo. São estruturas capazes de se acomodarem a recalques das fundações e funcionam como muros de gravidade⁴⁵.

Os muros de sacos de solo cimento, são utilizados geralmente em obras que visão proteger a superfície de taludes, contenção de margens de córregos e obras de emergência:

Os muros são constituídos por camadas formadas por sacos de poliéster ou similares, preenchidos por uma mistura cimento-solo. No local de construção, os sacos de solo-cimento são arrumados em camadas posicionadas horizontalmente e, a seguir, cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios. O posicionamento dos sacos de uma camada é propositalmente desencontrado em relação à camada imediatamente inferior, de modo a garantir um maior intertravamento e, em conseqüência, uma maior densidade do muro⁴⁶.

Muros de que utilizam materiais alternativos como os pneus, também são empregados para utilização como muros de gravidade:

⁴³ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴⁴ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴⁵ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴⁶ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

Os muros de pneus são construídos a partir do lançamento de camadas horizontais de pneus, amarrados entre si com corda ou arame e preenchidos com solo compactado. Funcionam como muros de gravidade e apresentam com vantagens o reuso de pneus descartados e a flexibilidade. A utilização de pneus usados em obras geotécnicas apresenta-se como uma solução que combina a elevada resistência mecânica do material com o baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais⁴⁷.

Já o muro de flexão, é definido por GERSCOVISH, da seguinte maneira: “Muros de Flexão são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apóia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio”⁴⁸.

O muro de flexão trabalha diferentemente dos muros de gravidade, construídos em concreto armado, ele utiliza o peso do maciço que está sendo contido trabalhando em conjunto com sua estrutura, mantendo dessa forma o equilíbrio da estrutura, para muros que atingem maiores alturas são necessários que sua estrutura seja reforçada utilizando contrafortes.

Os diferentes tipos de muro de arrimo apresentado juntamente com outras técnicas de contenção como: os aterros reforçados, cortinas de concreto atirantada, solo grampeado, paredes diafragmas e escoramentos de diferentes tipos, serão utilizadas a depender de alguns fatores, como, o solo, o tipo de solicitação, a topografia do local, o tipo de utilização da obra, entre outros aspectos que são considerados em projetos geotécnicos. Foram apresentados com o objetivo de caracterizar um projeto geotécnico e o dinamismo e a complexidade que nele apresenta.

⁴⁷ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

⁴⁸ GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015.

2. ESTUDO DE CASO

2.1. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO

O presente trabalho foi desenvolvido a partir da análise de um terreno que apresenta relevantes problemas quanto a estabilidade de sua estrutura, situado na Rua Coronel Antônio Saturnino, na cidade de Caratinga, Minas Gerais, esse terreno há alguns anos vem ocorrendo progressivamente a deterioração de sua estrutura, é um terreno caracterizado por ser um talude de superfície irregular e com inclinação considerável, não sendo um talude natural, se encontra no meio urbano, numa área densamente ocupada no seu entorno, o que proporciona aos moradores vizinhos o convívio diário com o problema.

Da figura 06 a figura 10 apresentam o terreno de forma comparativa nos últimos quatro anos, as primeiras imagens são do ano de 2011, segundo registro do Google Maps, demonstra que a relativamente pouco tempo, cerca de quatro anos, houve um notável avanço do desmoronamento na região da crista do talude, onde logo acima, é localizado uma via pública asfaltada, a Rua Augusto de Moraes que dá acesso a parte superior daquele bairro.

Figura 06 – Caracterização do talude



FONTE:(GOOGLE MAPS 2015)⁴⁹

As imagens de 2011 demonstram que existia a ocupação humana na parte inferior ou pé do talude e a ocorrência de grande quantidade de vegetação na maioria da área do talude. No ano de 2010, no período chuvoso, fase em que havia moradores no nesse local, foi registrado por uma equipe de reportagem da cidade, a SUPER CANAL⁵⁰, um deslizamento de terra nesse talude, vindo a soterrar parte da moradia, o deslizamento não foi considerado como sendo de grandes proporções mas que demonstrou a importância em haver uma intervenção para a estabilização do mesmo.

É notável que naquela época, já existia a preocupação com a situação daquele talude, sendo que foi realizado numa pequena área, a tentativa de proteger o talude das águas pluviais por meio de colocação de lona plástica, com o objetivo de impermeabilizar aquele solo, para evitar o acúmulo de água e conseqüentemente o aumento do peso e perda da resistência do maciço, sendo uma alternativa encontrada provavelmente pelos moradores local.

⁴⁹ GOOGLE MAPS. Disponível em: www.google.com.br/maps/@-19.7907467,-42.1504008,3, acessado em: 03/11/2015.

⁵⁰ ÁREAS DE RISCO: PERIODO DE CHUVAS CAUSA MUITOS DESLIZAMENTO EM CARATINGA. Disponível em: <http://tvsupercanal.webfactional.com/supercanal/noticias/areas-de-risco-periodo-de-chuvas-causa-muitos-deslizamentos-de-terra-em-caratinga>. Acessado em: 25/10/15

Figura 07 – Caracterização do talude



FONTE:(GOOGLE MAPS 2015)⁵¹

Figura 08 – Caracterização do Talude



FONTE:(GOOGLE MAPS 2015)⁵²

A imagem anterior mostra a situação da Rua Augusto de Moraes em 2011, época em que o talude apresentava problemas e riscos aos moradores, tendo uma altura considerável, existia uma via asfaltada onde havia fluxo de veículos, sendo as margens dessa via o talude em questão.

⁵¹ GOOGLE MAPS. Disponível em: www.google.com.br/maps/@-19.7907467,-42.1504008,3, acessado em: 03/11/2015.

⁵² GOOGLE MAPS. Disponível em: www.google.com.br/maps/@-19.7907467,-42.1504008,3, acessado em: 03/11/2015.

As imagens de setembro de 2015 ilustram o risco num grau elevado, ocasionando maior desconforto para os moradores da região.

Atualmente não existe ocupação nessa área, a quantidade de espécies vegetais foi notavelmente reduzida, o talude apresenta superfície totalmente descoberta, sem nenhuma proteção, sendo permanente a circulação de pessoas na extensão do talude.

Figura 09 – Caracterização do talude



FONTE:(Acervo do autor)

O talude, durante anos vem sofrendo a deterioração da sua estrutura encontra-se fragmentado, a ação natural do tempo, as intempéries somadas à interferência humana acelera o processo de degradação.

Figura 10 – Caracterização do talude



FONTE:(Acervo do autor)

Figura 11 – Caracterização do talude



FONTE:(Acervo do autor)

Pelo fato da ocorrência do deslizamento no ano de 2010 e a incidência das chuvas nos anos seguintes, uma grande quantidade de terra do talude foi removida, levando ao estreitamento da via, causando o fechamento da Rua Augusto de Moraes para trânsito de veículos. Pelo mesmo motivo citado acima os dispositivos de drenagem subterrânea das águas pluviais localizados na crista do talude foram rompidos, levando ao agravamento das erosões, pois a água é o principal fator contribuinte para a perda da estabilidade, a imagem a seguir identifica a situação:

Figura 12 – Caracterização do talude



FONTE:(Acervo do autor)

O estudo comparativo das imagens nesse espaço de tempo, fornece importantes informações a respeito da evolução do processo de degradação, houve um perceptível aumento das erosões nesse local, acelerada pelo escorregamento ocorrido, exemplificando a afirmativa de MASSAD sobre o comportamento dos taludes:

As causas dos escorregamentos são “naturais”, pois há uma tendência na natureza á peneplanização, no sentido amplo da palavra: os solos das encostas tendem a descer e atingir um nível de base. Assim, pode-se dizer que os coeficientes de segurança das encostas naturais estão, em geral, próximos de 1, bastando uma chuva atípica ou uma pequena intervenção do homem para disparar o “gatilho” do escorregamento⁵³

Com base nessa afirmativa e as informações sobre o talude tomado como estudo, é direcionando o estudo de caso para uma alternativa de estabilização para o talude, a partir da constatação do risco causado pelo avanço das erosões a ocorrência do deslizamento e do risco desse talude perder totalmente a resistência, estando situado numa região em que o período chuvoso oferece uma intensidade pluviométrica considerável e a possibilidade de ocasionar um grande escorregamento de terra vindo a atingir moradias, sabendo que todo seu entorno é ocupado por vias de trânsito de veículos e pessoas e moradias, sendo constatado o risco eminente.

⁵³ MASSAD, Façal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed.,São Paulo:Oficina de textos,2003,p.83.

2.2. PROPOSTA PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE

Nos projetos de engenharia civil é de comum interesse dos profissionais da área, que as alternativas propostas estejam sempre visando a segurança e a economia, proporcionando a eficiência da obra.

Segundo a bibliografia utilizada no trabalho, as possíveis soluções para obras onde existem desníveis são: Os taludes de corte ou aterro e/ou retaludamento, os muros de arrimo, que podem ser subdivididos em muros de gravidade e flexão, os primeiros podem ser construídos de diversos materiais, a depender de fatores particulares de cada situação, o segundo, construído de concreto armado, outras soluções para contenções que também são utilizadas são: os aterros reforçados, solos grampeados, cortinas de concreto, paredes diafragma e escoramentos.

Na busca pela melhor técnica para contenção, deve-se optar sempre pela técnica que seja executada de maneira mais simples e mais econômica e que cause menor risco aos operários, destacando que as obras que envolvam escavações são atividades que oferecem significativos riscos aos operários nos canteiros de obra. Para essa escolha são utilizadas importantes ferramentas que determinam o resultado, o levantamento planialtimétrico, que faz a representação do terreno como um todo; os desníveis e obstáculos existentes; e a sondagem geotécnica do local, se caracteriza por determinar o tipo de solo e estabelecer parâmetros para a tomada de decisões.

Na análise do estudo de caso proposto, não foi possível a realização do levantamento planialtimétrico e da sondagem geotécnica, por motivos de força maior, sendo a prefeitura municipal de Caratinga a responsável pelo terreno, não poder oferecer esses dados que são importantíssimos para o desenvolvimento do estudo, os valores considerados na elaboração desse estudo como: o peso específico do solo, o ângulo de atrito, a tensão admissível do solo, altura dos desníveis, serão valores fictícios adotados para a elaboração de uma alternativa para a possível solução para a estabilização do talude, adota-se o muro de arrimo de concreto armado como a solução para a contenção do mesmo, será apresentado o cálculo de dimensionamento e verificação de segurança do muro.

Justifica-se a opção pelo muro de arrimo, mesmo sendo uma alternativa onerosa e considerada de difícil execução, pois as características do local não

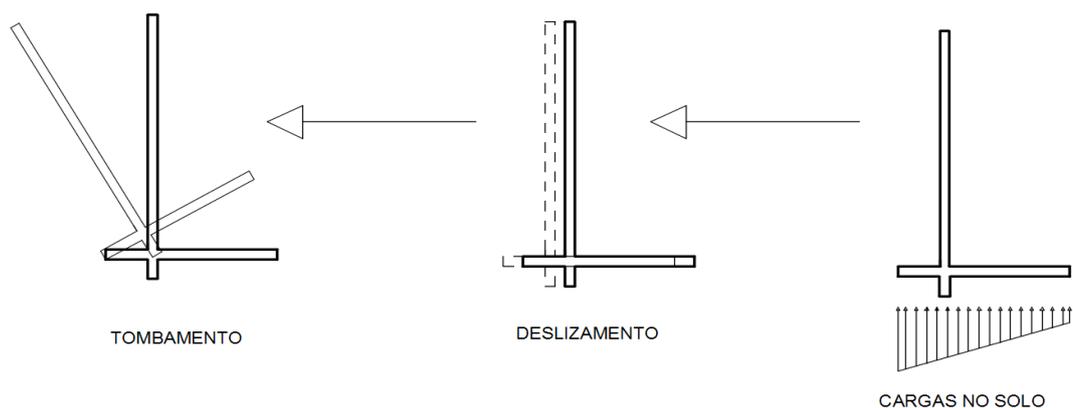
possibilita a execução de um retaludamento, que consiste na mudança da geometria do talude, para essa alternativa é necessária a utilização de uma área maior, o que aumentaria a superfície do talude, por não ter espaço suficiente para imprimir essa mudança no terreno essa possibilidade não foi adotada.

Na região do pé do talude é proposto, a construção de um muro de arrimo de gravidade, um muro de gabião, propõe-se construir com o objetivo de sustentar a parte inferior do talude onde será realizado um aterro, feito a compactação a rigor da obra. Posteriormente alcançando-se o nível satisfatório para o assentamento da base do muro de concreto, fora do aterro, inicia-se a construção do mesmo.

2.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento do muro de arrimo se dá a partir de fórmulas empíricas, observações e experiências profissionais, consiste na verificação da estabilidade ilustrada na figura 13, a estrutura é verificada quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga no solo (as pressões exercidas), obedecendo as fatores de segurança.

Figura 13 – Tipos de verificações



FONTE: (Acervo do autor)

Inicia-se o processo com o pré-dimensionamento do muro, com os seguintes dados:

Peso específico do solo adota será: $\gamma=18,0 \text{ Kn/m}^3$;

Ângulo de atrito: $\varphi = 30^\circ$;

$F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$;

Tensão admissível do solo adotada será: $\sigma_{adm} = 250 \text{ Kn/m}^2$;

Considerando terreno sem a presença de lençol freático.

2.3.1 Largura total da sapata

$$\text{Fórmula 01: } 0,40H \leq L \leq 0,70H$$

Onde:

H - Altura do muro;

L – Largura da sapata;

Considerando altura H do muro igual a 7,00 m.

$$0,4 \cdot 7,00 \text{ m} \leq L \leq 0,70 \cdot 7,00 \text{ m}$$

$$2,80 \text{ m} \leq L \leq 4,90 \text{ m}$$

Adota-se L, largura total da sapata 4,90 m.

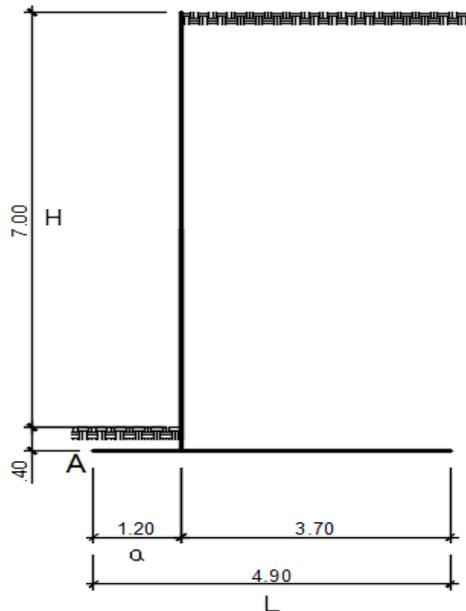
2.3.1.1 Parte externa da sapata

$$\text{Fórmula 02: } a = H/6$$

$$a = 7,00\text{m}/6 \quad a = 1,17\text{m} \equiv 1,20\text{m}$$

A figura 14 mostra o esquema adotado para o pré-dimensionamento, considerando a parte externa e interna.

Figura 14 – Esquema do muro de arrimo



FONTE: (Acervo do autor)

Onde:

a – Parte externa da sapata

H – Altura do muro

2.3.2 Verificação da estabilidade

Determinação das ações:

$F1$ corresponde ao carregamento determinado para o cálculo.

$$\text{Fórmula 03: } F1 = (L - a) \cdot q$$

$$F1 = (4,90m - 1,20m) \cdot 25 \frac{Kn}{m^2} = 92,5 \frac{Kn}{m}$$

Onde:

L-a – é o comprimento do muro onde a sobrecarga está atuando;

q – é a sobrecarga

A utilização de sobrecarga 25 kn/m² justifica-se em muros onde a altura for inferior a 10 metros, considerando a possibilidade de não haver ocupação do local e sim a localização de uma rua na crista do talude, podendo ocorrer tráfego de veículos pesados, onde a sobrecarga tem ação sobre o muro, em caso contrário, em alturas maiores em torno de 15 metros, os efeitos de empuxo sendo significativamente maiores possibilitam que a sobrecarga seja desprezada.

Para as forças F2 e F3, que são referentes as carga sobre a sapata, são determinadas multiplicando a área que elas ocupam pelo peso específico do solo, a tabela 01 representa as ações atuantes no muro, adota-se o peso específico do solo visando maior segurança, sabendo que no processo de pré-dimensionamento não se conhece as dimensões reais do muro e são necessárias a realização das verificações de estabilidade do muro, que são: a verificação do tombamento, verificação do deslizamento e verificação das pressões no solo de fundação.

Para isso é determinado o momento de tombamento resistente é determinado pela resultante da força multiplicada pelo braço de alavanca Z, determinado a seguir:

$$\text{Fórmula 04: } M_{resist} = Result \cdot Z$$

Onde:

Result – Forças: F1, F2, F3;

Z - Distância do ponto de aplicação da força ao ponto A.

Tabela 01 – Determinação das ações no muro

AÇÕES						
FORÇA	a (m)	b (m)	γ (Kn/m ³)	result (Kn)	Z (m)	Mresist (Kn.m)
F1	3,7		25	92,5	3,05	282,125
F2	3,7	7,4	18	492,84	3,05	1503,162
F3	1,2	0,4	18	8,64	0,6	5,184
SOMATÓRIO				593,98		1790,471

FONTE: (Acervo do auto)

Distância da resultante ao ponto A:

$$\text{Fórmula 05: } d0 = \frac{M_{resist}}{Result} = \frac{1790,5 \text{ Kn.m}}{594 \text{ Kn}} = 3,01 \text{ m}$$

Resultantes horizontais – Empuxos ativos

K_a é o coeficiente de empuxo ativo, dado pela equação:

$$\text{Fórmula 06: } K_a = \tan^2\left[45 - \frac{\varphi}{2}\right]$$

$$K_a = \tan^2\left[45 - \frac{30}{2}\right] = 0,333$$

Esforços atuantes:

$$\text{Fórmula 07: } q_1 = K_a \cdot q = 0,333 \cdot 25 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} = 8,32 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Fórmula 08: } q_{ep} = K_a \cdot \gamma_s \cdot H_1 = 0,333 \cdot 18 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \cdot 7,40 \text{ m} = 44,35 \text{ Kn/m}^2$$

Onde:

q_1 – É o esforço devido a sobrecarga;

q_{ep} – É o esforço devido ao solo.

Cálculo dos empuxos:

$$\text{Fórmula 09: } E_1 = q_1 \cdot H = 8,32 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \cdot 7,40 \text{ m} = 61,57 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Fórmula 10: } E_2 = \frac{1}{2} \cdot q_{ep} \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 44,35 \text{ Kn/m}^2 \cdot 7,40 \text{ m} = 164,1 \text{ Kn/m}$$

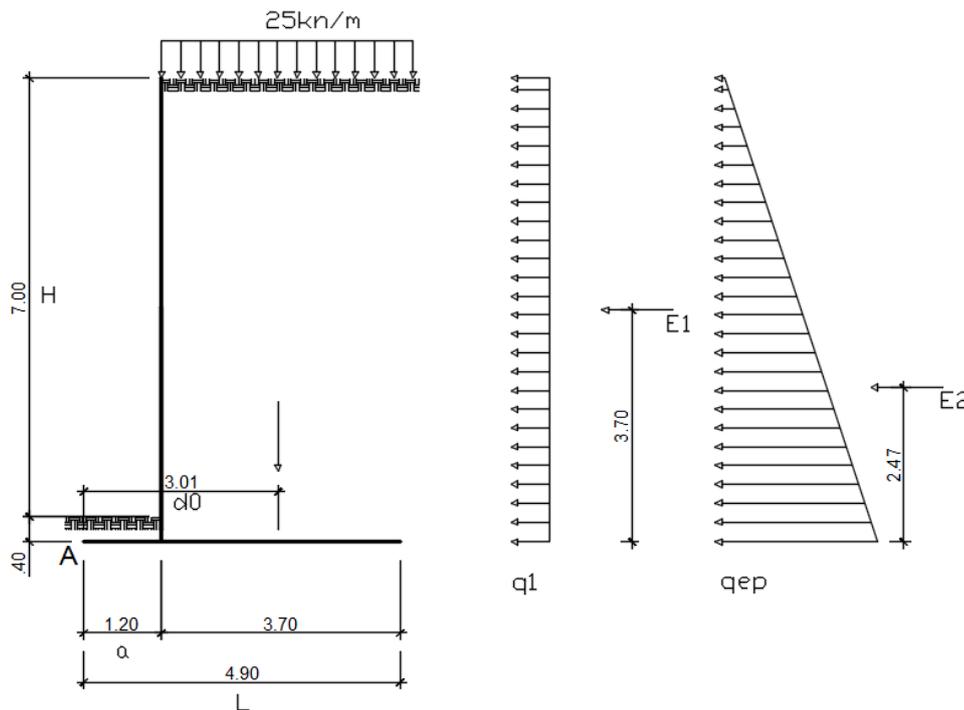
Onde:

$E1$ – É o empuxo causado pela sobrecarga;

$E2$ – É o empuxo causado pelo solo.

O esquema ilustrado na figura 15 mostra os empuxos sendo aplicados nos referentes pontos.

Figura 15- Esquema do muro de arrimo



FONTE: (acervo do autor)

2.3.2.1 Verificação do tombamento

$$\text{Fórmula 11: } M_{tomb} = E1 \cdot y1 + E2 \cdot y2$$

$$M_{tomb} = \frac{61,57 \text{ Kn}}{m} \cdot 3,70\text{m} + \frac{164,1 \text{ Kn}}{m} \cdot 2,47\text{m} = 633,14 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Onde:

E1 e E2 – São esforços horizontais, empuxo de devido a sobrecarga e o solo, respectivamente.

y_1 e y_2 – Pontos de aplicação dos esforços horizontais, em relação à base de assentamento do muro. Para E1, utiliza-se y_1 , que é a carga horizontal concentrada, para E2, utiliza-se y_2 , aplicado a um terço da base do muro, por ser o empuxo aplicado desde o topo até o nível da base do muro, distribuído de forma triangular.

Fator de segurança de tombamento:

$$\text{Fórmula 12: } FS = \frac{M_{resist}}{M_{tomb}} \geq 1,5$$

$$FS = \frac{1790,5Kn.m}{633,14Kn.m} = 2,82 > 1,5$$

Sendo o fator de segurança 2,82 não haverá tombamento.

2.3.2.2 Verificação do deslizamento

Nessa fase, são considerados os esforços atuantes horizontalmente, relacionando-os com a força de atrito existente entre o muro e o solo.

$$\text{Fórmula 13: } \sum F_h = E_1 + E_2$$

Onde:

$\sum F_h$ – Somatório de esforços horizontais.

$$\text{Fórmula 13: } \sum F_h = 61,57 \frac{Kn}{m} + 164,1 \frac{Kn}{m} = 225,67 \frac{Kn}{m}$$

$$F_{h, resist} = F_{atrito}$$

$$\text{Fórmula 14: } F_{atrito} = \mu \cdot \sum F_v$$

Onde:

μ – Coeficiente de atrito interno do solo;

ΣF_v – Somatório de força vertical.

$$\text{Fórmula 15: } \mu = \text{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right)$$

$$\mu = \text{tg} \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right)$$

$$\mu = 0,36$$

$$\text{Fórmula 16: } \Sigma F_v = F_1 + F_2 + F_3$$

$$\Sigma F_v = 92,5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} + 492,84 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} + 8,64 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} = 593,98 \text{ Kn/m}$$

$$F_{\text{atrito}} = 0,36 \cdot 593,98 = 213,83 \text{ Kn/m}$$

Fator de segurança para deslizamento:

$$\text{Fórmula 17: } FS = \frac{F_{\text{atrito}}}{F_h} \geq 1,5$$

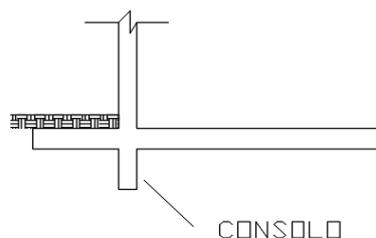
$$FS = \frac{213,83 \text{ Kn/m}}{225,67 \text{ Kn/m}} = 0,947 < 1,5$$

Fator de segurança inferior a 1,5, portanto haverá deslizamento.

A solução para que não haja deslizamento do muro é aumentar a superfície de deslizamento, aumentando o atrito e assim favorecer o fator de segurança, esse resultado pode ser alcançado através de um consolo, chave na sapata do muro, como mostra figura 16.

Solução:

Figura 16 – Componente que impede o deslizamento



FONTE:(Acervo do autor)

$$\text{Fórmula 18: } \mu = \text{tg}\phi$$

$$\mu = \text{tg } 30$$

$$\mu = 0,577$$

$$\text{Fórmula 14: } F_{\text{atrito}} = 0,577 \cdot 593,98 = 342,72 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Fórmula 17: } FS = \frac{F_{\text{atrito}}}{F_h} \geq 1,5$$

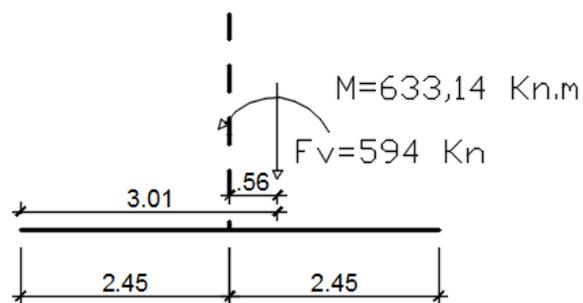
$$FS = \frac{342,72 \text{ K/m}}{225,67} = 1,52 \geq 1,5$$

O fator de segurança foi superior ao valor mínimo, portanto o muro não deslizará.

2.3.2.3 Verificação das pressões no solo

Essa verificação considera a excentricidade para a aplicação da carga, sendo representada na figura 17.

Figura 17 – Solicitações na sapata do muro



FONTE: (acervo do autor)

$$\text{Fórmula 19: } e = \frac{Mx}{N}$$

$$\text{Fórmula 20: } e \leq \frac{A}{6}$$

$$\text{Fórmula 19: } e = \frac{633,14 \text{ Kn.m}}{594 \text{ Kn}} = 1,06\text{m} - 0,56\text{m} = 0,50\text{m}$$

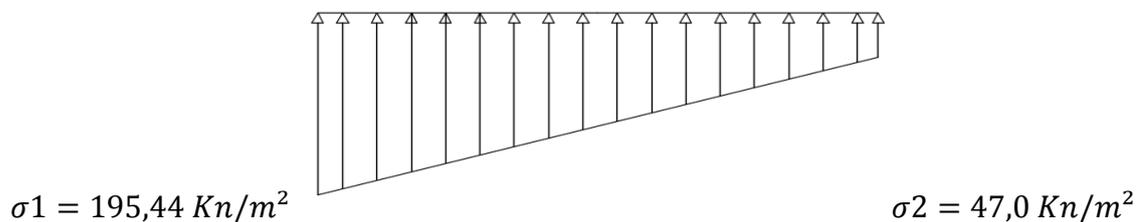
$$\text{Fórmula 21: } \sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \cdot \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{\ell}\right]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{594 \text{ Kn}}{4,9\text{m} \cdot 1,0\text{m}} \cdot \left[1 \pm \frac{6 \cdot 0,50 \text{ m}}{4,90 \text{ m}}\right]$$

$$\sigma_1 = 195,44 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = 47,0 \text{ Kn/m}^2$$

Figura 18 – Tensões na sapata do muro



FONTE: (Acervo do autor)

As pressões no solo não foram superiores a tensão admissível do solo como mostra a figura 18.

2.3.2.4 Previsão da espessura da parede

$$\text{Fórmula 22: } M_{base} = M_{omb} = 633,14 \text{ kn.m} = 63314 \text{ Kn.cm}$$

$$\text{Fórmula 23: } M_d = 63314 \text{ Kn.cm} \cdot 1,4 = 88640 \text{ Kn.cm}$$

Onde:

M_d - É o momento fletor de cálculo.

$$\text{Fórmula 24: } d_{min} = \sqrt{M_d / K_{md} \cdot b_w \cdot f_{cd}}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{88640 \text{ Kn.cm}}{0,245 \cdot 370 \cdot 1,43}} = 26,15 \text{ cm}$$

Onde:

dm – É o diâmetro mínimo para a parede do muro;

K_{md} – Coeficiente para dimensionamento de seção retangular com diagrama retangular de acordo com a Nbr-6118;

bw – Considera a metade da altura total da parede do muro;

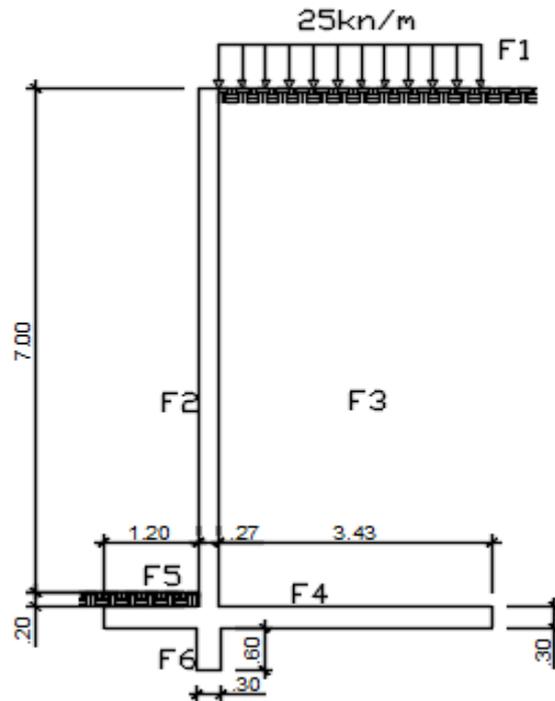
f_{cd} – Resistência do concreto.

Adota-se a espessura da parede do muro de 27 cm e da laje da sapata espessura de 30 cm.

2.4 DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DO MURO DE ARRIMO

A fase de dimensionamento do muro de arrimo prossegue a partir das medidas mínimas, figura 19, encontradas no pré-dimensionamento, considerando as características e parâmetros adotados antes, nessa fase, são verificadas as restrições quanto ao tombamento, deslizamento e pressões no solo, para que seja garantida a estabilidade.

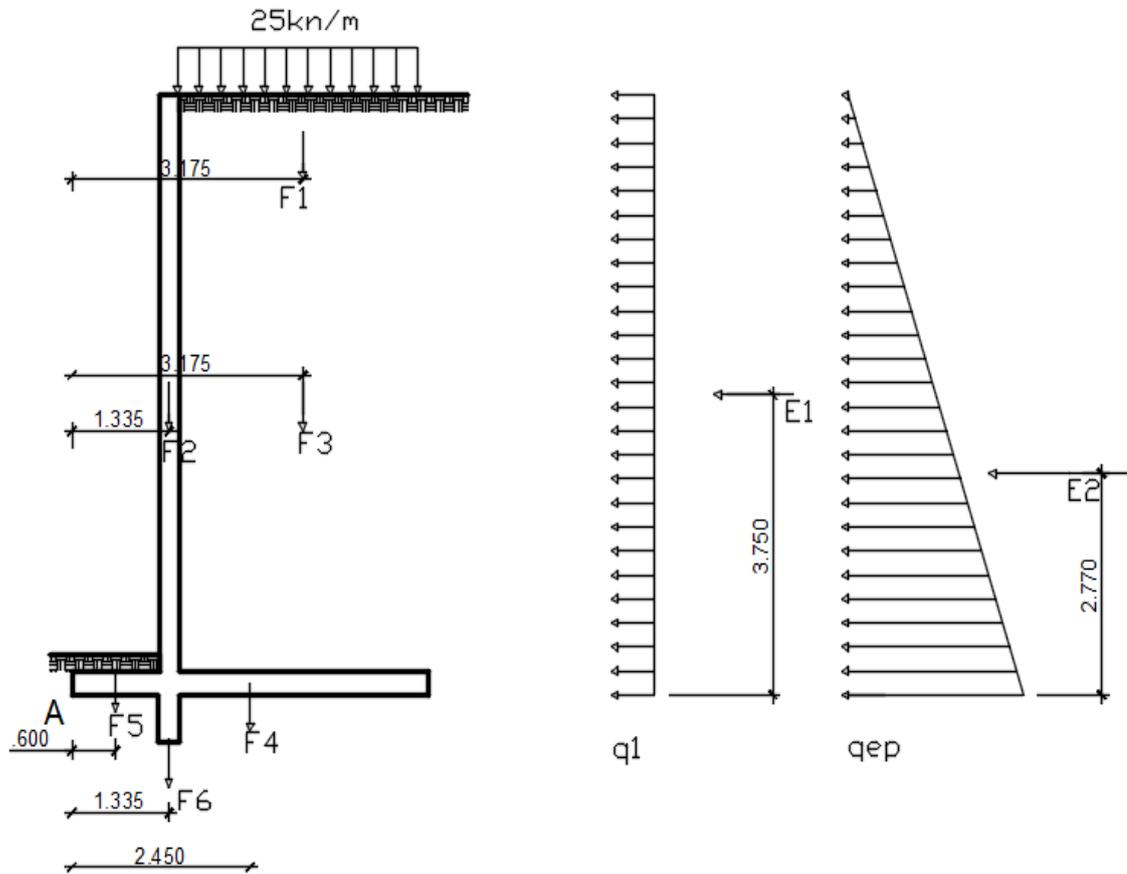
Figura 19: Geometria muro de arrimo e forças atuantes



FONTE: (acervo do autor)

Adotando valor de h , espessura do sapata igual a 30 cm e d , espessura da parede vertical igual a 27cm. A figura 20 representa todas solicitações no muro e seus respectivos pontos de aplicação em relação ao ponta A.

Figura 20 – Solicitações no muro



FONTE: (Acervo do autor)

Segundo CAPUTO⁵⁴, “entende-se por empuxo de terra a ação produzida pelo maciço terroso sobre as obras com ele em contato [...] as teorias clássicas sobre empuxo de terra foram formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856).”

Cálculo dos esforços atuantes, pelas formulas a seguir , demonstrados na tabela 02.

Onde:

$$\text{Fórmula 07: } q_1 = K_a \cdot q$$

$$\text{Fórmula 08: } q_{ep} = K_a \cdot \gamma_s \cdot H$$

Empuxos:

⁵⁴ CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed.,Rio de Janeiro.ltc,1987,p.104

$$\text{Fórmula 09: } E1 = q1 \cdot H$$

$$\text{Fórmula 10: } E2 = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Tabela 02 – Determinação dos esforços

CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES			
Ka	0,333333		
q	25 Kn/m ²		
H	7,5 m		
γs	18 Kn/m ³		
ESFORÇOS		(Kn/m ²)	
q1	8,333333		
qep	45		
E1	62,5		
E2	168,75		

FONTE:(Acervo do autor)

2.4.1. Determinação dos momentos fletores em relação ao ponto A

Considera F a força de cada componente, corresponde a área da figura, vezes o peso específico do material, o momento de tombamento, ou momento resistente, é igual a resultante de F multiplicado pelo braço Z, que corresponde a cota do ponto de aplicação até o ponto A.

$$\text{Fórmula 03: } F1 = 3,43 \cdot q$$

$$F = \text{área} \cdot \gamma$$

$$\text{Fórmula 04: } Mtomb, resit = F \cdot Z$$

A tabela 03 representa as componentes das forças seguintes e o somatório das resultantes e os momentos resistentes:

Tabela 03- Somatório de forças resultantes e momentos fletores

DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES EM RELAÇÃO AO PONTO A						
FORÇA	a (m)	b (m)	γ (Kn/m ³)	result (Kn/m)	Z (m)	Mtomb (Kn.m)
F1	3,43		25	85,75	3,175	272,25625
F2	0,27	7,2	25	48,6	1,325	64,395
F3	3,43	7,2	18	444,528	3,175	1411,3764
F4	0,3	4,9	25	36,75	2,45	90,0375
F5	1,2	0,2	18	4,32	0,6	2,592
F6	0,6	0,3	25	4,5	1,335	6,0075
SOMATÓRIO				624,448		1846,66465

Fonte: (acervo do autor)

2.4.2 Distância da resultante ao ponto A

$$\text{Fórmula 05: } d_o = \frac{M_{resist}}{\text{Resultante}}$$

$$d_o = \frac{1846,66 \text{ Kn.m}}{624,44 \text{ Kn}} \quad d_o = 2,95 \text{ m}$$

2.4.3 Verificação quanto ao tombamento

$$\text{Fórmula 11: } M_{tomb, sol} = E1 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot H1 + d\right) + E2 \left(\frac{1}{3} \cdot H1 + d\right)$$

$$F_s = \frac{M_{resist}}{M_{tomb}} \geq 1,5$$

A tabela 04 representa a verificação da estabilidade quanto ao tombamento:

Tabela 04 – Verificação da estabilidade

VERIFICAÇÃO DO TOMBAMENTO	
E1	62,5 Kn/m ²
H1	7,2 m
d	0,3 m
E2	168,75 Kn/m ²
Mresist	1846,665 Kn.m
Msol	699,375 Kn.m
Fs	2,64045

FONTE:(Acervo do autor)

Como o fator de segurança 2,64 é maior que 1,5, portanto não haverá tombamento da estrutura.

2.4.4. Verificação quanto ao deslizamento

Sendo μ , o coeficiente de atrito interno do solo igual a 30°:

$$\text{Fórmula 18: } \mu = tg\phi$$

$$\mu = tg30$$

$$\mu = 0,577$$

$$\text{Fórmula 14: } F_{\text{atrito}} = \mu \cdot \Sigma F_v$$

Onde:

ΣF_v é o somatório de forças verticais.

$$\text{Fórmula 14: } F_{\text{atrito}} = 0,577 \cdot 624,45 \text{ Kn/m}$$

$$F_{\text{atrito}} = 360,5 \text{ kn/m}$$

$$\text{Fórmula 13: } \Sigma E = E1 + E2$$

Onde:

ΣE é o somatório de empuxos.

$$\Sigma E = 62,5 + 168,75 = 231,25 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Fórmula 17: } FS = \frac{F_{\text{atrito}}}{\Sigma E}$$

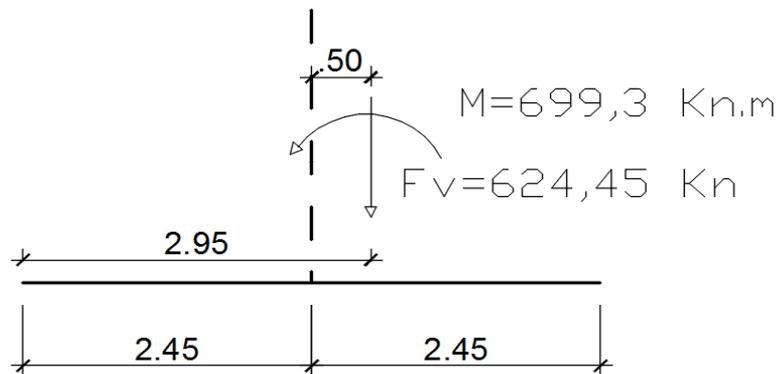
$$FS = \frac{360,5 \text{ KN/M}}{231,25 \text{ Kn/m}} \quad FS = 1,56 > 1,5$$

Fator de segurança 1,56 sendo maior que 1,5 não haverá deslizamento.

2.4.5. Verificação quanto às pressões no solo

Tensão admissível para o solo estimada em : $\sigma_{adm} = 250 \text{ Kn/m}^2$, essa verificação é ilustrada pela figura 21,.

Figura 21 – Solicitações na sapata do muro



FONTE:(Acervo do autor)

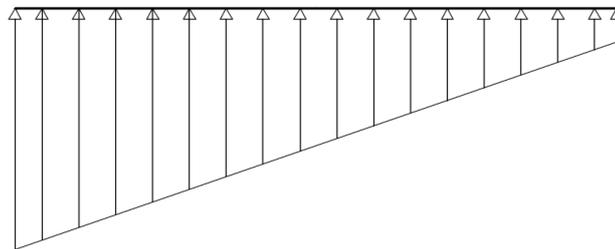
$$\text{Fórmula 21: } \sigma = \frac{N}{A} \cdot \left[1 \pm \frac{6e}{\ell} \right]$$

Tabela 05 – Verificação das tensões

VERIFICAÇÃO DO SOLO DE APOIO			
e	m	0,612714	
T1max	223,0505	Kn/m ²	< 250 Kn/m ² OK
T2min	31,82622	Kn/m ²	< 250 Kn/m ² OK

FONTE:(Acervo do autor)

Figura 22 – Tensões no solo de fundação



$$\sigma_1 = 223,05 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = 381,8 \text{ Kn/m}^2$$

FONTE:(Acervo do autor)

As tensões no solo representadas na tabela 05 e figura 22, não foram superiores a tensão admissível do solo, portanto atendem a verificação.

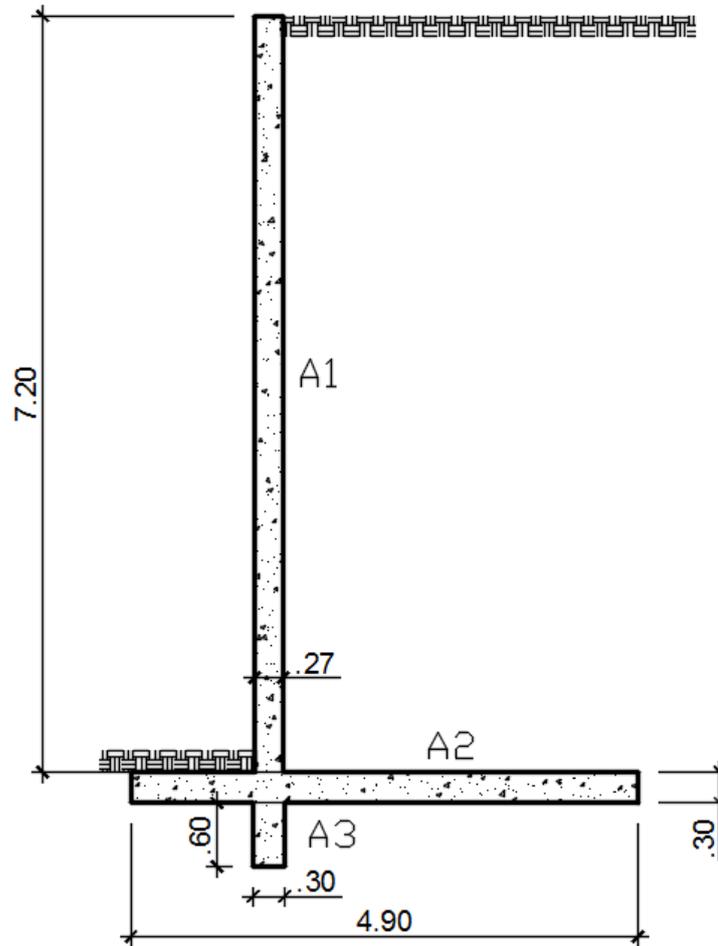
2.5 VIABILIDADE DE CONSTRUÇÃO DO MURO DE ARRIMO

A viabilidade de construção do muro de arrimo, proposto como a solução para a contenção no estudo de caso é analisada a partir do volume de concreto do muro de arrimo, levando em consideração a geometria verificada no processo acima e considerando a taxa de aço, que pretende-se alcançar o peso da armação. Segundo MATTOS: “peso de armação = volume de concreto X taxa de aço”.⁵⁵, a partir dessa afirmativa estima-se a quantidade de aço necessário no muro de arrimo, fornecendo

⁵⁵ MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras**.1.ed.,São Paulo:Editora Pini,2006,p.39.

uma informação importante significativa para a adoção dessa alternativa para o talude.

Figura 23 – Geometria proposta para muro de arrimo



FONTE:(Acervo do autor)

Adota-se para o muro de arrimo a geometria da figura 23, considerando o comprimento de 25 metros, que é o comprimento aproximado do talude analisado. Ao calcular o volume de concreto, multiplica-se pela taxa de aço, assim obtemos a estimativa da quantidade de aço necessária para a construção do muro, levantando um valor, para que seja levado em consideração para a efetiva tomada de decisão quanto a adoção do muro de arrimo no local.

A estimativa de custo é realizada a partir do levantamento do volume de concreto, não sendo estimado valores de movimento de terra e outros serviços ligados a execução do muro de arrimo e adotando como base de preço, a

composição de custo fornecido pelo SETOP⁵⁶, que disponibiliza uma planilha referencial de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura, sendo adotado o mês de junho de 2015 como referência, considerando o preço de R\$ 7,79 por metro, levando em consideração o corte, dobra e armação de aço CA-50 de diâmetro menor ou igual a 12,5 mm, o fornecimento e lançamento de concreto estrutural usinado com Fck maior ou igual a 20 Mpa, com o preço de R\$ 364,08 por metro cúbico.

A estimativa é demonstrada nas tabelas 06 e 07:

Tabela 06 – Insumos

INSUMOS	PREÇO
armação	7,79 R\$/kg
concreto	364,08 R\$/m ³

FONTE:(Acervo do autor)

Tabela 07 – Quantitativos e preços

	a(m)	b(m)	L(m)	ESTIMATIVA DE CUSTOS DE OBRA				preço aço(R\$)	preço do concreto (R\$)
				tx de aço (Kg/m ³)	volume (m ³)	armação (Kg)			
A1	0,27	7,2	25	100	48,6	4860	37859,4	17694,288	
A2	4,9	0,3	25	100	36,75	3675	28628,25	13379,94	
A3	0,3	0,6	25	100	4,5	450	3505,5	1638,36	
TOTAL					89,85	8985	69993,15	32712,588	
	PREÇO TOTAL ESTIMADO DO MURO								102705,738

FONTE:(Acervo do autor)

⁵⁶ PREÇO SETOP. **Planilha referencial de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura.** Disponível em: <http://www.transportes.mg.gov.br/municipio/consulta-a-planilha-de-precos-setop>, acessado em: 25/10/2015.

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISE DO TERRENO

No talude em estudo foram observadas as características físicas que apresenta atualmente, destacando a situação de vulnerabilidade quanto ao risco de um deslizamento de terra de maiores proporções.

Atualmente o talude se encontra num estado bastante avançado de deterioração, causando transtornos aos moradores e oferecendo riscos.

No estudo de caso foram comparadas as imagens do ano de 2011 e de 2015, do mesmo local, onde foram observadas as mudanças físicas nesse espaço de tempo, identificado o registro de deslizamento de terra no local e a notável evolução das erosões em todo o talude.

As comparações realizadas, resultando na percepção das mudanças no terreno, aliando-se as afirmativas dos autores sobre a tendência natural do talude deslizar devido a ação conjunta de fatores, reforça a necessidade de uma obra de contenção nesse local.

A caracterização do local da necessidade de uma contenção são bastante perceptíveis, são vivenciadas pelos vizinhos do local, pela alteração física e também no cotidiano daqueles que ali necessitam transitar diariamente, esse fato possibilita o impacto social frente aos benefícios possíveis de ser alcançados por uma obra de engenharia civil.

As informações referentes aos dados geotécnicos que foram tomados como dados importantes para os cálculos foram estipulados pelo autor, tomando como objetivo do trabalho a proposta para a estabilização do talude e a demonstração do dimensionamento, são informações estipuladas pelo autor devido a dificuldade na obtenção dos estudos geológicos geotécnicos e levantamento topográfico, o que interfere nos resultados alcançados.

3.2. PROJETO DE CONTENÇÃO

Diante das características do local e a impossibilidade da execução de um retaludamento devido a falta de espaço no local para promover a diminuição da inclinação do talude. Uma solução mais simples seria um muro de gabião, tendo em vista que a construção deste não seria suficiente para suportar todos os esforços atuantes na contenção, causados pelo terrapleno, a partir dessa concepção e as informações obtidas do local foi definido que um muro de arrimo seria a alternativa a ser adotada.

A proposta de contenção é dividida em duas partes, a primeira, com o objetivo de diminuir a altura do muro de arrimo, propõe-se a construção junto ao pé do talude um muro de contenção de gravidade, um muro de gabião, a função dessa primeira etapa proposta é conter o aterro necessário no pé do talude para que possibilite a elevação do nível da cota da sapata do muro de arrimo, alcançando-se um patamar de terra firme para o assentamento da sapata do muro.

Os dados necessários que foram adotados para o dimensionamento são: o peso específico do solo, γ , igual a 18 Kn/m^3 , o ângulo de atrito, φ , igual a 30° , a tensão admissível do solo, σ_{adm} , igual a 250 Kn/m^2 , f_{ck} do concreto utilizado sendo 20 Mpa .

O cálculo foi iniciado com o pré-dimensionamento, que objetiva-se a obter a espessura mínima da parede do muro para ser adotada nas verificações de estabilidade do muro.

A processo de pré-dimensionamento inicia-se com a determinação da largura da sapata, que foi de $4,90 \text{ metros}$, sendo sua parte exterior $1,20 \text{ metros}$, em seguida foram iniciadas as verificações quanto a estabilidade da estrutura.

Os valores encontrados para o somatório das forças resultantes atuantes sobre a sapata do muro foram de $593,98 \text{ Kn/m}$ e o somatório de momentos atuantes foi $1790,47 \text{ Kn.m}$. A distância do ponto de aplicação da força resultante ao ponto A é $3,01 \text{ metros}$.

As forças horizontais consideradas atuantes no muro, os chamados empuxos foram calculados utilizando o coeficiente de empuxo ativo K_a , igual a $0,3333$; a sobrecarga considerada gerou um empuxo de $61,57 \text{ Kn/m}$ e o empuxo devido ao solo de $164,1 \text{ Kn/m}$.

Para a verificação do tombamento, considera-se o momento resistente como sendo a momento atuante na sapata e o momento solicitante o causado pelo empuxo. Nessa fase de foi verificado que não é possível o tombamento devido ao fator de segurança ter sido maior que o mínimo de 1,5.

A verificação do deslizamento foi considerado o somatório das forças atuantes na horizontal e a força de atrito, nesse caso o fator de segurança ficou abaixo de 1,5, sendo necessário adotar como solução um consolo (chave), ou seja, um dente na sapata do muro que aumenta o atrito entre o muro e o solo impedindo o seu deslizamento.

Na última verificação são determinadas as pressões no solo, no cálculo foram verificadas as tensões máximas e mínimas, sendo as primeiras 195,4 Kn/m² e a ultima 47 Kn/m², não sendo superiores a tensão admissível adotada para o cálculo de 250 Kn/m², sendo resultado favorável a verificação.

Pra finalizar o processo de pré-dimensionamento é feita a previsão da espessura da parede. Foi determinado a espessura da parede de 27 cm, a espessura da laje da sapata foi de 30 cm.

O dimensionamento é a fase do cálculo responsável por verificar todos os parâmetros de segurança, ou seja, o tombamento, o deslizamento e as pressões exercidas no solo, observando o fator mínimo de segurança 1,5, onde são adotados os mesmos parâmetros tomados como base para o pré-dimensionamento.

Quanto ao tombamento, foi verificado o somatório momento resistente de 1846,66 Kn.m, já os momentos solicitantes, causados pelo empuxo somaram 699,37 Kn.m, o que resultou um fator de segurança 2,64, ficando acima de 1,5, atendendo a verificação.

Na verificação do deslizamento do muro, os esforços horizontal solicitante foi suportado pelo auxílio do consolo (dente) na sapata, determinado durante o pré-dimensionamento, fazendo aumentar o fator de segurança, ficando acima de 1,5.

A cargas solicitantes no solo de fundação atenderam a verificação, por se manterem abaixo da tensão de 250 Kn/m² admissível para aquele solo, a tensão máxima solicitante de 223 Kn/m².

Ao fim das verificações nota-se que a geometria adotada para o muro é suficiente às verificações propostas, se mantendo com o fator de segurança acima do nível exigido.

3.3 ANÁLISE DE VIABILIDADE

Foi realizado uma estimativa de custo para análise de viabilidade para a construção do muro de arrimo, levando em consideração a geometria verificada, o somatório do volume do muro resultou em 89,85 metros cúbico, foi considerado uma taxa de aço de 100 quilogramas por metro cúbico de concreto, sendo igual a 8985 quilos de aço, a composição de custo leva em consideração o preço por quilo de aço de R\$ 7,79. Para estimar o custo do concreto foi utilizado o mesmo procedimento, calculando o volume e multiplicando pelo preço unitário de R\$ 364,08.

Ao final da estimativa chegou-se ao valor de R\$ 102705,75 para o preço do muro de arrimo, considerando viável a execução do muro de arrimo, por não ser considerado um valor exorbitante para o município..

Considerando que o valor estimado da obra é uma base a ser considerada, sabendo que o estudo foi realizado como uma proposta, levando em consideração estimativas e valores que podem alterar a partir de um estudo detalhado do local, com a realização de sondagens geotécnicas e levantamentos topográficos, podendo causar variações no custo real da obra.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os estudos realizados, levando em consideração as características do talude: a evolução progressiva da deterioração de sua estrutura bem como as erosões, a sua localização em área urbana e densamente ocupada, foi detectada a real necessidade de uma obra de contenção no talude, pois o risco de deslizamentos e agravamento de sua situação dos moradores vizinhos é bastante considerável, sabendo que o risco oferecido a vidas humanas existe.

O estudo de caso conclui que o muro de arrimo é a melhor alternativa para a solução do problema, visto que alternativas mais simples como o muro de gabião não seria o suficiente para suportar todos os esforços atuantes, considerando a elevada altura do terreno, já para o retaludamento não é possível devido o talude estar localizado numa área muito habitada e as características do terreno não oferecer as condições de haver uma obra desse tipo.

A adoção do muro de arrimo como a contenção a ser empregada no local é possível devido às características do terreno, sendo que na cidade de Caratinga existe mão de obra adequada para a realização do serviço. Levando em consideração a estimativa do custo da obra, o qual é relativamente baixo quando comparado aos benefícios que podem ser alcançados com a obra de contenção. Estes benefícios são: sociais e econômicos, além de promover melhorias para a sociedade, principalmente a comunidade que reside nessa região, com isso deixem de conviver com os riscos oferecidos pelo local atualmente, podendo utilizar novamente a via obstruída pelos danos no talude.

A partir desse trabalho propõe-se a continuação da pesquisa com o objetivo de ter a melhor a alternativa para contenção do talude, utilizando dados reais referente ao local e análise de viabilidade com orçamento detalhado, podendo comparar o muro de arrimo com outras técnicas de contenção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÁREAS DE RISCO: Período de chuvas causa muitos deslizamentos em caratinga. Disponível em: <http://tvsupercanal.webfactional.com/supercanal/noticias/areas-de-risco-periodo-de-chuvas-causa-muitos-deslizamentos-de-terra-em-caratinga>. Acessado em: 25/10/15 em:<http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em: 21/03/2015

BORGES, Alberto de Campos. **Topografia aplicada à engenharia Civil**. 2.ed., São Paulo. Edgard Blücher, 1977, p1,2.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais**. 6.ed., Rio de Janeiro. Itc, 1988, p14.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed., Rio de Janeiro. Itc, 1987, p.378.

DAS, Brajas M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6.ed., São Paulo. Thomsom Learning, 2007, p1.

GEOTECNIA, **Definição**. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~pjra/geotecnia.html>, acessado em: 21/11/2015.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares, **Estabilidade de taludes**. 1ª ed., São Paulo: Oficina de textos, 2012.

GERSCOVISH, Denise M S. **Uerj, terminologia, Estruturas de Contenção Muros de Arrimo**. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>, acessado em 15/10/2015., acessado em: 15/10/2015.

GOOGLE MAPS. Disponível em: www.google.com.br/maps/@-19.7907467,-42.1504008,3, acessado em: 03/11/2015.

MASSAD Façal. **Obras de terra curso básico de geotecnia**. 2.ed., São Paulo: Oficina de textos, 2003, p.100..

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras**. 1.ed., São Paulo: Editora Pini, 2006, p.39.

NBR 6484-2001 - **Solo-Sondagem de simples reconhecimento com spt-Método de ensaio**. Disponível em: <http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em: 22/03/2015.

NBR 8044- **Projetos geotécnicos procedimentos**. Disponível em: <http://minhateca.com.br/searchFiles>, acessado em: 22/03/2015.

NIEBLE, Carlos M. GUIDICINI, Guido. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 1.ed., São Paulo. Edgard Blücher, 1984.

OLIVEIRA, Vanessa Scoz. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em sologrampeado**. Florianópolis, 2006.p.09 dissertação.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico em mecânica dos solo em 16 aulas**. 3.ed., São Paulo: Oficina de textos,2006,p.02.

PREÇO SETOP. **Planilha referencial de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura**. Disponível em: <http://www.transportes.mg.gov.br/municipio/consulta-a-planilha-de-precos-setop>, acessado em: 25/10/2015.

TOPOGRAFIA GERAL. **Definições**. Disponível em: www.topografiageral.com <http://www.topografiageral.com/Curso/capitulo%2005.php>, acessado em 15/10/2015.