



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil



Isadora Perdigão Rocha

Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da
cidade de Ouro Preto - MG

Ouro Preto
2018

Isadora Perdigão Rocha

Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da cidade de Ouro Preto - MG

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do Grau de Engenheiro Civil

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira

Ouro Preto
2018

R672i

Rocha, Isadora Perdigão.

Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da cidade de Ouro Preto - MG [manuscrito] / Isadora Perdigão Rocha. - 2018.

62f.: il.: color; grafs; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira.

Monografia (Graduação). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.

1. Muros de arrimo. 2. Muro de concreto ciclópico. 3. Muro de concreto armado. 4. Dimensionamento estrutural. I. Ferreira, Lucas Deleon. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624

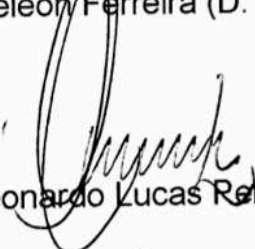
Isadora Perdigão Rocha

Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da cidade de Ouro Preto - MG

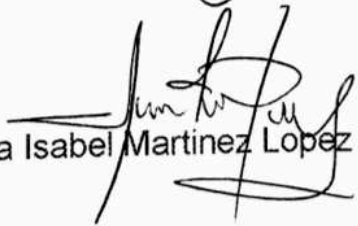
Monografia de conclusão de curso para obtenção do Grau de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Ouro Preto, defendida e aprovada em 04 de Junho de 2018, pela banca examinadora constituída pelos professores:



Prof. Lucas Deleoni Ferreira (D. Sc.) – Orientador – UFOP



Prof. Eleonardo Lucas Ferreira (D. Sc.) – UFOP



Maria Isabel Martinez Lopez (M. Sc.) – Doutoranda UFOP

RESUMO

Devido às características geotécnicas da região da cidade de Ouro Preto, observam-se inúmeras construções implantadas em terrenos de encostas e que apresentam condicionantes geológico-geotécnicos propícios a movimentos de massa. Dessa forma, procura-se diminuir os riscos para a população e criar formas de estabilização dos taludes existentes. Para tal, há a necessidade de estudos técnicos de diferentes tipos de contenção, assim como a viabilidade econômica de cada um. O trabalho apresenta análise para estruturas de concreto, material amplamente utilizado na construção civil. Adota-se, então, um solo de estudo similar aos da região, de acordo com referências anteriores e parâmetros geotécnicos convencionalmente utilizados. O muro de concreto ciclópico e concreto armado são propostos e analisados de acordo com os seus pré-dimensionamentos. Para o muro à flexão é proposto o dimensionamento estrutural e cálculo de armaduras. Faz-se, ainda, uma comparação entre os custos de cada um desses muros de acordo com planilhas referenciais de preços para obras de engenharia.

Palavras-chave: Muros de arrimo. Muro de concreto ciclópico. Muro de concreto armado. Dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

Due to the geotechnical characteristics of the region of Ouro Preto city, there are numerous constructions implanted in sloping terrains that present favorable geological-geotechnical conditions to mass movements. Therefore, the aim is to reduce risks to the population and create ways to stabilize existing slopes. For this, there is a need for technical studies of different types of containment, as well as the economic feasibility of each. The work presents analysis for concrete structures, material widely used in civil construction. Then, it is adopted a study soil that is similar to those of the region, according to previous references and conventionally used geotechnical parameters. The cyclopean concrete wall and reinforced concrete retaining wall are proposed and analyzed according to their preliminary proportioning. For the retaining wall, the structural dimensioning and reinforcement calculation are proposed. Also, a comparison is made between the costs of each of these walls according to reference worksheets for engineering works.

Keywords: Retaining wall. Cyclopean concrete wall. Reinforced concrete retaining wall. Structural dimensioning.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	7
1.1	Objetivos	8
1.2	Justificativa.....	8
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1	Características da região.....	9
2.2	Tipos de estabilização de taludes.....	10
2.2.1	Obras sem estrutura de contenção.....	10
2.2.1.1	Retaludamento.....	10
2.2.1.2	Proteção Superficial.....	12
2.2.1.3	Drenagem.....	13
2.2.2	Obras com estrutura de contenção.....	16
2.3	Empuxo.....	21
2.4	Determinação do Empuxo.....	22
2.4.1	Método de Rankine.....	22
2.4.2	Método de Coulomb.....	24
2.4.3	Método de Poncelet.....	25
2.5	Condições de estabilidade.....	26
2.5.1	Instabilidade global do talude.....	27
2.5.2	Tombamento.....	27
2.5.3	Deslizamento ao longo da base.....	28
2.5.4	Capacidade de suporte do solo.....	29
3	METODOLOGIA	32
3.1	Parâmetros geotécnicos adotados.....	32
3.2	Altura crítica.....	33
3.3	Pré-dimensionamento dos muros.....	34
3.3.1	Muro de concreto ciclópico.....	34
3.3.2	Muro de concreto armado.....	36
3.3.2.1	Cálculo das armaduras.....	37
4	RESULTADOS.....	40

4.1 Pré-dimensionamento do muro de concreto ciclópico.....	40
4.2 Pré-dimensionamento do muro de concreto armado.....	42
4.2.1 Armaduras.....	44
4.2.1.1 Talude de altura 2 metros.....	44
4.2.1.2 Talude de altura 4 metros.....	49
4.2.1.2 Talude de altura 6 metros.....	51
 5 COMPOSIÇÃO DE CUSTO.....	 53
 6 CONCLUSÕES.....	 56
 REFERÊNCIAS.....	 57
 ANEXO A.....	 60
 ANEXO B.....	 61

1 INTRODUÇÃO

A exploração de ouro no Brasil se deu ainda na época de colônia portuguesa, em que essa riqueza mineral era levada para Portugal e tinha enorme importância econômica. Dentre o desenvolvimento dessa extração, a região da cidade de Ouro Preto surge como local atrativo e estratégico pela presença abundante do mineral. Os primeiros povoados foram se formando, às margens dos leitos dos rios, e iniciando os vilarejos que foram se estendendo até os pontos mais altos com o decorrer do tempo.

Houve o esgotamento de ouro na região e a mudança da capital para Belo Horizonte, no final do século XIX, onde muitas pessoas acabaram se deslocando de cidade, diminuindo e estabilizando a população da cidade Ouro Preto. Somente em meados do século XX, devido à industrialização e busca por outros minerais, o povoamento de Ouro Preto aumentou novamente de forma considerável e sem qualquer acompanhamento adequado da ocupação do ambiente. Diversas pessoas foram morar nas encostas da cidade (SOBREIRA, 2001).

Conforme em diversos outros lugares no Brasil, a habitação desordenada junto com o crescimento populacional em Ouro Preto e o desenvolvimento econômico, além da falta de regiões mais planas devido às características geotécnicas locais, resultaram em diversas construções em taludes com alto risco de movimentos de massa. Estes movimentos surgem a partir de uma combinação de condicionantes naturais existentes e tendem a ser agravados por ações antrópicas inadequadas. Isso reflete em preocupações com a população que mora em pontos mais altos dos morros, pois diversas construções foram realizadas em condições precárias e sem nenhuma orientação técnica, sendo ameaçadas por escorregamento de encostas. Além da complexidade de soluções técnicas para tal ocupação e do uso inadequado do terreno, esbarra-se ainda em fatores econômicos e sociais ao evitar a construção indevida ou de até mesmo criar formas de conter movimentos dos taludes que poderiam causar danos à comunidade.

Há diversos taludes na cidade em que se observam condicionantes geológico-geotécnicos, indícios e/ou cicatrizes de movimentos de terra que apresentam riscos para a população. Os diversos taludes existentes se dividem ainda em taludes naturais e aqueles construídos artificialmente pelo homem. Em

busca de evitar maiores danos, algumas propostas de contenção podem ser verificadas conforme as viabilidades técnica e econômica.

1.1 Objetivos

Em uma obra de contenção, geralmente, podem haver alternativas à opção escolhida, considerando o maior grau de segurança e custos, de acordo com as especificações do local. Ademais, para o tipo de contenção escolhida, existem diversas variações para uma melhor adequação ao projeto em questão. O presente trabalho tem como objetivo avaliar duas propostas de estabilização, com muros de gravidade, de um talude característico da região da cidade de Ouro Preto, Minas Gerais. Para tanto, serão analisadas as propostas de estabilização utilizando muro de gravidade de concreto ciclópico e muro de flexão (concreto armado). As análises serão embasadas em pré-dimensionamentos, dimensionamento geotécnico, dimensionamento estrutural, de acordo com conceitos construtivos, além de estimativas de custo por metro de cada muro.

1.2 Justificativa

Com o constante crescimento da população mundial, diversas cidades tiveram expansão com ocupações em regiões inadequadas à moradia, tais como encostas e morros. Dessa forma, justifica-se assim a necessidade de estudos de formas de prevenções de acidentes com movimento de massas de solos.

Contenções podem tornar regiões possíveis para construções civis e diminuir riscos para a população dessas redondezas. A correta análise para viabilização de obras, tais como o melhor entendimento do funcionamento das contenções dos maciços trazem inúmeras características que devem ser analisadas a fim de evitar prejuízos. Além disso, a questão custo-benefício de cada tipo de contenção é de extrema importância para a contribuição nas mais diversas obras, na busca da solução mais eficaz e econômica. Esse trabalho é ainda voltado para análises de obras estruturais utilizando o concreto, por ser um material de crescente uso, com resistência notável, durabilidade e versatilidade na produção.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Características da região

Segundo Cunha *et al.* (1991), o homem vem se constituindo em um importante agente modificador do meio ambiente, potencializando e acelerando diversos processos de dinâmica superficial do solo, os quais são ainda mais especiais em encostas devido à suscetibilidade natural aos movimentos gravitacionais de massa e processos erosivos nesses locais. A região de Ouro Preto, nesse quesito, torna-se um importante cenário para esse análise de movimentos de terra por possuir tais características.

Ouro Preto está localizado em uma área de níveis altimétricos bem variados, com relevo acidentado e vertentes íngremes, apresentando assim, diversas ações do homem em encostas até mesmo por falta de alternativas em terrenos mais planos. As construções em terrenos de forte declive, quase sempre associadas à ocupação de antigos locais de lavras de ouro, de zonas de passagens de águas pluviais e locais de estabilidade duvidosa, são os principais problemas relacionados ao meio físico da cidade de Ouro Preto (SOBREIRA, 2001). As diversas interferências do homem no meio acabam modificando o equilíbrio das encostas, podendo causar processos desastrosos.

Aliado à existência do relevo acidentado, Castro (2006) coloca que a formação geológica de Ouro Preto é vulnerável a problemas ambientais. Composto por xistos de tendência a escorregamentos superficiais, filitos de alta permeabilidade e quartizitos de baixa resistência, diversos bairros da cidade foram se desenvolvendo sobre essas unidades.

Associado a esses fatores, de acordo com Castro (2006), toda a região de Ouro Preto possui alta pluviosidade, principalmente entre os meses de outubro e março. As características climáticas da região, a quantidade de água no solo e profundidade do lençol freático são importantes fatores adicionais que condicionam a ocorrência de instabilização do solo. Sabe-se ainda que a maioria dos casos de escorregamento de encostas ocorre na época de chuva, uma vez que tal mecanismo está relacionado com o aumento do peso das camadas de solo e o aparecimento de poropressões positivas quando o nível d'água no solo aumenta devido às infiltrações, diminuindo a tensão efetiva do solo (tensão de contato entre as

partículas) e, conseqüentemente, sua resistência ao cisalhamento. Com a diminuição da resistência ao cisalhamento, conseqüentemente, a probabilidade de ocorrência de movimento de solo é aumentada.

Nesse contexto, meios para evitar o desmoronamento do terreno são necessários, uma vez que várias construções foram feitas sem nenhum critério e deve haver preocupação para que não ocorra danos aos moradores da região.

2.2 Tipos de estabilização de taludes

A contenção de um talude, segundo Duarte (2013), é feita pela introdução de um elemento estrutural que apresenta resistência diferente daquela encontrada no solo. No entanto, a escolha do tipo de estabilização deve ser feita de acordo com a caracterização geológico-geotécnica do talude em questão. Adicionalmente, a viabilidade, os recursos e mão de obra disponíveis devem ser levadas em consideração. Existem locais em que simples obras de contenção são necessárias e, por outro lado, em casos mais críticos, obras de contenção mais complexas, sendo sempre necessários projetos de engenharia.

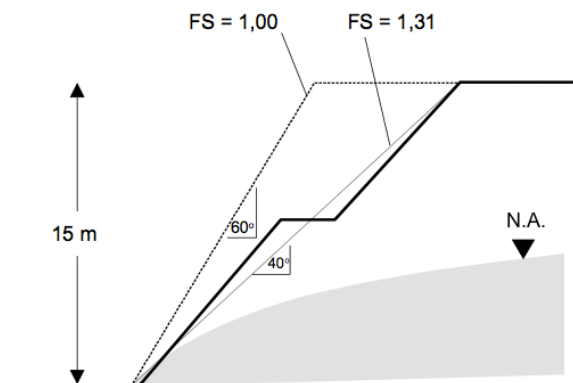
2.2.1 Obras sem estrutura de contenção

Após análises das especificidades de cada obra, estabilizações sem estruturas de contenção podem ser utilizadas como forma de proteger a encosta. Alguns exemplos são o retaludamento, a cobertura vegetal e a drenagem, abordados nos itens seguintes.

2.2.1.1 Retaludamento

O retaludamento consiste na mudança da geometria do talude a partir de cortes nas partes mais elevadas, para alívio das cargas ali atuantes. Com isso, depende da disponibilidade de área livre para possíveis cortes. Com a retirada de material, Fundação Geo-Rio (1999) diz ainda que deve-se avaliar o impacto provocado caso haja retirada de vegetação natural da encosta.

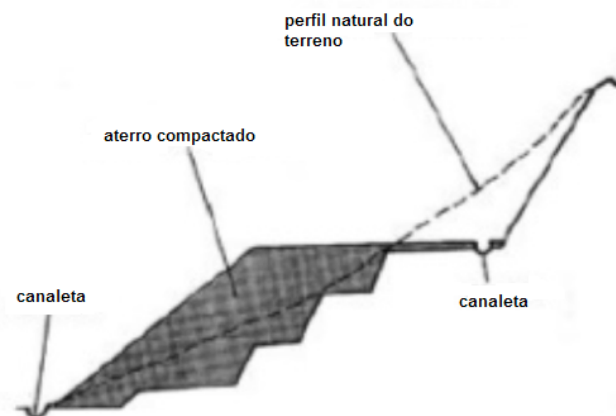
Figura 1 – Retaludamento com cortes para estabilização de talude.



Fonte: GERSCOVICH, 2009.

Pode-se ainda executar aterros compactados na base da encosta, a fim de melhorar a estabilidade do material, agindo como uma carga estabilizadora. As novas áreas devem ser revestidas naturalmente ou drenadas por estarem em exposição (ALHEIROS *et al.*, 2004). Cunha *et al.* (1991) adiciona ainda que o retaludamento necessita de espaço disponível suficiente para sua execução. As inclinações e alturas finais dos taludes devem ser definidas em projeto, a partir de estudos geológico-geotécnicos do local e cálculos de estabilidade.

Figura 2 – Retaludamento com aterro.



Fonte: CUNHA *et al.*, 1991.

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), a mudança da geometria do talude é vantajosa pelo fato de seus efeitos na estabilidade serem permanentes devida a efetiva utilização das propriedades do próprio maciço e a mudança permanente no sistema de forças atuantes no talude.

2.2.1.2 Proteção Superficial

Obras de proteção superficial também desempenham papel importante na estabilização de taludes, impedindo erosão e infiltração de água, muitas vezes causados pelo desmatamento e remoção das camadas superficiais do solo. É uma solução simples e eficiente.

O meio mais simples e eficiente de proteção de taludes ainda é o revestimento vegetal, representado pelas gramíneas, que os protege contra a erosão das águas das chuvas e do vento. O crescimento e desenvolvimento da grama faz com que ela absorva a maior parte do impacto das gotas de chuva. Suas raízes fixam o solo superficial, impedindo que ele seja carregado pela água, talude abaixo. (MARANGON, 2006)

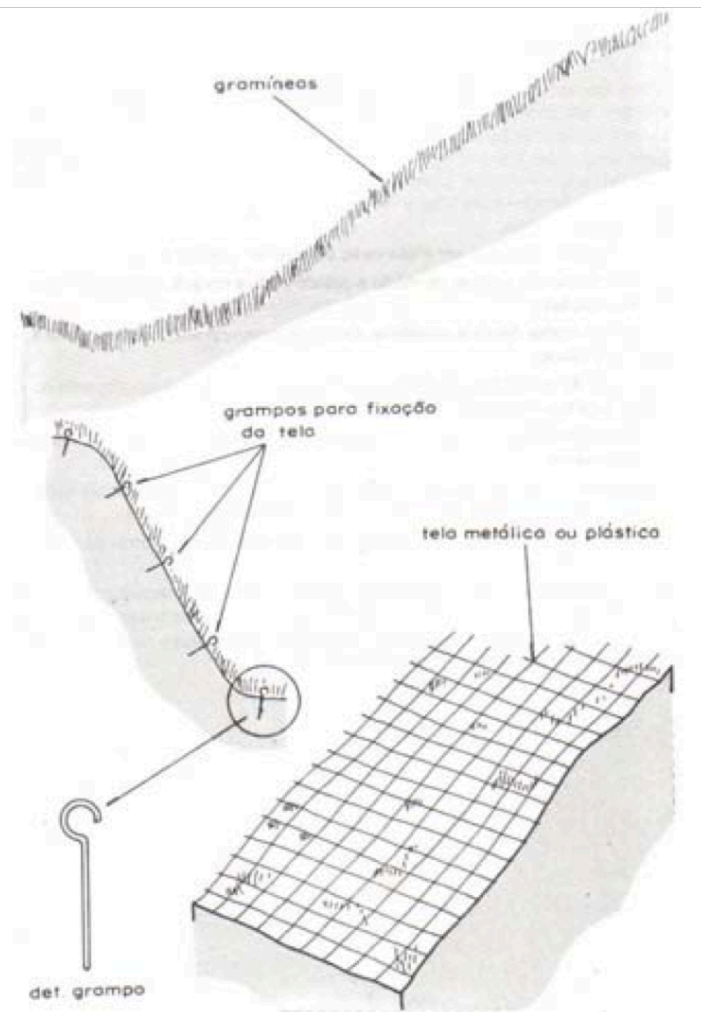
Adicionalmente, a aplicação de gramíneas acaba tornando o ambiente mais visualmente agradável.

Além do revestimento vegetal, pode-se utilizar a proteção com concreto projetado na superfície quando deve-se minimizar a infiltração de água no terreno, evitando a saturação do solo, para garantir a estabilidade do talude (FUNDAÇÃO GEO-RIO, 1999). Aplica-se o concreto em uma tela metálica ancorada no terreno para a melhor fixação do material. Asfalto e lonas sintéticas também podem ser utilizadas com a mesma finalidade do concreto.

Nesse contexto, adiciona-se ainda o geossintético e mantas armadas, os quais são utilizados nas superfícies de taludes para evitar deslizamento quando a encosta possui alta inclinação ou apresenta solos áridos que também impossibilitam o plantio de gramíneas. A tela geossintética é então presa por grampos sobre o talude (ALHEIROS *et al.*, 2004). Essa solução apresenta vantagem quando é necessário uma implantação em um curto tempo.

As proteções superficiais são também vantajosas por possuírem fácil execução, com alta produtividade e necessidade de poucas intervenções no talude antes da implantação. Elas são possíveis em taludes com alta inclinação e de difícil acesso.

Figura 3 – Proteção superficial do talude.



Fonte: MARANGON, 2006.

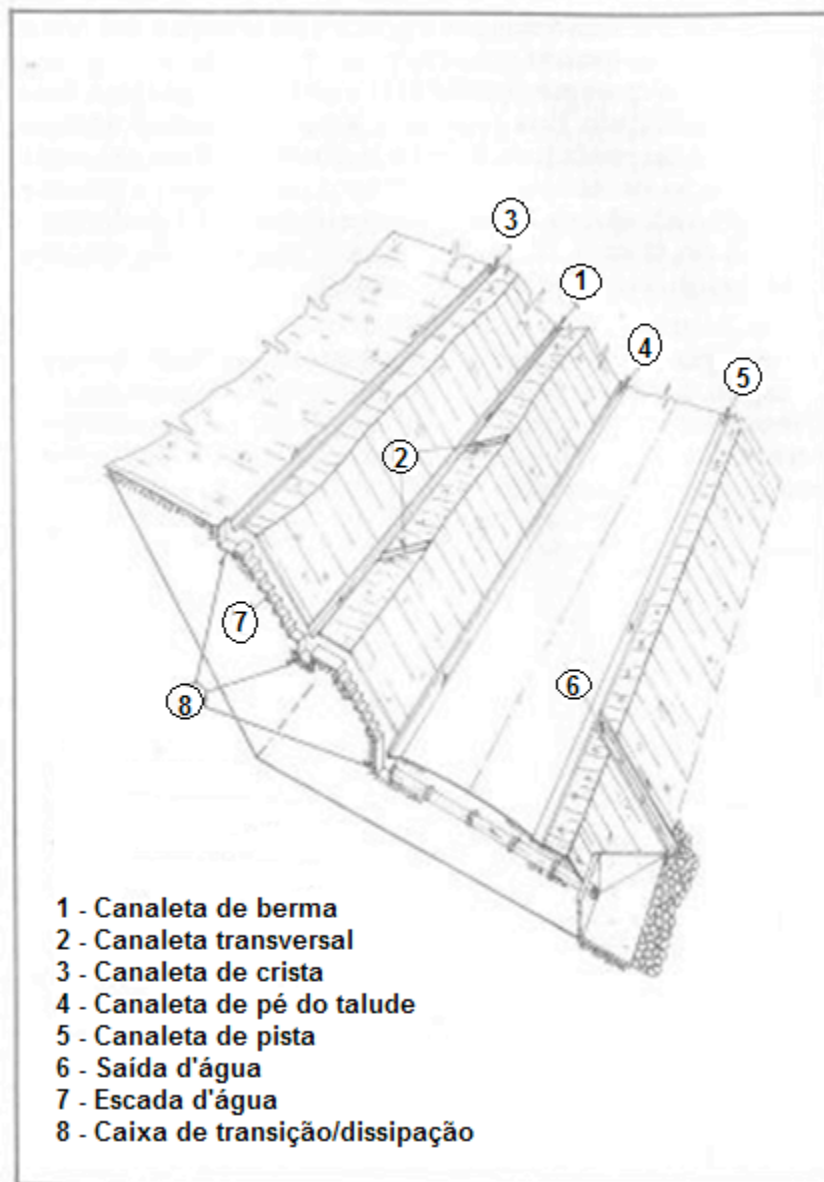
2.2.1.3 Drenagem

Pode haver situações em que a própria drenagem é a obra necessária e já propicia a estabilidade requerida. Nos dimensionamentos, estudos de índices pluviométricos e características dos materiais escoados devem ser considerados para correta eficiência. Em alguns casos, utiliza-se a drenagem superficial, com a introdução de valas, canaletas e escadas d'água para facilitar o escoamento de água.

Nesse tipo de drenagem, as águas superficiais devem ser escoadas de forma linear e se a velocidade for elevada, deve-se utilizar dissipadores de energia no interior do sistema de drenagem (FUNDAÇÃO GEO-RIO, 1999). Além disso, todo sistema de drenagem deve ser monitorado a fim de evitar entupimentos e danos que possam inoperá-los, causando prejuízos ao talude. Para tal, é recomendado a

instalação de escadas de acesso para possibilitar manutenção e limpeza dos drenos.

Figura 4 – Dispositivos de um sistema de drenagem superficial.



Fonte: CARVALHO, 1991 *apud* DUTRA, 2011.

Fundação Geo-Rio (1999) ressalta ainda a importância do projeto ser feito de modo a compatibilizar os requisitos operacionais dos dispositivos e seus custos de execução e manutenção.

As escadas, por exemplo, são construídas em forma de degraus em boa parte do talude, coletando e conduzindo águas superficiais. Possuem a vantagem de condução de grande volume de água e em fortes inclinações.

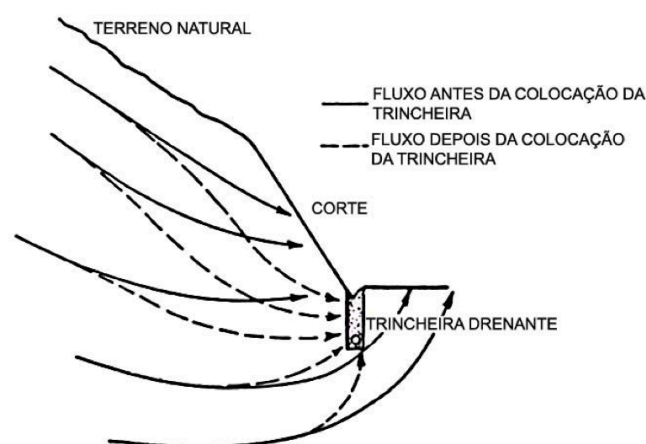
Figura 5 – Escada d'água.



Fonte: DUTRA, 2011.

A drenagem pode ainda ser subterrânea, como as trincheiras drenantes que coleta e escoam a água subterrânea visando a não saturação do solo ou abaixamento do lençol freático (CUNHA *et al.*, 1991). Rico e Castilho (1974, *apud* BASTOS, 2006) salienta que a trincheira drenante adapta o fluxo de água subterrânea que geralmente ocorre segundo a inclinação da superfície inclinada do terreno. A figura abaixo mostra a mudança do fluxo com a drenagem.

Figura 6 – Fluxo em direção a superfície do talude antes e depois da colocação da trincheira drenante.

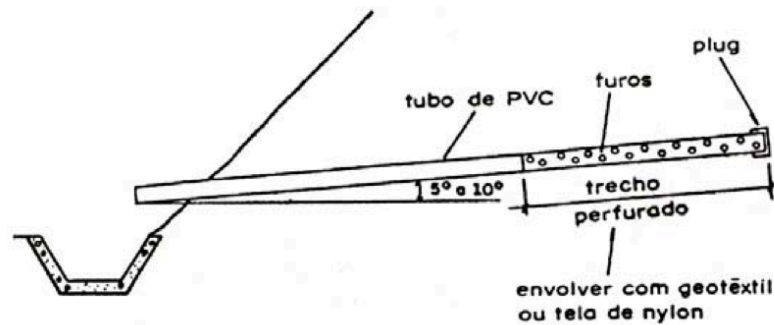


Fonte: RICO E CASTILHO, 1974 *apud* BASTOS, 2006.

Existem ainda o dreno sub-horizontal profundo, ou DHP, constituído de uma perfuração de inclinação de 5° a 10° para cima no terreno a fim de propiciar a saída

de água por gravidade (BASTOS, 2006). Um tubo de PVC com furos e revestido de geotêxtil é inserido na perfuração. Esse sistema drenante, da mesma forma que a trincheira, muda o fluxo da água no interior do maciço e aumenta o fator de segurança do talude contra escorregamentos.

Figura 7 – Dreno sub-horizontal profundo.



Fonte: CUNHA *et al*, 1991.

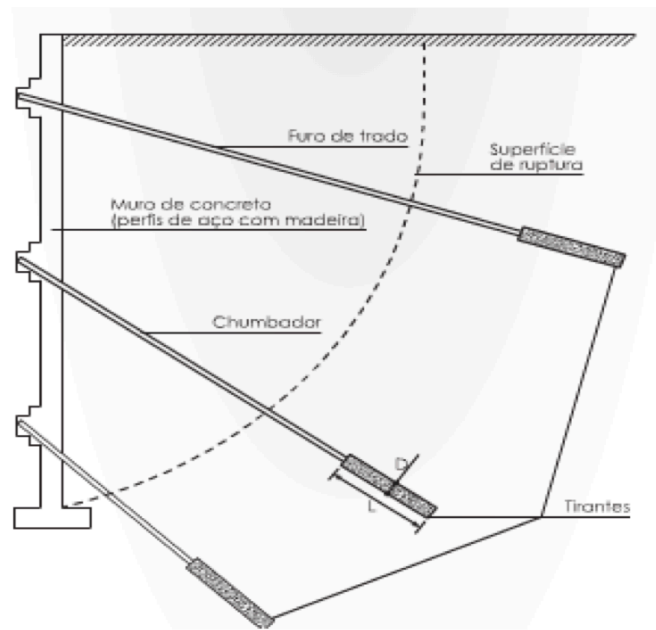
De acordo com Fundação Geo-Rio (1999), a monitoração da drenagem subsuperficial é imprescindível, uma vez que verifica a preservação da capacidade drenante do sistema e se as cargas piezométricas promovem fator de segurança aceitável, após a instalação dos DHPs. Se o sistema indicar falha e não puder ser reabilitado, deve ser construído um novo sistema em substituição do que não está funcionando para manter a segurança do talude.

2.2.2 Obras com estrutura de contenção

Dependendo das características do talude, obras com estruturas de contenção podem ser mais adequadas. Os tipos mais utilizados são aqueles conhecidos como muro de arrimo, em que os principais tipos são os muros de gravidade, muros de flexão, muros atirantados, muros de sacos de solo-cimento e muros de gabiões, entre outros.

Os muros atirantados ou cortinas atirantadas utilizam tirantes protendidos para ancorar o muro e transmitir os esforços para uma zona mais resistente do maciço. Possuem as desvantagens de alto custo, necessitar de mão de obra especializada e equipamentos para colocar os tirante, além de ser executado em etapas.

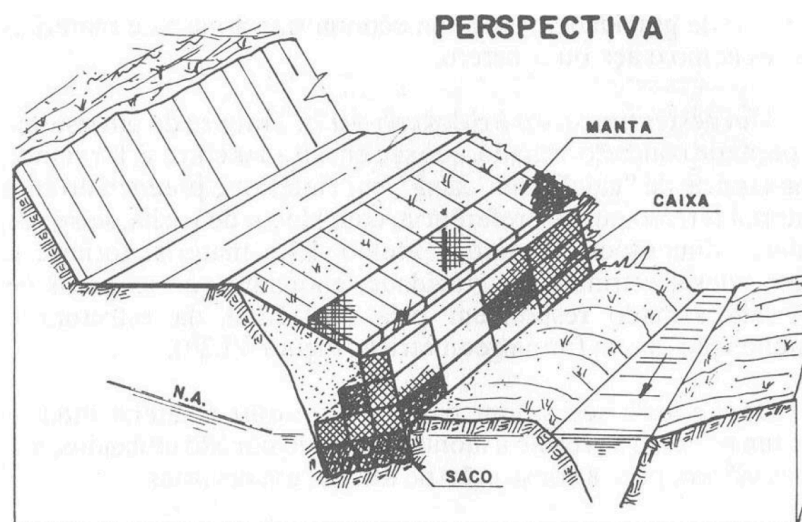
Figura 8 – Muro atirantado.



Fonte: MARCHETTI, 2008.

O muro de gabião é composto por gaiolas metálicas preenchidas com pedras. Possui execução simples e alta permeabilidade, possibilitando a drenagem do muro. Além disso, é uma estrutura flexível que se acomoda com os recalques diferenciais. Os muros de gabiões podem ser encontrados em formas tipo caixa, saco e manta, em que a estrutura metálica que varia em forma de paralelepípedo, cilindro e placa.

Figura 9 – Contenção com gabiões.



Fonte: IPT *apud* LEITE, 2011.

Os muros de sacos de solo-cimento, pneus e pedras possuem também o mesmo funcionamento, onde esses materiais são colocados em camadas, são simples para construir e possuem baixo custo.

Figura 10 – Muro de pedras.



Fonte: BRAGA, 2014.

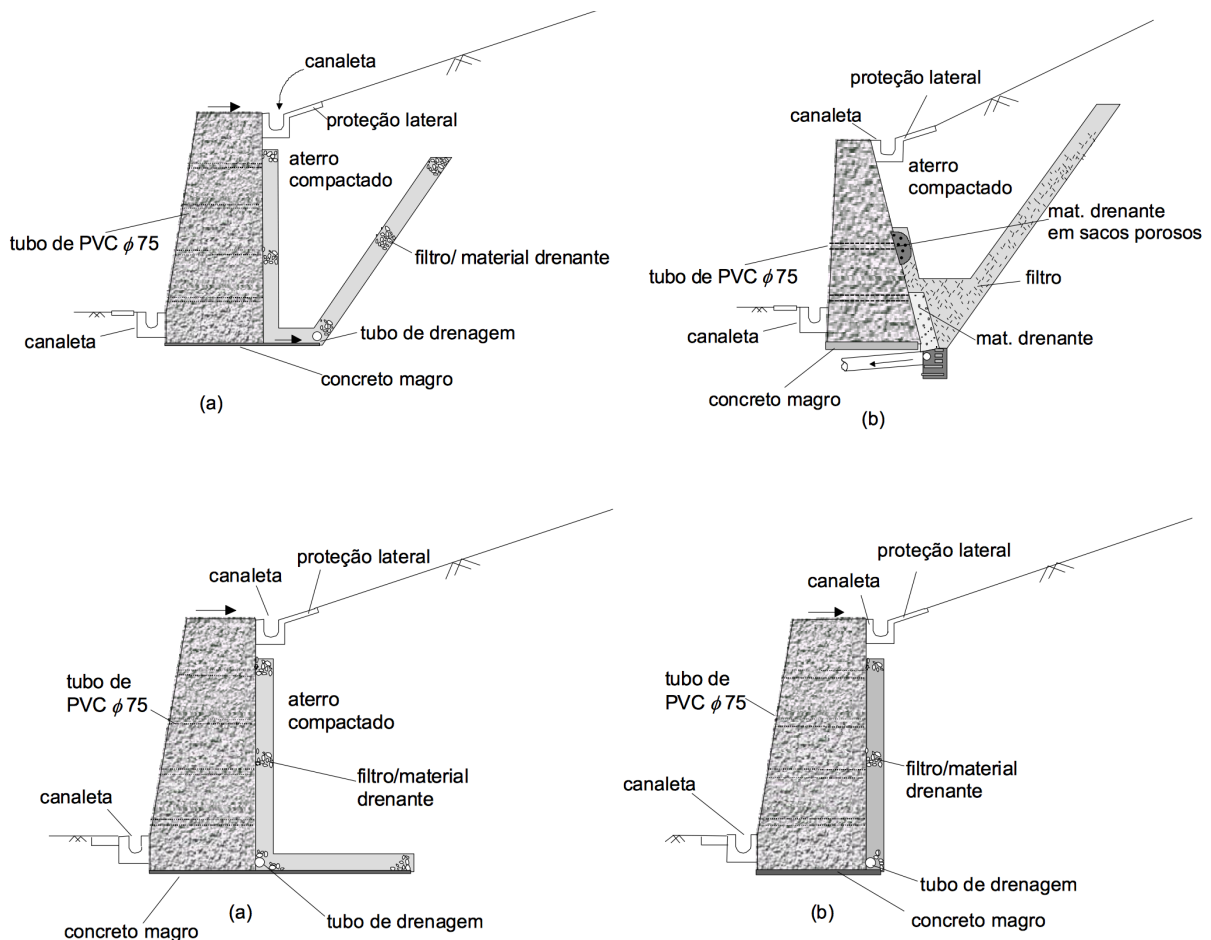
Os muros de arrimo em geral utilizam o peso próprio para suporte dos esforços do maciço e por isso, são geralmente utilizados em locais onde o solo apresenta boa capacidade de suporte. Cunha *et al.* (1991) salienta que o “dimensionamento é feito visando assegurar que o atrito entre o solo e a base do muro evite o deslizamento da obra. Além disso, deve ter uma geometria que evite seu tombamento (rotação em torno de uma aresta da base) e deve transmitir à fundação uma tensão não superior à tensão admissível do solo”. A tensão admissível do solo é aquela que o solo pode suportar, sem rupturas e oferecendo segurança satisfatória.

Os fatores para a escolha do tipo de muro para a contenção são as condições da fundação, o tipo de solo do aterro, disponibilidade de espaço, materiais e mão de obra especializada, altura do muro e sobrecarga. Assim, deve-se estudar cada local especificamente com suas informações básicas, tais como geometria, vegetação, infraestrutura existente, sinais de instabilidade ou de surgência de água. No entanto, nesse trabalho a ênfase será para os muros de concreto ciclópico e de concreto armado.

Alheiros *et al.* (2004) sintetiza que os muros de concreto geralmente utilizam fundação direta, mas podendo ser ainda necessário fundações profundas, como

estacas e tubulões, dependendo do projeto. Muros de concreto ciclópico são recomendáveis para taludes com altura máxima entre 4 e 5 metros e necessitam de dispositivos de drenagem para aliviar a pressão de água na estrutura. São constituídos por preenchimento de uma forma de concreto e blocos de rochas de dimensões variadas. Fundação Geo-Rio (1999) coloca que esse tipo de muro tem a desvantagem de ter pouca tolerância a recalques na base, pois podem ocorrer trincas. Duarte (2013) apresenta que os muros de gravidade em concreto ciclópico resistem ao empuxo através do seu peso próprio. Conforme dito a necessidade da existência de drenos, o sistema de drenagem pode ser feito de diversas maneiras desde que sejam devidamente projetados e monitorados para evitar colmatagem e que a água não escoe. O muro de concreto ciclópico pode possuir apenas um dreno vertical na face do muro em contato com o solo ou inclinados, como mostra a figura abaixo.

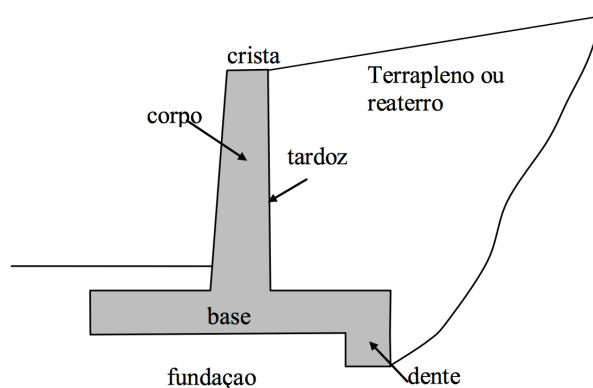
Figura 11 – Sistemas de drenagem do muro de concreto ciclópico.



Fonte: GERSCOVICH, 2009?.

Os muros de concreto armado têm como principal vantagem diminuir o volume da estrutura de arrimo, que também utiliza o peso próprio para suportar empuxos do maciço. Dessa forma, Domingues (1997) ressalta que tal muro pode ser utilizado ainda em solos que não apresentam alta resistência de suporte. Esses são em “T” invertido ou em “L”, conhecidos como muros de flexão, e constituídos por uma base contida pelo próprio terreno e um muro vertical (ALHEIROS *et al.*, 2004). Esses tipos de seções permitem alturas de muro relativamente elevadas. (FUNDAÇÃO GEO-RIO, 1999)

Figura 12 – Muro a flexão.



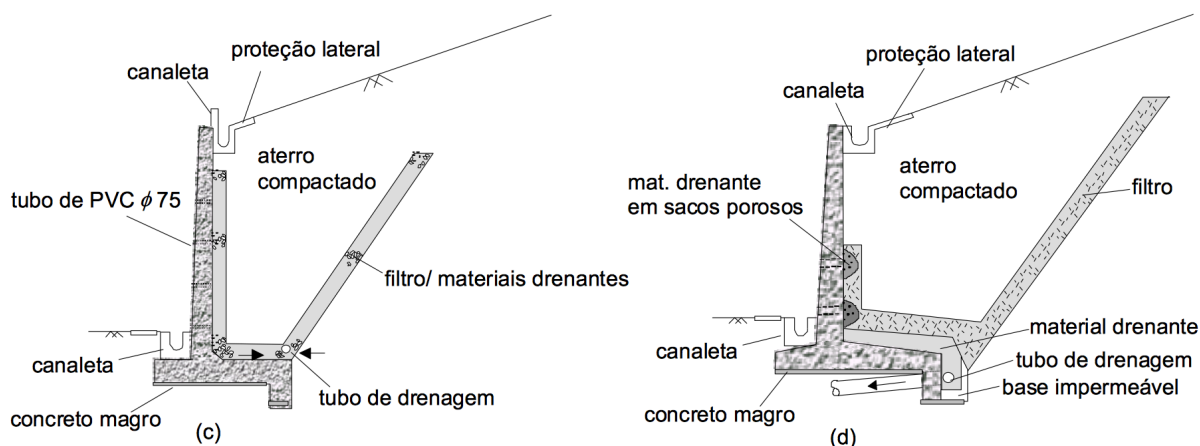
Fonte: GERSCOVICH, 2009?.

Nesse muro, o próprio solo é compactado em cima de uma parte do concreto e também atua na contenção do maciço. Esse muro pode ainda apresentar contrafortes ou nervuras, para ajudar na transmissão de esforços para a fundação, ajudar na estabilidade contra o tombamento e aumentar a rigidez do muro. O concreto armado resiste ao esforços de flexão provocados pelo empuxo do retroaterro. Por serem armados, também têm maior tolerância a recalques na base.

É válido ressaltar que essas estruturas de contenção de concreto armado também devem ser sempre acompanhadas de drenos para o funcionamento de forma segura.

A durabilidade dessas obras depende sobretudo da manutenção do sistema de drenagem e avaliação de possíveis erosões no solo de fundação ou trincas no retroaterro.

Figura 13 – Sistemas de drenagem do muro de concreto armado.



Fonte: GERSCOVICH, 2009?.

2.3 Empuxo

As obras de contenção de taludes são projetadas para resistir a forças laterais que atuam entre a estrutura e o maciço de solo contido, tais como empuxos de terra e água, esforços de carregamentos externos e cargas estruturais. Logo, para projetar obras de contenção, é fundamental a análise do empuxo do solo, ou seja, a ação produzida pelo solo contra o muro de arrimo. No estado de repouso do solo, as deformações laterais são nulas. Logo, como diz Marangon (2006), se a solicitação imposta ao solo envolver deformações laterais de compressão ou de extensão, o equilíbrio é alterado e o solo se afasta da condição de repouso, surgindo o empuxo de terra.

Se as forças que o solo exerce na estrutura têm o sentido de “empurrar” a estrutura, esta reage, tendendo a se afastar do maciço e surge o empuxo ativo. É a tendência de movimentação no sentido de expandir o solo horizontalmente. Ao contrário, quando a estrutura é empurrada contra o solo, a força exercida pela estrutura sobre o solo é de natureza passiva. Em algumas obras, os dois tipos de empuxos podem ocorrer simultaneamente (GERSCOVICH; DANZIGER e SARAMAGO, 2016).

O empuxo provocado pela água surge sempre de forma a retirar a estabilidade da obra de contenção. Se um muro de contenção não drena a água do

maciço, por exemplo, e o nível d'água se encontra na superfície do retroaterro, o valor do empuxo ativo total, aquele somando o produzido pelo solo e pela água, atuando no muro pode chegar ao dobro do empuxo do solo no caso de muro permeável. É, portanto, de fundamental importância que as estruturas de contenção sejam dotadas de sistema de drenagem adequado, com vistoria e manutenção frequentes (BRAGA, 2014).

Para cálculos desses empuxos, podem ser utilizados, entre diversos outros, três conhecidos métodos: Rankine, Coulomb e Poncelet.

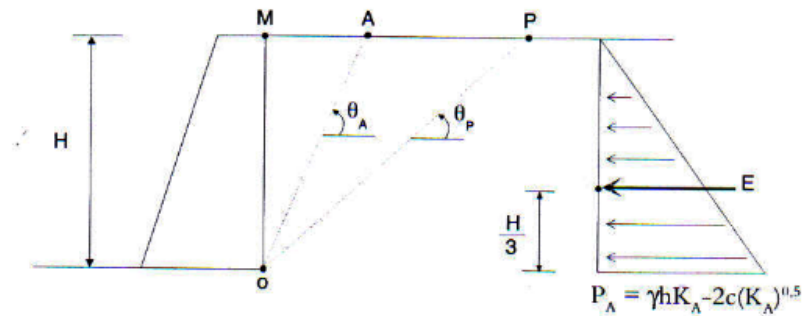
2.4 Determinação do empuxo

Os métodos descritos abaixo são para cálculo do empuxo do solo, mas cabe ressaltar que os muros podem ainda suportar o empuxo proveniente de água resistente no retroaterro. Mas, conforme visto, o adequado é que haja drenagem no muro, pois o empuxo total contanto com a água pode ser muito superior ao do solo, necessitando de contenções ainda maiores para o suporte. A drenagem, por sua vez, é capaz de eliminar ou atenuar de forma significativa o empuxo proveniente da água.

2.4.1 Método de Rankine

O Método de Rankine considera o solo homogêneo e plástico, utilizando a equação de ruptura de Mohr. É fundamentado nas hipóteses de o solo ser isotrópico, a superfície do terreno ser plana, a parede da estrutura de contenção ser vertical, desprezando o atrito e adesão no contato solo-muro, a ruptura acontecer em todos os planos do maciço simultaneamente e sob o estado plano de deformações (GERSCOVISH; DANZIGER e SARAMAGO, 2016). Dessa forma, calcula-se os empuxos de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 1 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal.



$$K_A = \frac{\sigma_{HA}}{\sigma_V} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_P = \frac{\sigma_{HP}}{\sigma_V} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c \cdot H \sqrt{K_A}$$

$$E_P = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_P$$

Fonte: MARANGON, 2006.

Em que:

θ_A ou θ_P = inclinação da superfície de ruptura ao atingir o estado limite de equilíbrio ativo ou passivo, em relação à horizontal, respectivamente;

K_A ou K_P = coeficiente de empuxo ativo ou passivo, respectivamente;

γ = peso específico do solo;

c' = coesão do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo;

P_A ou P_P = tensão horizontal nos estados ativo e passivo, respectivamente;

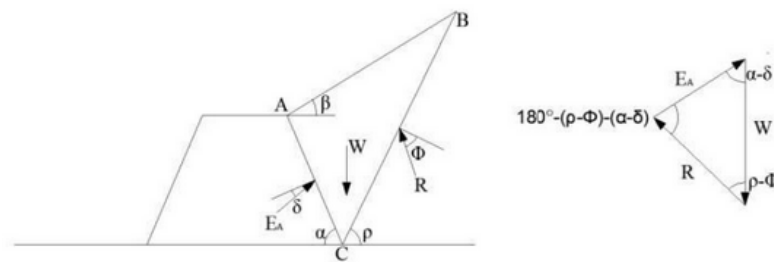
E_A ou E_P = empuxos efetivos ativo e passivo do solo sobre o muro, respectivamente.

Quando o retroaterro apresentar superfície inclinada, o solo pode ser incorporado ao muro para utilização desse método. Assim, torna-se um método simples para soluções de empuxo.

2.4.2 Método de Coulomb

O Método de Coulomb, por outro lado, considera as tensões cisalhantes entre o solo e o muro. Também assume o solo homogêneo e isotrópico e superfície de ruptura plana como hipóteses. Além disso, de acordo com Marangon (2016), considera-se o equilíbrio limite de uma cunha de solo com seção triangular, delimitada pelo muro e as superfícies de retroaterro e de ruptura. É um método com aplicação mais ampla, pois pode ser aplicado em casos que o retroaterro e a superfície do muro são inclinados. Abaixo, tem-se tabeladas as expressões para cálculo dos empuxos ativo e passivo.

Tabela 2 - Método de Coulomb: cálculo do empuxo.



$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$E_A = \frac{\gamma \cdot H_A}{2} \cdot K_A$$

$$K_P = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$E_P = \frac{\gamma \cdot H_A}{2} \cdot K_A$$

Fonte: SOKOLOVICZ, 2017.

Nas equações da tabela acima, δ é o ângulo de atrito entre o solo e o muro, podendo apresentar valores entre 0 e ϕ' , dependendo do tipo de solo, do material do muro e do deslocamento relativo entre o solo e o muro.

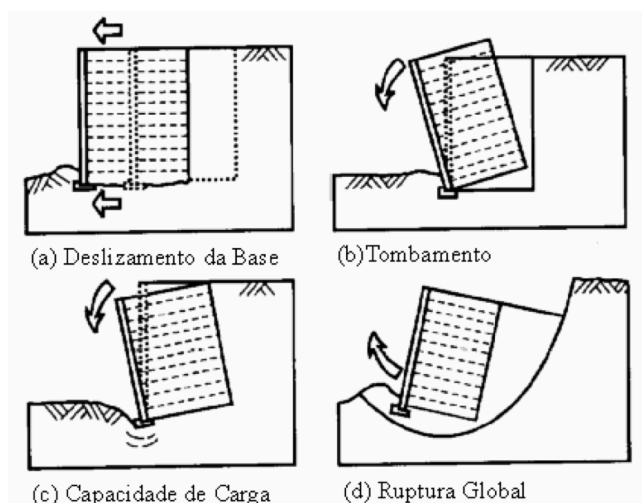
2.4.3 Método de Poncelet

O Método de Poncelet é um método gráfico. Moliterno (1982, *apud* XAVIER, 2011) detalha o processo utilizado por Poncelet:

1. Determina-se, que é o ângulo que a direção do empuxo faz com a vertical.
2. Marca-se o ângulo a partir da horizontal que passa pelo pé do talude e traçamos com a direção, a reta AC, sendo C um ponto de intersecção com o terreno adjacente ao muro. A reta AC é denominada de linha de talude natural, pois, se o terreno tivesse essa inclinação, estaria em repouso e, portanto sem possibilidade de deslizamento.
3. Marca-se a partir da linha de talude natural AC, o ângulo, e tem-se a reta AR, chamada de linha de orientação.
4. A partir do ponto B, intersecção do topo do muro com o terreno, traça-se BD, paralela a linha de orientação AR, ficando o ponto D sobre a linha AC.
5. Com centro no ponto M, meio da linha AC, traça-se o semicírculo AC.
6. Do ponto D, tira-se uma perpendicular a linha AC, até encontrar o semicírculo no ponto E.
7. Com o centro no ponto A, transfere-se o ponto E para a linha AC, obtendo o ponto F.
8. Do ponto F, traça-se uma reta paralela a linha de orientação AR até encontrar a superfície do terreno, achando o ponto G.
9. Com o centro no ponto F, transfere-se o ponto G para a linha de talude natural AC, tendo o ponto L sobre a mesma.
10. Nestas condições, a área do triângulo FGL multiplicado pela massa específica do solo, representa a grandeza do empuxo.

A figura a seguir exemplifica os traços utilizados no método gráfico descrito.

Figura 15 – Estabilidade de muros de arrimo



Fonte: GERSCOVICH, 2009?.

2.5.1 Instabilidade global do talude

A ruptura global ocorre quando a superfície de ruptura contorna a estrutura de contenção. Geralmente, é mais verificada quando o solo sobre a fundação do muro é menos resistente (JABER, 2011).

O muro e o solo devem ser verificados em conjunto pelos métodos de análise de taludes por equilíbrio limite. Logo, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo. É analisado a geometria do muro, pesos específicos dos materiais do solo e do muro e os parâmetros de resistência. Conforme descrito por Massad (2003, *apud* JABER, 2011), os métodos para análise de taludes baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo na iminência de escorregar.

Assim, tomam-se diversas superfícies de ruptura e para cada uma delas, determina-se o empuxo pelo equilíbrio de forças e adota o pior caso. Nessa análise, há diversos métodos que podem ser utilizados, tais como o método das fatias de Fellenius e Bishop, o método de Janbu e o método de Morgenstern-Price.

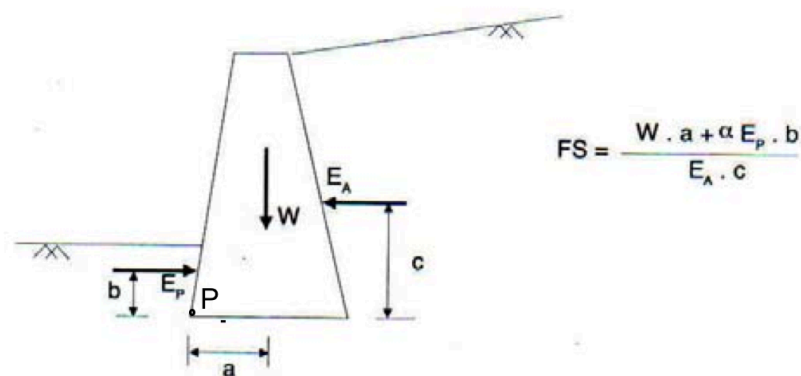
2.5.2 Tombamento

Para que não ocorra o tombamento, deve-se verificar a relação entre o momento das forças resistentes ou estabilizantes e o momento das forças

solicitantes ou instabilizantes. O momento é considerado em relação ao pé externo do muro, ponto P da figura 3.

O empuxo passivo, caso exista o embutimento do muro no solo, atua como estabilizador na análise da estabilidade. Contudo, recomenda-se uma redução do empuxo passivo ao se considerar a possibilidade de erosão ou escavação do solo no pé do muro e a diferença existente entre os deslocamentos necessários para mobilizar os empuxos ativo e passivo (MARANGON, 2006). No entanto, nesse trabalho, o empuxo passivo não será considerado nos cálculos, a fim de trabalhar a favor da segurança e em condições extremas. O fator de segurança contra tombamento deve ser maior ou igual a 2 e é apresentado a seguir.

Figura 16 – Análise da estabilidade do muro contra tombamento



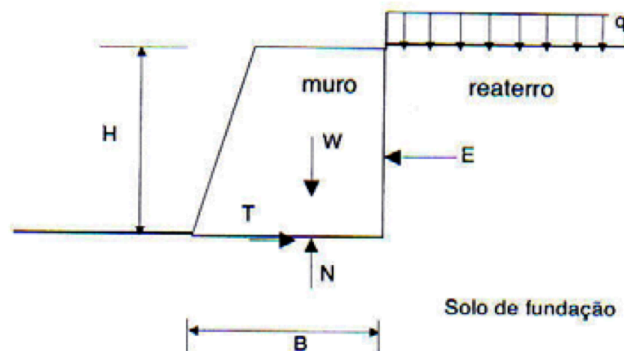
Fonte: MARANGON, 2006.

Na equação acima, W é o peso do muro; a , b e c são as distâncias do ponto de rotação P ao peso do muro (W), empuxo passivo (E_P) e empuxo ativo (E_A), respectivamente; e α é o fator de redução devido às diferenças dos deslocamentos relativos dos empuxos ativo e passivo.

2.5.3 Deslizamento ao longo da base

Deve-se verificar o equilíbrio das componentes horizontais dos esforços atuante. Determina-se o fator de segurança contra o deslizamento da base, obtido entre a razão das forças resistentes e solicitantes que deve ser maior ou superior a 1,5 em casos de reaterros de solos não coesivos ou 2 quando for solos coesivos.

Figura 17 – Análise da estabilidade do muro contra deslizamento da base



Fonte: MARANGON, 2006.

O valor de T é calculado pelo produto pela resistência ao cisalhamento na base do muro e a largura da base, conforme a equação abaixo:

$$T = W \cdot \operatorname{tg} \delta + B \cdot \lambda \cdot c' + E_p \quad (1)$$

Em que:

δ = ângulo de atrito do solo de fundação e do muro, geralmente maior ou igual a $2/3$ do ângulo de atrito do solo utilizado (ϕ');

λ = fator multiplicador de c' para obter a adesão do solo de fundação e do muro, varia entre $1/2 c'$ e $2/3 c'$;

c' = coesão do solo de fundação.

O fator de segurança é obtido dividindo T pelo empuxo ativo atuante.

O deslizamento é um fator muito importante em diversos casos de estabilidade de taludes. Dessa forma, a fim de aumentar o fator de segurança das estruturas, costuma-se utilizar “dentes” na base da estrutura ou atribuir certa inclinação da base.

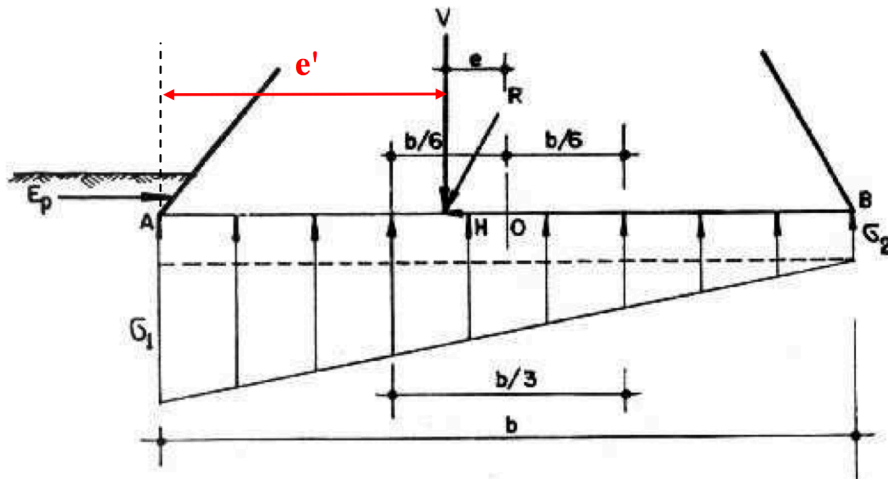
2.5.4 Capacidade de suporte do solo

De acordo com Gerscovich (2009?), a capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A capacidade de suporte do solo deve ser maior, de forma satisfatória, que as tensões aplicadas na base do muro. A distribuição de pressões verticais na

base do muro apresenta forma trapezoidal, devida à ação combinada do peso do muro e do empuxo de solo sobre o muro.

A figura 17 apresenta a distribuição de pressões na base do muro, onde V é o somatório das forças verticais e e é a excentricidade de aplicação dessa resultante.

Figura 18 – Capacidade de carga da fundação.



Fonte: GERSCOVICH, 2009?.

Daí, sendo ΣM_R o somatório dos momentos resistentes e ΣM_O o somatório dos momentos solicitantes, tem-se que:

$$e' = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{V} \quad (2)$$

$$e = \frac{b}{2} - e' \leq \frac{b}{6} \quad (3)$$

A equação 3 mostra que a resultante deve estar localizada no terço central (com $e \leq \frac{b}{6}$ para evitar pressões de tração no muro). Logo, tem-se que as tensões máxima e mínima são:

$$(\sigma)_2^1 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) > 0 \quad (4)$$

Pode-se calcular o fator de segurança, que, para essa verificação, deve ser maior que 2,5.

$$FS = \frac{q_f}{\sigma_1} \quad (5)$$

q_f é a capacidade de carga do solo de fundação, considerando a base do muro como uma sapata e calculada conforme a equação 6.

$$q_f = c' \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \quad (6)$$

Os parâmetros c' e γ são a coesão e o peso específico do solo de fundação. D é o embutimento da base do muro no solo de fundação. Os fatores de capacidade de carga, N_i , são obtidos da tabela abaixo.

Tabela 3 – Fatores de capacidade de carga.

ϕ' (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,74	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: VESIC, 1975 *apud* MARNGON, 2006.

3 METODOLOGIA

As características do solo em questão são consideradas, nesse trabalho, de acordo com tabelas de estudos anteriores de solos similares aos presentes maioritariamente na região da cidade de Ouro Preto.

Com os dados em mão e a revisão bibliográfica, o pré-dimensionamento das estruturas em questão são através dos seus conceitos construtivos, que são explicados nesse capítulo. Dessa forma, torna-se então possível o dimensionamento geotécnico por meio do método de Rankine. Os cálculos foram feitos através de planilhas de Excel compostas pelo autor, onde foi possível variar os parâmetros e a altura do talude para obter diferentes resultados, gerando tabelas.

No muro à flexão proposto, o dimensionamento estrutural do concreto armado foi feito, calculando os esforços solicitantes no muro e na fundação e sua armadura necessária.

Além disso, houve uma avaliação dos muros de concreto para diferentes alturas de taludes e com uma variação dos parâmetros geotécnicos.

Para a viabilidade das estruturas, a estimativa de custo por metro quadrado da estrutura construída foi realizada por meio de tabelas de composição de custos, com preços unitários de materiais e mão de obra da região de Ouro Preto.

3.1 Parâmetros geotécnicos adotados

Para realização da análise de um talude característico da região de Ouro Preto, não houve tempo suficiente para extração de corpos de prova para análises laboratoriais e realização de levantamento topográfico para caracterização da possível área de implantação. Portanto, tomaram-se tabelas dos parâmetros existentes em outros trabalhos e aqueles que são convencionalmente utilizados.

Ferreira *et al.* (2004) estudaram um caso de escorregamento em um morro de Ouro Preto em que rochas muito intemperizadas de resistência muito baixa é tratada como solo para a caracterização e obtenção dos parâmetros. Com ensaios laboratoriais, encontrou coesão variando de 0 a 19 kPa e ângulos de atrito na faixa de 19 a 28°. Ferreira *et al.* (2009) analisaram materiais provenientes das encostas de Ouro Preto, encontrando características comuns de solos residuais tropicais e

subtropicais. Fez- ainda ensaios de cisalhamento, obtendo ângulos de atrito entre 26 e 36° e valores de coesão menores que 20kPa.

Fernandes (2000) analisou também encostas da cidade e encontrou valores de ângulos de atrito até menores que 15° e coesões menores que 100kPa.

Adicionalmente, para efeito de comparação de valores em outros trabalhos que estudaram obras de contenções, Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) também fornecem valores típicos de parâmetros para solos da região sudeste para projetos de muros de contenção.

Tabela 4 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projetos projeto de muros.

Tipo de Solo	Coesão – c' (kN/m²)	Ângulo de Atrito - ϕ' (°)	Peso Específico – γ (kN/m³)
Colúvio <i>in situ</i>	0-15	27-35	15-20
Solo residual maduro	5-20	30-38	17-21

Fonte: GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016.

Assim, com análise nas referências, nesse trabalho, adota-se $c'=5$ kN/m², $\phi'=30^\circ$ e $\gamma=19$ kN/m³ para o solo em questão e admitindo-se que só haja esse solo provocando empuxo e como fundação dos muros.

3.2 Altura crítica

Em casos de solos coesivos, existe uma determinada profundidade em relação a superfície do terreno onde a resultante do empuxo ativo é nula e a região superficial apresenta um estado de tração. Essa altura crítica representa a profundidade que a escavação vertical é estável, sem necessidade de escoramento. Para um corte admissível, adiciona-se ainda um fator de segurança e pode ser calculado pela equação 7, apresentada a seguir:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} \quad (7)$$

No entanto, no cálculo do muro, essa altura de tração não é considerada agindo sobre a parede, por ser uma região propícia para desenvolvimento de trincas. Nesse trabalho, os cálculos dos muros serão feitas para alturas de taludes superiores à altura crítica que o solo coesivo suportaria sem nenhuma contenção.

Para a coesão adotada de 5 kN/m^2 , verifica-se a altura de corte admissível:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = \frac{4.5}{19\sqrt{0,333}} = 1,8m \quad (8)$$

Logo, utilizou-se nesse trabalho, alturas maiores para o talude, em que seriam então necessário contenção, sendo elas as alturas de 2, 4 e 6 metros, a fim de comparar os resultados obtidos.

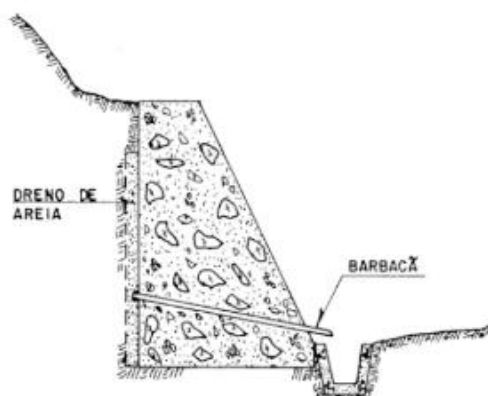
3.3 Pré-dimensionamento dos muros

O pré-dimensionamento consiste na estimativa das geometrias do muro de acordo com a literatura, experiências anteriores e alguns parâmetros do talude em questão. Determina-se dimensões iniciais do elemento e em seguida faz-se os cálculos para averiguação da estabilidade do muro com as dimensões dadas. Dessa forma, é possível fazer correções que sejam necessárias e alterar novamente para melhor adequação das medidas do muro.

3.3.1 Muro de concreto ciclópico

Esse tipo de estrutura é constituída de concreto e agregados de grandes dimensões. Na execução, normalmente preenche-se a forma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. De acordo com Domingues (1997), o volume de pedras é responsável por cerca 40% do total do volume do concreto e pode ser apresentado nos perfis retangular, trapezoidal e escalonado. Adicionalmente, o sistema de drenagem adequado é imprescindível na sua execução, devido à pequena permeabilidade do sistema, feito através de barbacãs e dreno de areia.

Figura 19 - Muro de concreto ciclópico.



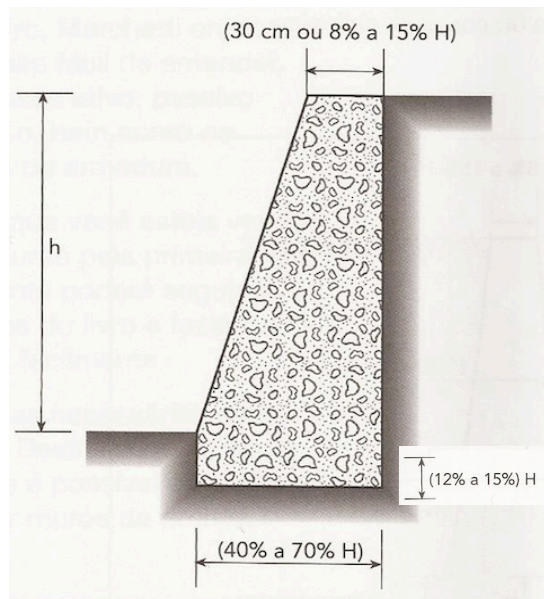
Fonte: BRAGA, 2014.

O barbacã é o orifício que permite o escoamento de água da parte de trás do muro. Geralmente tem comprimento maior do que a espessura do muro onde está instalado, para a completa retirada da água, e sua extremidade interna pode estar envolta por algum material poroso que torne mais efetiva sua ação. Na figura 19 é possível ver ainda o dreno de areia que trabalha juntamente com o barbacã.

O fato do muro ter faces inclinadas ou em degraus pode causar uma economia significativa de material. A seção transversal é usualmente a trapezoidal por ser mais econômico comparado ao perfil retangular e poder ser adotado para maiores alturas. Esse tipo de seção foi adotada nesse trabalho para as análises necessárias.

Com base em outros trabalhos e experiências, define-se a largura da base da ordem de 40% a 70% da altura do muro. Para muros com face frontal plana e vertical, deve-se recomendar uma inclinação para trás (em direção ao retroaterro) de pelo menos 1:30 (cerca de 2 graus com a vertical), de modo a evitar a sensação ótica de uma inclinação do muro na direção do tombamento para a frente. No entanto, a recomendação é que a face inclinada seja a externa de maneira o centro de gravidade do muro fique voltado para o lado do terreno. A figura abaixo representa as relações das dimensões utilizadas no pré-dimensionamento.

Figura 20 - Muro de concreto ciclópico

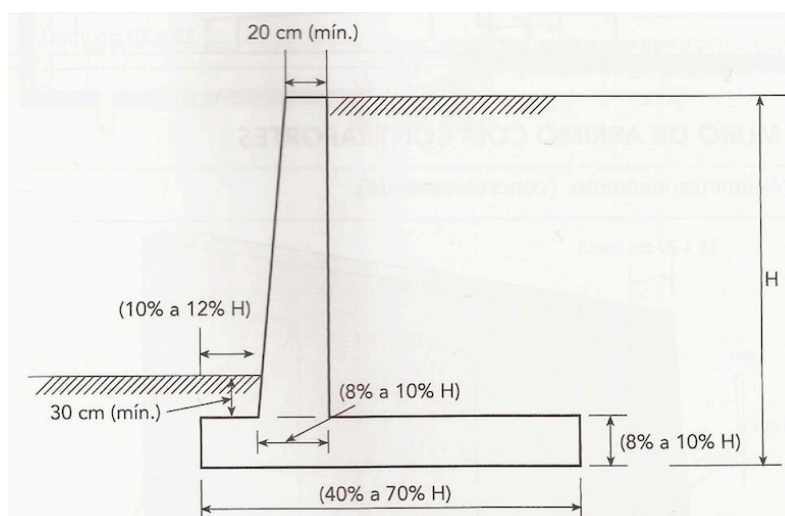


Fonte: MARCHETTI, 2008.

3.3.2 Muro de concreto armado

O muro de concreto armado é mais elaborado na sua execução, necessitando mão de obra especializada. Porém seu uso é praticamente irrestrito e possui custos mais elevados. Nos muros de arrimo de concreto armado, as solicitações de empuxo são equilibradas através da armadura da estrutura sendo a maior solicitação presente na base do muro. Neste caso, o próprio solo contribui para a estabilidade do muro devido sua geometria (XAVIER, 2011). Esse solo é compactado em forma de aterro após a execução do muro, com umidade controlada. O sistema de drenagem também é imprescindível para garantir o seu bom funcionamento. Ele é feito concomitantemente com o aterro junto ao muro para permitir o escoamento de água e evitar o aumento do empuxo. Além disso, devem ser feitas juntas de dilatação para suporte de esforços causados devido a variação de temperatura no próprio muro. O perfil utilizado no seu dimensionamento, assim como as relações das dimensões, é mostrado na figura abaixo.

Figura 21 - Muro de arrimo de flexão



Fonte: MARCHETTI. 2008.

De acordo com Moliterno (1986), para o pré-dimensionamento e dimensionamento da armadura desse muro, deve-se tomá-lo como uma laje vertical em balanço e engastada na sapata.

3.3.2.1 Cálculo das armaduras

Após a definição das dimensões adotadas para o muro, determinação do empuxo e verificação da estabilidade do muro, deve-se calcular a armadura. Será utilizado o Método dos Estados Limites, onde as resistências são minoradas e as ações solicitantes, majoradas. O muro é considerado em balanço e engastado na sapata. Com isso, trata-se o muro e a sapata com largura de 1 metro para calcular a armadura do muro por metro de comprimento. Além disso, adotou-se deformações do aço e do concreto para o dimensionamento estrutural de forma que ambos materiais fossem aproveitados inteiramente, trabalhando da melhor forma em conjunto. Nos cálculos, foram demonstrados as armaduras necessária para combate à flexão e ao cisalhamento. No entanto, sabe-se que ainda existem as armaduras de distribuição e suplementar, mas que não serão colocadas em questão nesse trabalho.

A quantidade de armadura é variável de acordo com o momento dos esforços solicitantes. O aço utilizado foi CA-50, um dos mais utilizados na construção civil. O cobrimento existente nas dimensões é necessário como forma de proteger a armadura em relação à agressividade do ambiente, principalmente no muro em

contato com o solo. Adotou-se 4 centímetros de cobrimento. Dessa forma, a quantidade de armadura pode ser calculada de acordo com as equações abaixo, retiradas de Camargo e Filho (2014).

- Altura útil (d_{min}), ou seja, menor altura da seção em que o momento aplicado será igual ao momento resistente máximo da seção:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot \frac{x}{d} - 0,272 \cdot (\frac{x}{d})^2)}} \quad (9)$$

Em que:

M_d = momento fletor solicitante de cálculo, obtido multiplicando o momento atuante pelo coeficiente de ponderação γ_f ;

b_w = largura da seção transversal das vigas de seção retangular;

f_{cd} = coesão do solo;

x = altura da chamada linha neutra, ou a distância da borda mais comprimida do concreto ao ponto que tem deformação e tensão nulas;

d = altura útil, que é a distância da armadura longitudinal tracionada da fibra do concreto mais comprimida, é a espessura da seção menos o cobrimento adotado.

Utiliza-se nas contas, $x/d = 0,45$, por ser o valor imposto como limite pela norma para concretos até a classe de f_{ck} igual a 50MPa, devido a ductilidade mínima do aço. Logo, tem-se simplificado

$$d_{min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (10)$$

- Equação adimensional do momento fletor:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (11)$$

- Equação adimensional do braço de alavanca:

$$KZ = \frac{z}{d} \quad (12)$$

Onde z é a distância entre o ponto de aplicação das resultantes de tensões normais de compressão no concreto e tração no aço. KZ pode ainda ser obtido pelo valor de KMD , como mostrado na tabela do Anexo A, retirada de Xavier (2011).

- Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s} \quad (13)$$

Os cálculos serão feitos dividindo o muro em 3 seções iguais, contados do topo do muro, devido a variação do momento. Onde o momento, para cada seção i , na altura H_i , será calculado como:

$$M_{di} = Ea_i \cdot \frac{H_i}{3} \quad (14)$$

Deve ser feito ainda a verificação da armadura para esforços cortantes. Se esse esforço solicitante (V_{sd}) for maior que a força resistente de projeto (V_{rd}) deve-se adotar armadura de cisalhamento. Tem-se que:

$$V_{rd} = (\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)) \cdot b_w \cdot d \quad (15)$$

Em que:

$$\tau_{rd} = 0,0525 \cdot \frac{\sqrt[3]{(f_{ck})^2}}{1,4} \quad (16)$$

$$K = 1,6 - d \quad (17)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (18)$$

Além disso, na verificação da sapata, Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, *apud* Xavier, 2011), uma sapata é rígida quando atende a equação 19. Se a sapata é rígida, pode ser armada apenas com armadura mínima. A armadura mínima é 0,15% da seção adotada. Caso a equação não seja atendida, a sapata é considerada rígida e calculada como elemento fletido, com os cálculos das equações acima.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (19)$$

Sendo h a altura da sapata, a a dimensão da sapata em uma determinada direção e a_p a dimensão do pilar na mesma direção.

4 RESULTADOS

4.1 Pré-dimensionamento do muro de concreto ciclópico

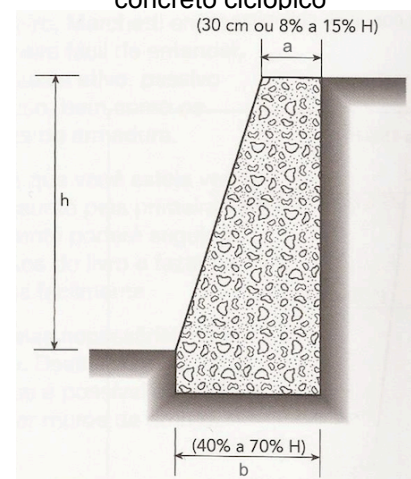
Adotou-se um embutimento do muro de 30 cm no solo (cerca de 12% da altura do muro), base de 40% da altura do muro e a parte superior do muro com 8% da altura. As medidas foram definidas pelo pré-dimensionamento, adotando os menores números recomendados, a fim de economizar material ao máximo. O embutimento é recomendável, pois assim o pé da estrutura não fica exposto na superfície, evitando erosões e qualquer dano à base da estrutura. Para o muro, foi utilizado concreto de peso específico de 24 kN/m^3 e f_{ck} de 25MPa. A seguir, tem-se as dimensões adotadas nesse pré-dimensionamento, com a figura indicando cada medida utilizada.

Tabela 5 – Dimensões adotadas do muro.

Geometria do Muro	
H(m)=	2,3
h(m)=	2
a(m)=	0,2
b(m)=	0,9

Fonte: autor.

Figura 22 – Dimensões do muro de concreto ciclópico



Fonte: adaptado MARCHETTI, 2008.

Os cálculos são feitos para cada metro de largura de muro. Assim, tem-se os seguintes resultados.

Tabela 6 – Resultados do muro para talude de 2m de altura.

Método de Rankine		
Ka	Kp	Empuxo ativo (kN/m)
0,333	3	3,473
Fator de Segurança		
Deslizamento	Tombamento	Capacidade de Suporte do Solo
4,36	7,15	13,47

Fonte: autor.

Da mesma forma, mantendo o embutimento a cerca de 12% da altura total do muro, para o talude de 4 e 6 metros, tem-se:

Tabela 7 – Resultados do muro para talude de 4m de altura.

Geometria do Muro			
H(m)	h(m)	a(m)	b(m)
4,6	4	0,4	1,8
Método de Rankine			
Ka	Kp	Empuxo ativo (kN/m)	
0,333	3	40,449	
Fator de Segurança			
Deslizamento	Tombamento	Capacidade de Suporte do Solo	
1,34	2,45	7,73	

Fonte: autor.

Nota-se que o fator de segurança do deslizamento está abaixo do recomendado, que é 2. Logo algumas dimensões do muro podem ser ajustadas para que a segurança seja mantida. Assim, adotou-se base de 60% da altura do muro, embutimento de 15% da altura do muro e a parte superior do muro com 12% da altura total. Obteve-se então:

Tabela 8 – Muro de concreto armado corrigido para talude de 4m de altura.

Geometria do Muro			
H(m)	h(m)	a(m)	b(m)
4,7	4	0,6	2,8
Método de Rankine			
Ka	Kp	Empuxo ativo (kN/m)	
0,333	3	42,816	
Fator de Segurança			
Deslizamento	Tombamento	Capacidade de Suporte do Solo	
2,00	5,47	13,57	

Fonte: autor.

Para o talude com 6 metros de comprimento, da mesma forma, alterou-se as porcentagens do dimensionamento, adotando o topo do muro com 20% da altura total e a base, com 75% da altura. Dessa forma, obteve-se:

Tabela 9 – Resultados do muro para talude de 6m de altura.

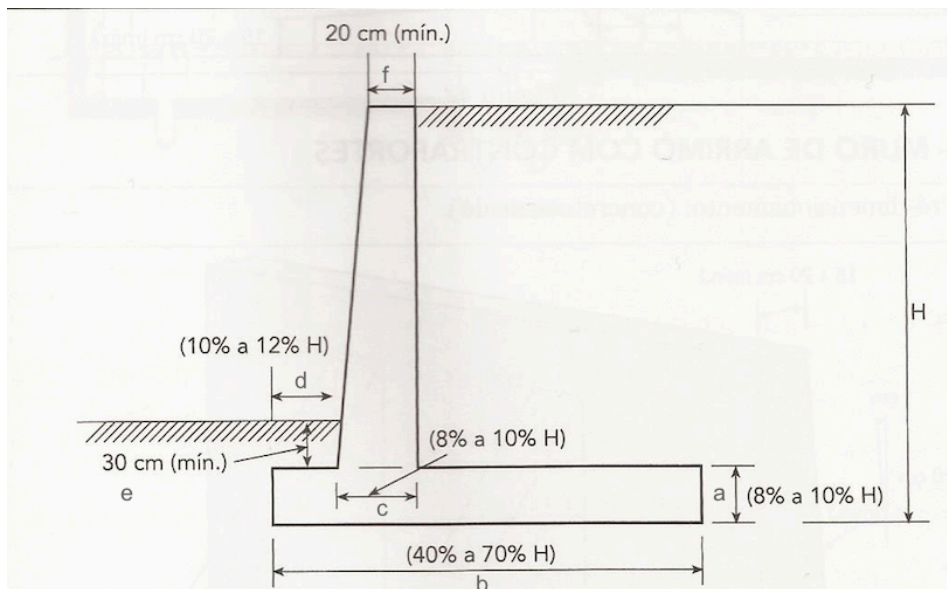
Geometria do Muro			
H(m)	h(m)	a(m)	b(m)
7	6	1,4	5,3
Método de Rankine			
Ka	Kp	Empuxo ativo (kN/m)	
0,333	3	114,752	
Fator de Segurança			
Deslizamento	Tombamento	Capacidade de Suporte do Solo	
2,07	7,32	14,96	

Fonte: autor.

4.2 Pré-dimensionamento do muro de concreto armado

A figura abaixo representa as medidas adotadas nos cálculos. Adotou-se, inicialmente, as menores porcentagens daquelas mostradas na figura 23 para o pré-dimensionamento. Os parâmetros do solo permaneceram o mesmo do item anterior, assim como o concreto utilizado.

Figura 23 – Dimensões do muro de concreto armado



Fonte: adaptado MARCHETTI, 2008.

Assim, também tem-se os resultados do pré-dimensionamento para taludes de 2, 4 e 6 metros, respectivamente.

Tabela 10 – Muro de concreto armado para talude de 2m de altura.

Geometria do Muro	
H(m)=	2,5
a(m)=	0,2
b(m)=	1,0
c(m)=	0,2
d(m)=	0,3
e(m)=	0,3
f(m)=	0,2

Método de Rankine		Fator de Segurança	
Ka	0,333	Deslizamento	3,48
Kp	3	Tombamento	5,40
Empuxo ativo (kN/m)	5,358	Capacidade de Suporte do Solo	12,02

Fonte: autor.

Para os muros de 4 e 6 metros, foi necessário mudar as proporções das dimensões do muro para que o fator de segurança do deslizamento também fosse acima do recomendado. Adotou-se as maiores porcentagens do pré-dimensionamento, para manter a segurança. Dessa forma, tem-se:

Tabela 11 – Muro de concreto armado para talude de 4m de altura.

Geometria do Muro	
H(m)=	4,8
a(m)=	0,5
b(m)=	3,3
c(m)=	0,5
d(m)=	0,6
e(m)=	0,3
f(m)=	0,2

Método de Rankine		Fator de Segurança	
Ka	0,333	Deslizamento	2,42
Kp	3	Tombamento	7,18
Empuxo ativo (kN/m)	44,701	Capacidade de Suporte do Solo	14,00

Fonte: autor.

Tabela 12 – Muro de concreto armado para talude de 6m de altura.

Geometria do Muro	
H(m)=	7,1
a(m)=	0,7
b(m)=	5,0
c(m)=	0,7
d(m)=	0,9
e(m)=	0,4
f(m)=	0,5

Método de Rankine		Fator de Segurança	
Ka	0,333	Deslizamento	2,00
Kp	3	Tombamento	5,98
Empuxo ativo (kN/m)	119,076	Capacidade de Suporte do Solo	12,52

Fonte: autor.

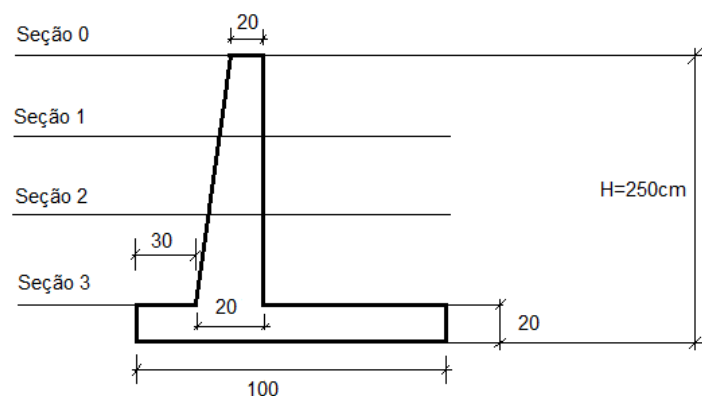
4.2.1 Armaduras

Tendo as medidas dos muros, pode-se calcular a armadura necessária para resistência à flexão que o muro sofre com as solicitações de empuxo. Os itens abaixo separa os resultados de cada muro.

4.2.1.1 Talude de altura 2 metros

A figura 24 mostra o resultado do pré-dimensionamento do muro. A partir das dimensões dadas, pode-se obter as armaduras com o dimensionamento estrutural mostrado no item 3.3.2.1.

Figura 24 – Muro do talude de 2 metros dimensionado.



Fonte: autor.

- **Armação do tardo**

A tabela 13 mostra os resultados dos cálculos de momentos fletores para cada seção, com as respectivas alturas úteis mínimas e as alturas úteis.

Tabela 13 – Cálculo dos momentos fletores e altura útil.

Seção	Empuxo (kN/m)	Momento (kN.m)	$d_{\min}$ (cm)	d (cm)
0,8m	2,03	0,54	1,30	16
1,6m	8,11	4,32	3,68	16
2,3m	16,75	12,84	6,35	16

Fonte: autor.

Como $d > d_{\min}$, utiliza-se armadura simples. A tabela 14 mostra os resultados obtidos. O diâmetro e o espaçamento foram obtidos da tabela do Anexo B, retirada de Marchetti (2008).

Tabela 14 – Armadura principal.

Seção	KMD	KZ	A_s (cm ² /m)	$A_{s_{\min}}$ (cm ² /m)	$A_{s_{\text{adot}}}$ (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
0,8m	0,001655	0,9941	0,11	3,00	3,00	10	26
1,6m	0,013241	0,9941	0,88	3,00	3,00	10	26
2,3m	0,039332	0,9759	2,65	3,00	3,00	10	26

Fonte: autor

Para as tensões de cisalhamento, também foram verificados os esforços cortantes das seções e notou-se que a armadura transversal de cisalhamento não se faz necessária, uma vez que o esforço resistente de cálculo (V_{rd}) é maior.

Tabela 15 – Esforços cortantes de solicitação e resistente.

Seção	V_{sd} (kN/m)	V_{rd} (kN/m)
0,8m	2,84	94,2
1,6m	11,35	94,2
2,3m	23,45	94,2

Fonte: autor.

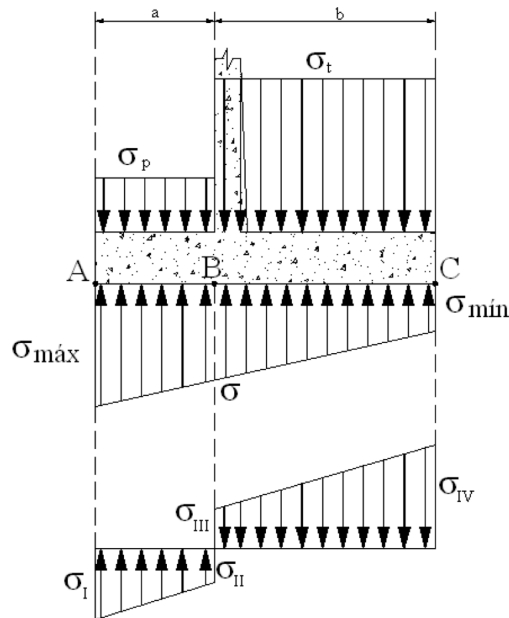
- **Armação da sapata**

Na verificação da rigidez da sapata, tem-se que:

$$20cm = h < \frac{(100-20)}{3} = 26,7cm \quad (20)$$

Observa-se que a sapata é flexível e é necessário fazer os cálculos dos esforços solicitantes para analisar a armadura. Os carregamentos na sapata, além do peso próprio, são proveniente do solo na base e dos pesos do solo na parte superior da sapata.

Figura 25 – Carregamentos solicitantes na sapata.



Fonte: XAVIER, 2011.

Daí,

$$\sigma_I = \sigma_{máx} - \sigma_p \quad (21)$$

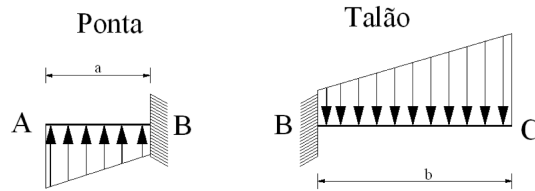
$$\sigma_{II} = \sigma - \sigma_p \quad (22)$$

$$\sigma_{III} = \sigma_t - \sigma \quad (23)$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_t - \sigma_{mín} \quad (24)$$

Dividindo a sapata em duas regiões igualmente engastadas no tardo, temos a resultante das solicitações, pela diferença das cargas atuantes verticais:

Figura 26 – Carregamento da ponta e do talão da sapata.



Fonte: XAVIER, 2011.

Para a ponta, tem-se que (XAVIER,2011):

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{(\sigma_I + \sigma_{II}).a}{2} \quad (25)$$

$$M_{m\acute{a}x} = V_{m\acute{a}x} \cdot \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_I + \sigma_{II}}{\sigma_I + \sigma_{II}} \right) \quad (26)$$

Para o talão:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{(\sigma_{IV} + \sigma_{III}).b}{2} \quad (27)$$

$$M_{m\acute{a}x} = V_{m\acute{a}x} \cdot \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{IV} + \sigma_{III}}{\sigma_{IV} + \sigma_{III}} \right) \quad (28)$$

Com isso, os resultados obtidos foram:

Tabela 16 – Esforços solicitantes na sapata.

Ponta		Talão	
Esforço cortante máximo (kN/m)	Momento fletor máximo (kN.m/m)	Esforço cortante máximo (kN/m)	Momento fletor máximo (kN.m/m)
12.20	1.85	-3.67	-0.45

Fonte: autor

Os valores negativos para o talão da tabela anterior, indicam que os esforços estão no sentido oposto ao indicado na figura 26. Logo a armadura principal é necessária no mesmo lado da ponta e do talão da sapata.

Tabela 17 – Esforços solicitantes na sapata.

Seção	Momento (kN.m)	d_{min} (cm)	d (cm)	KMD	KZ	As (cm ² /m)
Ponta	1,85	2,41	16	0.00036	0.9941	0.37
Talão	0,45	1,18	16	0.00009	0.9941	0.09
As _{min} (cm ² /m)	As _{adot} (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)			
3,00	3,00	10	26			
3,00	3,00	10	26			

Fonte: autor.

Quanto ao esforço cortante, nota-se que não é necessário a armadura de cisalhamento na sapata.

Tabela 18 – Esforços cortantes na sapata.

Seção	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)
Ponta	12,2	102,5
Talão	3,67	88,8

Fonte: autor.

Pode-se então, adotar, como no tardo e na sapata, 4 barras de 10mm de diâmetro e deixando uma folga no comprimento total para ganchos. A tabela 19 mostra o resumo da armadura para o muro em questão.

Tabela 19 – Resumo da armadura do talude de 2 metros.

Muro	Aço	Bitola (mm)	Quantidade/m	Comprimento (m)	Peso (kg)
Tardo	50A	10	4	2,50	1,54
Sapata	50A	10	4	1,40	0,86
TOTAL	-	-	8	3,90	2,40

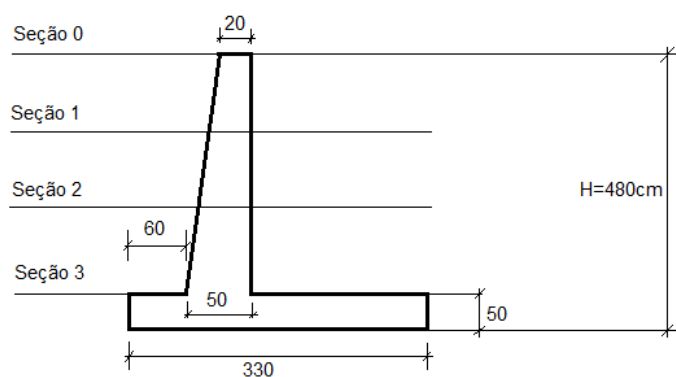
Fonte: autor.

O peso total do aço para as 8 barras que compõem todo o metro do muro é de 19,25 kg por metro de muro.

4.2.1.2 Talude de altura 4 metros

Da mesma forma que foram feitos os cálculos no item anterior, tem-se os resultados de armadura para o muro apresentado na figura 27.

Figura 27 – Muro do talude de 4 metros dimensionado.



Fonte: autor.

- **Armação do tardo**

A tabela 20 mostra os resultados para o muro em questão.

Tabela 20 – Armadura principal para talude de 4 metros.

Seção	Empuxo (kN/m)	Momento (kN.m)	$d_{\min}$ (cm)	d (cm)
1,4m	6,21	2,90	3,01	25,8
2,8m	24,83	23,17	8,52	35,5
4,3m	58,55	83,92	16,22	46

Seção	KMD	KZ	A_s (cm ² /m)	$A_{s_{\min}}$ (cm ² /m)	$A_{s_{\text{adot}}}$ (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
1,4m	0,003411	0,9941	0,36	4,47	4,47	12,5	28
2,8m	0,014415	0,9941	2,11	5,93	5,93	12,5	21
4,3m	0,031095	0,9820	5,98	7,50	7,50	12,5	16

Fonte: autor.

A armadura de cisalhamento não foi necessária nesse caso também, conforme notado nos resultados apresentados pela tabela 21.

Tabela 21 – Resultado dos esforços cortantes.

Seção	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)
1,1m	8,69	140,9
2,2m	34,76	179,5
3,4m	81,97	212,7

Fonte: autor.

- Armação da sapata**

Na verificação da rigidez da sapata, tem-se que:

$$50cm = h < \frac{(330-50)}{3} = 93,3cm \quad (29)$$

Sendo a sapata flexível, tem-se:

Tabela 22 – Esforços solicitantes na sapata do talude de 4 metros.

Seção	Momento (kN.m)	d _{min} (cm)	d (cm)	KMD	KZ	As (cm ² /m)
Ponta	13,92	6,61	46	0,00161	0,9941	0,98
Talão	112,26	18,76	46	0,01298	0,9881	7,95
As _{min} (cm ² /m)	As _{adot} (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)			
7,5	7,5	12,5	16			
7,5	7,95	12,5	15			

Fonte: autor.

Na sapata em questão, será necessário adicionar armadura de cisalhamento, pois o esforço cortante máximo no tardo é menor que o resistente cálculo, conforme visto na tabela abaixo.

Tabela 23 – Resultado dos esforços cortantes para a sapata.

Seção	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)
Ponta	46,30	212,73
Talão	372,29	213,40

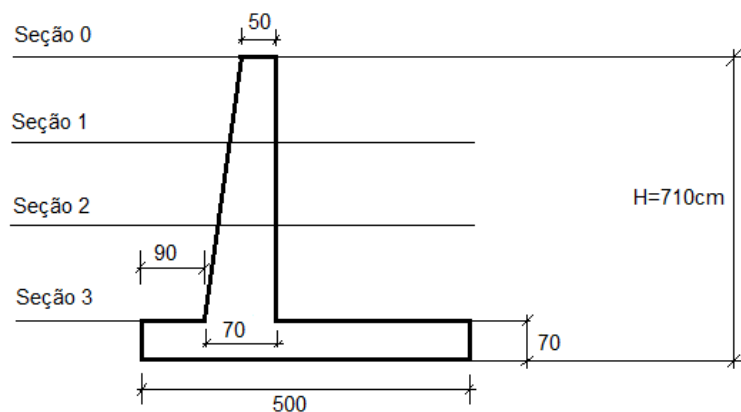
Fonte: autor.

4.2.1.3 Talude de altura 6 metros

Os resultados para a armação do muro do talude de 6 metros são apresentados abaixo.

- **Armação do tardo**

Figura 28 – Muro do talude de 6 metros dimensionado.



Fonte: autor.

Tabela 24 – Resultados de armadura para talude de 6m de altura.

Seção	Empuxo (kN/m)	Momento (kN.m)	d_{min} (cm)	d (cm)
2,1m	13,97	9,78	5,54	52,6
4,2m	55,86	78,20	15,66	59,1
6,4m	129,71	276,71	29,46	66

Seção	KMD	KZ	A_s (cm ² /m)	A_{smin} (cm ² /m)	$A_{s adot}$ (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
2,1m	0,002770	0,9941	0,60	8,49	8,49	12,5	14
4,2m	0,017554	0,9881	4,31	9,47	9,47	12,5	13
6,4m	0,049802	0,9697	13,92	10,50	13,92	16	14

Seção	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)
2,1m	19,55	229,0
4,2m	78,20	241,7
6,4m	181,59	255,5

Fonte: autor.

- **Armação da sapata**

Na verificação da rigidez da sapata, tem-se que:

$$70\text{cm} = h < \frac{(500-70)}{3} = 143,3\text{cm} \quad (30)$$

Sendo a sapata flexível, tem-se:

Tabela 25 – Esforços solicitantes na sapata do talude de 4 metros.

Seção	Momento (kN.m)	d _{min} (cm)	d (cm)	KMD	KZ	As (cm ² /m)
Ponta	51,95	12,76	66	0,00501	0,9941	2,55
Talão	727,78	47,77	66	0,07023	0,9570	37,10
As _{min} (cm ² /m)	As _{adot} (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)			
10,5	10,5	16	19			
10,5	37,10	25	13			

Fonte: autor.

Nessa sapata, também será necessário o cálculo da armadura de cisalhamento, pois o esforço cortante máximo no tardo é menor que o resistente cálculo, conforme visto na tabela abaixo.

Tabela 26 – Esforços cortantes para a sapata.

Seção	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)
Ponta	114,5	251,4
Talão	1597,2	283,4

Fonte: autor.

5 COMPOSIÇÃO DE CUSTO

Tendo analisado as dimensões de muro de concreto ciclópico e o muro de concreto armado, pode-se fazer o levantamento aproximado do custo de cada muro. Essa composição foi feita através de uma planilha orçamentária. Essa planilha é a relação de todos os serviços com os respectivos preços unitários e totais, unidades de medida e quantidades, calculadas a partir dos projetos e demais especificações técnicas. A importância dela está ligada ao fato de que toda obra ou reforma necessita de seu anterior orçamento a fim de analisar a viabilidade e disponibilidade para sua realização.

Os preços unitários foram analisados em planilhas referenciais de preços para obras de engenharia mais atuais, tais como SETOP (Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas), SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e SUDECAP (Superintendência de Desenvolvimento da Capital). Nessas tabelas, para cada item, há o valor unitário de acordo com a unidade de medição utilizada. Em tais tabelas de preços, há a possibilidade de utilizar valores desonerados ou não. A desoneração é a não retirada de 20% do salário dos empregados com carteira assinada para pagamento do INSS. Essa opção foi a utilizada nesse trabalho, por ser a forma mais utilizada na composição dos preços por empresas atuais, pois acaba reduzindo custos e diminuindo encargos. Além disso, após a retirada dos valores nas tabelas referenciais, foram acrescentados uma porcentagem de BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) a esses custos diretos. O BDI leva em consideração os custos indiretos, aqueles relacionados à administração e manutenção. Assim, torna-se possível obter uma estimativa mais confiável, de acordo com a realidade, do custo total da obra. O BDI é calculado de acordo com a fórmula abaixo:

$$BDI = \frac{(1 + AC + S + R + G)(1 + DF)(1 + L)}{(1 - I)} - 1 \quad (31)$$

Onde:

AC: taxa de administração central;

S: taxa de seguros;

R: taxa de riscos;

G: taxa de garantias;

DF: taxa de despesas financeiras;

L: taxa de lucro/remuneração;

I: taxa de incidência de impostos (PIS, COFINS, ISS).

Além disso, utilizou-se as parcelas do BDI conforme é utilizado na Secretaria Municipal de Obras e Urbanismo de Ouro Preto, para estimativas de custos de obras deste tipo. Segue a planilha abaixo da Secretaria para tal cálculo, onde é possível notar que o BDI utilizado é de 28,82%.

Tabela 27 – Cálculo do BDI.

Parâmetro	%	CÁLCULO DO BDI	OBSERVAÇÕES
			a) Os percentuais de Impostos a serem adotados devem ser indicados pelo Tomador, conforme legislação vigente. Para o ISS, deverão ser definidos pelo Tomador, através de declaração informativa, conforme legislação tributária municipal, a base de cálculo e, sobre esta, a respectiva alíquota do ISS, que será um percentual entre 2% e 5%.
Administração Central	3.00%	28.82%	b) As tabelas acima foram construídas considerando a desoneração sobre a folha de pagamento prevista na Lei nº 12.844/2013. Para análise de orçamentos considerando a contribuição previdenciária sobre a receita bruta deverá ser somada a alíquota de 4,5% no item impostos.
Seguros e Garantias	0.80%	CONDIÇÃO	
Riscos	0.97%		c) Para o tipo de obra “Construção de Edifícios” enquadram-se: a construção e reforma de: edifícios, unidades habitacionais, escolas, hospitais, hotéis, restaurantes, armazéns e depósitos, edifícios para uso agropecuário, estações para trens e metropolitanos, estádios esportivos e quadras cobertas, instalações para embarque e desembarque de passageiros (em aeroportos, rodoviárias, portos, etc.), penitenciárias e presídios, a construção de edifícios industriais (fábricas, oficinas, galpões industriais, etc.), conforme classificação 4120-4 do CNAE 2.0. Também enquadram-se pórticos, mirantes e outros edifícios de finalidade turística.
Despesas Financeiras	0.59%		
Lucro	6.16%		
Impostos: PIS e COFINS	3.65%		
Impostos: ISS (mun.)	5.00%		

Fonte: SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS E URBANISMO DE OURO PRETO

Cabe ressaltar que a estimativa de custo foi feita somente para o metro do muro, não incluindo os outros serviços preliminares que não devem variar significativamente para os muros estudados. Para a análise do custo, adotou-se o talude com altura de 2 metros para exemplificação nas tabelas 29 e 30. As planilhas orçamentárias são apresentadas para o muro de concreto ciclópico e o muro de

concreto armado, respectivamente.

Tabela 28 – Composição de custo para o muro de concreto ciclópico.

FONTE	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO (R\$)			
					UNITÁRIO		TOTAL	
					S/BDI	C/BDI	S/BDI	C/BDI
SUDECAP	40.32.97	ESCAVACAO MANUAL 1,5 < H ≤ 3,0 M	m³	1.37	46.64	60.08	63.90	82.31
SUDECAP	05.04.01	FORMA INCLUSIVE DESFORMA E LIMPEZA	m²	3.5	52.3	67.37	183.05	235.80
SUDECAP	04.19.13	CONCRETO CICLOPICO LANÇADO EM FUNDAÇÃO E ARRIMO, 1:3:6 COM 30% DE PEDRA DE MAO	m³	1.37	269.21	346.80	368.82	475.12
							TOTAL	793.23

Fonte: autor.

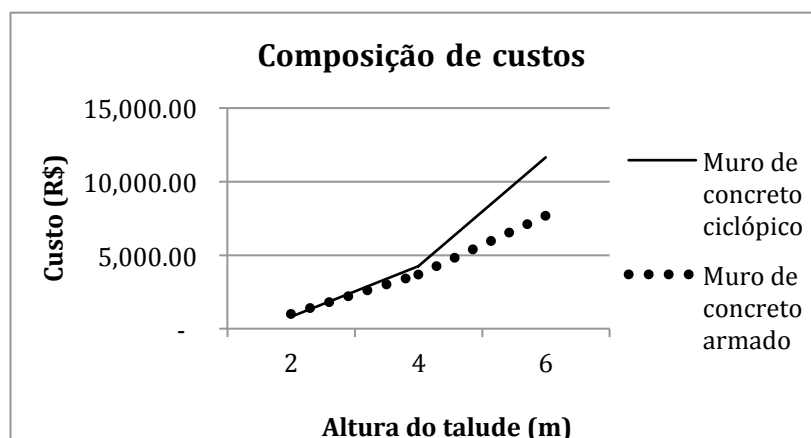
Tabela 29 – Composição de custo para o muro de concreto armado.

FONTE	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO (R\$)			
					UNITÁRIO		TOTAL	
					S/BDI	C/BDI	S/BDI	C/BDI
SUDECAP	40.32.97	ESCAVACAO MANUAL 1,5 < H ≤ 3,0 M	m³	1.81	46.64	60.08	84.42	108.74
SUDECAP	05.04.01	FORMA INCLUSIVE DESFORMA E LIMPEZA	m²	6	52.3	67.37	313.80	404.22
SUDECAP	06.03.01	AÇO CA-50 D ≤ 12,5 MM	kg	19.25	6.52	8.40	125.51	161.70
SUDECAP	40.09.25	CONCRETO FCK ≥ 25,0 MPa, B1-B2 CALC., LANC. FUND.	m³	0.66	377.24	485.96	248.98	320.73
SUDECAP	40.32.32	REATERRO COMPACTADO COM ROLO VIBRATORIO	m³	1.15	2.83	3.65	3.25	4.20
							TOTAL	999.59

Fonte: autor.

Mesmo sem as armaduras de cisalhamento que são necessárias nas sapatas dos taludes de 4 e 6 metros, fez-se os cálculos de custos aproximados para comparação, para obter o seguinte gráfico:

Gráfico 1 – Custo por m² de face da estrutura de contenção.



Fonte: autor.

6 CONCLUSÕES

Para a execução de muro de arrimo, é de extrema importância a correta análise de viabilidade da estrutura adotada. A implantação de qualquer estrutura requer análise cuidadosa para não gerar prejuízos e optar pela melhor opção.

Nesse trabalho, verificou-se que o muro de concreto armado, mesmo com a redução da utilização de concreto devido a estrutura mais espessa, o gasto com aço é alto. É verificado no trabalho que sua utilização para taludes menores não é muito viável quando comparado ao muro de concreto ciclópico, por ter uma execução mais complexa e necessitar mão de obra mais especializada.

Além disso, a execução do muro de concreto armado requer equipamentos mais robustos para compactação do solo e colocação da armadura. Por outro lado, é um muro que traz solução para muitos tipos de encostas e possui ótimo desempenho estrutural. Em caso de taludes de alturas maiores, este passa a ser mais viável economicamente, além de ocupar um espaço menor.

De qualquer forma, cada caso deve ser estudado separadamente para análise de viabilidade, de acordo com o talude dado, possibilidades de execução da contenção e custos máximos.

Referências

ALHEIROS, M. M.; SOUZA, M. A. A.; BITOUN, J.; MEDEIROS, S. M. G. M.; JUNIOR, W. M. A. **Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife**. Fundação de Desenvolvimento Municipal – FIDEM, Programa Viva o Morro. 2004

BASTOS, I. G. **Estabilização de encostas através de drenagem profunda: Estudo de um caso de estabilização com um túnel de drenagem**. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil. 2006

BRAGA, P. F. D. S. **Estabilização de talude através de técnica de solo reforçado – estudo de caso em sumidouro – RJ**. Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Agrícola e Meio Ambiente da Escola de Engenharia UFF, Niterói, Rio de Janeiro, 2014

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Segundo a NBR 6118:2014**. Editora da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP, Brasil. 2014

CASTRO, J. M. G. **Pluviosidade e movimentos de massa nas encostas de Ouro Preto**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DECIV/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil. 2006

CASTRO, W. J. **Síntese de Estudos de Estabilidade de Taludes de Minas de Minério de Ferro do Quadrilátero Ferrífero – MG**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, DECIV/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil. 2004

CUNHA, M. A.; FARAH, F.; CERRI, L. E. S.; GOMES, L. A.; GALVÊS, M. L.; BITAR, O. Y.; FILHO, O. A.; DA SILVA, W. S. **Ocupação de encostas**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo. 1991

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil. 1997

DUARTE, M. P. **Estabilidade de talude e muro de arrimo**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia UFMG. 2013

DUTRA, V. A. S. **Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da UFRJ/ Escola Politécnica. Rio de Janeiro. 2013

Fernandes, G. **Caracterização geológica-geotécnica e propostas de estabilização da encosta do Morro do Curral – Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto.** Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DECIV/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil. 2000

FERREIRA, S. B.; LANA, M. S.; CONTE JR., A. A.; LEITE, L. F. **Movimentos em encostas de Ouro Preto – MG, o caso da Vila São José.** REM-Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v. 57,n. 4,p. 235-240. 2004

FERREIRA, S. B.; LANA, M. S.; RIBEIRO, L. F. M.; PEREIRA, B. A. **Análise de ruptura em talude urbano, Ouro Preto, MG.** ABMS. 2009

FUNDAÇÃO GEO-RIO. **GEORIO 1999 - Manual Técnico de Encostas.** Volume 1. Rio de Janeiro, Prefeitura do Rio de Janeiro. 1999

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes.** Departamento de Estruturas e Fundações da Faculdade de Engenharia da UERJ. Rio de Janeiro, Brasil. 2009

GERSCOVICH, D. **Estruturas de contenção – Muros de arrimo.** Departamento de Estruturas e Fundações da Faculdade de Engenharia da UERJ. Rio de Janeiro, Brasil. 2009?

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** Oficina de Textos, São Paulo. 2016

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 2ª ed. rev. e ampl. Editora Blucher, São Paulo. 1983

HACHICH, W.; FALCONI, Frederico F. F.; SAEZ, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e prática – Capítulo 13.** ABMS/ABEF. 2a Edição.

JABER, R. **Estudo da probabilidade de ruptura de uma estrutura de contenção em gabiões, localizado em Goiânia – Goiás.** Monografia apresentada ao Curso Engenharia Civil da Escola de Engenharia UFG. 2011

LEITE, G. U. **Análise custo-benefício de obras de contenção.** Monografia apresentada ao Curso Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, PB. 2011

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra.** Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia, Departamento de Transporte, Vol. 1. 2006

MARCHETTI, O. **Caderno de Muros de Arrimo.** 1ª ed. Editora Blucher. São Paulo, SP. 2008

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo.** Editora Edgard Blucher. São Paulo, SP. 1986

PINHEIRO, A. L.; SOBREIRA, F. G.; LANA, M. S. **Influência da expansão urbana nos movimentos em encostas na cidade de Ouro Preto, MG.** REM-Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v. 56,n. 3,p. 169-174. 2003

SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS E URBANISMO DE OURO PRETO. Disponível em: < <http://www.ouropreto.mg.gov.br/secretaria/0145>>. Acesso em: 16 jan. 2018

SOBREIRA, F. G.; FONSECA, M. A. **Impactos físicos e sociais de antigas atividades de mineração em Ouro Preto, Brasil.** Geotecnia, Lisboa, v. 92, p. 5-28, 2001. Disponível em: <http://morrodaqueimada.fiocruz.br/pdf/4_Impactos%20fisicos%20e%20sociais%20de%20antigas%20atividades%20de%20mineracao%20em%20Ouro%20Preto_Brasil.pdf>. Acesso em: 16 jan. 2018

SOKOLOVICZ, B. C. **Apostila de Obras de terra.** Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Curso de Engenharia Civil. 2017

BUDZINSKI, V. **Engenharia Civil: Apostilas de Mecânica dos Solos.** V&V Soluções em Engenharia. 2011. Disponível em: <<http://www.civilnet.com.br/ENGCIVIL-MECANICA-DOS-SOLOS.html>>. Acesso em: 24 maio 2018.

XAVIER, A. M. **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial.** Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos. 2011

Anexo A – Tabela para obtenção de KZ retirada de Xavier (2011)

KMD	KX	KZ	ϵ_x	ϵ_σ	KMD	KX	KZ	ϵ_x	ϵ_σ
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000	0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000	0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000	0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000	0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000	0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000	0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000	0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000	0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000	0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000	0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000	0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000	0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000	0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000	0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000	0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000	0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104	0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531	0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222	0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154	0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1106					
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662					
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204					
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919					
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793					

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad KX = \frac{x}{d} \quad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

Anexo B – Tabela de armadura para lajes retirada de Marchetti (2008)

Tabela de armadura para lajes								
Tabela T ₄ – Área em cm ² /m								
espaçamento (cm)	bitola da barra de aço em mm							
	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25
7,5	3,33	4,19	6,66	10,66	16,66	26,66	41,99	66,66
8	2,50	3,93	6,25	10,00	15,62	25,00	39,37	62,50
9	2,22	3,5	5,55	8,88	13,88	22,22	35,00	55,55
10	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00	31,50	50,00
11	1,82	2,86	4,54	7,27	11,36	18,18	28,63	45,45
12	1,67	2,62	4,16	6,66	10,41	16,66	26,25	41,66
12,5	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00	25,20	40,00
13	1,54	2,42	3,84	6,15	9,61	15,38	24,23	38,46
14	1,43	2,25	3,57	5,71	8,92	14,28	22,50	35,71
15	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,33	21,00	33,33
16	1,25	1,96	3,12	5,00	7,81	12,50	19,68	31,25
17	1,18	1,85	2,94	4,70	7,35	11,76	18,52	29,41
17,5	1,14	1,80	2,85	4,57	7,14	11,42	18,00	28,57
18	1,11	1,75	2,77	4,44	6,94	11,11	17,50	27,77
19	1,05	1,65	2,63	4,21	6,57	10,52	16,57	26,31
20	1,00	1,57	2,50	4,00	6,25	10,00	15,75	25,00
21	0,95	1,50	2,38	3,80	5,95	9,52	15,00	23,80
22	0,91	1,43	2,27	3,63	5,68	9,09	14,31	22,72
23	0,87	1,36	2,17	3,47	5,43	8,69	13,69	21,73
24	0,83	1,31	2,08	3,33	5,20	8,33	13,12	20,83
25	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	8,00	12,60	20,00
26	0,77	1,21	1,92	3,07	4,80	7,69	12,11	19,23
27	0,74	1,16	1,85	2,96	4,62	7,40	11,66	18,51
28	0,71	1,12	1,78	2,85	4,46	7,14	11,25	17,85
29	0,69	1,08	1,72	2,75	4,31	5,89	10,86	17,24
30	0,67	1,05	1,66	2,66	4,16	6,66	10,50	16,66