

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

RAYANNE EMANUELLE RODRIGUES DE SOUSA

**AVALIAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO: MUROS
DE FLEXÃO E MUROS DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO**

Cajazeiras-PB, 2021

RAYANNE EMANUELLE RODRIGUES DE SOUSA

AVALIAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO: MUROS DE FLEXÃO E MUROS DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Robson Arruda dos Santos e coorientação do Prof. José Lucas Pessoa de Oliveira.

Cajazeiras-PB, 2021

IFPB /Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Catalogação na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

S725a

Sousa, Rayanne Emanuelle Rodrigues de

Avaliação de soluções para estruturas de contenção: muros de flexão e muros de gravidade em concreto ciclópico / Rayanne Emanuelle Rodrigues de Sousa; orientador Robson Arruda dos Santos; coorientador José Lucas Pessoa de Oliveira.-2021.

81 f. : il.

Orientador: Robson Arruda dos Santos.

TCC (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2021.

1. Muros de contenção 2. Muros de Concreto ciclópico 3. Muros de flexão 4. Comparativo de custos – Engenharia Civil I. Título

CDU 624.164.6(0.067)

RAYANNE EMANUELLE RODRIGUES DE SOUSA

AVALIAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO: MUROS DE FLEXÃO E MUROS DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO

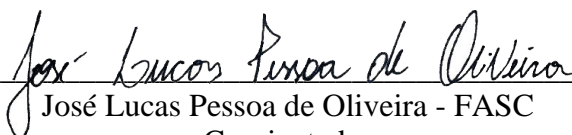
Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, *Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 24 de Setembro de 2021

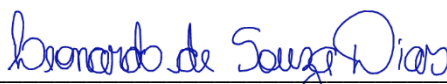
BANCA EXAMINADORA



Robson Arruda dos Santos – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador



José Lucas Pessoa de Oliveira - FASC
Coorientador



Leonardo de Souza Dias – Engenheiro Civil
Examinador 1

Dedico este trabalho a minha avó Giseuda em especial, pela dedicação e amor em toda a minha vida acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto Federal da Paraíba (IFPB), *Campus* Cajazeiras pela colaboração em todas as etapas na minha jornada acadêmica, como também pelo apoio de todo corpo docente.

Ao meu orientador Robson Arruda e coorientador José Lucas, por todo conhecimento compartilhado, todo tempo disponibilizado fora dos horários comuns de aulas, além da paciência e compreensão em transmitir as informações necessárias para que o trabalho andasse da forma como deveria.

Aos amigos do IFPB, José, Daniel, Stepheson, Erick, Milena e Ulisses, por toda cumplicidade durante o processo de formação e por fazerem com que todos os problemas que vieram a acontecer não me fizessem desistir.

Ao meu namorado Julimar Lopes e minha irmã Ana Raphaella por todo auxílio prestado em casa, tolerando o stress diário e fornecendo conforto nos momentos mais difíceis.

A minha avó dona Giseuda e ao meu pai Ronaldo por todo empenho durante toda minha vida acadêmica para que eu chegasse até aqui.

RESUMO

As estruturas de contenção são elementos que garantem estabilidade ao terreno, impedindo que o mesmo desmorone. Para garantir esse equilíbrio algumas soluções existentes no mercado são os muros, estes podem ser de gravidade ou de flexão, em concreto armado. Desse modo o objetivo desse estudo é dimensionar dois tipos de muros de arrimo, muro de concreto ciclópico e muro de flexão, em dois tipos de solos fictícios, argila e areia, utilizando dados da literatura para contemplar o dimensionamento das estruturas e das fundações. As estruturas foram dimensionadas de forma a suportar o empuxo do terreno e assegurar a estabilidade do talude. Para garantir a segurança de todo o conjunto estrutural determinou-se a estabilidade quanto a tombamentos, deslizamentos e verificação da capacidade de suporte do solo. Após dimensionamento geotécnico, fez-se uma análise econômica com o objetivo de escolher a solução mais vantajosa com base na tabela SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, chegando à conclusão de que para alturas superiores a 5 metros, muros de concreto são mais adequados, em virtude do custo elevado dos muros de gravidade em situações com alturas maiores.

Palavras-Chave: Contenção; Muro de Concreto Ciclópico; Muro de Flexão; Comparativo de Custos.

ABSTRACT

Containment structures are elements that guarantee stability to the ground, preventing it from collapsing. To ensure this balance, certain solutions on the market are walls, these can be of gravity or bending, in reinforced concrete. Thus, the aim of this study was to dimension two types of retaining walls, cyclopean concrete wall and bending wall, in two types of fictitious soils, clay and sand, using literature data to contemplate the dimensioning of structures and foundations. The structures were dimensioned in order to support the thrust of the land and ensure the stability of the slope. To ensure the safety of the entire structural set, the stability was determined in relation to tipping, landslides and verification of the supportability of the soil. After geotechnical dimensioning, an economic analysis was carried out in order to choose the most advantageous solution based on the SINAPI table - *Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil* (National Research System of Civil Construction Costs and Indices), coming to the conclusion that for heights greater than 5 meters, concrete walls are more suitable due to the high cost of the gravity walls in situations with greater heights.

Keywords: Containment; Cyclopean Concrete Wall; Bending Wall; Cost comparison.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 OBJETIVOS	12
2.1 OBJETIVO GERAL.....	12
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
3 REVISÃO DE LITERATURA.....	13
3.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	13
3.1.1 Muros de gravidade	14
3.1.2 Muro de flexão	15
3.2 EMPUXO DE TERRA.....	16
3.2.1 Teoria de Rankine.....	17
3.2.2 Teoria de Coulomb	21
3.3 EFEITOS DA COMPACTAÇÃO E DA ÁGUA	24
3.4 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO	24
3.5 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO.....	25
3.6 PROJETO DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO.....	28
3.7 PROJETO DE MURO DE FLEXÃO.....	30
3.7.1 Determinação das armaduras resistentes no muro.....	31
3.7.2 Determinação das armaduras resistentes na Sapata.....	32
4 METODOLOGIA.....	35
5 ANÁLISES E RESULTADOS	39
5.1 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE GRAVIDADE EM SOLO ARGILOSO E ARENOSO	39
5.1.1 Dimensionamento para um maciço de solo argiloso	39
5.1.2 Dimensionamento para um maciço de solo arenoso	45
5.2 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE FLEXÃO EM SOLO ARGILOSO E ARENOSO	49
5.2.1 Muro de flexão em solo argiloso	49
5.2.1.1 Determinação dos esforços	52
5.2.1.2 Esforços solicitantes na sapata	53
5.2.1.3 Determinação das armaduras resistentes	56
5.2.2 Muro de flexão em solo arenoso	61
5.3 AVALIAÇÃO DE CUSTOS DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	66
6 CONCLUSÃO.....	69
REFERÊNCIAS	70

APÊNDICE A – Composições de Custos de contenções..... 72
ANEXO A 80

1 INTRODUÇÃO

Segundo o levantamento realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, nas últimas duas décadas, no período compreendido entre 1997 a 2016, pelo menos 200 pessoas morreram em decorrência de deslizamentos de encostas, 20 destas apenas no ano de 2016 (IPT, 2017). A principal causa desses acidentes é o encharcamento do solo em períodos chuvosos, onde este fica instável e sem resistência para suportar as cargas advindas da ocupação humana, demonstrando assim a importância da execução de obras de contenção.

Essas construções têm a finalidade de combater as tensões e empuxos gerados por um maciço que teve suas condições de equilíbrio alteradas, pois os esforços impostos podem levar ao seu deslizamento e/ou tombamento, gerando acidentes com possibilidades de perdas humanas e financeiras. Para a determinação desses esforços solicitantes devido ao peso do solo, deve-se calcular o empuxo de terra. Dentre os métodos utilizados, pode-se destacar os desenvolvidos por Coulomb e Rankine (MOLITERNO, 1994).

As principais estruturas de contenção de solos são os muros, estes são constituídos de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação rasa ou profunda, onde a contenção do terrapleno se dá pelo peso próprio da estrutura. Além disso, os muros podem ser conformados em seção plena, sendo denominados muros de peso ou gravidade, que podem ser de alvenaria de pedras, concreto ciclópico, gabiões, solo-cimento ou solo reforçado, como também em seção mais esbelta, sendo denominados muros a flexão, estes constituídos de concreto armado, podendo ou não ter contrafortes e ancoragens (GERSCOVICH, 2016).

Modelos construtivos que envolvam a construção de contenções têm como requisito indispensável um projeto que garanta a segurança de suporte das cargas e outros esforços que possam ser impostos a estrutura, como também garantir o melhor aproveitamento de recursos, em virtude do significativo ônus financeiro envolvido no tratamento e retenção de maciços, que por vezes pode chegar a ser mais oneroso que a própria edificação (LUIZ, 2014).

Diante da necessidade de uma análise econômica, o presente trabalho visa dimensionar dois muros de contenção, o primeiro em concreto ciclópico e o segundo em concreto armado, ambos para dois maciços de solo, argila e areia, e para duas alturas distintas, 3 e 6 metros, com objetivo de identificar a melhor solução em função do custo e do quantitativo de materiais para os muros propostos.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Dimensionar e comparar a relação de custo econômico de duas soluções em estruturas de contenção: muro de flexão (em concreto armado) e muro de gravidade (em concreto ciclópico), mediante situações usuais de projeto para solos argilosos e arenosos, com alturas de 3 e 6 metros.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar a influência do tipo de solo em cada estrutura;
- Compreender quais fatores apresentam mais impacto no consumo de materiais;
- Comparar o consumo de material a ser empregado em cada solução e seu respectivo custo.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

De acordo com Luiz (2014), as estruturas de contenção são todos os elementos destinados a fornecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha que teve seu equilíbrio natural alterado pela imposição de deformações decorrentes de escavação, corte ou aterro. A peça estrutural deverá então contrapor-se a empuxos do material a ser contido a fim de garantir a segurança do maciço.

Para essas estruturas existem várias técnicas que podem ser utilizadas, dentre elas: muros, solos grampeados e cortinas, devendo ser escolhidas de acordo com a necessidade e viabilidade técnica do local. As cortinas (Figura 1) trabalham como contenções por meio de paredes verticais de concreto armado com tirantes devidamente ancorados no solo através da injeção de calda de cimento no tubo que contém a armadura. Os solos grampeados são executados com o auxílio de grampos introduzidos no solo, que têm função de conter a deformação do terrapleno resistindo a tração e por vezes ao cisalhamento (Figura 2). Os muros são estruturas corridas formadas por uma parede vertical ou semi-vertical sobre a fundação, seja ela rasa ou profunda. Eles são divididos em dois grupos, o primeiro denominado muro de gravidade, podendo ser executado em alvenaria de pedras, gabiões, solo-cimento, solo reforçado ou concreto ciclópico. O segundo grupo abrange os muros de flexão, que são muros de concreto armado, que podem possuir ou não contrafortes e tirantes (LUIZ, 2014).

Figura 1 – Cortina ancorada



Fonte: WYDE (2021).

Figura 2 – Solo grampeado



Fonte: ENGESTAB (2021).

3.1.1 Muros de gravidade

Os muros de gravidade são estruturas de contenção contínuas que se opõem às pressões laterais que causam o empuxo, por meio de seu peso próprio. Estes geralmente são utilizados onde o solo a ser contido possui uma boa capacidade de suporte e têm como característica sua grande espessura. Esses podem ser construídos de pedra (Figura 3), concreto (simples ou armado), concreto ciclópico, gabiões ou pneus usados (GEO-RIO,2014).

Gerscovich (2007) diz que muros de pedras sem argamassa devem ser utilizados apenas para taludes de até 2 metros de altura. Se a altura for superior a 3 metros deve-se empregar argamassa de cimento e areia para preencher os vazios entre as pedras de dimensões variadas, como também da instalação de um sistema drenante do tipo dreno de areia e tubos barbacãs.

Figura 3 – Muros de gravidade.



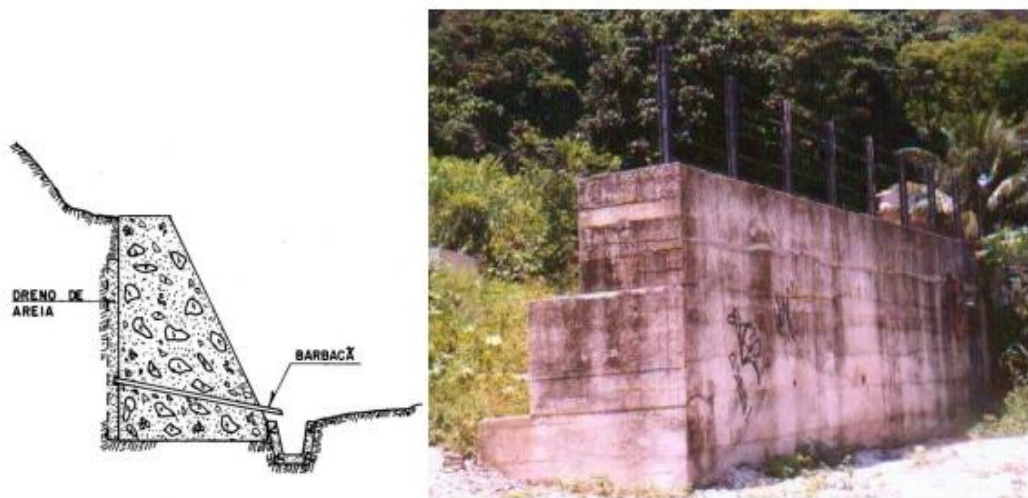
Fonte: ENGENHARIA (2021).

Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade são estruturas construídas com blocos de rocha e concreto simples. Esses blocos de rocha são de dimensões diferentes e são tipicamente pedra de mão (LUIZ, 2014). A execução destes muros se dá pelo preenchimento da forma com rochas de dimensões variadas e concreto e um sistema de drenagem adequado para garantir a segurança da estrutura. Os furos de drenagem devem ser posicionados de forma que se minimize o impacto visual devido ao fluxo d'água, caso não seja possível pode-se utilizar drenagem na face posterior do muro com auxílio de dreno de areia ou material geossintético que vai conduzir as águas para tubos de drenagem posicionados adequadamente.

A seção transversal é normalmente trapezoidal (Figura 4) e, caso a face frontal seja plana e vertical, é recomendado uma inclinação em direção ao reaterro de pelo menos 2° (dois graus) com a vertical a fim de evitar a sensação ótica de tombamento para frente.

Segundo Manchertti (2007), para o dimensionamento inicial de um muro de concreto ciclópico, assume-se a base como sendo 40% da altura em perfil retangular. Para se obter economia desse tipo de construção, pode-se adotar faces inclinadas ou em perfil escalonado.

Figura 4 – Muro de concreto ciclópico.



Fonte: GERSCOVISH (2007).

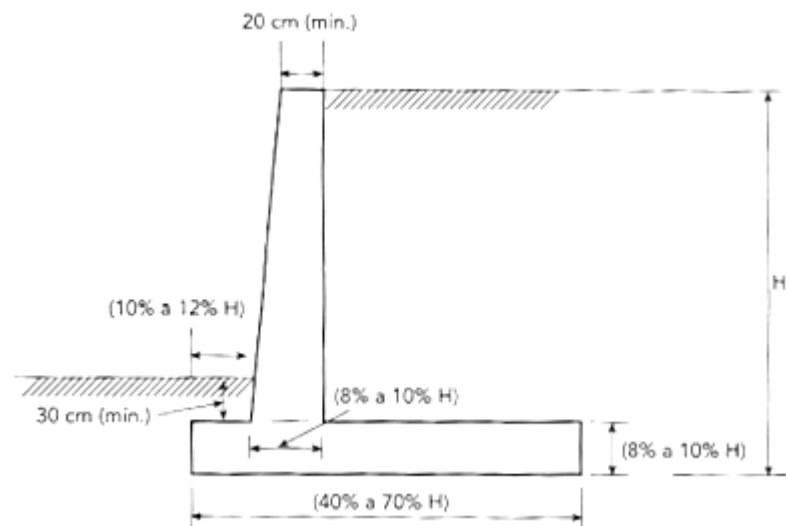
3.1.2 Muro de flexão

São muros executados em concreto armado, projetados para suportar esforços de flexão advindos do empuxo. Suas seções transversais na maioria dos casos são em L, compostas por duas lajes, uma horizontal - que se encontra no solo para servir de fundação e equilibrar o empuxo - e outra vertical engastada na base do muro.

Por seu peso próprio ser inferior aos demais muros, seu emprego apresenta maior versatilidade, o que permite sua utilização em locais com solos de baixa resistência. Isso ocorre devido ao conjunto solo-fundação que mantem o equilíbrio do sistema.

Mancherti (2007), afirma que assim como o muro de gravidade, o muro de flexão também deve ter uma proporção de 40 a 70% da dimensão da base em relação à altura do maciço, o que torna este tipo de solução mais onerosa em situações que a altura do reaterro esteja entre de 5 a 7 metros. Para alturas superiores é conveniente utilizar contrafortes para aumentar a resistência contra o tombamento.

Figura 5 – Muro de flexão.



Fonte: MANCHERTTI (2007).

Neste tipo de muro, a única dimensão conhecida é a altura, em que o dimensionamento considera a extensão de 1 m de muro. Caso a extensão da estrutura seja superior a 25 m, recomenda-se o emprego de juntas de dilatação a cada 25 m, a fim de minimizar os impactos gerados pela variação de temperatura.

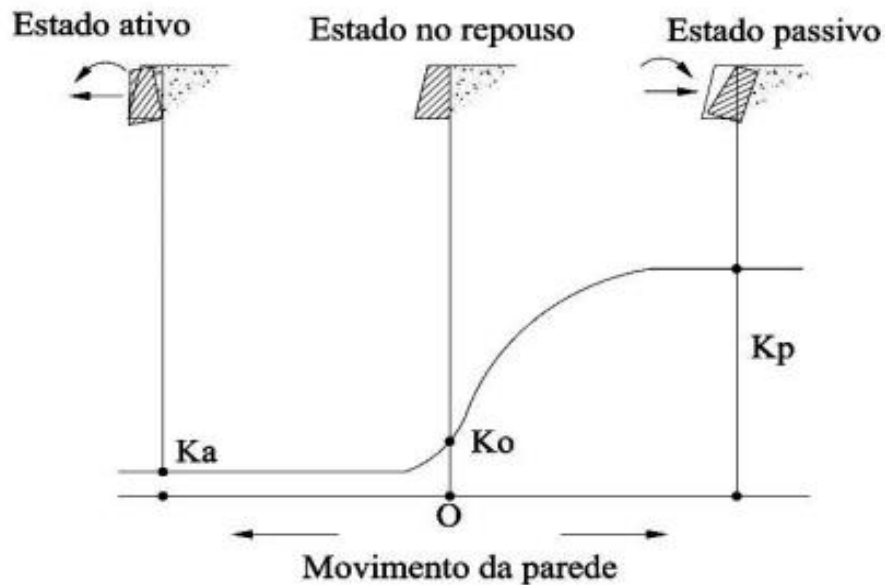
3.2 EMPUXO DE TERRA

Moliterno (1994) diz que, “empuxo de terra é todo esforço exercido por um maciço de solo e/ou água contra o muro, este podendo ser ativo, passivo ou em repouso”. A determinação do valor do empuxo de terra é fundamental para a análise e projeto de estruturas de contenção, visto que, o empuxo atuando sobre a estrutura do muro ocasiona deslocamentos horizontais que

por consequência alteram a magnitude e distribuição do empuxo ao longo da vida útil da estrutura.

Para o empuxo passivo, tem-se que o solo é comprimido pela estrutura. Nesse caso há um aumento da tensão horizontal até o limite plástico. No empuxo ativo, o solo exerce esforço contra o muro empurrando-o, minorando as tensões horizontais. E no estado em repouso encontra-se o solo e o maciço em equilíbrio estático apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Movimento do muro devido ao empuxo.



Fonte: CAPUTO (1996).

A grandeza do empuxo em repouso depende de variáveis geotécnicas do solo, como ângulo de atrito, índice de vazios e razão de pré-adensamento. Para os cálculos do empuxo ativo e passivo, usa-se a teoria de Estado Limite. O presente trabalho abordará as teorias de Rankine e Coulomb que assumem que o solo esteja em equilíbrio-limite, ou seja, situação em que toda a resistência ao cisalhamento do solo será acionada.

3.2.1 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine (1857) considera o estado de tensões em uma massa de solo quando a condição de equilíbrio plástico é alcançada, isto é, quando a ruptura por cisalhamento está prestes a ocorrer (CRAIG, 2011 apud NETO, 2017). Nesse caso, tem-se como tensões externas o carregamento aplicado na superfície do terreno e a ação do peso próprio do solo inclinado.

Para isso, assume-se que todos os pontos da área de deslizamento estão em estado-limite e que para a determinação das equações limite será utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Algumas hipóteses devem ser adotadas para que a teoria de Rankine seja válida:

- Solo homogêneo;
- Solo isotrópico, assim, apresentando as mesmas propriedades físicas em todas as direções adotadas;
- Superfície de terreno plana;
- Parede vertical da estrutura de contenção em contato com o solo;
- Sem atrito entre estrutura/solo, para que se garanta a condição de plastificação total;
- Empuxos paralelos à superfície do terreno.

Rankine utiliza como base a equação (3.1) de ruptura de Mohr:

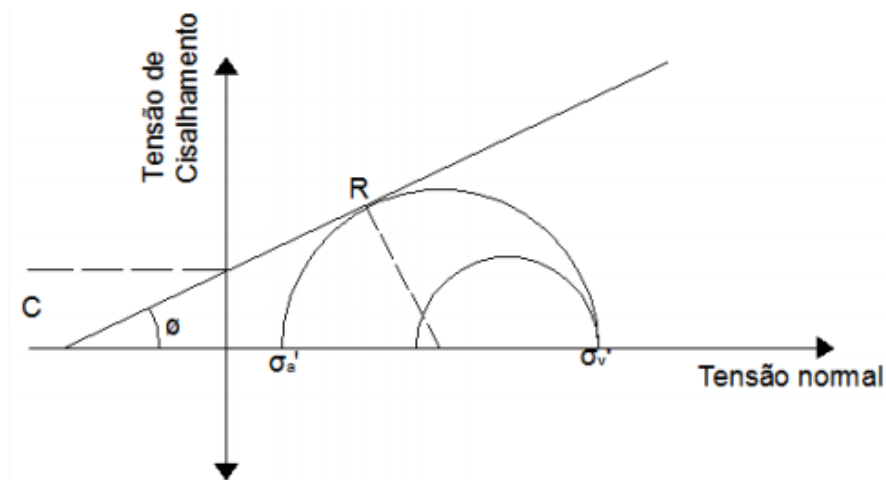
$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \sqrt{\operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad 3.1$$

Onde:

- σ_1 e σ_3 são as tensões principais que mudam de acordo com o empuxo;
- ϕ é o ângulo de atrito interno;
- c é a coesão do material.

Para o estado ativo de tensões do solo apresentado na Figura 7, obtêm-se as pressões ativas e passivas de acordo com a teoria de Rankine para um muro sem atrito de parede vertical e um aterro horizontal de solo granular, isotrópico e homogêneo, em que as tensões principais apresentadas estão a uma profundidade z da superfície.

Figura 7 – Círculo de Mohr – Pressão ativa do solo.



Fonte: NETO, 2014.

Assim, tem-se:

$$\sigma'_a = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) + 2c \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad 3.2$$

Em que a relação σ'_a e σ'_v é conhecida como coeficiente de empuxo ativo de Rankine:

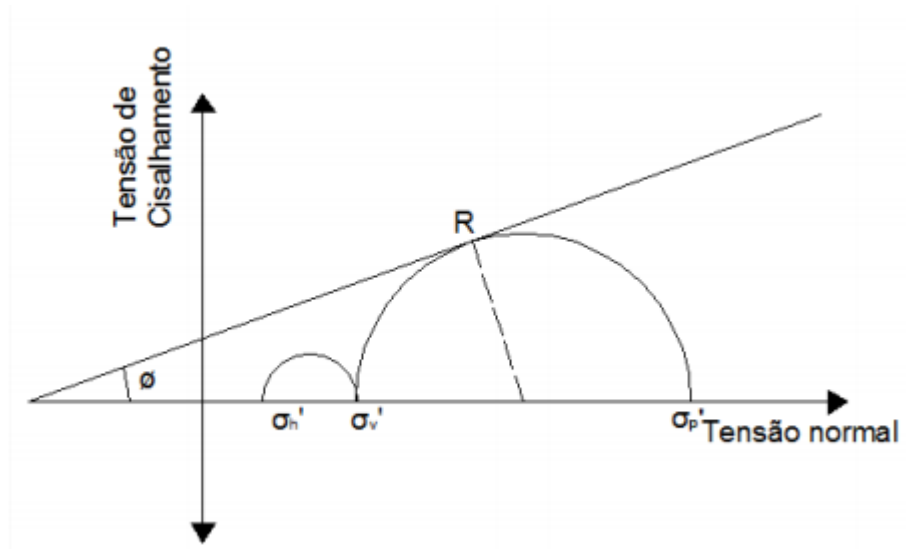
$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad 3.3$$

No caso de solos não coesivos, $c = 0$:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a \quad 3.4$$

Para o estado passivo de tensões mostrado na figura 8, o muro vai ser gradativamente empurrado contra a massa de solo, fazendo com que a tensão principal efetiva σ'_h aumente.

Figura 8 – Círculo de Mohr – Pressão passiva do solo.



Fonte: NETO, 2014.

Dessa forma, tem-se as seguintes equações para determinação do empuxo passivo:

$$\sigma'_p = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad 3.5$$

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad 3.6$$

Simplificando as equações:

$$\sigma'_p = \gamma z K_p - 2c \sqrt{K_p} \quad 3.7$$

No caso de solos não coesivos, $c = 0$:

$$\sigma'_p = \gamma z K_p \quad 3.8$$

Segundo a análise efetuada por Rankine, caso a superfície do terraplena se encontre em uma inclinação β , os valores de empuxo ativo e passivo devem ser obtidos através das equações abaixo:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad 3.9$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad 3.10$$

O empuxo total por unidade de comprimento é obtido pela área do triângulo que forma o diagrama de pressões no solo, logo,

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad 3.11$$

Para solos não coesivos que estejam suportando uma carga, tem-se:

$$\sigma'_a = K_a (q + \gamma H) \quad (\text{caso ativo}) \quad 3.12$$

$$\sigma'_p = K_p (q + \gamma H) \quad (\text{caso passivo}) \quad 3.13$$

Sendo:

- γ – Peso específico do solo
- z – Profundidade do solo
- q – Sobrecarga
- α – Inclinação do reaterro em relação a base

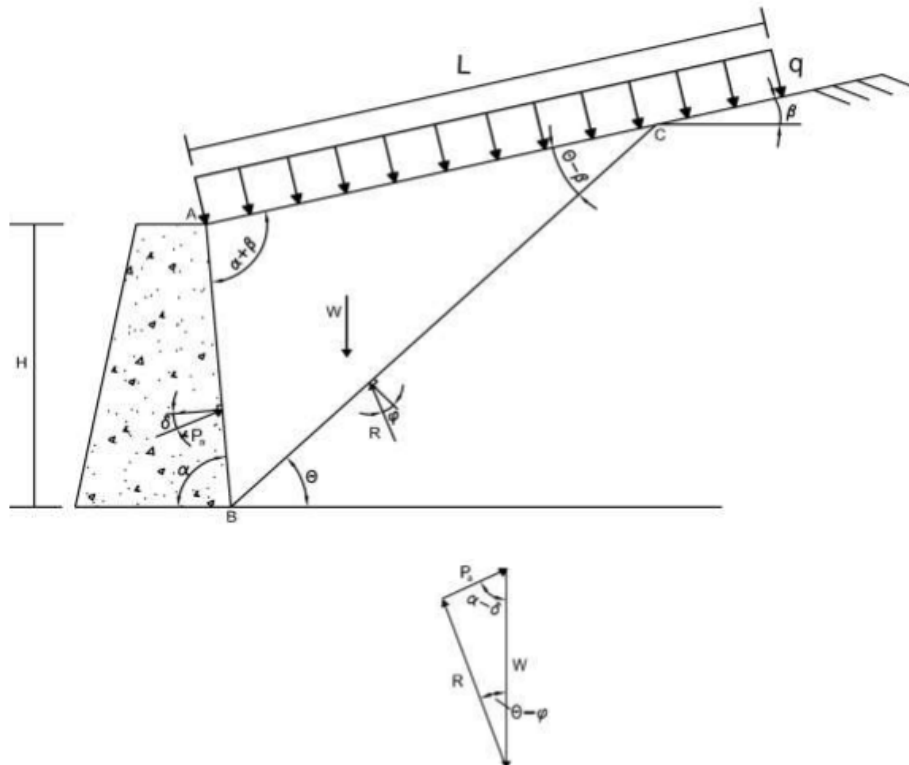
3.2.2 Teoria de Coulomb

Na teoria de Coulomb, o empuxo é obtido pela teoria de equilíbrio limite, em que se admite que no momento da mobilização total da resistência do solo se formam superfícies de deslizamento ou de ruptura no interior do maciço, conhecidas como cunhas. Além disso, pode-se considerar a existência de atrito entre a estrutura de contenção e o solo.

A análise de Coulomb é feita por tentativas, admitindo que as superfícies de ruptura são planas, determina-se a cunha com valor de empuxo limite, chamada de cunha crítica, por meio da variação do ângulo de inclinação θ de ruptura da cunha (Figura 9).

Para o caso de solos não coesivos, as forças que agem sobre a cunha são seu peso próprio W e a reação do maciço R , que em função da existência de atrito interno do solo tem uma inclinação β em relação a estrutura. Em virtude dessas forças, deve-se considerar a inclinação do maciço β , a inclinação do tardoz ($180-\alpha-\theta$) e a inclinação do empuxo de terra δ para a determinação no empuxo ativo e da inclinação crítica.

Figura 9 – Diagrama de corpo livre



Fonte: LUIZ, 2014.

Sendo:

- α , a inclinação da parede do muro em contato com o terreno;
- P_a , a reação de empuxo ativo;
- θ , o ângulo de inclinação da cunha;
- W , o peso da cunha;
- R , a resultante da resistência ao cisalhamento; e
- φ , o ângulo entre a resultante ao cisalhamento e a normal à superfície de ruptura.

Dessa forma, tem-se o peso próprio:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] + qL \quad 3.14$$

Sabendo que P_a encontrado pelo polígono de forças (Figura 9) varia de acordo com o valor de θ , determina-se a cunha crítica derivando $\left(\frac{dP_a}{d\theta} = 0\right)$, chegando a seguinte solução para P_a :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad 3.15$$

Em que o coeficiente de empuxo ativo de Coulomb é dado por:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 3.16$$

No estado passivo, há uma inversão da declividade das forças R e P_a em função da mudança de direção do deslocamento da estrutura. Assim, a superfície crítica será aquela em que P_a chega em seu valor mínimo, logo:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad 3.17$$

Em que o coeficiente de empuxo passivo de Coulomb é dado por:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 3.18$$

As equações obtidas expõem que o empuxo é resultado de uma distribuição triangular das pressões laterais. Desse modo, o ponto de aplicação do empuxo está localizado no centróide da estrutura, a uma altura $\frac{H}{3}$ da base do muro.

Observa-se também que, considerando os valores de $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = \delta = 0^\circ$ nas equações,

as mesmas se tornam as conhecidas na teoria de Rankine apresentadas anteriormente, em decorrência da consideração que Coulomb faz, em que ele admite que há atrito entre o maciço e a superfície de apoio, caso esse critério fosse desconsiderado, as equações para determinação do empuxo seriam semelhantes às de Rankine.

Caso o terrapleno esteja suportando uma carga q uniformemente distribuída, a magnitude do empuxo sofrerá aumento. Este aumento pode ser calculado considerando a parte da sobrecarga que ocorre sobre a cunha de solo delimitada pela superfície de ruptura, dessa forma soma-se a parcela do peso da cunha com a sobrecarga, logo:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \text{sen } \beta + q H K_a \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \quad 3.19$$

Em que a parcela do empuxo será aplicada a $\frac{1}{3}$ da base da estrutura e a parcela referente à carga será aplicada a $\frac{1}{2}$ da altura do muro. O ponto de aplicação total será igual ao centro de gravidade das duas parcelas.

3.3 EFEITOS DA COMPACTAÇÃO E DA ÁGUA

A compactação do solo é um aspecto que deve ser considerado no caso de aterro, pois ela pode influenciar na magnitude da pressão lateral e em seu ponto de aplicação, em decorrência do peso dos equipamentos utilizados na operação do solo, que causam um acréscimo no empuxo sobre a parede.

Para determinação do empuxo referente à água, deve-se realizar a análise separadamente, pois não é viável incluir os esforços devido à percolação de água nas teorias de Rankine e Coulomb. Assim, admite-se que: o nível da água é estático; os coeficientes de empuxo se referem às tensões efetivas; e que a água exerce pressão igual em todas as direções, tendo o empuxo perpendicular à face de contenção.

3.4 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

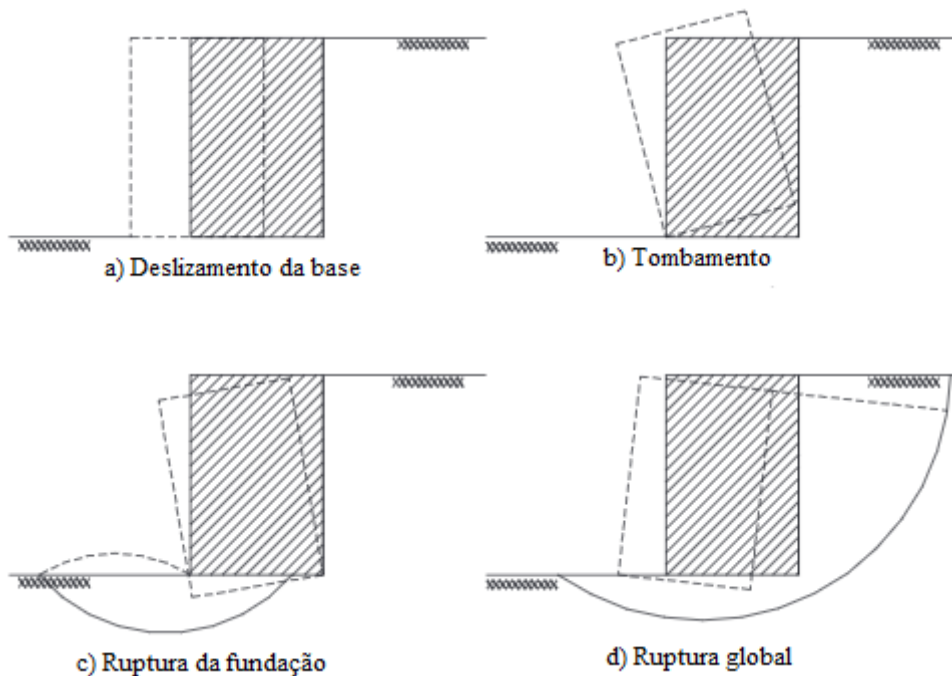
A capacidade de carga é o valor da tensão que gera a ruptura do solo na qual a fundação está apoiada, em que uma parcela dessa capacidade de carga poderá atuar com segurança à ruptura, conhecida como tensão admissível.

De acordo com a NBR 6122:2010, a tensão admissível pode ser determinada de três formas, a saber: pela prova de carga sobre placa, que consiste na verificação do comportamento do solo submetido a uma carga; por métodos teóricos, em que se mensura a capacidade de carga e majora-se esse valor por um coeficiente de segurança; e por meio de métodos semiempíricos, cujas as estimativas de carga são obtidas por meio de correlações encontradas na mecânica dos solos.

3.5 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO

Na verificação da estabilidade externa do conjunto muro-solo, é necessário analisar 4 mecanismos que podem gerar colapso da estrutura. Esses são: deslizamento da base, tombamento, ruptura da fundação e ruptura global, que estão ilustrados na Figura 10. Para que as verificações sejam realizadas é necessário já possuir a magnitude das ações verticais, horizontais e seus respectivos momentos, em que caso algum mecanismo não seja assegurado é necessário alterar a geometria da estrutura, como a base e a altura.

Figura 10 – Condições de estabilidade externa



Fonte: Adaptado BARONI (2007).

a) Deslizamento da base

Para verificação da estabilidade quanto ao deslizamento, calcula-se o equilíbrio dos esforços horizontais de empuxo, sobrecarga, água e esforços resistentes como os de coesão e atrito na base do muro, a fim de se garantir o não deslocamento da estrutura.

$$F_{at} = \mu N \quad 3.20$$

Em que, F_{at} é a força de atrito; μ , o coeficiente de atrito; e N , a resultante das componentes normais de seção considerada.

Para a existência de equilíbrio deve-se ter:

$$F_{at} = T \therefore T = \mu N \quad 3.21$$

Sendo T , a componente tangencial do empuxo de terra. Para a análise de segurança $F_{at} > T$, adota-se um coeficiente de segurança contra deslizamento maior ou igual a 1,5 para solos não coesivos e maior ou igual a 2,0 para solos coesivos, pois é desconsiderado o empuxo passivo na frente do muro em função de possíveis escavações na frente do muro, que podem gerar instabilidade na estrutura.

b) Tombamento

Com relação a verificação ao tombamento, analisa-se a segurança para que o muro não tombe em torno de um ponto externo, para isso Moliterno (1994) apresenta a expressão abaixo:

$$FS_t = \frac{\sum M}{M_E} \geq 1,5 \quad 3.22$$

Sendo:

- $\sum M$ – Somatório dos momentos devido às ações verticais;
- M_E – Momento devido ao empuxo.

c) Ruptura da fundação

Para verificação da capacidade de suporte do solo e evitar a ruptura da fundação, deve-se garantir que a máxima tensão de compressão deve ser inferior à capacidade resistida pelo solo e que a tensão mínima não seja capaz de produzir tensões de tração no solo. Caso a tensão mínima gere tensões de tração, a região da fundação sobre o solo tracionado não deverá ser considerada. Nessa situação o fator de segurança (FS) deve ser superior a 2,5 e pode ser determinado pela expressão a seguir:

$$FS = \frac{q_{m\acute{a}x}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 2,5 \quad 3.23$$

Em que $q_{m\acute{a}x}$ é a capacidade de suporte da fundação e $\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima na base da estrutura.

d) Ruptura global

A ruptura global está relacionada diretamente com o terreno na qual a contenção será construída. Fatores como características geométricas e geotécnicas do terreno (espessura das camadas de solo, resistência do solo e posição do nível d'água) devem ser definidos previamente a fim de se realizar a análise de estabilidade global. Esta estabilidade é alcançada pelo equilíbrio limite do maciço, em que é admitido que todos os pontos da superfície potencial de ruptura irão atingir um fator de segurança igual a 1.

Para a análise de estabilidade utilizando o equilíbrio limite há o método das fatias, o método realiza a subdivisão da massa em estudo em fatias com superfície de escorregamento circular ou poligonal. Cada fatia é analisada separadamente, obtendo o equilíbrio limite por meio das equações de equilíbrio estático, contudo em alguns casos as equações da estática não são suficientes para a solução do problema, tendo em vista que algumas fatias podem ser estaticamente indeterminadas. Para solução desse caso, utiliza-se os métodos Simplificado de Bishop, de Spencer e de Jambu, que consideram outros parâmetros a fim de satisfazer as equações da estática.

Satisfeitas as condições de estabilidade do conjunto, ainda é necessário analisar o muro em algumas de seções, isto é, juntas. A verificação das juntas pode ser feita de forma analítica ou gráfica como Moliterno (1994) propõe. Essa verificação tem por finalidade traçar a linha de pressão da estrutura, que deve estar dentro do núcleo central das seções transversais para

conferir estabilidade a estrutura.

3.6 PROJETO DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO

Para o dimensionamento de muros de gravidade, deve-se garantir a estabilidade externa e interna destes, em que o pré-dimensionamento será realizado segundo os critérios de Moliterno (1994), por meio de critérios empíricos e observações de projetos já executados. A única dimensão conhecida da estrutura é sua altura do terrapleno. As outras dimensões serão pré-estabelecidas e verificadas com a relação à segurança estabelecida pelo projeto.

Ainda segundo Moliterno (1994), o dimensionamento consiste na repetição de duas etapas:

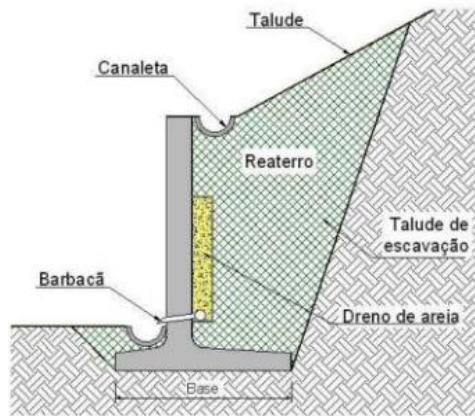
- a) Estimativa das dimensões da base
- b) Verificação da estabilidade aos esforços

Para a escolha das dimensões, o projetista utiliza equações empíricas e a partir dessas dimensões verifica-se a estabilidade da estrutura com relação ao deslizamento, tombamento, ruptura da fundação e estabilidade global, que foram explicados anteriormente. Após a verificação do conjunto muro-solo, determina-se os esforços nas secções intermediárias, que em muros de gravidade é conhecido como verificação das juntas. Para essas verificações, é importante conhecer os parâmetros do solo utilizado no terrapleno, tendo em vista que os esforços atuantes no muro serão empuxo de terra ativo ou passivo advindos de corte e aterro do terreno.

Outro ponto que deve ser mensurado é a sobrecarga que pode ser imposta ao maciço, que Moliterno (1994) apresenta duas situações. Caso a sobrecarga esteja distribuída, deve-se considerar uma altura de terra equivalente ao carregamento. Se esta for uma carga pontual, analisa-se o ponto e determina-se o esforço gerado na estrutura.

As águas pluviais que percolam pela estrutura exercem esforços consideráveis na estrutura, podendo levar a ruína do muro de arrimo. Devido a esse acréscimo de pressão que pode ocorrer, deve-se realizar um projeto de drenagem capaz de redirecionar as águas que possam acumular junto ao muro. Usualmente, são projetadas drenagens do tipo barbacãs (Figura 11), dispostos ao longo da estrutura e dreno de areia que faz o trabalho de coleta das águas junto a estrutura.

Figura 11 – Sistema de drenagem



Fonte: ENGENHARIA (2021)

Para o muro de concreto ciclópico, Moliterno (1994) assegura que a dimensão do topo do muro deve ser 14% da altura da estrutura e que a base deve ser a soma da largura do topo mais um terço da altura (Figura 12), logo tem-se:

$$b_0 = 0,14h \quad 3.24$$

$$b = b_0 + \frac{h}{3} \quad 3.25$$

Figura 12 – Muro de concreto ciclópico



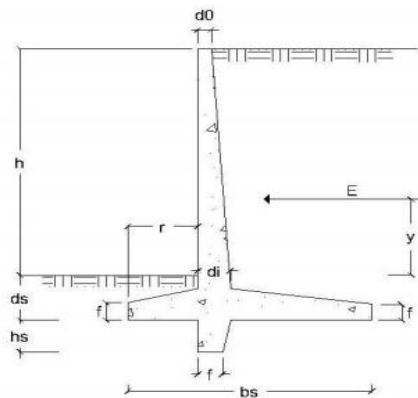
Fonte: MOLITERNO (1994)

3.7 PROJETO DE MURO DE FLEXÃO

Para o projeto de muro de flexão, adota-se os mesmos critérios de verificações de estabilidade realizados para muros de gravidade. No presente estudo será adotado muro de flexão de perfil clássico, que geralmente é o mais adotado pelos projetistas em função da sua versatilidade e facilidade de execução.

No pré-dimensionamento, Moliterno (1994) considera o diâmetro da brita utilizada no concreto, determina os esforços verticais, horizontais e seus respectivos momentos. Os esforços verticais são provenientes do peso do muro, peso da fundação e peso do terrapleno sobre a sapata, e no referencial horizontal tem-se o empuxo de terra. Assim, tem-se:

Figura 13 – Muro de flexão



Fonte: MOLITERNO (1994)

Em que:

$$d_0 = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{concreto com brita nº 2} \\ 15 \text{ cm} & \text{concreto com brita nº 3} \end{cases}$$

$$f = 15 \text{ cm ou } 20$$

$$E = \text{empuxo de terra}$$

$$y = \text{altura em que o empuxo se aplica} \dots \frac{1}{3}H$$

$$M = E \times y$$

$$di = 10\sqrt{M}$$

$$bs = \begin{cases} 0,5h \\ 0,6h \end{cases}$$

$$r = \begin{cases} \frac{1}{6}h \\ \frac{1}{8}h \end{cases}$$

$$hs = \begin{cases} 0,07h \\ 0,08h \end{cases}$$

$$ds \geq di$$

3.7.1 Determinação das armaduras resistentes no muro

Para a determinação das áreas de aço, faz-se o cálculo em seções a cada um metro partindo do topo do muro. Dessa forma, tem-se segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2005, apud XAVIER, 2011, p.48) que a armadura principal da estrutura é determinada por:

- Seção 1: (Tem-se que o K_{md} é igual a 0,32, com base na Tabela de dimensionamento de seção retangular do Anexo 1). De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, item 12.4.1, Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes (γ_c) e (γ_s), os valores para a verificação no estado-limite último são de 1,4 e 1,15, respectivamente. É utilizada a Equação 3.26 para a determinação da altura da viga (d_{min}).

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} k m d_{front} 3-4}} \quad 3.26$$

De acordo com Moliterno (1994), para o cálculo das espessuras intermediárias tem-se a Equação 3.27:

$$\Delta d = \frac{d_i - d_0}{n} \quad 3.27$$

Sendo n , o número de seções da estrutura. E Δd , a variação de espessura por metro de muro.

Deve ser considerado também o uso apenas de armadura simples, para isso tem-se as Equações 3.28 e 3.29:

$$d = d_i + \Delta d - C_{nom} \quad 3.28$$

$$d \geq d_{min} \quad 3.29$$

Atendendo ao requisito de armadura simples, a área de aço pode ser calculada utilizando a Equação 3.31 e a Tabela de dimensionamento de seções retangulares do Anexo A, em que

pode ser encontrado o valor de K_z , para posteriormente determinar o K_{md} , por meio da equação 3.30.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad 3.30$$

$$A_{s,1} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}} \quad 3.31$$

De acordo com ABNT NBR 6118/2014, Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas, tem-se que para aço CA-50 e concreto de 25 Mpa a taxa mínima de armadura (ρ_{min}) é de 0,15%, onde pode-se calcular a área de aço mínima pela Equação 3.32.

$$A_{smin} = \rho_{min} b_w d \quad 3.32$$

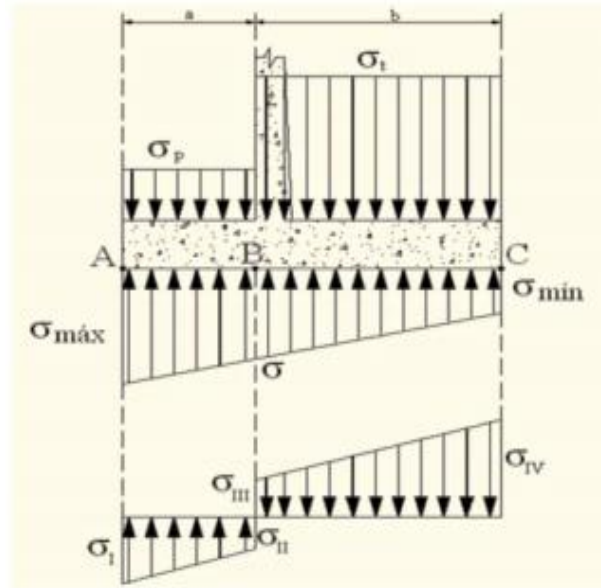
De posse do valor da armadura mínima, faz-se então a comparação com a área de aço encontrada ($A_{s,1}$), admitindo a área de aço da seção como a maior entre as duas.

3.7.2 Determinação das armaduras resistentes na Sapata

De acordo com a NBR 6122 (2019) e a NBR 6118 (2019), as sapatas são exemplos de fundação direta, a qual tem como finalidade principal transmitir as cargas de tração ao terreno em que está situada. De acordo com Moliterno (1994), as sapatas possuem a função de resistir as solicitações impostas ao muro de arrimo e transmiti-las ao terreno.

Segundo Soares Neto (2017), para a verificação das tensões na sapata, deve-se inicialmente determinar as tensões máximas e mínimas em seu inferior, ou seja, as tensões provenientes da reação do terreno. Feito isso, Moliterno (1994) recomenda que seja feita uma soma gráfica das cargas. Essa soma gráfica consiste em fazer a subtração entre as cargas do peso próprio da sapata (σ_p) e o peso do solo (σ_t) com as reações do solo ($\sigma_{máx}$) e (σ_{min}), conforme mostra a Figura 14.

Figura 14 – Distribuição de tensões na sapata.



Fonte: XAVIER (2011).

Através da Figura 14, é possível definir o valor de (σ) por meio da Equação 1:

$$\sigma = \sigma_{\min} + \frac{b \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{a + b} \quad (3.33)$$

Além disso, verifica-se também os valores de σ_1 , σ_2 , σ_3 e σ_4 mediante as Equações a seguir:

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - \sigma_p \quad (3.34)$$

$$\sigma_2 = \sigma - \sigma_p \quad (3.35)$$

$$\sigma_3 = \sigma_t - \sigma \quad (3.36)$$

$$\sigma_4 = \sigma_t - \sigma_{\min} \quad (3.37)$$

Para a determinação dos esforços de momento fletor e esforço cortante, é feita a separação entre a ponta e o talão da sapata. Além disso, considera-se também que suas extremidades internas estão engastadas no tardoz. A partir dessas considerações, é possível

obter os esforços cortantes para a ponta e para o talão da sapata ($C_{m\acute{a}x}$) e seus respectivos momentos ($V_{m\acute{a}x}$).

Na ponta da sapata, tem-se:

$$C_{m\acute{a}x} = C_B = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot a}{2} \quad (3.38)$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_B = C_{m\acute{a}x} \cdot \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \quad (3.39)$$

No talão, tem-se:

$$C_{m\acute{a}x} = C_B = \frac{(\sigma_4 + \sigma_3) \cdot b}{2} \quad (3.40)$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_B = C_{m\acute{a}x} \cdot \frac{b}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_4 + \sigma_3}{\sigma_4 + \sigma_3} \right) \quad (3.41)$$

4 METODOLOGIA

O presente estudo tem como finalidade apresentar o dimensionamento de estruturas de contenção, do tipo muro de arrimo, e um comparativo de viabilidade econômica entre os métodos construtivos. Sendo feita uma revisão bibliográfica acerca do tema e estudo de caso de dois tipos de muros (um de gravidade em concreto ciclópico e outro em concreto armado). Ambos com alturas de 3 e 6 metros e para solos argilosos e arenosos.

Etapas seguidas:

- Pré-dimensionamento dos muros de arrimo;
- Determinação dos esforços solicitantes;
- Dimensionamento dos muros de arrimo em alturas de 3 metros e 6 metros;
- Dimensionamento dos muros de arrimo em solos argiloso e arenoso;
- Verificações de estabilidade com relação ao tombamento, deslizamento e ruptura da fundação;
- Verificação da estabilidade global;
- Detalhamento das estruturas de contenção;
- Determinação dos materiais e os quantitativos a serem utilizados;
- Comparativo entre os custos por cada método adotado;
- Conclusão e revisão dos dados gerados.

Com relação aos solos utilizados para o estudo, serão utilizados os solos argiloso e arenoso. No caso de areias e siltes argilosos, estes terão sua coesão desconsiderada, pois segundo Moliterno (1994) a coesão gera uma carga negativa causando redução no empuxo, porém, com o decorrer do tempo essa condição pode ser alterada pelo homem ou outro fator externo.

Caso não haja meios de obter os dados do solo por meio de ensaios laboratoriais, adota-se o peso específico do solo e sua coesão a partir de aproximações apresentadas na Tabela 1, em que essas aproximações são realizadas por meio de correlação entre a consistência do solo e ensaio SPT (*Standard Penetration Test*).

Tabela 1 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Correlação com o NSPT

TIPO DE SOLO	N_{SPT}	CONSISTÊNCIA DO SOLO	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Argila e Siltes argilosos	≤ 2	Muito mole	$0 < c < 12$	-	13
	$3 < N_{SPT} < 5$	Mole	$12 < c < 25$	-	15
	$6 < N_{SPT} < 10$	Média	$25 < c < 50$	-	17
	$11 < N_{SPT} < 19$	Rija	$50 < c < 150$	-	19
	$N_{SPT} < 20$	Dura	$c > 150$	-	21
Areias e Siltes argilosos	≤ 5	Fofa	-	25 - 30	19
	$5 < N_{SPT} < 8$	Pouco compacta	-	30 - 35	
	$9 < N_{SPT} < 18$	Medianamente compacta	-	35 - 40	20
	$19 < N_{SPT} < 40$	Compacta	-	40 - 45	21
	$N_{SPT} > 40$	Muito compacta	-	> 45	

Fonte: GODOY (1994).

No presente trabalho foi utilizado os métodos semiempíricos, em que a tensão admissível é obtida pela correlação dos resultados do ensaio *Standard Penetration Test (SPT)* e a tensão do solo. Assim, tem-se a primeira correlação definida como método de Milton Vargas (1960), sendo K_{MV} o fator empírico de Vargas que varia em função do tipo de solo.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{K_{MV}} (MPa) \quad 3.42$$

A segunda é o método Victor de Melo (1975), em que não há distinção dos solos, porém deve-se adotar valores de N_{SPT} não inferiores a 4 ou superiores a 16.

$$\sigma_{adm} = \sqrt{N_{SPT} - 1} (MPa) \quad 3.43$$

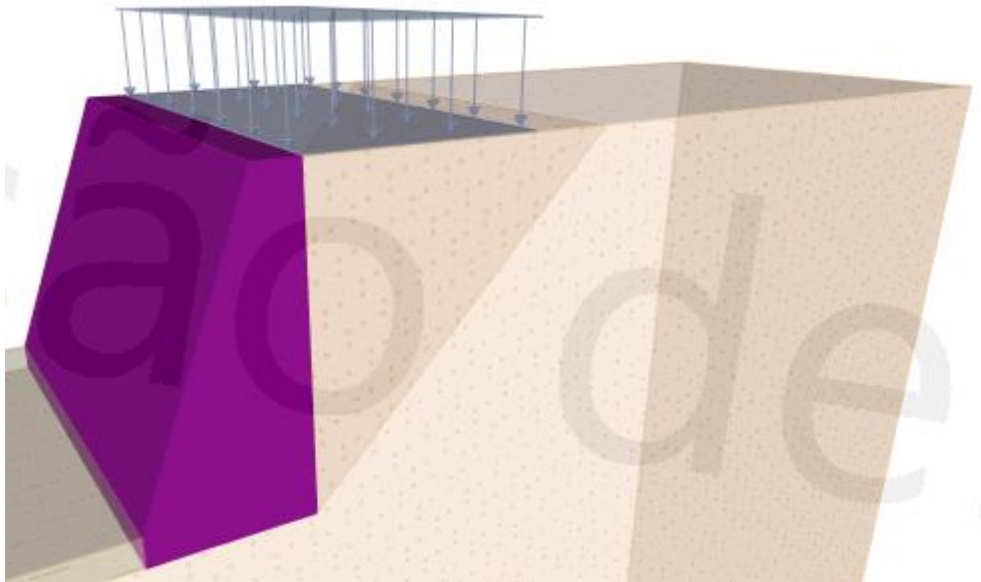
Por fim, o método de Teixeira (1996), adotado para sapatas quadradas assentadas à 1,5 metros de profundidade em solos de areia pura. No caso de outro tipo de solo, o método pode apresentar valores divergentes da realidade.

$$\sigma_{adm} = 0,05 + (1 + 0,4B) \frac{N_{SPT}}{100} (MPa) \quad 3.44$$

Em que, N_{SPT} equivale ao valor para a cota de assentamento da fundação e B se refere à dimensão do lado da sapata.

A estrutura de concreto ciclópico apresenta uma altura de 3 metros e será dimensionada para 1 metro corrido de muro. A carga sob a estrutura é caracterizada por um aterro em argila para o primeiro caso e outro em areia para o segundo caso, ambos para duas alturas. Este aterro em questão aplica ao solo uma sobrecarga de 10 kN/m^2 . Para o dimensionamento, utilizam-se fatores de segurança de 1,5 para o deslizamento e o tombamento. A tensão admissível do solo foi calculada de acordo com o NSPT adotado para o solo, que foi igual a 10 golpes. Para melhor visualização, um perfil do conjunto terreno e muro foram simulados no programa GEO5 2021 – Muro de arrimo e demonstrado na Figura 14.

Figura 14 – Muro de gravidade em concreto ciclópico



Fonte: Autoria própria (2021).

Para o cálculo dos muros de flexão propostos no estudo, considerou-se que os muros serão executados em concreto armado, onde o concreto terá resistência de 25 Mpa e serão utilizadas armaduras demonstradas no dimensionamento em aço CA-50. A NBR 6118/2014 recomenda um cobrimento de 3 cm para uma classe de agressividade II, todavia para garantir um cobrimento mínimo em toda a estrutura será adotado 4 cm, visto que o muro será calculado como sendo uma viga vertical engastada na fundação. Nesse tipo de solução existirá também uma sobrecarga sobre o terrapleno de 10 kN/m^2 .

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento das contenções, realizou-se uma análise comparativa de custo relacionada a técnica, com base na ferramenta SINAPI (Sistema

Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil).

Para obtenção dos valores de estabilidade global serão obtidos pelo *software* de análise geotécnica GEO5, pois a análise pelos métodos acima citados foge do escopo do estudo.

Após a conclusão de todas as etapas citadas anteriormente, será realizada uma análise de viabilidade financeira levando em consideração os tipos de solo e de estruturas de contenção, visto que o tipo de solo influencia diretamente na contenção a ser utilizada e conseqüentemente influencia no método construtivo que demanda um emprego financeiro diferente para cada alternativa.

5 ANÁLISES E RESULTADOS

5.1 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE GRAVIDADE EM SOLO ARGILOSO E ARENOSO

Neste tópico é apresentado o dimensionamento do muro de gravidade em concreto ciclópico para um muro de 3 metros de altura e 1 metro de comprimento e outro de 6 metros de altura e 1 metro de comprimento. São dimensionadas quatro estruturas hipotéticas, e cada uma apresenta um tipo de solo.

A escolha das características do solo foi baseada nos dados apresentados por Moliterno (1994), como também o procedimento de dimensionamento seguiu os indicados pelo autor.

5.1.1 Dimensionamento para um maciço de solo argiloso

De acordo com Moliterno (1994), determina-se os esforços atuantes no muro de arrimo e seus pontos de aplicação, tendo como parâmetros do solo os valores especificados na Tabela 2:

Tabela 2 – Parâmetros Geotécnicos do Solo

Solo	Argila
NSPT	10
Peso específico (γ_t)	18 kN/m ³
Coesão (c)	0 kN/m ²
Ângulo de atrito (ϕ)	30°
Altura do muro	3 m
Sobrecarga	10 kN/m ²

Fonte: GODOY (1994)

- Largura de topo: $b_0 = 0,14h = 0,14 \times 3 = 0,42 \text{ m} \rightarrow$ adotado 45 cm
- Largura da base: $b = b_0 + \frac{h}{3} = 0,45 + 1 = 1,45$

O trecho enterrado do muro atuará como uma sapata para contribuir no empuxo passivo do muro.

- Trecho enterrado: $h_s = 30 \text{ cm}$

O coeficiente de empuxo é determinado pela equação de Coulomb, que utilizando um solo sem coesão se torna idêntica a equação de Rankine.

- Coeficiente de empuxo: $k = tg^2(45 - \frac{\phi}{2}) = 0,33$
- Altura de terra equivalente a sobrecarga: $h_0 = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{10}{18} = 0,55 \rightarrow$ adotado 60 cm
- Altura total: $H = h + h_0 = 3 + 0,6 = 3,6 \text{ m}$

Para a determinação do empuxo ativo desconsiderou-se a contribuição da coesão do solo, que iria atuar em conjunto com o empuxo passivo. Segundo Moliterno (1994) ao considerar esse esforço, o empuxo seria minorado e ao longo do tempo esse esforço poderia ser alterado em função do uso da estrutura.

- Empuxo: $E = \frac{1}{2}k \cdot \gamma_t \cdot (H^2 - h_0^2) = \frac{1}{2} \cdot 0,33 \cdot 18 \cdot (3,6^2 - 0,6^2) = 37,4 \text{ kN/m}$
- Ponto de aplicação: $y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} = \frac{3}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0,6 + 3,6}{0,6 + 3,6} = 1,13 \text{ m}$
- Braço de alavanca: $y' = y + h_s = 1,13 + 0,3 = 1,43 \text{ m}$

O peso do muro é obtido calculando-se a área da seção transversal do muro referente a 1 m de comprimento.

- Peso do muro: $G_M = \frac{1}{2}h\gamma_c(b_0 + b) = \frac{1}{2} \cdot 3,24 \cdot (0,45 + 1,45) = 68,4 \text{ kN/m}$
- Ponto de aplicação: $x_M = \frac{b_0^2 + bb_0 + b^2}{3(b_0 + b)} = \frac{0,45^2 + (0,45 \cdot 1,45) + 1,45^2}{3(0,45 + 1,45)} = 0,52 \text{ m}$
- Braço de alavanca: $g_m = b - x_M = 1,45 - 0,52 = 0,93 \text{ m}$

O peso da sapata é encontrado calculando-se a área da parte enterrada do muro que atua como fundação e multiplicando pelo peso específico do concreto ciclópico, que no caso é 24 kN/m³.

- Peso da sapata: $G_s = h_s\gamma_c b = 0,30 \cdot 24 \cdot 1,45 = 10,44 \text{ kN/m}$
- Braço de alavanca: $g_s = \frac{b}{2} = 0,73 \text{ m}$

- Momentos internos: $M_i = G_M g_m + G_S g_s = 68,4 \cdot 0,93 + 10,44 \cdot 0,73 = 71,23 \text{ kN.m}$
- Momento referente ao empuxo: $M_e = E y' = 37,4 \cdot 1,43 = 53,48 \text{ kN.m}$
- Momento total: $M = M_i - M_e = 17,75 \text{ kN.m}$
- Força normal: $N = G_M + G_S = 78,84 \text{ kN}$
- Posição do centro de pressão: $u = \frac{M}{N} = \frac{17,75}{78,84} = 0,23 \text{ m}$
- Excentricidade: $e = \frac{b}{2} - u = \frac{1,45}{2} - 0,23 = 0,49 \text{ m}$
- Fator de segurança contra o deslizamento da base: $FS = \mu \frac{N}{T} = 0,55 \cdot \frac{78,84}{37,4} = 1,16$
- Fator de segurança contra o tombamento: $FS = \frac{M_i}{M_e} = \frac{71,23}{53,48} = 1,33$

Nota-se que o fator de segurança para a contenção não atende ao definido por Moliterno, que diz que este fator deve ser igual ou maior a 1,5. Para atender essa necessidade existem algumas possibilidades como o aumento da largura da base do muro para 2 m, o que gera um atrito maior na base e oferece maior equilíbrio ou a criação de um dente na extremidade da fundação, que impede o deslizamento da estrutura. No presente estudo optou-se por aumentar a dimensão da base, obtendo novos valores para os esforços (Tabela 3).

Tabela 3 – Esforços atuantes no muro de 3 metros de altura em solo argiloso

Altura do muro	3.0	m
bo	0.45	m
b	2.0	m
Coeficiente de Empuxo	0.33	
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.6	m
Altura total	3.6	m
Empuxo ativo	37.95	kN/m
Ponto de aplicação	1.13	m
Braço de alavanca	1.43	m
Peso próprio do muro	88.2	kN
Ponto de aplicação	0.69	m
Braço de alavanca	1.31	m
Peso da sapata	14.4	kN
Braço de alavanca	1	m
Momentos internos	129.57	kNm

Momento (empuxo)	54.41	kNm
Momento total	75.16	kNm
Força normal	102.60	kN
Posição do centro de pressão	0.73	m
Excentricidade	0.27	m
FS tombamento	2.4	
FS deslizamento	1.5	
Tensão máxima	92.47	kN/m ²
Tensão mínima	10.13	kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	93.38	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Para verificação de segurança das juntas, admite-se uma junta a cada 1 m de muro e determina-se o empuxo, peso e momentos para cada uma, assim, tem-se:

➤ Junta 1:

$$H = 1 + 0,6 = 1,6 \text{ m}$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot 0,33 \cdot 18 \cdot (1,6^2 - 0,6^2) = 6,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso próprio: } b_i = b_0 + \Delta b = 0,45 + \frac{b-b_0}{4} = 0,45 + \frac{2-0,45}{4} = 0,84 \text{ m}$$

$$G = \frac{1}{2} \gamma (h_0 + b_i) = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (0,6 + 0,84) = 12,96 \text{ kN}$$

$$\text{Braço referente ao empuxo: } y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2h_0+H}{h_0+H} = \frac{1}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0,6+1}{0,6+1} = 0,46 \text{ m}$$

$$\text{Braço referente ao peso: } x = b_i - \frac{b_0^2 + b_i \cdot b_0 + b_i^2}{3(b_0 + b_i)} = 0,84 - \frac{0,45^2 + (0,84 \cdot 0,45) + 0,84^2}{3(0,45 + 0,84)} = 0,51 \text{ m}$$

$$\text{Momento referente ao peso: } M_g = G \cdot x = 12,96 \cdot 0,51 = 6,58 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento referente ao empuxo: } M_E = E \cdot y = 6,5 \cdot 0,46 = 3,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento total: } M = M_g - M_E = 4,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Excentricidade: } e = \frac{b_i}{2} - \frac{M}{G} = \frac{0,84}{2} - \frac{4,08}{12,96} = 0,10 \text{ m}$$

$$\text{Tensão máxima: } \sigma_1 = \frac{G}{b_i} \left(1 + \frac{6e}{b_i} \right) = \frac{12,96}{0,84} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,10}{0,84} \right) = 17,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tensão mínima: } \sigma_2 = \frac{G}{b_i} \left(1 - \frac{6e}{b_i} \right) = \frac{12,96}{0,84} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,10}{0,84} \right) = 15,68 \text{ kN/m}^2$$

Como a tensão máxima é significativamente inferior a capacidade de suporte do solo que é 150

kPa, tem-se que o fator de segurança para ruptura da fundação será 8,73 sendo maior que 2,5.

Analogamente, determinou-se a segurança nas demais juntas, apresentadas na Tabela 4:

Tabela 4 – Esforços atuantes nas juntas

Altura Total		1.6	2.6	3.6	m
Cargas	Empuxo	6.5	19.0	37.42	kN/m
	Peso (bi)	0.84	1.23	1.62	m
	G	12.96	16.47	19.98	kN
Braço (empuxo)	y	0.46	0.82	1.17	m
Braço (peso)	x	0.51	0.78	1.05	m
Momento (peso)	Mg	6.58	12.84	20.93	kN/m
Momento (empuxo)	Me	2.99	15.60	43.66	kN/m
Momento total	M	3.58	-2.75	-22.73	kN/m
Excentricidade	e	0.14	0.78	1.95	m
Tensão máxima	σ_1	17.45	18.21	20.55	kN/m ²
Tensão mínima	σ_2	15.40	10.57	6.12	kN/m ²

Fonte: Aatoria própria (2021).

A partir dos dados apresentados, observa-se que o equilíbrio elástico e estático do muro foi atendido, pois $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_1 < 150$ kPa que se refere a tensão admissível do solo.

Para verificação da estabilidade global utilizou-se o software GEO5 versão demo, na qual foi considerada uma coesão mínima de 5 kPa, para uma análise mais realista. O GEO5 utiliza de alguns dos métodos já conhecidos na literatura para análise de estabilidade global, no caso em questão a estabilidade foi realizado por meio do método de Bishop, em que é buscada a superfície de rutura ou cunha mais crítica que o maciço atinge, onde com a magnitude dos esforços que chega nesta cunha é determinado o valor do coeficiente de segurança de estabilidade global, no qual foi obtido um fator de segurança de 1,83 atendendo aos requisitos de estabilidade do muro.

Para o muro de 6 metros em solo argiloso efetuou-se o mesmo procedimento, obtendo os seguintes valores apresentados na Tabela 5:

Tabela 5 – Esforços atuantes no muro de 6 metros de altura em solo argiloso

Altura do muro	6	m
bo	0.85	m
b	3.7	m
Coefficiente de Empuxo	0.33	
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.6	m
Altura total	6.6	m
Empuxo ativo	126.72	kN/m
Ponto de aplicação	2.16	m
Braço de alavanca	2.46	m
Peso próprio do muro	327.6	kN
Ponto de aplicação	1.29	m
Braço de alavanca	2.41	m
Peso da sapata	26.64	kN
Braço de alavanca	1.85	m
Momentos internos	840.02	kNm
Momento (empuxo)	311.26	kNm
Momento total	528.77	kNm
Força normal (N)	354.24	kN
Posição do centro de pressão (u)	1.49	m
Excentricidade	0.36	m
FS tombamento	2.70	
FS deslizamento	1.54	
Tensão máxima	151.22	kN/m ²
Tensão mínima	40.27	kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	158.21	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Na verificação das juntas, determinou-se as tensões para juntas de 2 metros e altura referente a sobrecarga igual a 0,6 metros, onde são determinadas as tensões máxima e mínima em cada junta a fim de verificar que $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_1 < 150 \text{ kPa}$.

Para verificação da estabilidade global utilizou-se o programa GEO5 e obteve-se um fator de segurança igual a 1,52 sendo maior que 1,5, concluindo que o muro é estável.

Tabela 6 – Esforços atuantes nas juntas

Altura Total		2.6	4.6	6.6	m
Cargas	Empuxo	19.0	61.8	128.30	kN/m
	Peso (bi)	1.23	2.01	2.79	m
	G	16.47	23.49	30.51	kN
Braço (empuxo)	y	0.28	0.46	0.64	m
Braço (peso)	x	0.78	1.31	1.84	m
Momento (peso)	Mg	12.84	30.83	56.11	kN/m
Momento (empuxo)	Me	5.36	28.65	81.65	kN/m
Momento total	M	7.48	2.18	-25.54	kN/m
Excentricidade	e	0.16	0.91	2.23	m
Tensão máxima	σ_1	15.17	15.41	16.74	kN/m ²
Tensão mínima	σ_2	13.61	9.96	7.14	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

5.1.2 Dimensionamento para um maciço de solo arenoso

O muro de gravidade de 3 metros com aterro em solo arenoso foi calculado de forma análoga a apresentada anteriormente. Na Tabela 7 são apresentados os parâmetros utilizados nos cálculos e na Tabela 8 os esforços encontrados e seus respectivos fatores de segurança.

Tabela 7 – Parâmetros Geotécnicos do Solo

Solo	Areia
NSPT	10
Peso específico (γ_t)	20 kN/m ³
Coesão (c)	0 kN/m ²
Ângulo de atrito (ϕ)	36°
Altura do muro	3 m
Sobrecarga	10 kN/m ²

Fonte: GODOY (1994).

A mesma alteração na largura da base deste muro também ocorreu visando atender o fator de segurança contra o deslizamento.

Tabela 8 – Esforços atuante no muro de 3 metros de altura em solo arenoso

Altura do muro	3	m
bo	0.45	m
b	1.7	m
Coeficiente de Empuxo	0.26	
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.5	m
Altura total	3.5	m
Empuxo ativo	31.15	kN/m
Ponto de aplicação	1.13	m
Braço de alavanca	1.43	m
Peso próprio do muro	77.4	kN
Ponto de aplicação	0.60	m
Braço de alavanca	1.10	m
Peso da sapata	12.24	kN
Braço de alavanca	0.85	m
Momentos internos	95.69	kNm
Momento (empuxo)	44.39	kNm
Momento total	51.30	kNm
Força normal	89.64	kN
Posição do centro de pressão	0.57	m
Excentricidade	0.28	m
FS tombamento	2.16	
FS deslizamento	1.58	
Tensão máxima	104.41	kN/m ²
Tensão mínima	1.05	kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	104.42	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Na verificação das juntas, determinou-se as tensões para juntas de 1 metro e altura referente a sobrecarga igual a 0,5 metros, onde são determinadas as tensões máxima e mínima em cada junta a fim de verificar as tensões $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_1 < 150 \text{ kPa}$.

Tabela 9 – Esforços Atuantes nas Juntas

Altura Total		1.5	2.5	3.5	m
Cargas	Empuxo	5.2	15.6	31.15	kN/m
	Peso (bi)	0.75	1.05	1.35	m
	G	11.25	13.95	16.65	kN
Braço (empuxo)	y	0.44	0.80	1.14	m
Braço (peso)	x	0.44	0.66	0.86	m
Momento (peso)	Mg	4.99	9.14	14.36	kN/m
Momento (empuxo)	Me	2.31	12.46	35.60	kN/m
Momento total	M	2.68	-3.32	-21.24	kN/m
excentricidade	e	0.14	0.76	1.95	m
Tensão máxima	σ_1	17.09	18.65	22.00	kN/m ²
Tensão mínima	σ_2	14.91	9.92	4.66	kN/m ²

Fonte: Aatoria própria (2021).

Tendo $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_1 < 150 \text{ kPa}$ tem-se o equilíbrio elástico e estático atendidos. Com auxílio do GEO5 obteve-se um fator de estabilidade global igual a 1,69.

Em relação ao muro de 6 metros com aterro em solo argiloso, tem-se os valores apresentados na Tabela 10, com as devidas correções na largura da base para obter um fator de segurança contra o deslizamento seguro.

Tabela 10 – Esforços atuante no muro de 6 metros de altura em solo arenoso

Altura do muro	6	m
bo	0.85	m
b	3	m
Coeficiente de Empuxo	0.26	
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.5	m
Altura total	6.5	m
Empuxo ativo	109.04	kN/m
Ponto de aplicação	2.14	m
Braço de alavanca	2.44	m
Peso próprio do muro	277.2	kN

Ponto de aplicação	1.06	m
Braço de alavanca	1.94	m
Peso da sapata	21.6	kN
Braço de alavanca	1.5	m
Momentos internos	569.46	kNm
Momento (empuxo)	266.37	kNm
Momento total	303.09	kNm
Força normal	298.8	kN
Posição do centro de pressão	1.01	m
Excentricidade	0.49	m
FS tombamento	2.14	
FS deslizamento	1.51	
Tensão máxima	196.34	kN/m ²
Tensão mínima	2.86	kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	196.38	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021)

Na verificação das juntas, determinou-se as tensões para juntas de 2 metros e altura referente a sobrecarga igual a 0,5 metros, onde são determinadas as tensões máxima e mínima em cada junta a fim de verificar que $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_1 < 150 \text{ kPa}$.

Tabela 11 – Esforços Atuantes nas Juntas

Altura Total		2.5	4.5	6.5	m
Cargas	Empuxo	15.6	51.9	109.0	kN/m
	Peso (bi)	1.48	2.11	2.74	m
	G	17.82	23.49	29.16	kN
Braço (empuxo)	y	0.27	0.44	0.62	m
Braço (peso)	x	0.95	1.38	1.81	m
Momento (peso)	Mg	16.96	32.42	52.65	kN/m
Momento (empuxo)	Me	4.15	23.08	67.10	kN/m
Momento total	M	12.81	9.35	-14.45	kN/m
excentricidade	e	0.02	0.66	1.87	m
Tensão máxima	σ_1	13.13	14.00	15.73	kN/m ²

Tensão mínima	σ_2	12.95	10.26	7.56	kN/m ²
---------------	------------	-------	-------	------	-------------------

Fonte: Autor, 2021.

Com auxílio do GEO5 se obteve o fator de segurança para estabilidade global na ordem de 1,82, concluindo que o muro em questão é estável.

5.2 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE FLEXÃO EM SOLO ARGILOSO E ARENOSO

Os parâmetros dos solos utilizados serão os mesmos adotados para os muros de gravidade. O pré-dimensionamento seguirá como base o roteiro apresentado por Moliterno (1994) e será utilizado o *software* GEO5 para auxiliar na determinação nos esforços solicitantes do muro de arrimo, como também a NBR 6118:2014 para elaboração do projeto e execução de estruturas de concreto armado.

5.2.1 Muro de flexão em solo argiloso

Para o dimensionamento do muro de flexão de 3 metros de altura com aterro em solo argiloso, adotou-se os parâmetros da Tabela 12:

Tabela 12 – Parâmetros do solo

Solo	argila
NSPT	10
Peso específico (γ_t)	18 kN/m ³
Ângulo de atrito (ϕ)	30
Coesão (c)	0 kN/m ²
Sobrecarga (kN/m ²)	10 kN/m ²
Peso específico do concreto (kN/m ²)	25 kN/m ²

Fonte: 972).

Para o projeto estrutural inicialmente se admite as dimensões iniciais que são: a altura de terra equivalente a sobrecarga, o coeficiente de empuxo ativo, o empuxo ativo e seu respectivo ponto de aplicação, que são variáveis necessárias para a determinação dos esforços atuantes no muro e na sapata (Tabela 13), para que em seguida seja possível dimensionar o muro em questão.

Tabela 13 – Esforços atuantes no muro

Altura do muro	h	3 m
Altura de terra equivalente a sobrecarga	$h_0 = \frac{q}{\gamma}$	0.6 m
Altura total	$H = h + h_0$	3.6 m
Coefficiente de empuxo	$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$	0.33
Empuxo ativo	$E_a = \frac{\gamma h^2 K_a}{2}$	37 kN/m ²
Ponto de aplicação	$y = \frac{h}{3}$	1.14 m

Fonte: Autoria própria (2021)

De posse desses dados determina-se a magnitude do momento devido ao empuxo e segue-se para o pré-dimensionamento, onde será definido a altura da seção útil, a largura de topo, a largura da sapata, como também o comprimento da ponta e do talão da sapata apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Esforços atuantes no muro

Momento	$M = E \cdot y$	42 kN/m
Altura útil da seção	$d = 10 \sqrt{M}$	0,2 m
Largura do topo	$d_0 = 0,15$	0,20 m
Espessura da base do muro	$d_i = d + 3 \text{ cm}$	0,40 m
Largura da sapata	$b_s = 0,5 h$	2,5 m
Altura da sapata	$d_s \geq d_i$	0,40 m
Ponta da sapata	$r = \frac{1}{6} h$	0.5 m
Talão da sapata	$t = b_s - (r + d_i)$	1,6 m

Fonte: Autoria própria (2021).

A segunda parte do dimensionamento é a verificação do conjunto, em que serão calculadas as cargas e seus respectivos pontos de aplicação, os braços de alavanca, os momentos devidos ao peso do muro e da sapata, além dos fatores de segurança contra o deslizamento e tombamento dispostos na Tabela 15.

Tabela 15 – Cargas atuantes no muro

Peso do muro	$G_M = \frac{1}{2} h \gamma_{conc} (d_0 + d_i)$	15.19 kN/m
Peso da sapata	$G_s = d_s b_s \gamma_{conc}$	25 kN/m

Ação horizontal	$a = (t + d_i) - d_o$	1.8 m
Peso de terra sobre o talão da sapata	$G_T = \frac{h}{2} \gamma (t + a)$	91.80 kN/m
Força Normal	$N = G_M + G_s + G_T$	131.99 kN/m
Braço de alavanca	$x_M = d_o^2 + d_o d_i + d_i^2 / 3(d_o + d_i)$	0.16 m
Braço de alavanca do muro	$g_M = r + x_M$	0.66 m
Terra sobre o talão da sapata	$x_T = a^2 + at + t^2 / 3(a + t)$	0.85 m
Terra sobre o talão da sapata	$g_T = b_s - x_T$	1.65 m
Braço de alavanca da sapata	$g_s = \frac{bs}{2}$	1.25 m
Braço de alavanca do empuxo	$y' = y + d_s$	1.54 m
Momento resistente interno	$M_i = G_M g_M + G_s g_s + G_T g_T$	192.58 kN/m
Momento devido ao empuxo	$M_e = E y'$	56.8 kN/m
FS tombamento	$\frac{M_i}{M_e} > 1,5$	3.39
FS deslizamento	$s_1 = \mu \frac{N}{T} \geq 1,5$	1.96

Fonte: Autoria própria (2021).

Confirmada a estabilidade do muro, calculou-se a tensão máxima e mínima suportada pelo solo, como também a tensão máxima excluindo a tração.

Tabela 16 – Tensões no muro

Posição do centro de pressão	$u = \frac{M}{N}$	1.03 m
Excentricidade	$e = \frac{bs}{2} - u$	0.22 m
Tensão máxima	$\sigma_1 = \frac{N}{b_s} \left(1 + \frac{6e}{b_s} \right)$	80.82 kN/m ²
Tensão mínima	$\sigma_1 = \frac{N}{b_s} \left(1 - \frac{6e}{b_s} \right)$	24.76 kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3u}$	85.53 kN/m ²

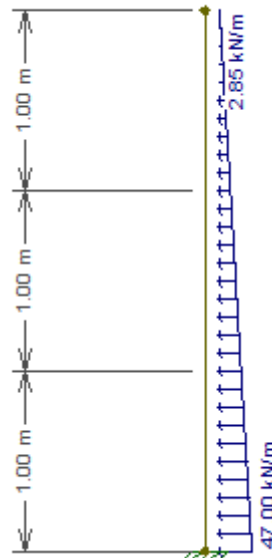
Fonte: Autoria própria (2021).

Como a valor encontrado da excentricidade é maior que $b_s/6$, tem-se que a pressão mínima terá valores menores que zero, logo, haverá tração no solo.

5.2.1.1 Determinação dos esforços

Para a determinação dos esforços no muro de flexão, considera-se a estrutura como sendo uma viga engastada com uma seção variável de acordo com sua altura total, dada pela altura do aterro. A figura 15 representa a distribuição de carregamentos na estrutura.

Figura 15 – Distribuição de carregamento no tardoz



Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 17 - Determinação de Momento Fletor e Esforço Cortante ao longo do muro.

Carregamento devido à sobrecarga	$P_s = K \gamma h_0$	3.33 kN/m²
Carga de terra atuando sobre o muro	$P_i = K \gamma H$	21.33 kN/m ²
Momento fletor a 1 m do topo do muro	$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h}$	2.85 kN.m
Momento fletor a 2 m do topo do muro		16.15 kN.m
Momento fletor a 3 m do topo do muro		47 kN.m
Esforço cortante a 1 m do topo do muro	$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$	6.89 kN.m
Esforço cortante a 2 m do topo do muro		20.89 kN.m
Esforço cortante a 3 m do topo do muro		42 kN.m

Fonte: Autoria própria (2021).

5.2.1.2 Esforços solicitantes na sapata

Para a determinação dos esforços na sapata é necessário calcular as tensões no solo, as cargas verticais na ponta e no talão, e a carga atuante na sapata, resultando na Tabela 18:

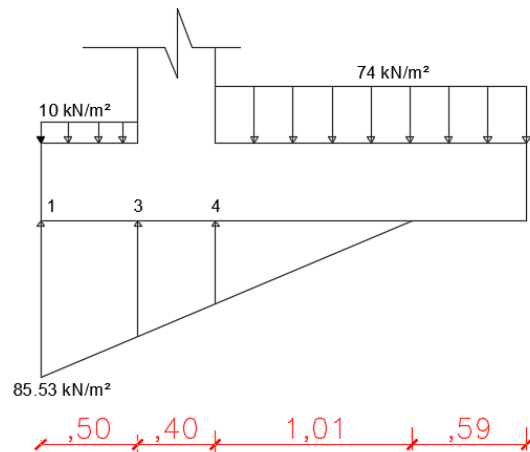
Tabela 18 – Carregamento na sapata.

Ponto de Cálculo	Valor (kN/m ²)
Tensão na ponta (σ_p)	10
Tensão no talão (σ_t)	74
Carga na ponta (σ_I)	75.53
Carga na ponta (σ_{III})	53.14
Carga no talão (σ_{IV})	28.77
Carga no talão (σ_{II})	74

Fonte: Autoria própria (2021).

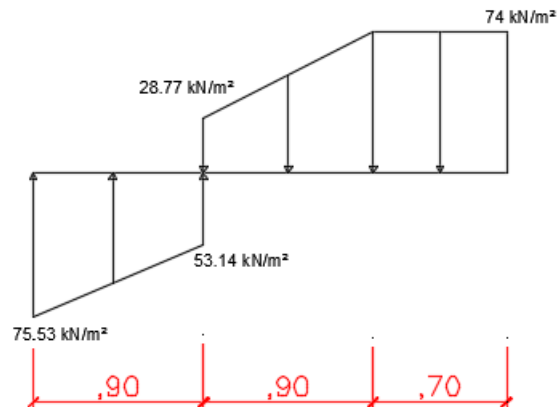
A Figura 16 indica os carregamentos submetidos na sapata e a Figura 17 ilustra o resultado desses carregamentos.

Figura 16 – Carregamentos na sapata



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 17 – Somatório dos carregamentos na sapata



Fonte: Autoria própria (2021).

Para a determinação do esforço cortante máximo e o momento fletor máximo utilizou-se das equações propostas por Moliterno (1994), gerando os seguintes resultados resumidos na Tabela X:

- Esforço Cortante Máximo na ponta:

$$Q_p = (\sigma_1 + \sigma_{III}) \frac{r}{2} = (85,53 + 53,14) \frac{0,5}{2} = 34,67 \text{ kN/m}$$

- Esforço Cortante Máximo no talão:

$$Q_t = 0,45\sigma_{II} + (\sigma_{II} + \sigma_{IV}) \frac{1,01}{2} = 85,20 \text{ kN/m}$$

- Momento Fletor Máximo na ponta:

$$M_p = Q_p \frac{r}{3} \left(\frac{2\sigma_1 + \sigma_{III}}{\sigma_1 + \sigma_{III}} \right) = 9,17 \text{ kN/m}^2$$

- Momento Fletor Máximo no talão:

$$M_t = 0,45\sigma_{II} \times \frac{r}{3} \left(\frac{2\sigma_{II} + \sigma_{IV}}{\sigma_{II} + \sigma_{IV}} \right) + (\sigma_{II} + \sigma_{IV}) \frac{1,01}{2} \times 1,01 \frac{0,59}{2} = 87,01 \text{ kNm}$$

Tabela 18 – Esforços na sapata.

Força cortante máxima na ponta	34.67 kN/m
Força cortante máxima no talão	85.20 kN/m
Momento na ponta	9.17 kNm
Momento no talão	87.01 kNm

Fonte: Autor, 2021.

Como calculado anteriormente, o solo sofrerá tração. Para a determinação da tensão máxima excluindo a zona tracionada, segue-se:

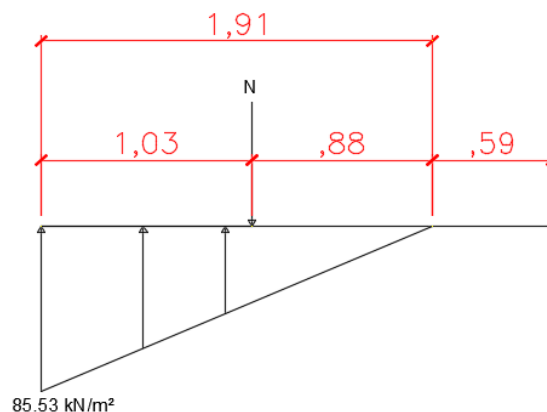
$$\sigma = \frac{2N}{3u} = \frac{2 \times 131,99}{3 \times 1,03} = 85,53 \text{ kN/m}^2$$

$$85,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Como a tensão máxima apresenta valor menor que o da tensão admissível do solo, satisfaz a condição de estabilidade. Desse modo, a resultante da força normal estará a uma distância 1,03 m da extremidade da sapata.

A Figura 18 representa a tensão aplicada no solo e o ponto de aplicação da resultante normal.

Figura 18 – Tensão atuante no solo e ponto de aplicação da força normal



Fonte: Autoria própria (2021).

5.2.1.3 Determinação das armaduras resistentes

- **Armação do muro**

Como apresentado por Moliterno (1994) e Xavier (2011), a armadura da estrutura deve ser dimensionada considerando o elemento como uma viga e determinada por metro linear. Desse modo dividiu-se a estrutura em 3 seções para calcular a altura mínima da viga (d_{min}) de cada seção pelo método apresentado na seção 3.7.1. Todas as armaduras atenderam ao critério de armadura simples, não necessitando de armadura dupla.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} k m d_{front\ 3-4}}} = \sqrt{\frac{2,85 \times 1,4}{1 \times \frac{25000}{1,4} \times 0,32}} = 0,0264 \text{ m} = 2,64 \text{ cm}$$

$$\text{Espessuras intermediárias } \Delta d = \frac{d_i - d_0}{n} = \frac{40 - 20}{3} = 6,66 \text{ cm}$$

Cálculo do coeficiente adimensional para determinar o Kz, a 1 metro do topo.

$$k m d = \frac{M_d}{b_w f_{cd} d^2} = \frac{2,85 \times 1,4}{1 \times \frac{25000}{1,4} \times 0,266^2} = 0,000315$$

Logo o Kz será igual a 0,997 e sua área de aço correspondente de valor 0,35 cm. Na Tabela 19 encontram-se os resultados das demais seções da estrutura e suas respectivas áreas de aço e na Tabela 20 as armaduras que se determinou.

Tabela 19 – Determinação da armadura do muro

Seção	Dmín (cm)	Δd (cm)	d (cm)	Kmd	Kz	As (cm ² /m)	As,mín (cm ² /m)
1	2,64	6,66	26,6	0,0031	0,997	0,35	3
2	6,28	6,66	33,26	0,0113	0,988	2,00	3,9
3	10,73	6,66	39,92	0,0230	0,976	5,05	4,8

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 20 – Especificação da armadura principal do muro

Seção	Distância da seção em relação ao topo do muro	Especificação da armadura principal
1	1 metro	9 Ø 8,0 c/ 12
2	2 metros	9 Ø 8,0 c/ 12
3	3 metros	10 Ø 8,0 c/ 10

Fonte: Autoria própria (2021).

- Armação da sapata**

Para a determinação da armadura da sapata (Tabela 21) considerou-se a mesma como uma sapata rígida, pois para fins didáticos a armadura segue o mesmo método do muro de arrimo. Desse modo determinou-se a área de aço necessária e as armaduras correspondentes apresentadas na Tabela 22.

Tabela 21 – Determinação da armadura da sapata

Seção	D _{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K _{md}	K _z	As (cm ² /m)	As,mín (cm ² /m)
Talão	14,6	6,66	36	0,0526	0,957	5,74	6
Ponta	4,7	6,66	36	0,0055	0,997	0,58	6

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 22 – Especificação da armadura principal da sapata

Seção	Especificação da armadura principal
Talão	9 Ø 10,0 c/ 12
Ponta	9 Ø 10,0 c/ 12

Fonte: Autoria própria (2021).

Analogamente ao método proposto anteriormente, tem-se as cargas atuantes do muro de flexão para um solo argiloso com altura de 6 metros apresentados na Tabela 23 e as tensões encontradas para o mesmo, expostas na Tabela 24.

Tabela 23 – Cargas atuantes no muro de 6 metros

Altura do muro	6 m
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.6 m
Altura total	6.6 m
Coefficiente de empuxo	0.33
Empuxo ativo	128.00 kN/m ²
Ponto de aplicação	2.16 m
Momento	276.00 kN/m
Altura útil da seção	0.53 m
Largura do topo	0.3 m
Espessura da base do muro	0.50 m
Espessura da sapata	0.40 m
Largura da sapata	3.75 m
Ponta da sapata	1 m
Talão da sapata	2.25 m

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 24 – Cargas atuantes no muro de 6 metros

Peso do muro	61.90 kN/m
Peso da sapata	37.5 kN/m
Ação horizontal	2.45 m
Peso de terra sobre o talão da sapata	253.80 kN/m
Força Normal	353.20 kN/m
Braço de alavanca	0.20 m
Braço de alavanca do muro	1.20 m
Terra sobre o talão da sapata	1.18 m
Terra sobre o talão da sapata	2.57 m
Braço de alavanca da sapata	1.87 m
Braço de alavanca do empuxo	2.56 m
Momento resistente interno	798.21 kN/m
Momento devido ao empuxo	327.20 kN/m
Momento resultante	471.01 kN/m
FS tombamento	2.44

FS deslizamento	1.52
Posição do centro de pressão	1.33 m
Excentricidade	0.54 m
Tensão máxima	175.79 kN/m ²
Tensão mínima	12.59 kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	176.57 kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Observa-se que para as condições utilizadas os fatores de segurança do muro foram atendidos, com o fator de segurança contra o deslizamento maior que 1,5, assegurando a solidez da estrutura.

Na Tabela 25 é apresentado os resultados dos esforços em cada junta do muro, que no caso em estudo foi considerado 1 metro linear a partir do topo do muro.

Tabela 25 - Determinação de Momento Fletor e Esforço Cortante ao longo do muro.

Carregamento devido à sobrecarga	3.33 kN/m²
Carga de terra atuando sobre o muro	39.33 kN/m ²
Momento fletor a 1 m do topo do muro	2.76 kN.m
Momento fletor a 2 m do topo do muro	15.41 kN.m
Momento fletor a 3 m do topo do muro	44.5 kN.m
Momento fletor a 4 m do topo do muro	96.59 kN.m
Momento fletor a 5 m do topo do muro	178.24 kN.m
Momento fletor a 6 m do topo do muro	296 kN.m
Esforço cortante a 1 m do topo do muro	6.61 kN.m
Esforço cortante a 2 m do topo do muro	19.78 kN.m
Esforço cortante a 3 m do topo do muro	39.5 kN.m
Esforço cortante a 4 m do topo do muro	65.78 kN.m
Esforço cortante a 5 m do topo do muro	98.61 kN.m
Esforço cortante a 6 m do topo do muro	138 kN.m

Fonte: Autoria própria (2021).

Para a determinação dos esforços na sapata é necessário calcular as tensões no solo, as cargas verticais na ponta e no talão, e a carga atuante na sapata, resultando na Tabela 26. Já na Tabela 27 são apresentados os esforços incidentes nas sapatas.

Tabela 26 – Carregamento na sapata.

Ponto de Cálculo	Valor (kN/m ²)
Tensão na ponta (σ_p)	10
Tensão no talão (σ_t)	128
Carga na ponta (σ_I)	166.57
Carga na ponta (σ_{III})	116.12
Carga no talão (σ_{IV})	27.10
Carga no talão (σ_{II})	128

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 27 – Esforços na sapata.

Força cortante máxima na ponta	146.35 kN/m
Força cortante máxima no talão	212.7 kN/m
Momento na ponta	77.53 kNm
Momento no talão	399.68 kNm

Fonte: Autoria própria (2021).

Para a determinação das armaduras seguiu-se o exposto no item 3.7.1, resultando na Tabela 28 e Tabela 30, em que são indicadas os coeficientes adimensionais e as armaduras mínimas tanto para o muro quanto para as fundações e na Tabela 29 e Tabela 31, onde é apresentado as armaduras adotadas a partir do dimensionamento.

Tabela 28 – Determinação da armadura do muro

Seção	D _{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K_{md}	K_z	As (cm ² /m)	As, _{mín} (cm ² /m)
1	2,60	6,66	36,6	0,0016	1	0,24	4,5
2	6,14	6,66	43,32	0,0089	0,988	1,39	5,4
3	10,44	6,66	49,98	0,0230	0,976	5,05	6,3
4	15,38	6,66	56,64	0,0563	0,957	8,86	7,2
5	20,89	6,66	63,3	0,1039	0,934	16,75	8,1
6	26,92	6,66	69,96	0,1726	0,885	29,37	9

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 29 – Especificação da armadura principal do muro

Seção	Distância da seção em relação ao topo do muro	Especificação da armadura principal
1	1 metro	9 Ø 8,0 c/ 12
2	2 metros	7 Ø 10,0 c/ 14
3	3 metros	9 Ø 10,0 c/ 12
4	4 metros	9 Ø 12,5 c/ 12
5	5 metros	8 Ø 16,0 c/ 12
6	6 metros	10 Ø 20,0 c/ 10

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 30 – Determinação da armadura da sapata

Seção	D _{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K _{md}	K _z	A _s (cm ² /m)	A _{s,mín} (cm ² /m)
Talão	31,3	6,66	36	0,2417	0,830	30,76	6
Ponta	13,8	6,66	36	0,0468	0,973	5,09	6

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 31 – Especificação da armadura principal da sapata

Seção	Especificação da armadura principal
Talão	10 Ø 20,0 c/ 10
Ponta	9 Ø 10,0 c/ 12

Fonte: Autoria própria (2021).

5.2.2 Muro de flexão em solo arenoso

O muro de flexão de 3 metros e 6 metros com aterro em solo arenoso foi calculado de forma análoga a apresentada anteriormente. Na Tabela 32 são apresentados os parâmetros utilizados nos cálculos, os mesmos aplicados ao muro de gravidade e na Tabela 33 os esforços encontrados e seus respectivos fatores de segurança.

Tabela 32 – Parâmetros Geotécnicos do Solo

Solo	Areia
NSPT	10
Peso específico (γ_t)	20 kN/m ³
Coesão (c)	0 kN/m ²
Ângulo de atrito (ϕ)	36°
Sobrecarga	10 kN/m ²

Fonte: GODOY,1972

Tabela 33 – Cargas atuantes no muro de 3 metros e 6 metros em solo arenoso

Altura do muro	3	6	m
Altura de terra equivalente a sobrecarga	0.5	0.5	m
Altura total	3.5	6.5	m
Coefficiente de empuxo	0.26	0.26	
Empuxo ativo	31.15	109.04	kN/m ²
Ponto de aplicação	1.13	2.14	m
Momento	35.05	233.65	kN/m
Altura útil da seção	0.19	0.48	m
largura do topo	0.15	0.25	m
Espessura da base do muro	0.30	0.40	m
Espessura da sapata	0.30	0.40	m
Largura da sapata	2	3.5	m
Ponta da sapata	0.5	1	m
Talão da sapata	1.20	2.10	m

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 34 – Cargas atuantes no muro de 3 metros e 6 metros em solo arenoso

Peso do muro	12.65	55.00	kN/m
Peso da sapata	15	35	m
Ação horizontal	1.35	2.25	m
Peso de terra sobre o talão da sapata	76.50	261.00	m
Força Normal	104.15	351.00	m
Braço de alavanca	0.12	0.17	m
Braço de alavanca do muro	0.62	1.17	m

Terra sobre o talão da sapata	0.64	1.09	m
Terra sobre o talão da sapata	1.36	2.41	m
Braço de alavanca da sapata	1	1.75	m
Braço de alavanca do empuxo	1.43	2.54	m
Momento resistente interno	126.97	754.90	kN/m
Momento devido ao empuxo	44.39	277.27	kN/m
Momento resultante	82.58	477.63	kN/m
FS tombamento	2.86	2.72	m
FS deslizamento	1.84	1.77	m
Posição do centro de pressão	0.79	1.36	m
Excentricidade	0.21	0.39	m
Tensão máxima	84.42	167.21	kN/m ²
Tensão mínima	19.72	33.37	kN/m ²
Tensão máxima excluindo a tração	87.56	171.96	kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Nota-se que no dimensionamento dos muros com alturas de 3 e 6 metros em solo arenoso, as duas condições de fator de segurança foram atendidas com um intervalo até maior que o solo argilosos, isso se deve a coesão do solo que propicia uma resistência maior ao deslizamento e outros tipos de movimentos de terra.

Na tabela 35 são apresentados os cálculos para os dois muros com relação as juntas, consideradas de 1 metro, que demonstram a intensidade dos esforços e auxiliam no dimensionamento das armaduras da estrutura.

Tabela 35 – Determinação de Momento Fletor e Esforço Cortante ao longo do muro.

Carregamento devido à sobrecarga	2.60	2.60	kN/m²
Carga de terra atuando sobre o muro	18.17	33.75	kN/m ²
Momento fletor a 1 m do topo do muro	2.31	2.24	kN.m
Esforço cortante a 1 m do topo do muro	5.63	5.41	kN.m
Momento fletor a 2 m do topo do muro	13.27	12.69	kN.m
Esforço cortante a 2 m do topo do muro	17.31	16.44	kN.m
Momento fletor a 3 m do topo do muro	38.94	37.00	kN.m
Esforço cortante a 3 m do topo do muro	35.05	33.10	kN.m

Momento fletor a 4 m do topo do muro		80.77	kN.m
Esforço cortante a 4 m do topo do muro		55.38	kN.m
Momento fletor a 5 m do topo do muro		149.64	kN.m
Esforço cortante a 5 m do topo do muro		83.29	kN.m
Momento fletor a 6 m do topo do muro		249.23	kN.m
Esforço cortante a 6 m do topo do muro		116.83	kN.m

Fonte: Autoria própria (2021).

Para a determinação dos esforços na sapata é necessário calcular as tensões no solo, as cargas verticais na ponta e no talão, e a carga atuante na sapata, resultando na Tabela 36. Já na Tabela 37 são apresentados os esforços incidentes nas sapatas.

Tabela 36 – Carregamento nas sapatas.

Ponto de Cálculo	Valor (kN/m ²)	
	Muro de 3 m	Muro de 6 m
Tensão na ponta (σ_p)	7.5	10
Tensão no talão (σ_t)	77.5	140
Carga na ponta (σ_I)	80.06	161.96
Carga na ponta (σ_{III})	53.04	103.07
Carga no talão (σ_{IV})	33.18	50.48
Carga no talão (σ_{II})	77.5	140

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 37 – Esforços nas sapatas

	Muro de 3 m	Muro de 6 m
Força cortante máxima na ponta	35.15 kN/m	137.52 kN/m
Força cortante máxima no talão	80.25 kN/m	207.77 kN/m
Momento na ponta	9.38 kNm	73.85 kNm
Momento no talão	62.04 kNm	317.41 kNm

Fonte: Autoria própria (2021).

Após a determinação dos esforços segue-se para o dimensionamento das armaduras, que no estudo foi utilizado o método das demais seções presente no tópico 3.7.1, desse modo na Tabela 38 é apresentado os resultados obtidos nos cálculos e na tabela 39 as armaduras adotadas.

Tabela 38 – Determinação da armadura do muro

Muro de flexão com 3 metros de altura							
Seção	Dmín (cm)	Δd (cm)	d (cm)	Kmd	Kz	As (cm²/m)	As,mín (cm²/m)
1	2,37	5	30	0,0045	0,997	0,37	3,0
2	5,7	5	35	0,0260	0,988	2,08	3,75
3	9,76	5	40	0,0339	0,979	5,17	4,5
Muro de flexão com 6 metros de altura							
1	2,34	5	40	0,0019	1	0,23	6
2	5,57	5	45	0,0110	0,994	1,35	6,75
3	9,52	5	50	0,0181	0,988	3,49	7,5
4	14,06	5	55	0,0703	0,957	9,05	8,25
5	19,14	5	60	0,1303	0,917	17,51	9
6	24,71	5	65	0,2171	0,856	31,25	9,75

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 39 – Especificação da armadura principal do muro

Muro de flexão com 3 metros de altura		
Seção	Distância da seção em relação ao topo do muro	Especificação da armadura principal
1	1 metro	6 Ø 8,0 c/ 16
2	2 metros	8 Ø 8,0 c/ 12
3	3 metros	7 Ø 10,0 c/ 14
Muro de flexão com 6 metros de altura		
1	1 metro	8 Ø 10,0 c/ 12
2	2 metros	9 Ø 10,0 c/ 12
3	3 metros	7 Ø 12,5 c/ 14
4	4 metros	8 Ø 12,5 c/ 12
5	5 metros	9 Ø 16,0 c/ 10
6	6 metros	10 Ø 20,0 c/ 10

Fonte: Autoria própria (2021).

Na Tabela 40 é apresentado o dimensionamento das armaduras das sapatas e na Tabela 41 as armaduras que foram adotadas.

Tabela 40 – Determinação da armadura da sapata

Sapata do muro de 3 metros							
Seção	D_{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K_{md}	K_z	As (cm²/m)	As,_{mín} (cm²/m)
Talão	12,3	5	26	0,0719	0,957	5,73	6
Ponta	4,79	5	26	0,0108	0,994	0,83	4,5
Sapata do muro de 6 metros							
Talão	27,88	5	36	0,1921	0,872	23,25	7,75
Ponta	13,45	5	36	0,0446	0,973	4,89	6

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 41 – Especificação da armadura principal da sapata

Sapata do muro de 3 metros	
Seção	Especificação da armadura principal
Talão	8 Ø 10,0 c/ 12
Ponta	6 Ø 10,0 c/ 16
Sapata do muro de 6 metros	
Talão	8 Ø 20,0 c/ 12
Ponta	8 Ø 10,0 c/ 12

Fonte: Autoria própria (2021).

5.3 AVALIAÇÃO DE CUSTOS DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Após a identificação da geometria dos muros de arrimo e do dimensionamento das estruturas, seguindo a metodologia de Caputo (1987) e Marchetti (2007), os resultados dos custos totais para os muros de gravidade e flexão foram obtidos de forma manuscritas e expostos na Tabela 42 e Tabela 43 respectivamente. Com base nos dados de custos unitários do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) referente ao mês de agosto no estado da Paraíba, a estimativa econômica foi realizada e demonstrada no Apêndice A.

Tabela 42 – Custos para muros de gravidade

Muro de gravidade		Custo total para 1 metro de muro	
		solo	
		argiloso	arenoso
Altura (m)	3	R\$ 2.866.03	R\$ 2.657.07
	6	R\$ 9.450.98	R\$ 12.988.35

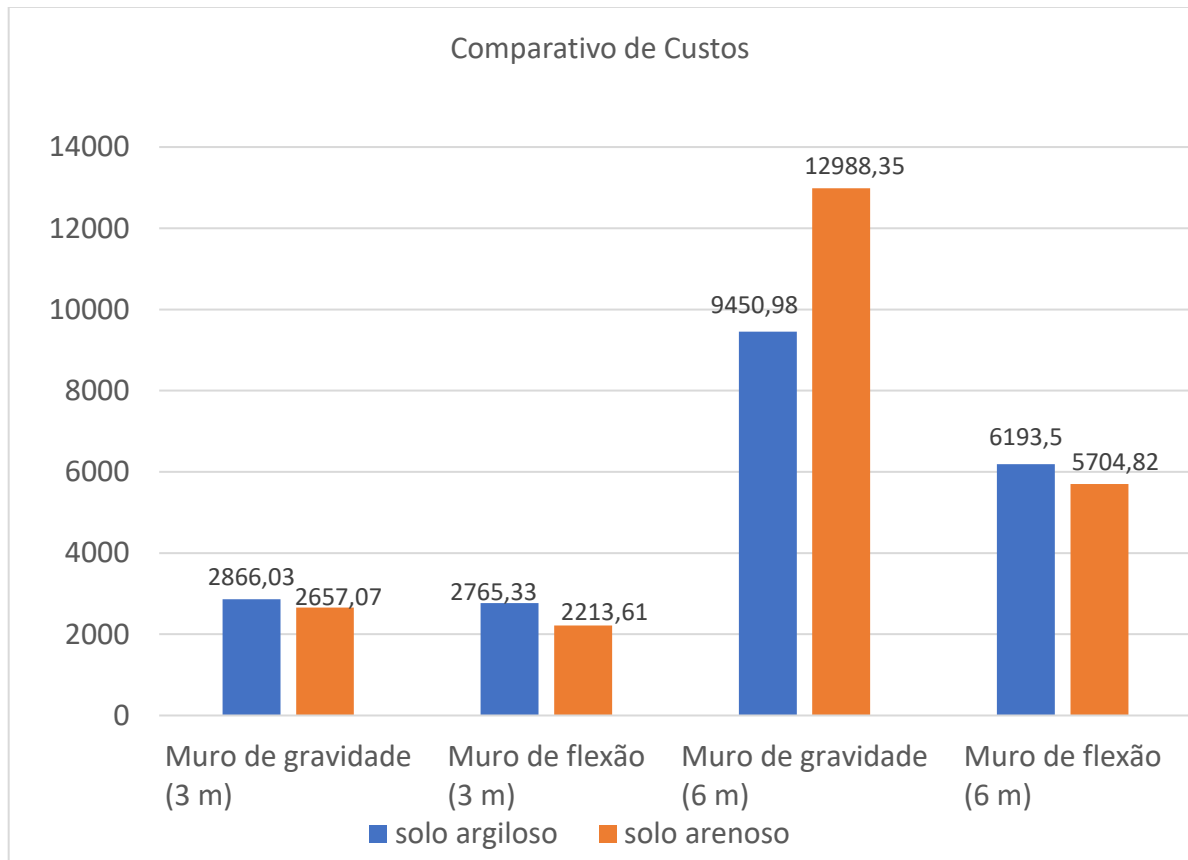
Fonte: Autor, 2021.

Tabela 43 – Custos para muros de flexão

Muro de flexão		Custo total para 1 metro de muro	
		solo	
		argiloso	arenoso
Altura (m)	3	R\$ 2.765.33	R\$ 2.213.61
	6	R\$ 6.193.50	R\$ 5.704.82

Fonte: Autor, 2021.

Gráfico 1 – Comparativo de custos entre soluções



Fonte: Autor, 2021.

Ao comparar os resultados obtidos em cada uma das metodologias aplicadas apresentadas no Gráfico 1, observa-se maiores valores financeiros nos resultados apresentados nos muros de concreto ciclópico, em relação aos encontrados nos muros de flexão, isso ocorre em decorrência da geometria do muro de concreto ciclópico, que apresenta volumes maiores à medida em que a altura do terrapleno se eleva. Outro ponto que gera diferença se refere ao solo, no caso da areia que não apresenta coesão o esforço imposto a estrutura é significativamente superior em estruturas com alturas maiores, como pode ser visto no muro de gravidade de 6 metros em solo arenoso.

Sendo assim, houve um aumento de pouco mais de R\$ 7 mil no preço encontrado no muro de concreto ciclópico em solo arenoso em relação ao muro de flexão no mesmo solo o que significa um aumento de aproximadamente 128%.

6 CONCLUSÃO

A escolha de um projeto de contenção de taludes deve observar análises de custos, viabilidade técnica e estética. Apesar de todas as soluções estudadas serem eficientes em seu propósito, o custo da estrutura influencia significativamente na escolha da solução.

Desse modo, observou-se que em qualquer um dos casos estudados, que alteravam a altura e o tipo de solo do maciço, o tipo muro de flexão em todos os casos apresenta melhor eficiência econômica, tornando-se bem mais atrativa para a execução, tendo em vista que os custos levantados nesse estudo são referentes a um metro corrido de estrutura. Assim, as diferenças de entre soluções tendem a ser maiores à medida que a extensão da estrutura aumenta. Portanto, um estudo de viabilidade econômica é necessário para identificar o elemento mais indicado para cada tipo de problema. Um fator de grande relevância é que, o muro de gravidade é indicado para altura de até 5 metros, o que justifica os valores encontrados.

O presente trabalho apresentou o comparativo econômico entre duas soluções de contenções para um estudo genérico. Diante do exposto, pode-se concluir que em um solo do tipo argiloso e para a altura de 3 metros as duas soluções propostas são equivalentes e os muros de gravidade para alturas superiores a 5 metros se tornam bem mais onerosos em relação aos muros de flexão.

De forma a complementar este trabalho, ficam como sugestões para pesquisas futuras realizar estudos comparativos entre outros tipos de contenções, considerando solos reais e parâmetros colhidos em laboratório, e dimensionamento dos muros com auxílio de *softwares* de dimensionamento estrutural.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, Mariana. **Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção**. 2018. TCC (graduação) - Universidade Federal de Sergipe, 2018, São Cristóvão. 119 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 6023: Informação e documentação — Referências — Elaboração**. Rio de Janeiro: ABNT, nov. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- BARONI, Magnos. **Estudo da viabilidade do aproveitamento de pneus inservíveis como material de construção de estruturas de contenção arrimadas**. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Grande do Sul. 2007.
- CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC. 1987. 488p.
- CRAIG, R. F. (Robert F.). **Mecânica dos solos, 7ª edição**. Reimpressão, Rio de Janeiro. 2011.
- ENGENHARIA, Guia da. **O que é um muro de arrimo e seus principais tipos!** Disponível em: www.guiadaengenharia.com/muros-arrimo-tipos. Acesso em: 21 mar. 2021.
- ENGENHARIA, Escola da. **Muro de arrimo: O que é e principais tipos**. Disponível em: www.escolaengenharia.com.br/muro-de-arrimo/. Acesso em: 25 abr. 2021.
- ENGESTAB. **Solo grampeado com grama**. Disponível em: <https://www.engestab.com.br/solo-grampeado-grama>. Acesso em: 21 mar. 2021.
- GEO 5 – **Muro de arrimo. Software geotécnico**. (Versão Demo) 2021.
- GEO-RIO - Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. **Manual Técnico de Encostas: Volume I**. Rio de Janeiro. 2014.
- GERSCOVICH, Denise MS. **Estruturas de contenção: muros de arrimo**. Apostila do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da UERJ. Rio de Janeiro: UERJ, 2010.
- GERSCOVICH, DMS; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Levantamento do IPT de mortes causadas por deslizamentos é tema de reportagem no UOL e Jornal Nacional.** Disponível em: https://www.ipt.br/noticias_interna.php?id_noticia=1190. Acesso em: 17.abril.2021.

LUIZ, Bruna. **Projeto geométrico de uma estrutura de contenção em concreto.** 2014. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. 124 p.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo.** 1. ed. São Paulo: Blucher. 2007. 141p.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo.** 2ª edição. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1994. 194 p.

PINTO, Luiz César de Moraes; COSTA, Rayane Camargo Pereira. **Dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado com sapata corrida.** 2020. TCC (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, 2020.99 p.

SINAPI – **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção.** Disponível em: https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_652. Acesso em: 15 setembro.2021.

SOARES NETO, Francielly. **Análise comparativa do dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado para dois tipos de talude de terra.** 2017. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Golveia, 2017. 97 p.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In. HACHICH et al. (eds). *Fundações: teoria e prática.* São Paulo: Pini, 1996.

VERGUTZ, A. J.; CUSTÓDIO, R. **Análise Comparativa de Resultados Obtidos de Softwares de Dimensionamento de Estruturas de Concreto.** 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Setor de Tecnologia e Exatas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010. 261 p.

XAVIER, A.M. **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial.** Monografia (Graduação). Departamento de Engenharia Civil, UFSCar. São Carlos, 2011. p. 66.

WYDE. **CORTINA ATIRANTADA.** Disponível em: www.wyde.com.br/cortina-atirantada. Acesso em: 21 mar. 2021.

APÊNDICE A – Composições de Custos de contenções

Tabela A1 – Composição de custo: Muro de gravidade de 3 metros em solo argiloso

Item	Código	Altura de 3 metros em solo argiloso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE GRAVIDADE					
1.1	94306	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 1,5 a 3,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	6.48	20.27	131.35
1.2	101617	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m e menor que 2,5 m.	m ²	2	2.23	4.46
1.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm.	m ²	2	24.23	48.46
1.4	92431	Montagem e desmontagem de fôrma de pilares retangulares e estruturas similares, pé direito simples, em chapa de madeira compensada plastificada, 10 utilizações.	m ²	16.72	42.72	714.28
1.5	102482	Concreto ciclópico fck=15MPa, 30% pedra de mão em volume real, inclusive lançamento	m ³	4.41	439.98	1940.3
1.6	93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada	m ³	1.2	22.64	27.168
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						2866

Tabela A2 – Composição de custo: Muro de gravidade de 6 metros em solo argiloso

Item	Código	Altura de 6 metros em solo argiloso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE GRAVIDADE					
1.1	94310	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 4,5 a 6,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	21.78	18.31	398.79
1.2	101617	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m e menor que 2,5 m.	m ²	3.7	2.23	8.25
1.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm.	m ²	3.7	24.23	89.65
1.4	92431	Montagem e desmontagem de fôrma de pilares retangulares e estruturas similares, pé direito simples, em chapa de madeira compensada plastificada, 10 utilizações.	m ²	44.98	42.72	1921.55
1.5	102482	Concreto ciclópico fck=15MPa, 30% pedra de mão em volume real, inclusive lançamento	m ³	15.87	439.98	6982.48
1.6	93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada	m ³	2.22	22.64	50.26
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						9450.98

Tabela A3 – Composição de custo: Muro de gravidade de 3 metros em solo arenoso

Item	Código	Altura de 3 metros em solo arenoso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE GRAVIDADE					
1.1	102281	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade até 1,5 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	6.12	26.34	161.201
1.2	101617	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m e menor que 2,5 m.	m ²	1.7	2.23	3.791
1.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm.	m ²	1.7	24.23	41.191
1.4	92431	Montagem e desmontagem de fôrma de pilares retangulares e estruturas similares, pé direito simples, em chapa de madeira compensada plastificada, 10 utilizações.	m ²	14.9	42.72	636.53
1.5	102482	Concreto ciclópico fck=15MPa, 30% pedra de mão em volume real, inclusive lançamento	m ³	4.08	439.98	1795.1
1.6	93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada	m ³	0.85	22.64	19.244
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						2657.07

Tabela A4 – Composição de custo: Muro de gravidade de 6 metros em solo arenoso

Item	Código	Altura de 6 metros em solo arenoso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE GRAVIDADE					
1.1	94310	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 4,5 a 6,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	21.12	18.31	386.707
1.2	101617	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m e menor que 2,5 m.	m ²	3	2.23	6.69
1.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm.	m ²	3	24.23	72.69
1.4	92431	Montagem e desmontagem de fôrma de pilares retangulares e estruturas similares, pé direito simples, em chapa de madeira compensada plastificada, 10 utilizações.	m ²	38.97	42.72	1664.80
1.5	102482	Concreto ciclópico fck=15MPa, 30% pedra de mão em volume real, inclusive lançamento	m ³	24.6	439.98	10823.5
1.6	93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada	m ³	1.5	22.64	33.96
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						12988.4

Tabela A5 – Composição de custo: Muro de flexão de 3 metros em solo argiloso

Item	Código	Altura de 3 metros em solo argiloso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE FLEXÃO					
1.1	96545	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm kg - montagem.	kg	11.06	17.79	196.757
1.2	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm kg - montagem.	kg	11.66	16.08	187.493
1.3	94968	Concreto magro para lastro, traço 1: 4,5 :4,5 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l	m ³	2.5	296.66	741.65
1.4	96536	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para viga baldrame, em madeira serrada, E= 25 mm, 4 utilizações.	m ²	12.18	62.24	758.083
1.5	94971	Concreto fck=25 Mpa, traço 1: 2,3: 2,7 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1)- preparo mecânico com betoneira 600 l.	m ²	2.08	367.59	764.59
1.6	94306	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 1,5 a 3,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	5.76	20.27	116.8
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						2765.33

Tabela A6 – Composição de custo: Muro de flexão de 6 metros em solo argiloso

Item	Código	Altura de 6 metros em solo argiloso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE FLEXÃO					
1.1	96545	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm kg - montagem.	kg	3.55	17.79	63.1545
1.2	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm kg - montagem.	kg	16.58	16.08	266.606
1.3	96547	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 12.5 mm kg - montagem.	kg	8.66	13.68	118.469
1.4	96548	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 16 mm kg - montagem.	kg	12.62	13.13	165.701
1.5	96549	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 20 mm kg - montagem.	kg	76.53	14.82	1134.17
1.6	94968	Concreto magro para lastro, traço 1: 4,5 :4,5 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l	m ³	3.75	296.66	1112.48
1.7	96536	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para viga baldrame, em madeira serrada, E= 25 mm, 4 utilizações.	m ²	24.73	62.24	1539.2
1.8	94971	Concreto fck=25 Mpa, traço 1: 2,3: 2,7 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1)- preparo mecânico com betoneira 600 l.	m ²	4.14	367.59	1521.82
1.9	94306	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 4,5 a 6,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	14.85	18.31	271.9
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						6193.5

Tabela A7 – Composição de custo: Muro de flexão de 3 metros em solo arenoso

Item	Código	Altura de 3 metros em solo arenoso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE FLEXÃO					
1.1	96545	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm kg - montagem.	kg	5.53	17.79	98.3787
1.2	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm kg - montagem.	kg	13.37	16.08	214.99
1.3	94968	Concreto magro para lastro, traço 1: 4,5 :4,5 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l	m ³	2	296.66	593.32
1.4	96536	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para viga baldrame, em madeira serrada, E= 25 mm, 4 utilizações.	m ²	11.48	62.24	714.515
1.5	94971	Concreto fck=25 Mpa, traço 1: 2,3: 2,7 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1)- preparo mecânico com betoneira 600 l.	m ²	1.38	367.59	507.27
1.6	94306	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 1,5 a 3,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	4.2	20.27	85.1
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						2213.61

Tabela A8 – Composição de custo: Muro de flexão de 6 metros em solo arenoso

Item	Código	Altura de 6 metros em solo argiloso	Uni.	Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	MURO DE FLEXÃO					
1.2	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm kg - montagem.	kg	16.4	16.08	263.712
1.3	96547	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 12.5 mm kg - montagem.	kg	14.44	13.68	197.539
1.4	96548	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 16 mm kg - montagem.	kg	14.2	13.13	186.446
1.5	96549	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 20 mm kg - montagem.	kg	70.11	14.82	1039.03
1.6	94968	Concreto magro para lastro, traço 1: 4,5 :4,5 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l	m ³	3.5	296.66	1038.31
1.7	96536	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para viga baldrame, em madeira serrada, E= 25 mm, 4 utilizações.	m ²	23.13	62.24	1439.61
1.8	94971	Concreto fck=25 Mpa, traço 1: 2,3: 2,7 (em massa seca de cimento/areia média/brita 1)- preparo mecânico com betoneira 600 l.	m ²	3.51	367.59	1290.24
1.9	94306	Aterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m ³ / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 4,5 a 6,0 m, com solo argilo-arenoso.	m ³	13.65	18.31	249.9
Custos para o muro dimensionado de 1 metro de extensão						5704.82

ANEXO A

Tabela A1 – Dimensionamento de seção retangular com diagrama retangular.

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118									
KMD	Kx	Kz	ε	ε	Ks			DOMÍNIO	
					CA25	CA50	CA60		
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	DOMÍNIO 2 - CA25 / CA50 / CA60	
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02		
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86		
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71		
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55		
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39		
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23		
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07		
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91		
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75		
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59		
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42		
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26		
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09		
0,070	0,108	0,957	1,21	10,00	20,80	41,61	49,93		
0,075	0,116	0,954	1,31	10,00	20,73	41,47	49,76		
0,080	0,124	0,950	1,41	10,00	20,66	41,33	49,59		
0,085	0,132	0,947	1,52	10,00	20,59	41,18	49,42		
0,090	0,140	0,944	1,63	10,00	20,52	41,04	49,24		
0,095	0,149	0,941	1,74	10,00	20,45	40,90	49,07		
0,100	0,157	0,937	1,86	10,00	20,38	40,75	48,90		
0,105	0,165	0,934	1,98	10,00	20,30	40,60	48,72		
0,110	0,174	0,930	2,10	10,00	20,23	40,46	48,54		
0,115	0,182	0,927	2,23	10,00	20,15	40,31	48,36		
0,120	0,191	0,924	2,36	10,00	20,08	40,16	48,18		
0,125	0,200	0,920	2,50	10,00	20,00	40,01	48,00		
0,130	0,209	0,917	2,64	10,00	19,93	39,85	47,82		
0,135	0,217	0,913	2,78	10,00	19,85	39,70	47,63		
0,140	0,226	0,909	2,93	10,00	19,77	39,54	47,45		
0,145	0,235	0,906	3,08	10,00	19,69	39,39	47,26		
0,150	0,244	0,902	3,24	10,00	19,61	39,23	47,07		
0,155	0,254	0,899	3,40	10,00	19,53	39,07	46,88		
0,158	0,259	0,896	3,50	10,00	19,49	38,97	46,76		
0,160	0,263	0,895	3,50	9,81	19,45	38,91	46,68	DOMÍNIO 3 - CA25	
0,165	0,272	0,891	3,50	9,35	19,37	38,74	46,49		
0,170	0,282	0,887	3,50	8,92	19,29	38,58	46,29		
0,175	0,291	0,883	3,50	8,52	19,21	38,41	46,09		
0,180	0,301	0,880	3,50	8,13	19,12	38,25	45,89		
0,185	0,311	0,876	3,50	7,77	19,04	38,08	45,69		
0,190	0,320	0,872	3,50	7,42	18,95	37,91	45,48		
0,195	0,330	0,868	3,50	7,09	18,87	37,73	45,27		
0,200	0,340	0,864	3,50	6,78	18,78	37,56	45,06		
0,205	0,351	0,860	3,50	6,48	18,69	37,38	44,85		
0,210	0,361	0,856	3,50	6,20	18,60	37,20	44,64		
0,215	0,371	0,851	3,50	5,93	18,51	37,02	44,42		
0,220	0,382	0,847	3,50	5,67	18,42	36,84	44,20		
0,225	0,392	0,843	3,50	5,42	18,33	36,65	43,98		
0,230	0,403	0,839	3,50	5,18	18,23	36,47	43,75		
0,235	0,414	0,834	3,50	4,95	18,14	36,28	43,53		
0,240	0,425	0,830	3,50	4,73	18,04	36,08	43,29		
0,245	0,436	0,825	3,50	4,52	17,94	35,89	43,06		
0,246	0,439	0,824	3,50	4,48	17,92	35,85	43,01		DOMÍNIO 3 - CA50
									DOMÍNIO 3 - CA60

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118 (CONTINUAÇÃO)								
KMD	K_x	K_z	ε	ε	K_s			DOMÍNIO
					CA25	CA50	CA60	
0,250	0,448	0,821	3,50	4,32	17,85	35,69		DOMÍNIO 3 - CA25
0,255	0,459	0,816	3,50	4,12	17,74	35,49		
0,260	0,471	0,812	3,50	3,93	17,64	35,29		
0,265	0,483	0,807	3,50	3,75	17,54	35,08		
0,270	0,495	0,802	3,50	3,57	17,43	34,87		
0,275	0,507	0,797	3,50	3,40	17,33	34,66		
0,280	0,520	0,792	3,50	3,23	17,22	34,44		
0,285	0,532	0,787	3,50	3,07	17,11	34,22		
0,290	0,545	0,782	3,50	2,92	17,00	33,99		
0,295	0,559	0,777	3,50	2,77	16,88	33,76		
0,300	0,572	0,771	3,50	2,62	16,76	33,53		
0,305	0,586	0,766	3,50	2,48	16,65	33,29		
0,310	0,600	0,760	3,50	2,34	16,52	33,05		
0,315	0,614	0,754	3,50	2,20	16,40	32,80		
0,320	0,629	0,749	3,50	2,07	16,27	32,55		
0,325	0,644	0,743	3,50	1,94	16,14			
0,330	0,659	0,736	3,50	1,81	16,01			
0,335	0,675	0,730	3,50	1,69	15,87			
0,340	0,691	0,724	3,50	1,57	15,73			
0,345	0,708	0,717	3,50	1,45	15,59			
0,350	0,725	0,710	3,50	1,33	15,44			
0,355	0,743	0,703	3,50	1,21	15,28			
0,360	0,761	0,696	3,50	1,10	15,12			
0,362	0,769	0,692	3,50	1,05	15,05			
0,365	0,780	0,688	3,50	0,99				
0,370	0,800	0,680	3,50	0,87				
0,375	0,821	0,671	3,50	0,76				
0,380	0,843	0,663	3,50	0,65				
0,385	0,866	0,653	3,50	0,54				
0,390	0,891	0,643	3,50	0,43				
0,395	0,918	0,633	3,50	0,31				
0,400	0,947	0,621	3,50	0,20				
0,405	0,978	0,608	3,50	0,08				
0,408	1,000	0,600	3,50	0,00				

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad A_s = \frac{M_d}{K_s d} \quad K_x = \frac{x}{d} \quad K_z = \frac{z}{d}$$

$$M_d \text{ (kNm)} \quad b_w \text{ e } d \text{ (m)} \quad A_s \text{ (cm}^2\text{)} \quad f_{cd} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$KMD_{LIM} = \begin{cases} 0,246 \rightarrow CA 60 \\ 0,320 \rightarrow CA 50 \\ 0,362 \rightarrow CA 25 \end{cases} \quad \text{LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 3 E 4}$$

$$KMD=0,158 \quad \text{LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 2 E 3}$$

$$KMD=0,408 \quad \text{LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 4 E 4a}$$

Fonte: Varela (IFRN), [2018].