



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO  
ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**



Joaquim da Silva Dias Júnior

Análise do dimensionamento de muros de flexão  
utilizando método analítico e numérico

Ouro Preto

2025

Joaquim da Silva Dias Júnior

Análise do dimensionamento de muros de flexão  
utilizando método analítico e numérico

Monografia apresentada ao Curso de  
Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Ouro Preto como requisito parcial para obtenção  
do título de Engenheiro Civil

Orientadora: MSc. Marcela Paula Grobério  
Coorientador: DSc. Geraldo Donizetti de Paula

Ouro Preto

2025



## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Joaquim da Silva Dias Júnior**

### **Análise do dimensionamento de muros de flexão utilizando método analítico e numérico**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Aprovada em 14 de abril de 2025

#### Membros da banca

MSc. Marcela Paula Grobério - Orientador(a) - Universidade Federal de Ouro Preto  
DSc. Geraldo Donizetti de Paula - Universidade Federal de Ouro Preto  
DSc. Eleonardo Lucas Pereira - Universidade Federal de Ouro Preto

Marcela Paula Grobério, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 13/04/2026.



Documento assinado eletronicamente por **Marcela Paula Groberio, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 13/04/2026, às 15:39, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1088472** e o código CRC **416910DF**.

## RESUMO

Este estudo analisa o dimensionamento de muros de flexão em concreto armado, de perfil clássico e sem contrafortes, comparando abordagens analíticas e numéricas. A análise considerou estruturas submetidas a diferentes alturas de contenção de solo residual de gnaiss, característicos do Quadrilátero Ferrífero. O cálculo foi realizado por método analítico e pelos softwares GEO5 e Slide 2, avaliando as solicitações atuantes, áreas de aço necessárias, e a estabilidade interna e externa. Os resultados demonstraram boa concordância entre os métodos na determinação de solicitações e armaduras longitudinais. Contudo, observaram-se discrepâncias relevantes nos fatores de segurança ao tombamento e na capacidade de carga da fundação, com o método analítico apresentando-se sistematicamente mais conservador. Constatou-se também que a Teoria de Coulomb estimou menores empuxos ativos e consumo de materiais, enquanto a Teoria de Rankine apresentou resultados mais conservadores e simplificados. Por fim, considerando a relação entre área de aço e volume de concreto, verificou-se que muros com altura de aproximadamente 3,5 metros apresentaram a melhor eficiência técnico-econômica.

**Palavras-chave:** Geotecnia. Estabilidade de Taludes. Estruturas de Contenção. Muros de Flexão. Concreto Armado. Métodos Numéricos.

## **ABSTRACT**

This study analyzes the design of classic-profile reinforced concrete cantilever retaining walls without counterforts, comparing analytical and numerical approaches. The analysis considered structures subjected to different retaining heights of residual gneiss soil, characteristic of the Quadrilátero Ferrífero. The calculation was performed using an analytical method and the GEO5 and Slide 2 software, evaluating the acting loads, required steel areas, and internal and external stability. The results demonstrated good agreement between the methods in determining the loads and longitudinal reinforcement. However, relevant discrepancies were observed in the overturning safety factors and the bearing capacity of the foundation, with the analytical method systematically proving to be more conservative. It was also found that Coulomb's Theory estimated lower active earth pressures and material consumption, while Rankine's Theory presented more conservative and simplified results. Finally, considering the ratio between steel area and concrete volume, it was verified that walls with a height of approximately 3.5 meters showed the best techno-economic efficiency.

**Palavras-chave:** Geotechnics. Slope Stability. Retaining Structures. Cantilever Walls. Reinforced Concrete. Numerical Methods.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 – Elementos do Muro de Arrimo .....                                 | 15 |
| Figura 2 – Muro de gravidade em gabião .....                                 | 16 |
| Figura 3 – Perfil clássico de Muro de flexão em concreto armado .....        | 17 |
| Figura 4 – Mecanismos potenciais de ruptura de muros de arrimo .....         | 18 |
| Figura 5 – Medidas adicionais para combater ao deslizamento .....            | 20 |
| Figura 6 – Esquema das forças atuantes - Método de Spencer .....             | 27 |
| Figura 7 – Função semi-senoidal.....   | 28 |
| Figura 8 – Variação do coeficiente de empuxo x translação do muro .....      | 32 |
| Figura 9 – Distribuição de empuxos ativos ( $c > 0$ ) .....                  | 35 |
| Figura 10 – Método de Coulomb, caso ativo, $c' = 0$ .....                    | 36 |
| Figura 11 – Determinação do empuxo ativo para terreno com sobrecarga ..      | 40 |
| Figura 12 – Método de Coulomb, caso ativo, $c' = 0$ , presença de água ..... | 41 |
| Figura 13 – Pré-dimensionamento muro de flexão perfil clássico .....         | 45 |
| Figura 14 – Concreto de envolvimento da armadura.....                        | 56 |
| Figura 15 – Fluxograma do Processo de Análise de Muros de Flexão.....        | 59 |
| Figura 16 – Mapa da localização da área de estudo .....                      | 60 |
| Figura 17 – Contato solo coluvionar x solo residual .....                    | 61 |
| Figura 18 – Etapas de configuração do modelo no GEO5 .....                   | 65 |
| Figura 19 – Definição de critérios de projeto no GEO5 .....                  | 66 |
| Figura 20 – Definição de geometria no GEO5.....                              | 67 |
| Figura 21 – Definição dos materiais no GEO5 .....                            | 67 |
| Figura 22 – Definição do solo no GEO5 .....                                  | 68 |
| Figura 23 – Definição da fundação no GEO5 .....                              | 68 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 24 – Definição do terreno acima do muro no GEO5.....            | 69 |
| Figura 25 – Definição da sobrecarga no GEO5.....                       | 69 |
| Figura 26 – Definição da etapa de análise no GEO5.....                 | 70 |
| Figura 27 – Verificação de deslizamento e tombamento no GEO5 .....     | 70 |
| Figura 28 – Verificação de capacidade de carga no GEO5.....            | 71 |
| Figura 29 – Verificação das armaduras no GEO5 .....                    | 71 |
| Figura 30 – Geometria importada .....                                  | 73 |
| Figura 31 – Definições gerais de projeto .....                         | 74 |
| Figura 32 – Definição do método.....                                   | 74 |
| Figura 33 – Método de busca .....                                      | 75 |
| Figura 34 – Carregamento.....  | 75 |
| Figura 35 – Atribuição de materiais .....                              | 76 |
| Figura 36 – Modelo final .....   | 76 |
| Figura 37 – Resultado da análise de estabilidade global (h=3,0m) ..... | 77 |
| Figura 38 – Pré-dimensionamento muro de flexão (h=4,0m).....           | 79 |
| Figura 39 – Esquema empuxo resultante - Teoria de Rankine.....         | 81 |
| Figura 40 – Esquema determinação dos pesos próprios.....               | 82 |
| Figura 41 – Distribuição de tensões na fundação - Coulomb .....        | 86 |
| Figura 42 – Esquema das seções do muro .....                           | 87 |
| Figura 43 – Esquema das tensões na base da sapata.....                 | 90 |
| Figura 44 – Comparativo do Empuxo Resultante vs Altura do muro .....   | 94 |
| Figura 45 – Comparativo do Momento máximo vs Altura do muro .....      | 95 |
| Figura 46 – Comparativo da Área de Aço vs Altura do muro.....          | 96 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1 – Fatores de forma .....  | 24 |
| Tabela 2 – Fatores de capacidade de suporte .....                                  | 25 |
| Tabela 3 – Requisitos para estabilidade de muros de contenção .....                | 29 |
| Tabela 4 – Nível de segurança contra a perda de vidas humanas .....                | 29 |
| Tabela 5 – Nível de segurança contra danos materiais e ambientais .....            | 30 |
| Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos .....                   | 30 |
| Tabela 7 – Valores de atrito solo muro para diferentes materiais.....              | 38 |
| Tabela 8 – Valores de coeficiente adicional $\gamma_n$ para lajes em balanço ..... | 46 |
| Tabela 9 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....                           | 47 |
| Tabela 10 – Dimensionamento da armadura longitudinal.....                          | 49 |
| Tabela 11 – Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....                 | 50 |
| Tabela 12 – Taxas mínimas de armadura .....  | 51 |
| Tabela 13 – Abertura máxima de fissuras .....                                      | 55 |
| Tabela 14 – Análise descritiva das variáveis geotécnicas por tipo de solo...62     |    |
| Tabela 15 – Parâmetros geotécnicas adotados .....                                  | 62 |
| Tabela 16 – Peso da estrutura e momentos no ponto (A) .....                        | 82 |
| Tabela 17 – Resumo dimensionamento - Coulomb.....                                  | 93 |
| Tabela 18 – Resumo dimensionamento - Rankine.....                                  | 93 |
| Tabela 19 – Comparativo Fator de Segurança ao Tombamento .....                     | 97 |
| Tabela 20 – Comparativo Fator de Segurança ao Deslizamento .....                   | 97 |

## SUMÁRIO

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b> .....                      | <b>10</b> |
| 1.1      | Justificativa.....                           | 12        |
| 1.2      | Objetivos .....                              | 12        |
| 1.2.1    | <i>Objetivos específicos</i> .....           | 12        |
| 1.3      | Estrutura do trabalho .....                  | 13        |
| <b>2</b> | <b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....             | <b>14</b> |
| 2.1      | Muro de arrimo .....                         | 14        |
| 2.1.1    | <i>Muro por Gravidade</i> .....              | 16        |
| 2.1.2    | <i>Muros por Flexão</i> .....                | 17        |
| 2.2      | Estabilidade do muro de arrimo.....          | 18        |
| 2.2.1    | <i>Deslizamento da base</i> .....            | 19        |
| 2.2.2    | <i>Tombamento</i> .....                      | 21        |
| 2.2.3    | <i>Capacidade de carga da fundação</i> ..... | 22        |
| 2.2.4    | <i>Ruptura Global</i> .....                  | 26        |
| 2.2.5    | <i>Fatores de Segurança</i> .....            | 29        |
| 2.3      | Empuxos .....                                | 31        |
| 2.3.1    | <i>Teoria de Rankine</i> .....               | 33        |
| 2.3.2    | <i>Teoria de Coulomb</i> .....               | 36        |
| 2.3.3    | <i>Sobrecargas</i> .....                     | 39        |
| 2.3.4    | <i>Influência da Água</i> .....              | 41        |
| 2.4      | Dimensionamento de muro à flexão .....       | 43        |
| 2.4.1    | <i>Pré-dimensionamento</i> .....             | 45        |
| 2.4.2    | <i>Armaduras</i> .....                       | 45        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| <b>3</b> | <b>METODOLOGIA</b> .....                                       | <b>59</b>  |
| 3.1      | <b>Solo</b> .....  | <b>60</b>  |
| 3.2      | <b>Considerações de projeto</b> .....                          | <b>63</b>  |
| 3.3      | <b>Software GEO5</b> .....                                     | <b>64</b>  |
| 3.3.1    | <i>Utilização do GEO5</i> .....                                | 65         |
| 3.4      | <b>Software Slide 2</b> .....                                  | <b>72</b>  |
| 3.4.1    | <i>Utilização do Slide 2</i> .....                             | 73         |
| 3.5      | <b>Cálculo analítico muro de flexão</b> .....                  | <b>78</b>  |
| 3.5.1    | <i>Pré-dimensionamento</i> .....                               | 79         |
| 3.5.2    | <i>Empuxos</i> .....   | 80         |
| 3.5.3    | <i>Determinação dos momentos no fulcro de tombamento</i> ..... | 82         |
| 3.5.4    | <i>Verificação ao deslizamento: exemplo</i> .....              | 83         |
| 3.5.5    | <i>Verificação ao tombamento: exemplo</i> .....                | 84         |
| 3.5.6    | <i>Capacidade de carga da fundação</i> .....                   | 85         |
| 3.5.7    | <i>Dimensionamento das armaduras</i> .....                     | 87         |
| <b>4</b> | <b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....                           | <b>94</b>  |
| <b>5</b> | <b>CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES</b> .....                         | <b>98</b>  |
| 5.1      | <b>Considerações finais</b> .....                              | <b>98</b>  |
| 5.2      | <b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....                  | <b>99</b>  |
|          | <b>REFERÊNCIAS</b> .....                                       | <b>100</b> |
|          | <b>ANEXO A – EXTRATOS DE DIMENSIONAMENTO</b> .....             | <b>103</b> |
|          | <b>ANEXO B – DETALHAMENTO MURO DE FLEXÃO</b> .....             | <b>110</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

A relação entre o avanço humano e a transformação do meio ambiente é um processo contínuo e historicamente marcante. Desde os primórdios das civilizações, a necessidade de expansão e desenvolvimento impulsionou a ocupação de diferentes tipos de terrenos, inclusive aqueles com condições adversas, como regiões acidentadas e áreas de baixa estabilidade. Com o crescimento populacional e a intensificação da urbanização, tornou-se essencial não apenas ampliar as fronteiras das cidades, mas também otimizar o uso do solo, adotando técnicas que viabilizassem o reaproveitamento de áreas já ocupadas. Esse processo permitiu a construção de moradias, edifícios públicos e infraestruturas fundamentais para o desenvolvimento urbano (DOMINGUES, 1997).

Entretanto, a ocupação dessas áreas e a construção de estruturas no subsolo impõem desafios técnicos significativos e riscos consideráveis. Solos instáveis podem comprometer edificações e demais obras, resultando em desmoronamentos que ameaçam tanto o patrimônio quanto a vida das pessoas. Nesse contexto, a engenharia desenvolveu soluções para mitigar os impactos da instabilidade geotécnica, assegurando maior segurança às áreas ocupadas.

As estruturas de contenção surgiram como uma resposta para estabilizar taludes e evitar deslocamentos do solo, desempenhando um papel essencial na mitigação de processos erosivos, no equilíbrio das forças atuantes sobre os maciços e na absorção de cargas adicionais provenientes de edificações e outras estruturas (DUARTE, 2013). Essas soluções são amplamente utilizadas em obras de engenharia para garantir a estabilidade do solo em diferentes contextos, sendo comuns na criação de subsolos para edifícios urbanos, na contenção de cortes e aterros por meio de muros de arrimo e no escoramento de valas para a instalação de dutos. Além disso, essas estruturas são fundamentais em projetos de infraestrutura, como rodovias, pontes, sistemas de saneamento, metrô e estabilização de encostas, contribuindo significativamente para a segurança e viabilidade das construções em terrenos desafiadores (Hachich et al., 1988, p. 497).

Entre as soluções de contenção, os muros de arrimo se destacam e podem ser classificados em dois grupos principais: muros de gravidade e muros de flexão. De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), os muros de flexão são estruturas delgadas, normalmente construídas em concreto armado e apoiadas sobre fundações rasas ou profundas. Esses elementos resistem ao empuxo do solo por meio da flexão de sua base e podem ser executados em alvenaria, concreto ou materiais específicos. Bell (1985, p. 41) complementa essa definição, afirmando que o muro de arrimo é "uma estrutura vertical projetada para conter materiais, transferindo os esforços para a fundação, que é submetida a uma carga excêntrica e a um momento fletor atuante em um plano específico."

A escolha do sistema de contenção adequado é crucial para garantir a estabilidade estrutural e minimizar riscos geotécnicos. Nesse sentido, Terzaghi, Peck e Mesri (1996) destacam que a estabilidade dos muros de arrimo depende de fatores como altura da estrutura, propriedades do solo, presença de lençol freático e aplicação de sobrecargas. A negligência nesses aspectos pode resultar em problemas estruturais graves, como rupturas e recalques excessivos.

Com os avanços tecnológicos, o uso de ferramentas computacionais tornou-se indispensável para análise e dimensionamento dessas estruturas, proporcionando maior precisão nos cálculos e permitindo simulações mais confiáveis. Softwares como GEO5 e Slide 2 são amplamente utilizados para a avaliação da estabilidade global e do desempenho estrutural, facilitando a comparação entre diferentes soluções construtivas (Duncan; Wright; Tand, 2014).

Este trabalho propõe uma análise comparativa entre muros de flexão em concreto armado, utilizando abordagens analíticas e numéricas. Serão empregadas planilhas de cálculo, bem como os softwares GEO5 e Slide 2, possibilitando a avaliação das solicitações atuantes, da estabilidade global e do impacto das diferentes condições de projeto. A partir dessa comparação, busca-se compreender o comportamento estrutural das soluções propostas e fornecer subsídios técnicos para a escolha da alternativa mais eficiente em contextos geotécnicos distintos.

## 1.1 Justificativa

A crescente demanda por construções em terrenos com condições geotécnicas complexas exige soluções de contenção eficientes e seguras. Entre elas, os muros de flexão em concreto armado são amplamente utilizados, mas seu dimensionamento depende de diversos fatores, como altura da estrutura, características do solo e presença de água no retroaterro.

Com o avanço dos recursos computacionais, é possível complementar os métodos analíticos tradicionais com simulações numéricas mais precisas. No entanto, ainda é necessário avaliar a compatibilidade entre essas abordagens e entender seus limites de aplicação.

Este trabalho se justifica pela importância de comparar os métodos analítico e numérico no dimensionamento de muros de flexão, visando otimizar a escolha da solução mais segura e eficiente para diferentes condições de projeto.

## 1.2 Objetivos

Este estudo busca analisar e comparar o desempenho estrutural e a estabilidade de muros de flexão em concreto armado, utilizando abordagens analíticas e numéricas.

### 1.2.1 *Objetivos específicos*

- Identificar as diferenças entre os métodos analíticos tradicionais e os resultados obtidos por meio de modelagem computacional.
- Comparar o comportamento de muros de flexão em concreto armado, considerando aspectos como solicitações atuantes e segurança global.
- Examinar a influência das formulações de empuxo lateral, como as teorias de Coulomb e Rankine, na concepção dos projetos.
- Avaliar como a altura da contenção afeta os esforços internos e a estabilidade das estruturas, além do consumo de materiais como concreto e aço.
- Investigar o impacto da presença de água no retroaterro, simulando o efeito da saturação e analisando a necessidade de sistemas de drenagem eficientes.

### 1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, além de anexos que complementam a análise desenvolvida.

No Capítulo 1, são apresentados o tema, a justificativa e os objetivos gerais e específicos do estudo, bem como esta descrição da estrutura do trabalho. Este capítulo contextualiza a importância do uso de estruturas de contenção em obras de engenharia civil, especialmente os muros de flexão em concreto armado, e destaca a relevância da comparação entre abordagens analíticas e numéricas.

O Capítulo 2 constitui o referencial teórico, reunindo os conceitos fundamentais necessários para o desenvolvimento da análise. São abordadas as tipologias de muros de arrimo, com foco nos muros por flexão, além dos principais mecanismos de instabilidade, como deslizamento, tombamento, ruptura global e capacidade de carga da fundação. Também são discutidas as teorias de empuxo de Rankine e Coulomb, a influência de sobrecargas e da presença de água, e os critérios de dimensionamento estrutural.

O Capítulo 3 descreve a metodologia adotada para o desenvolvimento da análise comparativa. São apresentadas as características geotécnicas do solo considerado, as premissas de projeto, a modelagem computacional nos softwares GEO5 e Slide 2, e os procedimentos adotados para o cálculo analítico.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos por meio das análises desenvolvidas. São discutidas as solicitações atuantes nas estruturas, os fatores de segurança verificados, o comportamento estrutural diante de diferentes condições (como altura, presença de água e sobrecargas), e as diferenças entre os métodos adotados. A comparação dos resultados visa identificar vantagens, limitações e a confiabilidade de cada abordagem em cenários distintos.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões do trabalho, destacando os principais achados da análise comparativa, as implicações para o dimensionamento de muros de flexão e sugestões para estudos futuros que possam ampliar ou aprofundar os resultados obtidos.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Muro de arrimo

Este tópico analisa as principais tipologias de muros de arrimo, destacando suas características estruturais e condições de aplicação. Compreender essas particularidades é fundamental para a seleção da solução mais eficiente e segura para o estudo de caso proposto.

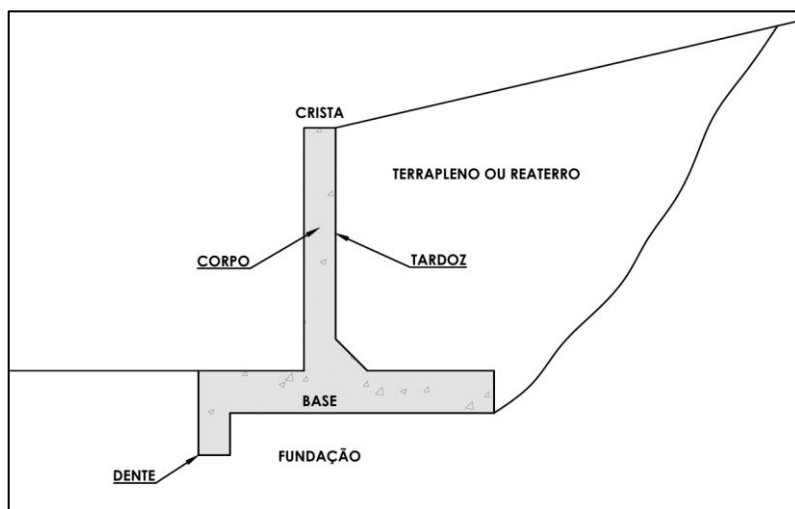
Cunha (1991) destaca que as estruturas de contenção têm como objetivo garantir a estabilidade contra a ruptura de maciços de solo ou rejeitos. Além disso, essas estruturas devem ser integradas ao meio ambiente de maneira eficiente, tanto no aspecto paisagístico quanto no ambiental. Para garantir sua eficácia, é fundamental adotar soluções com fácil dimensionamento, resistência adequada às necessidades específicas e uma vida útil prolongada.

A escolha do tipo de contenção a ser aplicado deve considerar três fatores essenciais: econômico, físico e geotécnico. O fator econômico envolve a disponibilidade de materiais adequados, mão de obra especializada, tempo de execução e custo final. O fator físico está relacionado à altura da estrutura e ao espaço disponível para construção. Já o fator geotécnico refere-se às características do solo local, a capacidade de suporte da base e a presença de lençol freático (Barros, 2011).

Ademais, é importante destacar a relevância de um sistema de drenagem adequado, que contribua para a redução das pressões da água na estrutura de contenção. A saturação do solo devido ao acúmulo de água pode enfraquecer o terreno e aumentar os esforços sobre o muro, comprometendo a estabilidade do sistema (CEDERGREN, 1997).

Conforme o DER/SP (2005), a estrutura de um muro de arrimo é composta por paramento e fundação, podendo, em certos casos, incluir elementos adicionais para reforço do maciço. Os principais componentes de um muro de arrimo estão ilustrados na Figura 1.

Figura 1 – Elementos do Muro de Arrimo



Fonte: Autoria própria.

O **paramento** é responsável por absorver o empuxo do solo e transmitir os esforços para a fundação. Este elemento pode apresentar diferentes geometrias e é subdividido em três partes principais:

- **Crista:** a parte superior do muro;
- **Corpo:** a estrutura principal, responsável por distribuir os esforços;
- **Tardo:** a face que está em contato direto com o solo.

A **fundação**, por sua vez, tem a função de ancorar a estrutura ao terreno, garantindo sua estabilidade e evitando deslocamentos. Ela pode ser rasa ou profunda, dependendo das condições geotécnicas do local e das cargas atuantes. Barros (2014) destaca que os muros de arrimo são estruturas rígidas que não toleram deformações na fundação, como recalques diferenciais ou assentamentos.

- **Base:** Elemento Horizontal de suporte do muro e de fixação deste com o solo;
- **Dente:** Elemento Vertical interligado a base, responsável por coibir o deslocamento da base caso necessário.

Domingues (1997) destaca que os muros de arrimo podem ser construídos com diferentes materiais e técnicas, sendo classificados conforme o mecanismo de resistência ao empuxo do solo.

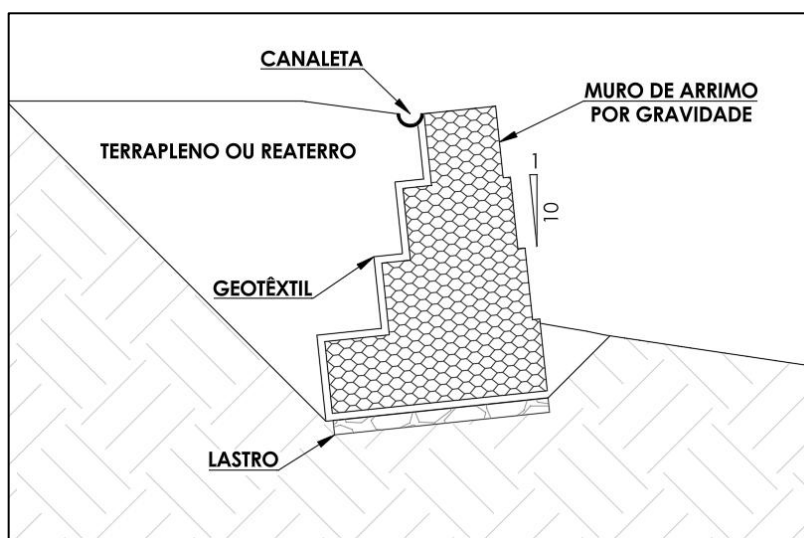
### 2.1.1 Muro por Gravidade

Os muros de gravidade são tipos de estrutura de contenção que resistem às pressões laterais do solo por meio do seu próprio peso. São particularmente eficazes em locais onde o solo possui boa capacidade de suporte e são caracterizados por sua espessura significativa. Esses muros podem ser confeccionados com diversos materiais, como pedra, concreto simples ou armado, concreto ciclópico, gabiões e até pneus reciclados (GEO-RIO, 2014).

A seção transversal dos muros de arrimo é geralmente trapezoidal. Caso a face frontal seja plana e vertical, recomenda-se uma inclinação de pelo menos 2° em direção ao reaterro para evitar a impressão de tombamento. Segundo Manchertti (2007), no dimensionamento inicial de muros de concreto ciclópico, a base equivale a cerca de 40% da altura, com perfil retangular. Para reduzir custos, podem ser adotadas faces inclinadas ou perfis escalonados, mantendo a estabilidade estrutural.

Entre as diversas soluções de contenção, destacam-se os muros de gabião (Figura 2), compostos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras compactadas. Além da flexibilidade e drenagem eficiente, esses muros apresentam boa resistência a esforços de empuxo e são amplamente utilizados em taludes e encostas para mitigar processos erosivos (TOMASI, 2012).

Figura 2 – Muro de gravidade em gabião



Fonte: Autoria Própria.

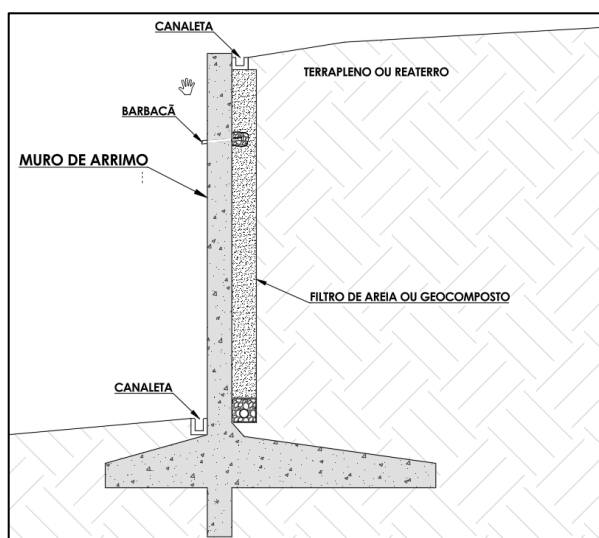
### 2.1.2 Muros por Flexão

Domingues (1997) define os muros de arrimo por flexão como estruturas compostas por duas lajes: uma horizontal e outra vertical. A laje horizontal garante a estabilidade da estrutura, suportando a laje vertical e evitando deslocamentos horizontais, verticais e o tombamento. Já a laje vertical, engastada na laje horizontal, resiste ao empuxo lateral e contribui para a estabilidade do maciço.

Uma das principais vantagens desse tipo de contenção é a redução do peso próprio da estrutura em comparação aos muros de gravidade, possibilitando sua aplicação em solos de baixa capacidade de suporte e permitindo a estabilização de taludes de até 5 metros (Moliterno, 1995; Barros, 2021). Segundo Hachich et al. (1988), os muros de arrimo por flexão possuem seção transversal em forma de “L” e resistem aos empuxos utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado sobre a base do “L” para manter o equilíbrio da estrutura.

Os perfis clássicos (Figura 3) são comumente empregados para alturas entre 2,00 m e 4,00 m (Moliterno, 1994, p.28). Além disso, esse tipo de estrutura destaca-se pela facilidade de execução e viabilidade econômica para alturas de até 4,00 m, embora não haja impedimentos técnicos para seu uso em projetos com dimensões superiores (Moliterno, 1994, p.66).

Figura 3 – Perfil clássico de Muro de flexão em concreto armado



Fonte: Autoria Própria.

## 2.2 Estabilidade do muro de arrimo

Segundo GERSCOVICH (2010), para garantir a estabilidade de um muro de arrimo, independentemente da seção adotada, devem ser analisados:

**Deslizamento da base:** equilíbrio das forças horizontais, assegurando que a resistência ao cisalhamento na interface solo-base impeça o deslocamento da estrutura.

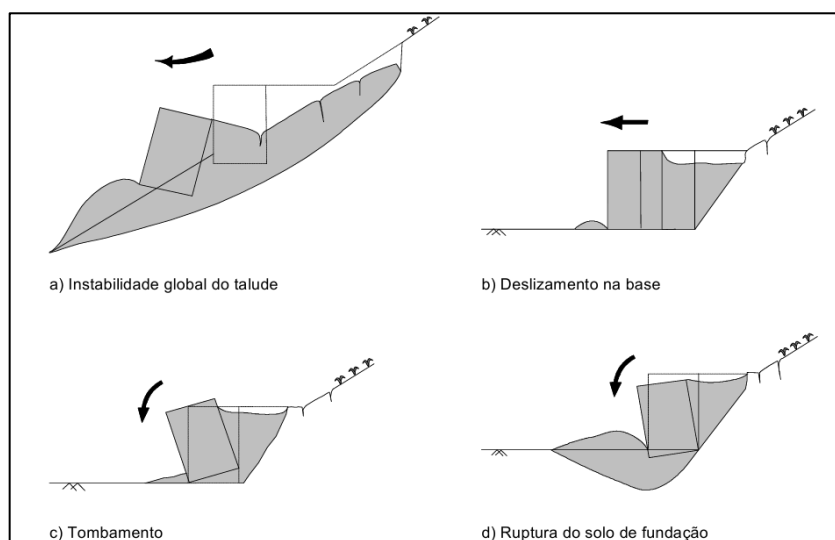
**Tombamento:** verificação dos momentos atuantes na aresta externa da base, garantindo que os momentos estabilizadores, como o peso próprio da estrutura e sobrecargas na crista, superem os momentos desestabilizadores das pressões laterais do solo.

**Capacidade de carga da fundação:** avaliação da tensão limite do solo de fundação para evitar ruptura por cisalhamento ou recalques diferenciais excessivos.

**Ruptura global:** identificação de superfícies de deslizamento que comprometam o muro e o solo adjacente, resultando no deslocamento de uma cunha central para baixo e movimentação das cunhas marginais.

Esses critérios são aplicáveis ao projeto e dimensionamento de todos os tipos convencionais de muros de arrimo. A Figura 4 ilustra esses mecanismos potenciais.

Figura 4 – Mecanismos potenciais de ruptura de muros de arrimo



Fonte: Manual técnico de encostas (GEO-RIO).

### 2.2.1 Deslizamento da base

Para Gerscovich (2008), ainda dentro das condições de estabilidade do muro de arrimo, a verificação do deslizamento (ou escorregamento) da estrutura como um todo apresenta-se como um critério de grande importância. Essencialmente, trata-se da análise do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um coeficiente de segurança estabelecido por norma.

Para Barros (2017), o deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência ao deslizamento na base do muro, somada ao empuxo passivo disponível, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo, conforme a Equação 1.

$$FS_{des} = \frac{F_{Hr}}{F_{Hs}} = \frac{E_p + S}{E_a + E_w} \quad (1)$$

Onde:

$E_p$  e  $E_a$  são as componentes horizontais dos empuxos passivo e ativo, respectivamente;

$E_w$  é a componente do empuxo provocado pela água, se existente;

$S$  é a força resultante da resistência ao cisalhamento ao longo da base do muro.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ressaltam que, no caso de solos argilosos, pode ocorrer excesso de poropressão na fundação, de forma que esta grandeza deve ser considerada, conforme Equação (2):

$$S = [c \cdot b + (N - U)\mu] \quad (2)$$

Onde:

$c$  é a coesão solo-muro;

$\mu$  é o coeficiente de atrito solo muro;

$b$  é equivalente à área da base do muro;

$N$  representa a força normal à base da estrutura;

$U$  a força resultante da poropressão normal à base da estrutura.

Moliterno (1980) sugere a adoção de  $\mu = 0,55$  a  $0,50$  (solo seco) ou  $\mu = 0,30$  (solo saturado) para o coeficiente de atrito existente entre o contato concreto/solo.

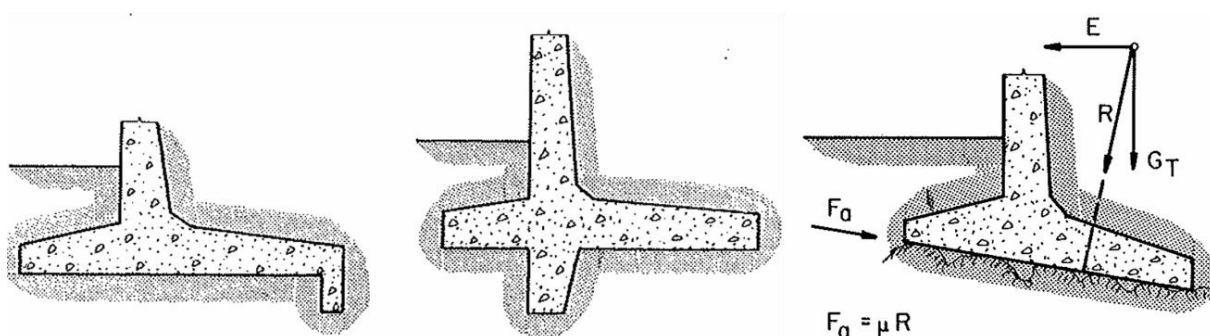
Já Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) sugerem a adoção do coeficiente de atrito como  $\mu = \tan \delta$ , sendo “ $\delta$ ” o ângulo de atrito solo/estrutura.

Alguns autores sugerem a redução da parcela do empuxo passivo atuante (reduzido por um fator de segurança entre 2 e 3), como também sua desconsideração, uma vez que sua mobilização requer a existência de deslocamentos significativos, assim como o solo presente na frente do muro pode ser retirado ou erodido. Barros (2017) sugere:  $FS_{des} \geq 1,5$  para solos não coesivos e  $FS_{des} \geq 2,0$  para solos coesivos.

Araujo (2009) destaca que, caso ocorra existência de camada de solo menos resistente abaixo do solo em contato com a base do muro, está deve ser considerada na determinação do fator de segurança ao deslizamento, podendo-se definir a base do muro em contato direto com tal camada crítica.

Caso o muro não atinja o fator de segurança mínimo de 1,5, Moliterno (1994, p. 67) recomenda a adoção de medidas adicionais, como a utilização de um dente de ancoragem ou a inclinação da sapata no sentido contrário ao deslizamento, proporcionando uma melhor ancoragem da estrutura.

Figura 5 – Medidas adicionais para combater ao deslizamento



Fonte: Moliterno (1994, p. 67)

### 2.2.2 Tombamento

A análise da possibilidade de tombamento de um muro de contenção consiste na verificação dos momentos atuantes na estrutura em relação à aresta externa da base (pé do muro), também denominada fulcro de tombamento. O fator de segurança contra o tombamento é determinado conforme a Equação (3).

$$FS_{tomb} = \frac{\sum M_{resistentes}}{M_{atuantes}} \quad (3)$$

De acordo com o Manual da GeoRio (1999), no caso de a base do muro apresentar embutimento, o empuxo passivo atuante a jusante deve ser considerado na análise de estabilidade. No entanto, recomenda-se a aplicação de um fator de redução ( $\alpha$ ) no empuxo passivo, uma vez que a erosão ou escavação do solo no pé do muro, bem como a diferença entre os deslocamentos necessários para mobilizar os empuxos passivo e ativo, podem comprometer a segurança da estrutura. Normas norte-americanas e europeias usualmente indicam valores de  $\alpha$  entre 0 e 1/2, sendo comum a adoção de  $\alpha = 1/3$ .

Além disso, a segurança contra o tombamento deve ser garantida por meio da verificação da posição da resultante vetorial entre as forças de empuxo (E) e o peso do muro (W), cuja linha de ação deve permanecer dentro do terço central da base da estrutura. Esse critério assegura que somente pressões compressivas ocorram no contato muro-fundação, minimizando o risco de tombamento.

Nesse sentido, Marchetti (2007) e Gerscovich et al. (2016) destacam que a tendência ao tombamento pode levar ao destacamento da parte anterior da base do muro em relação ao solo, comprometendo a estabilidade global da estrutura. Para mitigar esse problema, é fundamental garantir que a resultante dos esforços permaneça dentro do núcleo central da base. Caso contrário, a excentricidade da resultante pode gerar esforços não uniformes no solo de fundação, resultando no surgimento de tensões de tração caso a resultante ultrapasse o terço médio da base.

### 2.2.3 Capacidade de carga da fundação

A capacidade de carga de uma fundação está diretamente relacionada à distribuição das tensões ao longo de sua seção transversal, conforme destacado por Moliterno (1994). No caso de muros de contenção, essa análise torna-se crítica, uma vez que as pressões transmitidas pela estrutura à fundação devem estar em equilíbrio com a resistência do solo.

Para compreender essa distribuição, é fundamental definir alguns conceitos, como a área da seção resistente da fundação ( $S$ ), determinada pela Equação (4); o módulo de resistência ( $W$ ), grandeza associada à resistência da seção transversal, conforme a Equação (5); e o raio resistente ( $k$ ), parâmetro geométrico definido pela Equação (6).

$$S = b \cdot a \quad (4)$$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} \quad (5)$$

$$k = \frac{W}{S} = \frac{b}{6} \quad (6)$$

Conforme Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), a análise usualmente assume o muro como um elemento rígido, com distribuição linear de tensões ao longo da base. Para isso, é essencial determinar a posição da força resultante normal que atua na base do muro. A partir da Equação (7), calcula-se a distância “d” entre o fulcro de tombamento (A) e a força resultante na base, enquanto a Equação (8) permite determinar sua excentricidade em relação ao baricentro da fundação.

$$d = \frac{\sum M_A}{N} \quad (7)$$

$$e = \frac{B}{2} - d \quad (8)$$

### 2.2.3.1 Casos de distribuição das tensões

Caso 1 - Compressão Simples ( $e = 0$ ): Nesse caso, a carga normal ( $N$ ) é aplicada exatamente no centro de gravidade da seção transversal, resultando em uma distribuição uniforme das tensões. A tensão na seção é dada pela Equação (9).

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad (9)$$

Caso 2 - Compressão Excêntrica ( $0 < e < k$ ): Quando a força normal é aplicada com uma pequena excentricidade, ocorre uma distribuição trapezoidal das tensões, com maior intensidade de um lado da fundação e menor do outro. As tensões máxima e mínima são determinadas pela Equação (10).

$$\sigma_1 = \frac{N \cdot \left(1 + \frac{e}{k}\right)}{S}, \quad \sigma_2 = \frac{N \cdot \left(1 - \frac{e}{k}\right)}{S} \quad (10)$$

Caso 3 - Compressão Excêntrica Limite ou Flexão Composta ( $e = k$ ): A carga está aplicada no limite do núcleo central da seção, fazendo com que uma das extremidades da fundação atinja tensão zero. A distribuição das tensões torna-se triangular definidas conforme Equação (11).

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{S}, \quad \sigma_2 = 0 \quad (11)$$

Caso 4 - Flexão Composta com Tração ( $e > k$ ): Se a excentricidade for maior que o raio resistente, ocorre tração em uma parte da seção. Moliterno (1980) indica a eliminação da zona de tração de forma que a tensão máxima na borda externa segue a Equação (12).

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3d} \quad (12)$$

### 2.2.3.2 Capacidade de suporte do solo

A capacidade de suporte do solo de fundação, representada por  $\sigma_{lim}$ , pode ser calculada pelo método clássico de Método clássico de Terzaghi e Peck (1967), tratando a base do muro como uma sapata, conforme a Equação (13).

$$\sigma_{lim} = c \cdot N_c \cdot S_c + q_s \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (13)$$

Onde:

$B' = B - 2e$  representa a largura equivalente da base do muro;

$c$  = coesão do solo;

$\gamma_f$  = peso específico do solo de fundação;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga;

$q_s$  = sobrecarga no nível da base da fundação;

$S_c, S_q, S_\gamma$  = fatores de forma.

As Tabela 1 e Tabela 2 trazem, respectivamente, os fatores de forma de acordo com De Beer (1967) e os fatores de capacidade de suporte de acordo com Vesic (1975).

Tabela 1 – Fatores de forma

| Sapata                  | $S_c$                                   | $S_q$                             | $S_\gamma$                  |
|-------------------------|---|-----------------------------------|-----------------------------|
| Corrida ( $L \geq 5B$ ) | 1,0                                     | 1,0                               | 1,0                         |
| Retangular              | $1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ | $1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$ | $1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$ |
| Circular ou Quadrada    | $1 + \frac{N_q}{N_c}$                   | $1 + \tan \phi$                   | 0,6                         |

Fonte: De Beer, 1967 apud Cintra; Aoki, 2011.

Tabela 2 – Fatores de capacidade de suporte

| $\phi(^{\circ})$ | $N_c$  | $N_q$  | $N$    |
|------------------|--------|--------|--------|
| 0                | 5,14   | 1      | 0      |
| 2                | 5,63   | 1,2    | 0,15   |
| 4                | 6,19   | 1,43   | 0,34   |
| 6                | 6,81   | 1,72   | 0,57   |
| 8                | 7,53   | 2,06   | 0,86   |
| 10               | 8,35   | 2,47   | 1,22   |
| 12               | 9,28   | 2,97   | 1,69   |
| 14               | 10,37  | 3,59   | 2,29   |
| 16               | 11,63  | 4,34   | 3,06   |
| 18               | 13,1   | 5,26   | 4,07   |
| 20               | 14,83  | 6,4    | 5,39   |
| 22               | 16,88  | 7,82   | 7,13   |
| 24               | 19,32  | 9,6    | 9,44   |
| 26               | 22,25  | 11,85  | 12,54  |
| 28               | 25,8   | 14,72  | 16,72  |
| 30               | 30,14  | 18,4   | 22,4   |
| 32               | 35,49  | 23,18  | 30,22  |
| 34               | 42,16  | 29,44  | 41,06  |
| 36               | 50,59  | 37,75  | 56,31  |
| 38               | 61,35  | 48,93  | 78,03  |
| 40               | 75,31  | 64,2   | 109,41 |
| 42               | 93,71  | 85,38  | 155,55 |
| 44               | 118,37 | 115,31 | 224,64 |
| 46               | 152,1  | 158,51 | 330,35 |
| 48               | 199,26 | 222,31 | 496,01 |
| 50               | 266,89 | 319,07 | 762,89 |

Fonte: Adaptado de Vesic, 1975 apud Cinta; Aoki, 2011.

#### **2.2.4 Ruptura Global**

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), a avaliação da estabilidade do sistema pode ser realizada por meio de diversos métodos de cálculo de estabilidade de taludes, considerando a estrutura de contenção como um componente interno ao maciço de solo e tratando-a como um corpo rígido que se desloca.

Entre os métodos de equilíbrio-limite usados para determinar o Fator de Segurança (FS) de uma superfície de ruptura, duas abordagens principais são adotadas para atender às condições de equilíbrio estático. A primeira abordagem considera o equilíbrio de toda a massa de solo deslocada, que é limitada pela superfície do terreno e pela superfície de ruptura. Nesse caso, as equações de equilíbrio são formuladas e resolvidas para um único corpo livre, como no caso dos taludes infinitos. A segunda abordagem divide a massa de solo em fatias verticais, e as equações de equilíbrio são resolvidas para cada fatia individualmente. Este método é conhecido como "método de fatias" (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

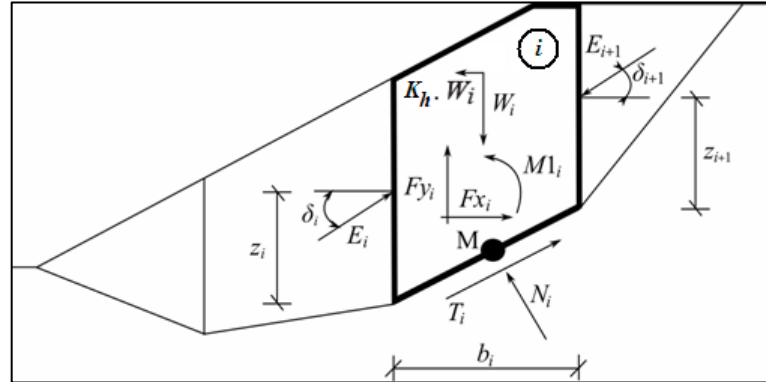
Diversos métodos de equilíbrio-limite foram desenvolvidos para análises de estabilidade de taludes ao longo do tempo. O primeiro método para análise de uma superfície de deslizamento circular foi introduzido por Fellenius (1936), sendo conhecido como método ordinário ou sueco. Em seguida, Bishop (1955) propôs uma nova abordagem, que introduzia uma relação para as forças normais à base. Já Janbu (1954) apresentou um método simplificado para superfícies de ruptura não circulares, dividindo a massa de solo com potencial de deslizamento em várias fatias verticais (MASSAD, 2010).

Posteriormente, outros pesquisadores, como Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973), contribuíram com novas formulações, cada um com diferentes pressupostos sobre as forças entre as lamelas. Mais tarde, Chugh (1986) desenvolveu um procedimento geral de equilíbrio-limite (GLE), expandindo as abordagens de Spencer e Morgenstern-Price, o qual satisfeito as condições de equilíbrio tanto de momento quanto de força (ARYAL, 2006).

### 2.2.4.1 Método de Spencer

O método de Spencer baseia-se na análise do estado de equilíbrio limite, considerando a divisão do perfil do talude em fatias. Esse método exige a verificação do equilíbrio de forças e momentos que atuam em cada fatia. A Figura 6 ilustra as forças atuantes em cada fatia.

Figura 6 – Esquema das forças atuantes - Método de Spencer



Fonte: Adaptado de Fine Software (2022).

A Equação (14) define a relação entre a força normal efetiva e total na superfície de deslizamento. A Equação (15) expressa a condição de Mohr-Coulomb, que relaciona forças normais e de cisalhamento em um segmento da superfície de deslizamento. A Equação (16) representa o equilíbrio de forças na direção normal ao *i*-ésimo segmento da superfície de deslizamento, enquanto a Equação (17) trata do equilíbrio na direção do próprio segmento. A Equação (18) descreve o equilíbrio de momentos no ponto M. A partir das Equações (16) e (17), define-se a Equação (19).

$$N_i = N_{ef,i} + U_i \quad (14)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N_{ef,i} \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (15)$$

$$N_{ef,i} + U_i - W_i \cos \alpha_i + K_h W_i \sin \alpha_i + F_{Y_i} \cos \alpha_i - F_{X_i} \sin \alpha_i + E_{i+1} \sin (\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sin (\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (16)$$

$$N_{ef,i} \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \sin \alpha_i - K_h W_i \cos \alpha_i + F_{Y_i} \sin \alpha_i + F_{X_i} \cos \alpha_i - E_{i+1} \cos (\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos (\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (17)$$

$$E_{i+1} \cos \delta_{i+1} \left( z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} \frac{b_i}{2} - E_i \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \sin \delta_i \frac{b_i}{2} + M_1 - K_h W_i (y_M - y_{g,i}) = 0 \quad (18)$$

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M_1 + K_h W_i (y_M - y_{g,i})}{E_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \quad (19)$$

A Equação (19) permite calcular, para um dado valor de  $\delta$ , todos os braços  $z$  das forças atuantes entre fatias, conhecendo o valor à esquerda da origem da superfície de deslizamento, onde  $z_1 = 0$ . O fator de segurança FS é determinado através do seguinte processo iterativo:

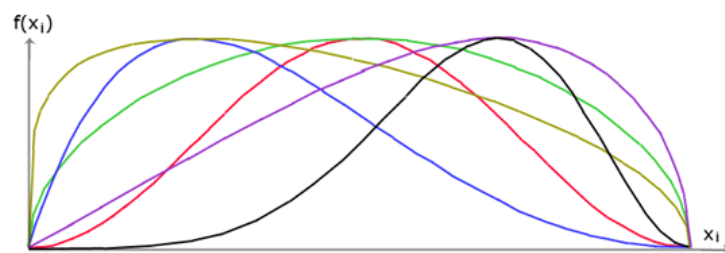
1. O fator de segurança FS é determinado através do seguinte processo iterativo:
2. O valor inicial de  $\delta$  é definido como zero  $\delta = 0$ .
3. O fator de segurança FS para um dado valor de  $\delta$  é obtido a partir da Equação (18), assumindo o valor de  $E_{n+1} = 0$  no limite da superfície de deslizamento.
4. O valor de  $\delta$  é obtido através da Equação (18) considerando os valores de  $E$  determinados no passo anterior, respeitando a condicionante do momento no último bloco ser zero. A Equação (18) não permite obter o valor de  $z_{n+1}$ , uma vez que este é igual a zero. Para este valor, a Equação (17) de equilíbrio de momentos deve ser verificada.
5. Os passos 2 e 3 são repetidos até que o valor de  $\delta$  deixe de variar.

#### 2.2.4.2 Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price é uma extensão do método de Spencer, baseando-se na análise do equilíbrio limite. Ele verifica o equilíbrio de forças e momentos para cada fatia, exceto a superior, onde o equilíbrio de momentos não é analisado. As fatias são definidas pela divisão do perfil do talude por planos verticais.

A principal diferença em relação ao método de Spencer está na inclinação das forças entre as fatias ( $\delta$ ), que varia para cada fatia e assume nos limites da superfície de deslizamento. A inclinação das forças varia conforme uma função semi-senoidal (Figura 7), cuja forma pode melhorar a convergência do método.

Figura 7 – Função semi-senoidal



Fonte: Adaptado de Fine Software (2022).

### 2.2.5 Fatores de Segurança

Segundo a ABNT NBR 11682 (2009), para garantir a estabilidade de um muro de arrimo, devem ser considerados os fatores de segurança tanto para a estabilidade interna quanto para a estabilidade global. A Tabela 3 aborda os fatores de segurança relacionados à estabilidade do muro, enquanto as Tabelas 4, 5 e 6 tratam da determinação do fator de segurança (FS) para a análise de estabilidade global, que avalia o risco de ruptura do talude. É fundamental avaliar tanto as condições atuais quanto as futuras ao longo da vida útil do muro e do talude.

Tabela 3 – Requisitos para estabilidade de muros de contenção

| <b>Verificação</b>              | <b>Fator de Segurança</b> |
|---------------------------------|---------------------------|
| Deslizamento                    | 2,0                       |
| Tombamento                      | 1,5                       |
| Capacidade de carga da fundação | 3,0                       |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682 (2009).

Tabela 4 – Nível de segurança contra a perda de vidas humanas

| <b>Nível de segurança</b> | <b>Crítérios</b>   |
|---------------------------|--|
| Alto                      | Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas<br>Ferrovias e rodovias de tráfego intenso |
| Médio                     | Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas<br>Ferrovias e rodovias de tráfego moderado   |
| Baixo                     | Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas<br>Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido   |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682 (2009).

Tabela 5 – Nível de segurança contra danos materiais e ambientais

| <b>Nível de segurança</b> | <b>Critérios</b>  |
|---------------------------|---|
| Alto                      | Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais<br>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos |
| Médio                     | Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado<br>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados   |
| Baixo                     | Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido<br>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos   |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682 (2009).

Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

| Nível de segurança contra danos materiais e ambientais | Nível de segurança contra danos a vidas humanas |       |       |
|--|---|-------|-------|
|  | Alto  | Médio | Baixo |
| Alto   | 1,5   | 1,5   | 1,4   |
| Médio  | 1,5   | 1,4   | 1,3   |
| Baixo  | 1,4   | 1,3   | 1,2   |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682 (2009).

Os fatores de segurança da Tabela 4 referem-se à estabilidade interna e externa do maciço, independentemente dos fatores recomendados para os elementos estruturais. A estabilidade interna envolve superfícies de escorregamento localizadas, estabilizadas pela contenção, como a cunha de empuxo ativo. Já a estabilidade externa refere-se a superfícies de escorregamento globais. Em arrimos reforçados, as superfícies internas interceptam os elementos de reforço, enquanto as externas não.

## 2.3 Empuxos

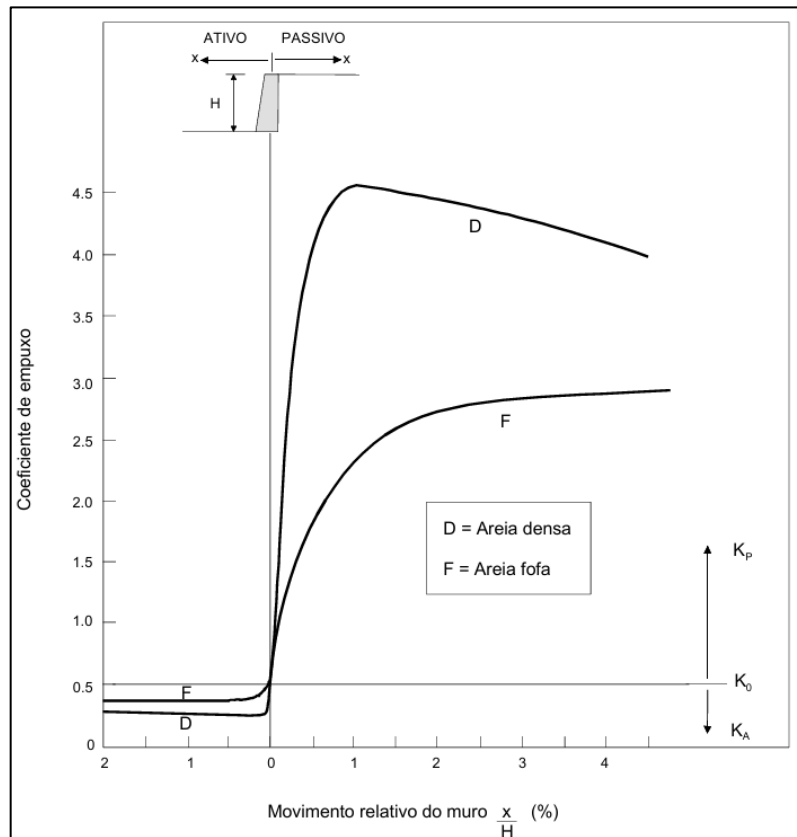
Segundo Caputo (2000), o empuxo de terra pode ser compreendido como a força exercida pelo solo sobre estruturas que estão em contato direto com o maciço terroso, como muros de arrimo e cortinas de contenção. As bases teóricas que sustentam a análise desse fenômeno foram originalmente propostas por Coulomb, em 1773, e Rankine, em 1856. Posteriormente, essas formulações foram aprimoradas por diversos estudiosos, como Poncelet, Culmann, Rebhann e Krey. Em tempos mais recentes, nomes como Caquot, Ohde, Terzaghi e Brinch Hansen contribuíram com críticas e refinamentos importantes às teorias clássicas, ampliando a compreensão e a aplicabilidade dos conceitos relacionados ao empuxo.

O empuxo de terra que incide sobre elementos de contenção pode se manifestar em três estados distintos: ativo, passivo ou em repouso. O estado ativo está associado à distensão do solo, enquanto o estado passivo se relaciona à compressão do maciço terroso. De acordo com a descrição de Vargas (1972), em estruturas como muros de arrimo, é comum que prevaleça a condição ativa, uma vez que o movimento natural do muro tende a afastá-lo do solo adjacente, promovendo a redução das tensões laterais.

Quando uma estrutura de contenção apresenta certa deformabilidade, permitindo pequenos deslocamentos em resposta às cargas aplicadas, ela está sujeita ao empuxo ativo, representado por  $E_a$ . Por outro lado, se a estrutura se desloca no sentido oposto, avançando contra o solo, ocorre o empuxo passivo, indicado por  $E_p$ . As tensões laterais correspondentes são denominadas pressões ativa e passiva, sendo seus coeficientes associados  $k_a$  e  $k_p$ , respectivamente — conceitos bem consolidados por Caputo (2000). Estas condições estão representadas na Figura 8.

Para outros tipos de movimentação do muro, tais como rotação na base ou translação não uniforme em muro flexível, a distribuição pode ser significativamente diferente da triangular e os métodos usuais de cálculo de empuxo podem não ser válidos. Uma revisão concisa do assunto é apresentada em Terzaghi e Peck (1967) e GEO (1993).

Figura 8 – Variação do coeficiente de empuxo x translação do muro



Fonte: Adaptado de Geo-Rio (1999).

Em ambos os casos (ativo ou passivo), a tensão lateral ( $E$ ) no tardo do muro pode ser considerada com valor proporcional à tensão vertical ( $\sigma'_v$ ), ou seja, com distribuição triangular ao longo da profundidade (Equação 20). Esta consideração é razoavelmente precisa desde que os movimentos do muro sejam de translação ou de rotação no topo (CGS, 1985).

$$E_a = K_a \cdot \sigma'_v \text{ e } E_p = K_p \cdot \sigma'_v \quad (20)$$

Onde:

$K_a$  ou  $K_p$  = coeficientes de empuxo ativo ou passivo;

$\sigma'_v = \gamma \cdot z$  = tensão efetiva vertical;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$z$  = profundidade do retroaterro.

### 2.3.1 Teoria de Rankine

A teoria desenvolvida por Rankine permite a obtenção dos coeficientes de empuxo ativo e passivo ( $k_a$  e  $k_p$ , respectivamente), assumindo que o solo esteja em um dos estados limites de equilíbrio. A dedução parte das equações de equilíbrio interno aplicadas a um elemento infinitesimal do maciço, sendo posteriormente estendida à massa plastificada para estimar as tensões laterais ao longo da estrutura de contenção. Inicialmente proposta para solos granulares, a teoria foi posteriormente adaptada para solos coesivos por Rèsal (1910). De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), são adotadas as seguintes hipóteses:

- O solo é homogêneo e isotrópico;
- A ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos do maciço;
- O estado de deformação é plano;
- Não há atrito entre o solo e o paramento do muro;
- A parede de contenção é vertical.

Ressalta-se que a teoria não considera a percolação da água no solo, limitando sua aplicabilidade em situações com fluxo significativo. Conforme Marchetti (2008), os coeficientes de empuxo ativo e passivo, para taludes com inclinação  $\alpha$ , são dados, respectivamente, pelas Equações (21) e (22).

$$K_a = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \quad (21)$$

$$K_p = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \quad (22)$$

As pressões horizontais atuantes, ativa e passiva, são determinadas, respectivamente, pelas Equações (23) e (24).

$$\sigma_{ha} = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (23)$$

$$\sigma_{hp} = K_p \cdot \gamma \cdot h + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (24)$$

No caso de terraplenos com superfície horizontal ( $\alpha=0$ ), as equações se simplificam, conforme apresentado nas Equações (25) e (26).

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (25)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (26)$$

O valor do empuxo total é obtido por meio da integração da Equação (27), que representa a distribuição das tensões ao longo da altura do muro.

$$E = \int_0^H K_a \cdot \sigma_h \cdot dz \quad (27)$$

Resultando na Equação (28) e Equação (29), para os empuxos ativos e passivos.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot K_a \quad (28)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot K_p \quad (29)$$

Em solos estratificados, com diferentes propriedades, os coeficientes de empuxo variam entre camadas. Assim, os diagramas de tensões tornam-se descontínuos, exigindo que a posição da resultante seja obtida com base no equilíbrio das forças de cada diagrama.

Nos solos coesivos ( $c>0$ ), a segunda parcela das Equações (23) e (24) é responsável por introduzir a influência da coesão na determinação das pressões laterais atuantes. No caso específico do empuxo ativo, essa parcela pode gerar valores negativos de tensão até uma profundidade crítica ( $Z_0$ ), ponto em que a pressão lateral se anula. Ao se igualar a Equação (23) a zero, obtém-se a expressão que define a profundidade  $Z_0$ , representada na Equação (30).

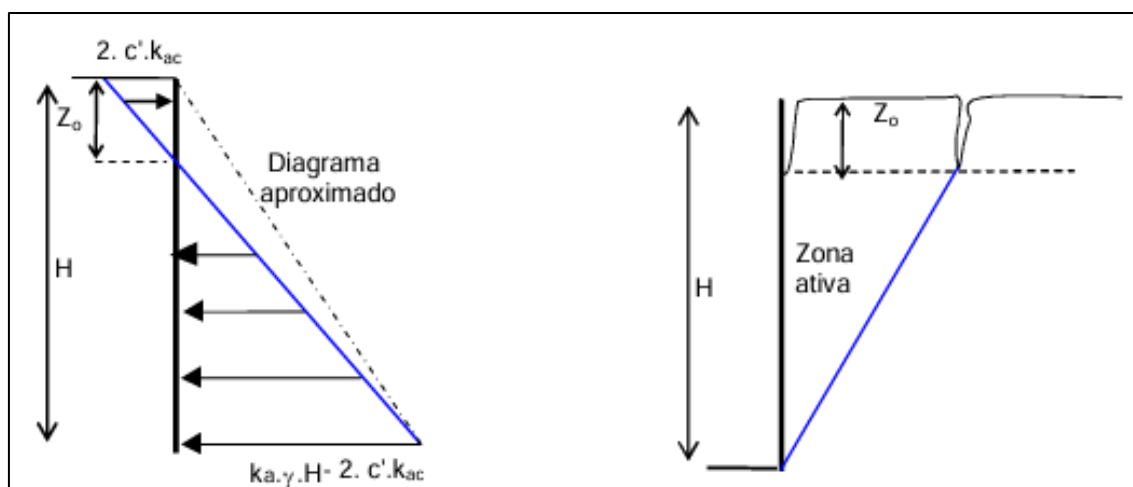
$$Z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} \quad (30)$$

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) explicam que a profundidade crítica onde o empuxo ativo é nulo permite escavações estáveis até uma altura  $h_c = 2 \cdot z_0$ . Entretanto, pela possível formação de trincas sob tração, Terzaghi (1943 apud Gerscovich et al., 2016) recomenda o uso da Equação (31).

$$h_c = \frac{2,67 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} \quad (31)$$

De forma geral, a parcela de tração não é considerada no dimensionamento, por representar uma redução do empuxo e favorecer a segurança. Contudo, quando há preenchimento das trincas por água, pode haver acréscimo significativo da força lateral atuante. Neste caso a presença da água gera um acréscimo de tensão horizontal igual a  $\gamma_w \cdot Z_0$ . Recomenda-se nestes casos, considerar no mínimo um diagrama aproximado, conforme mostrado Figura 9.

Figura 9 – Distribuição de empuxos ativos ( $c > 0$ )

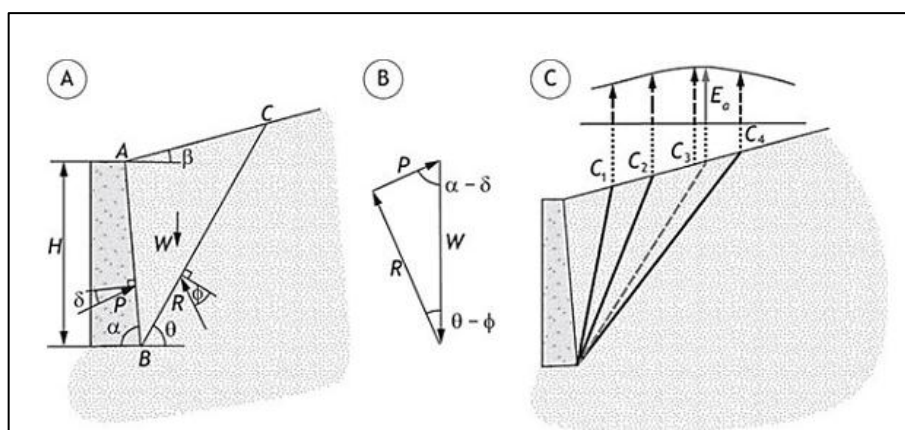


Fonte: Notas de aula (Gerscovich, 2016).

### 2.3.2 Teoria de Coulomb

Segundo Moliterno (1980), a teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que, em condição-limite, forma-se uma cunha de solo que desliza por perda da resistência ao cisalhamento, transmitindo esforços ao paramento em função de seu peso. O autor destaca que o deslizamento ocorre ao longo de uma superfície de ruptura, idealmente curvilínea – geralmente uma espiral logarítmica – mas que pode ser simplificada, para fins de análise, por um plano inclinado, também chamado plano de ruptura, escorregamento ou deslizamento, conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Método de Coulomb, caso ativo,  $c' = 0$



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

Conforme apresentado por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), os pressupostos adotados na formulação da teoria de Coulomb incluem:

- O solo é considerado homogêneo e isotrópico;
- Admite-se a presença de atrito entre o solo e o paramento (ângulo  $\delta$ );
- A superfície de ruptura é plana e intercepta a base da estrutura de contenção;
- A cunha de solo é tratada como um corpo rígido, sob condição de deformação plana;
- A ruptura ocorre de forma simultânea ao longo de toda a superfície de deslizamento;
- A avaliação da estabilidade baseia-se no equilíbrio estático das forças atuantes sobre a cunha, com a resultante das forças igual a zero ( $\sum F_i = 0$ ).

Segundo Barros (2017), no caso de solos não coesivos, as forças que atuam sobre a cunha de solo, formada no estado ativo, se definem pelo peso próprio desta cunha; a reação do maciço, que possui uma obliquidade “ $\phi$ ” em relação a superfície de ruptura, devido ao atrito interno do solo; e o empuxo ativo ( $E_a$ ), que possui uma obliquidade “ $\delta$ ” em relação ao paramento da estrutura de arrimo, definida como ângulo de atrito entre o solo e a estrutura. Nos estados ativo e passivo, a superfície de ruptura crítica é aquela que maximiza, respectivamente, os valores do empuxo ativo ( $E_a$ ) e do empuxo passivo ( $E_p$ ), conforme apresentado nas Equações (32) e (33). Já os coeficientes de empuxo ativo ( $K_a$ ) e passivo ( $K_p$ ) são definidos pelas Equações (34) e (35), respectivamente.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \quad (32)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 \quad (33)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (34)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (35)$$

De acordo com este autor, tal processo fornece a determinação direta do empuxo total, não ocorrendo determinações de pressões laterais. Mesmo assim, verifica-se pelas expressões que o empuxo é resultante de uma distribuição triangular de pressões laterais, de maneira que seu ponto de aplicação se encontra no terço ( $H/3$ ) próximo à base do muro.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) enfatizam que o valor do atrito solo muro ( $\delta$ ) não afeta significativamente o valor do empuxo ( $E$ ), mas sim a sua direção, que exerce influência para a verificação das condições de estabilidade. Usualmente, adota-se para “ $\delta$ ” valores na ordem de  $1/3 \cdot \phi \leq \delta \leq 2/3 \cdot \phi$ . A Tabela 7 mostra valores de “ $\delta$ ” para diferentes materiais em contato com concreto ou alvenaria.

Tabela 7 – Valores de atrito solo muro para diferentes materiais

| <b>Estrutura</b>            | <b>Material de retroaterro</b>          | <b>Ângulo de atrito (<math>\delta</math>)</b> |
|-----------------------------|---|---|
| Concreto<br>ou<br>Alvenaria | Pedregulho                              | 29–31   |
|                             | Misturas de areia e pedregulho          |   |
|                             | Areia grossa                            | 24–29   |
|                             | Areia fina                              |   |
|                             | Areia média a grossa, siltosa           |   |
|                             | Pedregulho siltoso ou argiloso          | 19–24   |
| Areia fina                  |   |   |
|                             | Areia fina a média, siltosa ou argilosa |   |

Fonte: Bowles, 1977 apud Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

Outro aspecto importante é que, considerando  $\delta, \alpha, \beta = 0$ , ou seja, desprezando-se o atrito solo muro, e para situações de parede vertical e superfície de terrapleno horizontal, o método de Coulomb fornece resultado idêntico àquele desenvolvido pela teoria de Rankine.

Quando o solo do maciço é coesivo ( $c > 0$ ), a teoria de Coulomb pode ser estendida pela inclusão da parcela de adesão ( $c_w$ ), avaliando-se o equilíbrio de forças em diferentes superfícies de ruptura hipotéticas até identificar a mais crítica. Cada superfície considerada deve estar associada ao desenvolvimento de uma fenda de tração, com profundidade estimada ( $Z_0$ ) segundo a teoria de Rankine (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

Molitero (1980), por sua vez, adverte que a coesão não deve ser considerada em análises práticas, pois tende a se reduzir ao longo do tempo. Seu uso é recomendado apenas em casos em que há controle técnico permanente da drenagem superficial. Quando adotada, a coesão é incorporada ao cálculo do empuxo ativo conforme a Equação (36) e a Equação (37).

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - c \cdot H \cdot K_a \quad (36)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + c \cdot H \cdot K_a \quad (37)$$

### 2.3.3 Sobrecargas

No dimensionamento de estruturas de contenção, é fundamental considerar as sobrecargas atuantes sobre o solo arrimado, pois estas contribuem diretamente para o aumento do empuxo exercido sobre a estrutura. Tais sobrecargas podem ter diversas origens, como edificações implantadas sobre ou próximas ao maciço, tráfego de veículos e equipamentos pesados, entre outras fontes externas.

De acordo com a ABNT NBR 11682 (2009), toda estrutura de contenção deve ser projetada para resistir não apenas às ações induzidas pelo solo, mas também a uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída na superfície do terreno arrimado.

Barros (2017) apresenta duas abordagens para a consideração de cargas distribuídas sobre o maciço. A primeira consiste em incorporar a sobrecarga ao peso da cunha de solo, ajustando a posição do empuxo resultante por meio de uma linha paralela à superfície de ruptura que passe pelo centro de gravidade do conjunto solo-sobrecarga. A segunda abordagem trata separadamente os efeitos do solo e da sobrecarga, representando esta última por um diagrama retangular adicional de tensões.

Moliterno (1980), por sua vez, propõe uma simplificação ao representar a sobrecarga como uma altura de solo equivalente  $h_0$ , que proporciona um acréscimo ao empuxo total atuante, representado pela Equação (38).

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (38)$$

Desta maneira, o empuxo total é definido pela Equação (39).

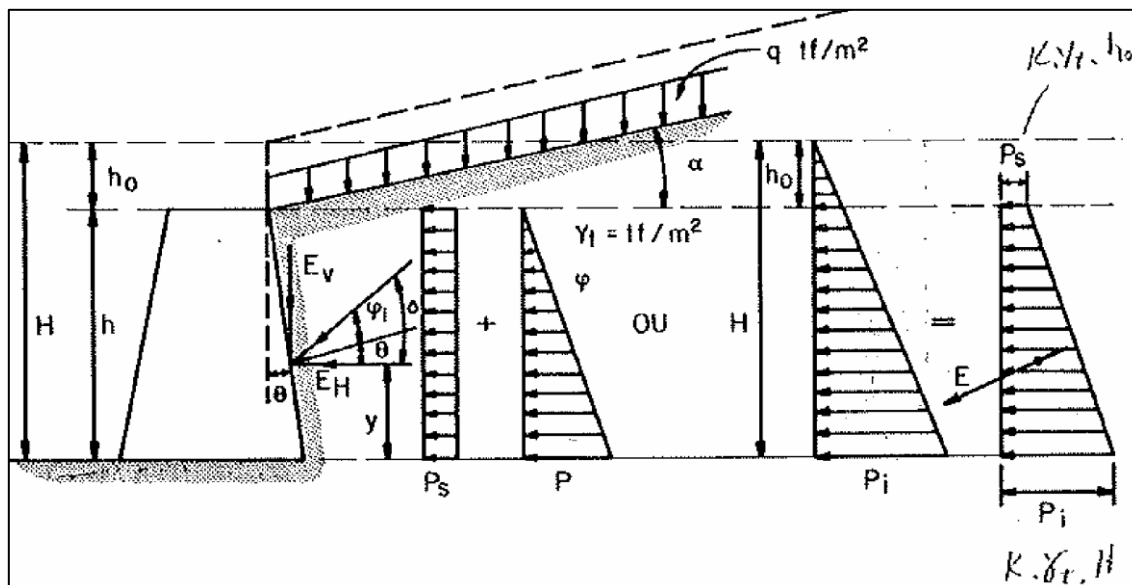
$$E = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (H^2 - h_0^2) \quad (39)$$

Sendo o baricentro do diagrama de pressão calculado pela Equação (40).

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2 \cdot h_0 + H}{h_0 + H} \quad (40)$$

A Figura 11 representa as proposições definidas acima para a consideração da sobrecarga na determinação do empuxo ativo.

Figura 11 – Determinação do empuxo ativo para terreno com sobrecarga



Fonte: Moliterno, 1980.

Para situações envolvendo distribuições de carga mais complexas, recomenda-se a aplicação da teoria da elasticidade no cálculo do acréscimo de empuxo. Detalhamentos sobre esse procedimento podem ser encontrados em Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ou em Marchetti (2008).

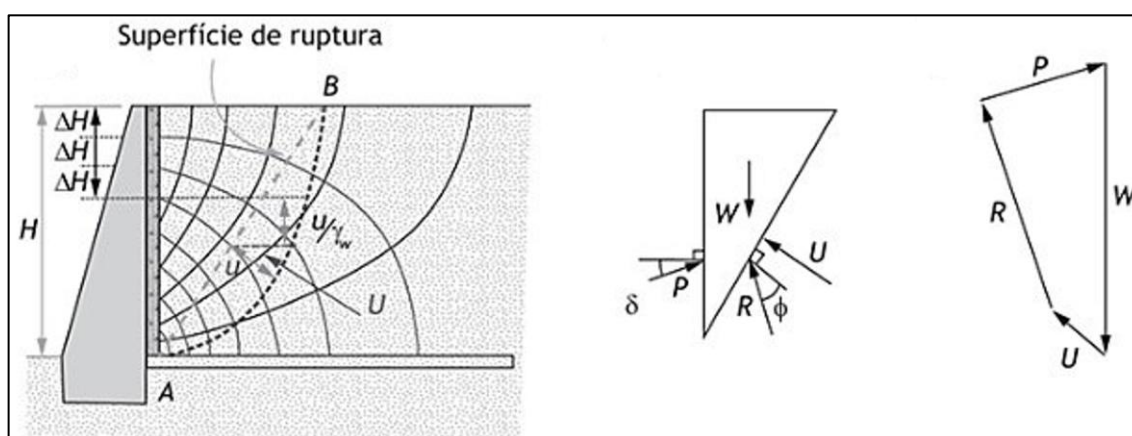
### 2.3.4 Influência da Água

A presença de água no maciço de solo arrimado exerce influência significativa na magnitude do empuxo resultante atuante sobre a estrutura de contenção. Tal condição pode ocorrer pela formação de um nível freático estático — comum em estruturas parcialmente submersas ou em situações com sistemas de drenagem ineficazes — ou ainda por percolação da água através do solo.

Nesses casos, a análise deve considerar separadamente os efeitos da água e do solo, uma vez que apenas o solo contribui com resistência ao cisalhamento, conforme preceitos da teoria das tensões efetivas. A pressão hidrostática gerada pela água deve ser somada ao empuxo resultante e pode ser estimada por  $\sigma_{hw} = \gamma_w \cdot h_w$ , sendo  $\gamma_w$  o peso específico da água e  $h_w$  a altura da coluna d'água. Para o solo saturado abaixo do nível d'água, adota-se o peso específico submerso do solo  $\gamma_{sub}$ , refletindo a redução da tensão efetiva provocada pela poropressão.

Em termos de estabilidade, a presença de água ao longo da superfície potencial de ruptura exige ainda a consideração da resultante das pressões intersticiais, conforme distribuição obtida pela rede de fluxo, como representado na Figura 12.

Figura 12 – Método de Coulomb, caso ativo,  $c' = 0$ , presença de água



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

Complementando a análise da presença de água no maciço de solo arrimado, destaca-se a influência da percolação, que ocorre quando há movimentação de água através do terreno. Essa condição gera forças de percolação que elevam o valor do empuxo sobre a estrutura de contenção. As causas desse fenômeno estão frequentemente associadas ao aumento do nível freático durante períodos chuvosos ou à rápida redução do nível d'água em estruturas previamente sujeitas a um regime estático.

Conforme descrito por Domingues (1997), a avaliação dessas forças exige, inicialmente, o mapeamento da rede de percolação no interior do maciço. A partir dessa rede, determina-se a pressão neutra  $U$  ao longo do plano potencial de ruptura, por meio da interpolação da carga piezométrica nos pontos de interseção com as linhas equipotenciais. O diagrama resultante das pressões neutras tem sua área interpretada como a força total de poropressão atuante, a qual deve ser incorporada ao diagrama de forças da cunha de ruptura. Essa contribuição adicional modifica a distribuição de esforços e, conseqüentemente, aumenta o empuxo total que deve ser considerado no dimensionamento da estrutura de arrimo.

De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), o acúmulo de água no interior do maciço arrimado está diretamente relacionado a grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo, uma vez que potencializa significativamente o empuxo atuante e reduz a resistência ao cisalhamento do solo, comprometendo sua estabilidade.

Nesse contexto, os autores recomendam a combinação de sistemas de drenagem superficiais — como canaletas transversais e longitudinais, além de caixas coletoras — com elementos de drenagem subsuperficial, a exemplo de drenos horizontais, trincheiras drenantes, filtros granulares, drenos internos e geodrenos.

Adicionalmente, Moliterno (1980) propõe a instalação de drenos na interface entre a base da parede e a sapata, complementados por derivações que atravessem a estrutura em intervalos regulares, facilitando o rápido escoamento da água acumulada para o exterior. Tal solução contribui de maneira significativa para a estabilidade da estrutura e para o controle de pressões hidrostáticas indesejadas.

## 2.4 Dimensionamento de muro à flexão

Os muros de flexão, ou muros em “L”, são estruturas esbeltas de contenção em concreto armado. Seu formato em planta permite melhor aproveitamento das áreas a montante e a jusante, além de demandar menor volume de concreto em comparação com soluções mais massivas (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

Essas estruturas são compostas essencialmente por duas lajes ortogonais: uma vertical (alma), que resiste ao empuxo do solo por flexão, e uma horizontal (base ou sapata), que se apoia diretamente sobre o terreno e atua como contrapeso e elemento de ancoragem. A alma é considerada engastada na base, com a extremidade superior em balanço, caracterizando o comportamento estrutural do conjunto (Domingues, 1997).

A estabilidade global do muro decorre do peso próprio da estrutura e do solo sobreposto à base. O empuxo ativo do solo é contrabalançado, principalmente, pela armadura na face tracionada da alma, com as solicitações máximas concentradas junto à base. A compactação controlada do aterro também contribui significativamente para a estabilidade da estrutura (Xavier, 2011).

A adoção desse tipo de estrutura deve considerar aspectos executivos, como a dificuldade de compactação nas regiões de encontro entre as lajes, a necessidade de maior área de trabalho e os cuidados com fôrmas, armação, concretagem e cura. Apesar dessas exigências, os muros de flexão oferecem vantagens como a racionalização de materiais e simplicidade construtiva (Domingues, 1997).

Segundo Moliterno (1980), os muros de flexão podem ser classificados conforme sua altura:

- Perfil tipo L: até 2,00 m;
- Perfil clássico: entre 2,00 m e 4,00 m;
- Perfis especiais: variações adaptadas a faixas similares ao perfil clássico;
- Muros atirantados: entre 4,00 m e 6,00 m, atualmente muitas vezes substituídos por cortinas atirantadas.

Para alturas superiores a 5,00 m, recomenda-se o uso de contrafortes na face posterior do muro, com espaçamento de cerca de 70% da altura da estrutura. Esses elementos funcionam como tirantes estruturais, transferindo os esforços da alma para a base. Quando posicionados na face interna, são tracionados; quando na face externa, trabalham à compressão (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

Também podem ser adotadas vigas horizontais intermediárias para redistribuir os esforços ao longo da altura do muro. Em locais com restrição de espaço ou baixa capacidade de suporte do solo, é possível recorrer à ancoragem da base com tirantes ou chumbadores.

Um sistema de drenagem eficiente é essencial para evitar sobrepressões hidrostáticas e garantir o bom desempenho do muro. Deve ser instalado junto à face posterior da estrutura, simultaneamente ao aterro. Recomenda-se também a execução de juntas de dilatação para acomodar variações térmicas do concreto (Xavier, 2011).

O dimensionamento dessas estruturas segue uma sequência iterativa, descrita por Moliterno (1980) como “marcha de operações”:

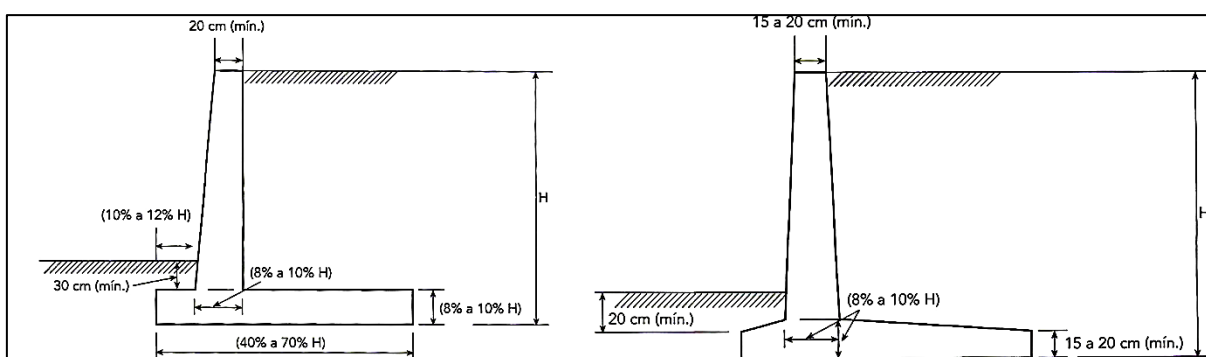
- 1 Dimensões iniciais: com base em critérios empíricos e comparação com obras semelhantes;
- 2 Verificação do conjunto estrutural: análise das cargas atuantes e das condições de estabilidade global (deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo);
- 3 Verificação das seções intermediárias: cálculo das solicitações internas na alma, base e fundação.

Caso alguma das condições de estabilidade não seja atendida, é necessário reiniciar o processo, ajustando as dimensões e realizando novas verificações. Esse procedimento caracteriza a abordagem iterativa do dimensionamento, na qual ajustes são feitos por meio de tentativas sucessivas até que todas as condições de estabilidade sejam atendidas.

### 2.4.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento dos muros de flexão é usualmente definido com base na altura do muro ( $H$ ), considerando as cotas do terreno. Diversos autores propõem métodos distintos, baseados em formulações empíricas, resultando em variações nos critérios adotados. A escolha do método mais adequado cabe ao projetista, que pode se apoiar em sua experiência prática e observação ou seguir as diretrizes sugeridas na literatura técnica. Marchetti (2008) apresenta a seguinte abordagem, conforme ilustrado na Figura 13.

Figura 13 – Pré-dimensionamento muro de flexão perfil clássico



Fonte: Marchetti, 2008.

### 2.4.2 Armaduras

Para a determinação dos esforços solicitantes e o consequente dimensionamento, Domingues (1997) e outros autores recomendam a decomposição da estrutura de contenção. No caso dos muros de perfil clássico, a análise é realizada separando a estrutura em duas partes principais: a parede vertical (tardoz) e a sapata.

Nessa abordagem, a parede é tratada como uma laje vertical em balanço, engastada na sapata, que, por sua vez, é responsável por transmitir as tensões ao solo. O cálculo e o detalhamento estrutural seguem a norma ABNT NBR 6118 (2023), determinando as armaduras necessárias para momento fletor, cisalhamento e verificação da fissuração.

No Anexo B, apresenta-se um exemplo de detalhamento da armação de um muro de flexão, adaptado em conformidade com as proposições de Marchetti (2008).

### 2.4.2.1 Armaduras do Tardoz

Para dimensionar a parede vertical do muro, Moliterno (1980) propõe a definição de seções intermediárias a cada metro de altura, a partir do topo, para determinar as respectivas áreas de aço. Seguindo essa lógica, Marchetti (2008) calcula as solicitações atuantes em cada seção, como momento fletor e força cortante, de forma acumulativa da extremidade superior até a base do muro. Nos muros de concreto armado de perfil clássico, a parede vertical é tratada como uma laje em balanço armada em uma direção.

Embora a espessura da parede possa ser definida no pré-dimensionamento, é essencial atender a norma ABNT NBR 6118 (2023), que no item 13.2.4.1 estabelece um limite mínimo de 10 cm para lajes em balanço. Além disso, conforme essa mesma norma, quando a espessura da laje for inferior a 19 cm, os esforços solicitantes devem ser ajustados pelo coeficiente de ajustamento  $\gamma_n$ , cujos valores estão definidos na Tabela 8.

Antes de iniciar o dimensionamento, é essencial definir algumas condições de projeto, como a classe de agressividade ambiental, conforme a Tabela 9. Essa classificação determina a classe mínima do concreto a ser utilizada e o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), conforme o item 7.4.7.3 da norma. Além disso, especificam-se o tipo de aço e o tipo de agregado a serem empregados no projeto.

Tabela 8 – Valores de coeficiente adicional  $\gamma_n$  para lajes em balanço

| h (cm)     | ≥19 | 18   | 17   | 16   | 15   | 14   | 13   | 12   | 11   | 10   |
|------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\gamma_n$ | 1,0 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,25 | 1,30 | 1,35 | 1,40 | 1,45 |

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023, Tabela 13.2)).

Tabela 9 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

| Classe de agressividade ambiental | Agressividade | Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto | Risco de deterioração da estrutura |
|-----------------------------------|---------------|--|------------------------------------|
| I                                 | Fraca         | Rural<br>Submerso  | Insignificante                     |
| II                                | Moderada      | Urbano <sup>a, b</sup>   | Pequeno                            |
| III                               | Forte         | Marinho <sup>a</sup><br>Industrial <sup>a, b</sup>             | Grande                             |
| IV                                | Muito Forte   | Industrial <sup>a, c</sup><br>Respingos de Maré                | Elevado                            |

a: Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos.

b: Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c: Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023, Tabela 6.1).

### 2.4.2.1.1 Armaduras longitudinais de flexão

Carvalho e Filho (2017) ressaltam que o uso de fórmulas adimensionais, auxiliadas por quadros e gráficos, simplifica o dimensionamento de seções e torna o processo mais eficiente. Assim, as Equações (41) e (42) a seguir podem ser aplicadas no dimensionamento de vigas com seção retangular para concretos de até classe C50, assegurando os critérios normativos.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (41)$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (42)$$

Onde:

$M_d$  = é o momento de cálculo;

$b_w$  = é a largura da seção transversal;

$d$  = é a altura útil;

$f_{cd}$  = é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

$f_{yd}$  = é a resistência de escoamento de cálculo do aço;

$A_s$  = é a área de aço necessária.

Em seguida, utiliza-se a Tabela 10 para obter  $KX$ , que, por sua vez, permite determinar  $KZ$  por meio da Equação (43).

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX \quad (43)$$

Onde:

$$KZ = z/d;$$

$$KX = x/d;$$

$z$  = é o braço de alavanca;

$x$  = é a altura da linha neutra.

Tabela 10 – Dimensionamento da armadura longitudinal

| KMD    | KX     | KZ     | KMD    | KX     | KZ     |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,0100 | 0,0148 | 0,9941 | 0,1450 | 0,2354 | 0,9058 |
| 0,0200 | 0,0298 | 0,9881 | 0,1500 | 0,2445 | 0,9022 |
| 0,0300 | 0,0449 | 0,9820 | 0,1550 | 0,2536 | 0,8986 |
| 0,0400 | 0,0603 | 0,9759 | 0,1600 | 0,2630 | 0,8948 |
| 0,0500 | 0,0758 | 0,9697 | 0,1650 | 0,2723 | 0,8911 |
| 0,0550 | 0,0836 | 0,9666 | 0,1700 | 0,2818 | 0,8873 |
| 0,0600 | 0,0916 | 0,9634 | 0,1750 | 0,2913 | 0,8835 |
| 0,0650 | 0,0995 | 0,9602 | 0,1800 | 0,3009 | 0,8796 |
| 0,0700 | 0,1076 | 0,9570 | 0,1850 | 0,3106 | 0,8758 |
| 0,0750 | 0,1156 | 0,9538 | 0,1900 | 0,3205 | 0,8718 |
| 0,0800 | 0,1238 | 0,9505 | 0,1950 | 0,3305 | 0,8678 |
| 0,0850 | 0,1320 | 0,9472 | 0,2000 | 0,3405 | 0,8638 |
| 0,0900 | 0,1403 | 0,9439 | 0,2050 | 0,3506 | 0,8598 |
| 0,0950 | 0,1485 | 0,9406 | 0,2100 | 0,3609 | 0,8556 |
| 0,1000 | 0,1569 | 0,9372 | 0,2150 | 0,3714 | 0,8514 |
| 0,1050 | 0,1654 | 0,9338 | 0,2200 | 0,3819 | 0,8472 |
| 0,1100 | 0,1739 | 0,9304 | 0,2250 | 0,3925 | 0,8430 |
| 0,1150 | 0,1824 | 0,9270 | 0,2300 | 0,4033 | 0,8387 |
| 0,1200 | 0,1911 | 0,9236 | 0,2350 | 0,4143 | 0,8343 |
| 0,1250 | 0,1998 | 0,9201 | 0,2400 | 0,4253 | 0,8299 |
| 0,1300 | 0,2086 | 0,9166 | 0,2450 | 0,4365 | 0,8254 |
| 0,1350 | 0,2175 | 0,9130 | 0,2500 | 0,4479 | 0,8208 |
| 0,1400 | 0,2264 | 0,9094 | 0,2509 | 0,4500 | 0,8200 |

Fonte: Adaptado de Carvalho e Filho, 2017. Quadro 3.1. p. 142.

### 2.4.2.1.2 Armaduras longitudinais de flexão

É fundamental destacar que a norma ABNT NBR 6118 (2023), no item 14.6.4.3, impõe limites à redistribuição de momentos e estabelece condições para garantir a ductilidade dos elementos estruturais. A capacidade de rotação das vigas e lajes está diretamente relacionada à posição da linha neutra no Estado Limite Último (ELU), de modo que quanto menor a relação  $\frac{x}{d}$ , maior será a ductilidade da seção.

Para assegurar um comportamento estrutural adequadamente dúctil, a norma determina que, para concretos com resistência característica à compressão ( $f_k$ ) de até 50 MPa, a profundidade da linha neutra deve atender à condição de  $\frac{x}{d} \leq 0,45$ . Essa restrição tem como objetivo garantir que a estrutura possua capacidade suficiente de deformação antes da ruptura, promovendo um nível adequado de segurança e desempenho. Além disso, o item 12.4 da ABNT NBR 6118 (2023) define os coeficientes de ponderação da resistência, conforme apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

| Combinações                | Concreto ( $\gamma_c$ ) | Aço ( $\gamma_s$ ) |
|----------------------------|-------------------------|--------------------|
| Normais                    | 1,40                    | 1,15               |
| Especiais ou de construção | 1,20                    | 1,15               |
| Excepcionais               | 1,20                    | 1,00               |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023, Tabela 12.1).

Para obras usuais e condições normais de projeto, os valores de resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ) e do aço ( $f_{yd}$ ) são calculados pelas Equações (44) e (45).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,40} \quad (44)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (45)$$

Onde:

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão;

$f_{yk}$  = resistência característica do aço à tração.

Além disso, deve-se verificar a armadura longitudinal mínima, conforme estabelecido no item 17.3.5.1 da ABNT NBR 6118 (2023). O objetivo desse requisito é evitar a ruptura frágil das seções transversais e permitir a absorção de pequenos esforços não considerados no cálculo estrutural.

A determinação da armadura mínima é feita a partir do dimensionamento da seção para um momento fletor mínimo, que deve ser atendido respeitando as taxas mínimas de armadura previstas na norma.

Para concretos com resistência característica de 30 MPa e aço CA-50, a taxa mínima de armadura é  $\rho_{mín} = 0,15\%$ , de modo que a área de aço mínima é definida conforme Equação (46).

$$A_{smín} = \rho_{mín} \cdot b_w \cdot h \quad (46)$$

Alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 12.

Tabela 12 – Taxas mínimas de armadura

| $f_{ck}$     | 20    | 25    | 30    | 35    | 40    | 45    | 50    |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\rho_{mín}$ | 0,150 | 0,150 | 0,150 | 0,164 | 0,179 | 0,194 | 0,208 |

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

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023, Tabela 17.3).

### 2.4.2.1.3 Armaduras transversal de cisalhamento

Segundo Moliterno (1980), é recomendável projetar o muro com dimensões que eliminem a necessidade de armaduras transversais, visando facilitar a construção. Para que isso seja possível, a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{Sd}$ ) deve ser menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento ( $V_{Rd1}$ ).

Dessa forma, conforme as recomendações do item 19.4 da ABNT NBR 6118 (2023), a verificação do efeito da força cortante em lajes é realizada por meio da Equação (47).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (47)$$

Onde:

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c ;$$

$N_{sd}$  é a força longitudinal na seção devido à protensão ou carregamento;

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$  é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c};$$

$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$  para concreto de classe até C50, tem-se  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ ;

$$\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w \cdot d} \leq 0,2;$$

$A_{S1}$  é a área de armadura de tração que se estende no mínimo até  $d + l_{b,nec}$ ;

$l_{b,nec}$  é o comprimento de ancoragem necessário definido no item 9.4.2.5 da ABNT NBR 6118 (2023);

$k = 1$  para elementos em que 50% da armadura inferior não chegam até o apoio;

$k = (1,6 - d) \geq 1$ , com  $d$  em metros, para os demais casos.

#### 2.4.2.1.4 Armadura de distribuição e secundária de flexão

Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), a determinação da armadura de distribuição para lajes armadas em uma direção deve considerar a maior das três proposições seguintes:

$A_s \geq 20\%$  da armadura principal;

$A_s = 0,9\text{cm}^2/\text{m}$ ;

$\rho_s \geq 0,5 \cdot \rho_{\text{mín}}$ , em que  $\rho_s = A_s \cdot b_w \cdot h$  é a porcentagem de armadura passiva aderente.

Moliterno (1980) recomenda a aplicação de uma armação suplementar na face externa do muro, oposta ao retroaterro. Embora essa armadura não seja essencial para a resistência estrutural do muro, sua função principal é mitigar os efeitos da variação de temperatura e da retração do concreto.

De acordo com o autor, essa malha de armadura deve ser distribuída em ambas as direções ao longo da altura do muro, com uma área de aço variando entre 0,1% e 0,3% da seção transversal.

#### 2.4.2.1.5 Verificação de fissuração

A ocorrência de fissuração excessiva em estruturas de concreto pode comprometer significativamente sua durabilidade, aumentando o risco de degradação acelerada do concreto superficial e da armadura.

A ABNT NBR 6118 (2023) aborda essa questão nos itens 13.4 e 17.3.3, que tratam, respectivamente, do controle de fissuração e do estado limite de fissuração. A norma estabelece dois estados limites relacionados à fissuração: Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) e Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W).

Ambos fazem parte do Estado Limite de Serviço (ELS), sendo o ELS-W o de maior interesse, pois está diretamente relacionado à limitação da abertura das fissuras para garantir a integridade e a durabilidade da estrutura.

Além disso, o item 17.3.1 da ABNT NBR 6118 (2023) define que, nos estados limites de serviço, as estruturas operam parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II, sendo que a transição entre esses comportamentos é determinada pelo momento de fissuração, calculado pela Equação (48).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (48)$$

Onde:

$\alpha$  é um fator, com valor de 1,5 para seções retangulares, que estabelece a relação entre a resistência à tração na flexão e a resistência à tração direta do concreto;

$y_t$  é a distância entre o centro de gravidade da seção e a fibra que sofre a maior tração;

$I_c$  refere-se ao momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$  indica a resistência à tração direta do concreto.

Para a comparação entre o momento fletor atuante e o momento fletor de fissuração, deve-se considerar a combinação rara de serviço, definido pela Equação (49), conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2023). Nessa combinação, a ação variável principal é tomada com seu valor característico ( $F_{Q1k}$ ), enquanto todas as demais ações variáveis são consideradas com seus valores frequentes ( $\psi_1 \cdot F_{Qk}$ ).

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (49)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ : representa as ações permanente diretas;

$F_{Q1,k}$ : representa as ações variáveis principais diretas;

$F_{Qj,k}$ : demais ações variáveis características;

$\psi_{1j}$ : é o fator de redução de combinação frequente para ELS.

Dessa forma, se o momento fletor atuante ( $Ma$ ) for menor que o momento fletor de fissuração ( $Mr$ ), não ocorre fissuração, e a estrutura permanecerá no Estádio I durante a vida em serviço.

Caso ocorra a formação de fissuras, é necessário verificar se a abertura das fissuras permanece dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2023), conforme especificado na Tabela 13. Se esses limites forem atendidos, a estrutura não sofrerá perda de durabilidade, garantindo sua segurança em relação ao ELU.

Tabela 13 – Abertura máxima de fissuras

| <b>Classe de Agressividade Ambiental</b> |                  |                  |                  |
|--|------------------|------------------|------------------|
| I  | II               | III              | IV               |
| $w_k \leq 0,4mm$                         | $w_k \leq 0,3mm$ | $w_k \leq 0,3mm$ | $w_k \leq 0,2mm$ |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023, Tabela 13.4).

Para essa verificação, as solicitações atuantes na estrutura devem ser determinadas pela combinação frequente de serviço, conforme a Equação 50.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q1,k} \quad (50)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ : representa as ações permanente diretas;

$F_{Q1,k}$ : representa as ações variáveis principais diretas;

$\psi_{1j}$ : é o fator de redução de combinação frequente para ELS.

O valor característico da abertura de fissuras, segundo ABNT NBR 6118 (2023), pode ser estimado como sendo o menor entre os valores dado pelas Equações (51) e (52).

$$w_{k,1} = \frac{\varphi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si} f_{ctm}} \quad (51)$$

$$w_{k,2} = \frac{\varphi_i \sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) \quad (52)$$

Onde:

$\rho_{cri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$ ,  $\sigma_{si}$ ,  $\varphi_i$ ,  $E_{si}$  e  $\rho_{ri}$  são definidos para cada área de envolvimento em exame;

$A_{cri}$  é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\varphi_i$ ;

$E_{si}$  é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\varphi_i$ ;

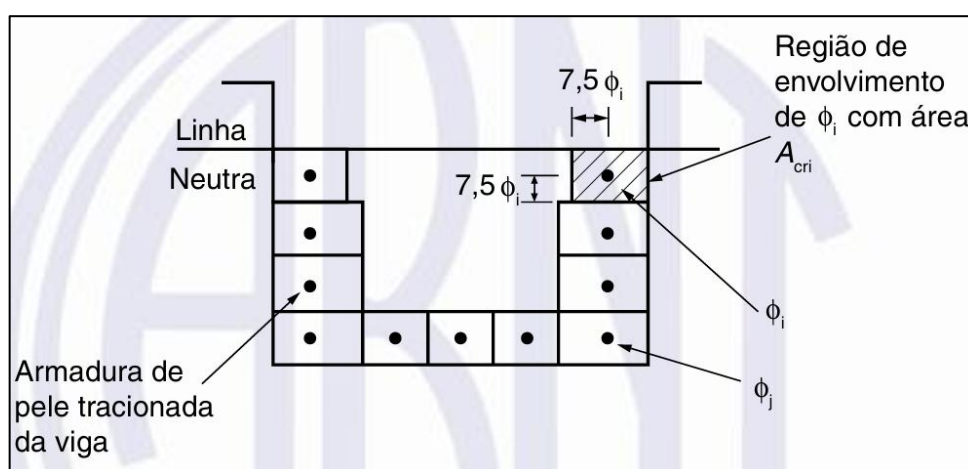
$\rho_{cri}$  é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha), em relação à área de região de envolvimento ( $A_{cri}$ );

$\eta_i$  é o coeficiente de conformação superficial da armadura passiva aderente;

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II, conforme (Equação 53).

Na Figura 14 a seguir, extraída da norma ABNT NBR 6118 (2023), são indicadas as armaduras tracionadas e as áreas de envolvimento de cada uma.

Figura 14 – Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: ABNT NBR 6118 (2023, Figura 17.4).

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{at}}{I_{x,II}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_e \quad (53)$$

Onde:

$M_{at}$ : é o momento atuante na seção de acordo com a combinação frequente de serviço;

$y_{si}$ : é a distância do centro de gravidade da armadura até a linha neutra no Estádio II;

$\alpha_e$ : é o coeficiente de homogeneização da seção, que é igual à razão entre o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) e o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ).

O concreto no estágio II (fissurado) possui a sua área tracionada desprezada. Para essa configuração, a profundidade da linha neutra ( $x_{II}$ ), medida a partir da borda comprimida, é dada pela raiz positiva da Equação (54), e com  $x_{II}$  calcula-se a inércia da seção fissurada ( $I_{II}$ ) por meio da Equação (55).

$$x_{II}^2 + \frac{2 \cdot \alpha_e}{b_w} \cdot (A_s + A'_s) \cdot x_{II} - \frac{2 \cdot \alpha_e}{b_w} (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \quad (54)$$

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{12} + b_w \cdot x_{II} \cdot \left(\frac{x_{II}}{2}\right)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 = 0 \quad (55)$$

#### 2.4.2.1.6 Armaduras da Sapata

De acordo com o item 22.6 da ABNT NBR 6118 (2023), uma sapata é considerada rígida quando atende à Equação (56) em ambas as direções.

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (56)$$

Onde:  $h$  é a altura da sapata;  $a$  é a dimensão da sapata na direção analisada e  $a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção.

Na estrutura dos muros de flexão, as fundações são projetadas como sapatas corridas, caracterizadas por um dimensionamento à flexão unidirecional, semelhante ao das lajes armadas em uma direção, conforme abordado para o tardo. Além disso, devido às ações serem distribuídas, a verificação à punção não é necessária.

#### 2.4.2.1.7 Detalhamento das Armaduras

Conforme o item 20.1 da ABNT NBR 6118 (2023), o diâmetro máximo das barras de qualquer armadura de flexão deve ser, no máximo, igual a  $h/8$ . Além disso, a norma estabelece que o espaçamento máximo entre as barras da armadura principal deve ser o menor valor entre  $2h$  ou 20 cm, especialmente nas regiões onde ocorrem os maiores momentos fletores.

Para definir o espaçamento mínimo entre as barras, pode-se adotar, de forma rigorosa, o critério estabelecido para as armaduras longitudinais de vigas dispostas em uma mesma camada horizontal, conforme a Equação (57).

$$\alpha_{h,min} \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{agregado} \end{cases} \quad (57)$$

O item 9.4.2.4 da ABNT NBR 6118 (2023) define o comprimento básico de ancoragem ( $l_b$ ) como aquele necessário para garantir a ancoragem da força limite ( $A_s \cdot f_{yd}$ ) em uma barra de diâmetro  $\phi$ , pertencente à armadura passiva. Além disso, a norma estabelece que o comprimento de ancoragem deve ser, no mínimo, 25 vezes o diâmetro da barra, conforme Equação (58). Enquanto a definição da tensão de aderência uniforme equivalente,  $f_{bd}$ , segue a Equação (59).

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (58)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (59)$$

Onde:

$\eta_1 = 2,25$  (CA50 para barra usual, nervurada, de alta aderência);

$\eta_2 = 1,0$  (situação de boa aderência);

$\eta_3 = 1,0$  ( $\phi < 32mm$ )

Para emendas de barras de aço, o comprimento de transpasse deve seguir o item 9.5.2.2 da ABNT NBR 6118 (2023), considerando barras tracionadas e isoladas.

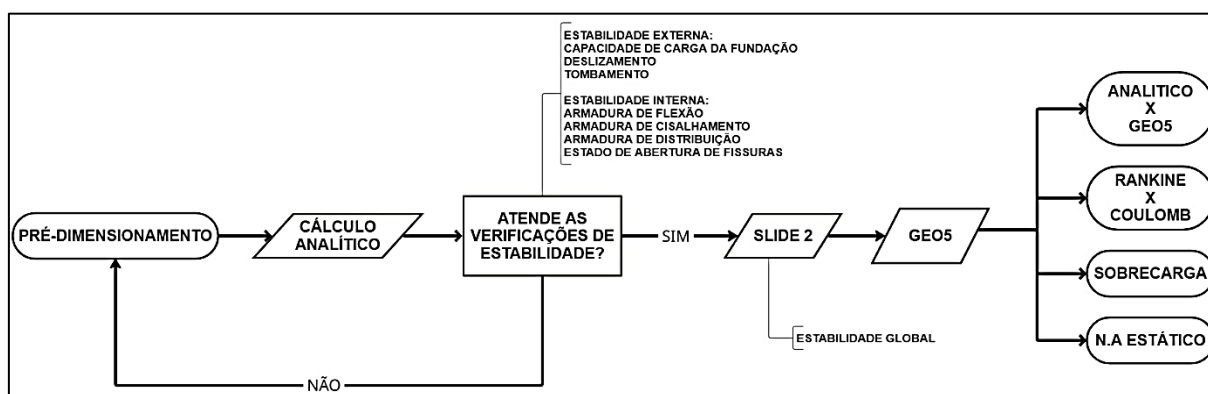
### 3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a metodologia adotada para o desenvolvimento do estudo, abrangendo os softwares utilizados, o procedimento de análise, as diretrizes normativas aplicáveis e a caracterização geotécnica do solo. A abordagem combina métodos analíticos e computacionais, utilizando os softwares Slide 2 e GEO5 (versão 2024) para a verificação da estabilidade global, interna e externa dos muros.

Serão analisados muros de flexão em perfil clássico, sem contrafortes, considerando as alturas de 2,0 m, 2,5 m, 3,0 m, 3,5 m, 4,0 m, 4,5 m e 5,0 m. O dimensionamento será realizado inicialmente pelo método analítico, com validação dos resultados nos softwares. Além disso, serão investigados o consumo de materiais, a influência da teoria adotada para os empuxos ativos (Coulomb x Rankine) e os impactos da presença de nível d'água e sobrecargas sobre a estabilidade do muro.

A Figura 15 a seguir apresenta o fluxograma que sintetiza as etapas de análise, considerando muros de flexão de perfil clássico, sem contrafortes, para diferentes alturas.

Figura 15 – Fluxograma do Processo de Análise de Muros de Flexão



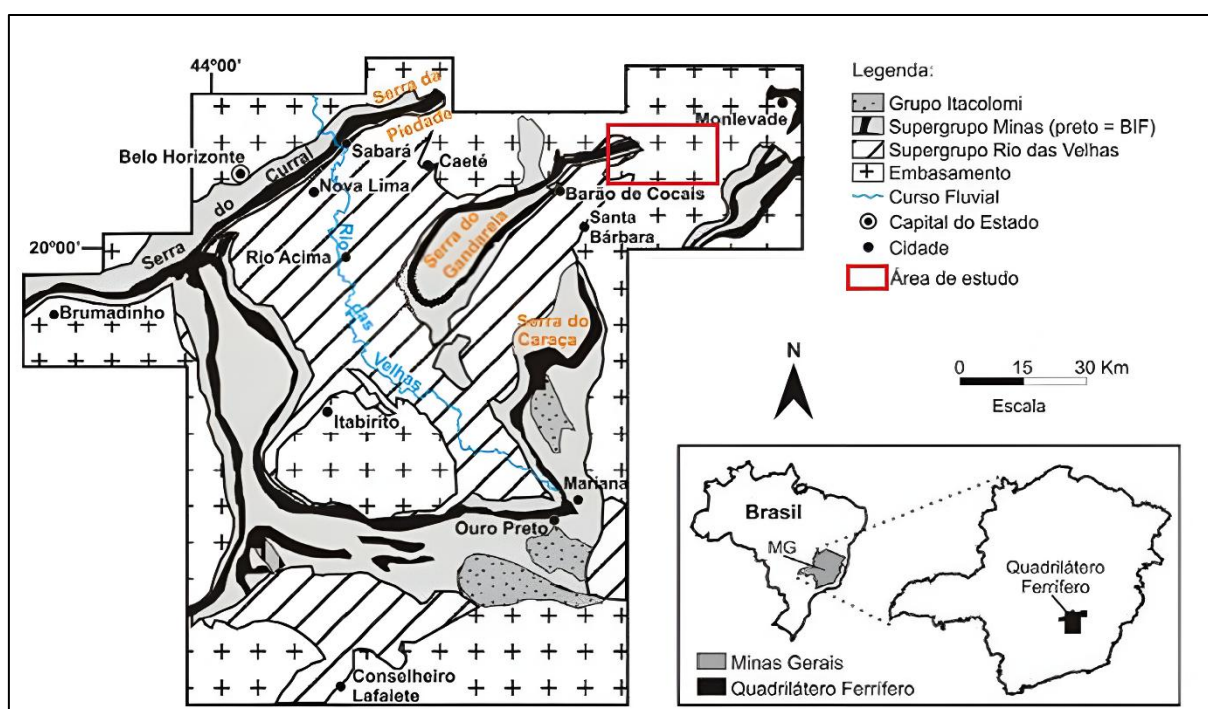
Fonte: Autoria própria.

### 3.1 Solo

As características do solo adotado neste estudo baseiam-se na pesquisa de Sousa (2020), que analisou solos residuais e coluvionares originados do embasamento granito-gnáissico do Quadrilátero Ferrífero, localizado no município de Ouro Preto – MG.

O Quadrilátero Ferrífero, situado na região centro-sudeste do estado de Minas Gerais, é reconhecido internacionalmente como um importante terreno pré-cambriano, com expressiva ocorrência de recursos minerais, especialmente ouro e ferro (Roeser e Roeser, 2010). Sua estrutura geológica apresenta uma conformação aproximadamente quadrangular, abrangendo uma área de cerca de 7.000 km<sup>2</sup>, estendendo-se entre Ouro Preto, ao sudeste, e Belo Horizonte, ao noroeste conforme apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Mapa da localização da área de estudo

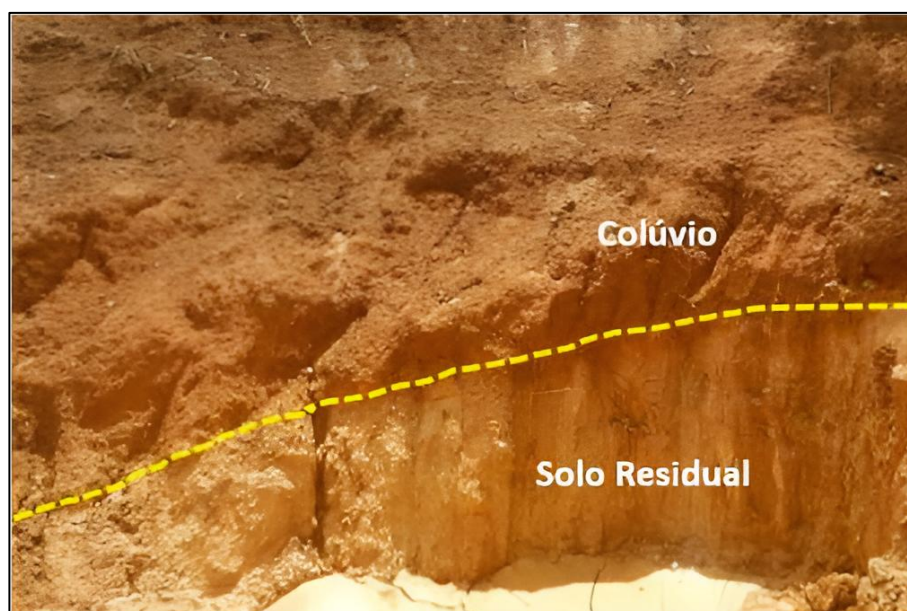


No estudo de Sousa (2020), a investigação taxonômica, conduzida por meio de mapeamento geológico-geotécnico de superfície e da descrição de testemunhos de sondagens, permitiu a definição de duas unidades geológicas-geotécnicas locais distintas: solo residual de gnaiss e solo coluvionar (colúvio). A caracterização inicial, realizada por meio de classificação tátil-visual, permitiu distinguir essas unidades conforme descrito a seguir:

- Solo residual de gnaiss: apresenta coloração rosada a bege, com textura variando de silto-arenosa a areno-siltosa. Sua estruturação mantém características reliquiares da rocha original (gnaisse).
- Solo coluvionar: sobreposto ao solo residual, caracteriza-se por uma textura variando de argilo-silto-arenosa a silto-argilo-arenosa, com coloração marrom-avermelhada a marrom-alaranjada. Esse solo ocorre predominantemente em encostas, apresentando espessura variável entre 0,30 m e 3,00 m.

Conforme ilustrado na Figura 17, o solo coluvionar estende-se pela superfície da região, enquanto o solo residual de gnaiss ocorre de forma mais restrita, incidindo sobre solos saprolíticos e situando-se abaixo do solo coluvionar.

Figura 17 – Contato solo coluvionar x solo residual



Fonte: Sousa (2020).

A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos por Sousa (2020), os quais servirão como referência para a definição dos parâmetros geotécnicos adotados neste estudo.

Tabela 14 – Análise descritiva das variáveis geotécnicas por tipo de solo

| <b>Tipo de solo</b> | <b>Parâmetro</b>      | <b>Mínimo</b> | <b>Média</b> | <b>Máximo</b> |
|---------------------|-----------------------|---------------|--------------|---------------|
| Coluvionar          | $\gamma$ ( $kN/m^3$ ) | 17,03         | 17,87        | 18,96         |
|                     | $c'$ ( $kPa$ )        | 4,000         | 13,913       | 23,000        |
|                     | $\phi'$ (graus)       | 24,000        | 28,652       | 35,000        |
| Residual            | $\gamma$ ( $g/cm^3$ ) | 1,706         | 1,847        | 1,948         |
|                     | $c'$ ( $kPa$ )        | 2,00          | 10,00        | 22,000        |
|                     | $\phi'$ (graus)       | 25,00         | 29,789       | 35,000        |

Fonte: Adaptado de Sousa (2020).

Com base na Tabela 14 e em valores típicos da literatura, os parâmetros geotécnicos adotados neste estudo estão descritos na Tabela 15 abaixo.

Tabela 15 – Parâmetros geotécnicas adotados

| <b>Tipo de solo</b> | <b>Parâmetro</b>      | <b>Reaterro</b> | <b>Terreno Natural</b> |
|---------------------|-----------------------|-----------------|------------------------|
| Residual            | $\gamma$ ( $kN/m^3$ ) | 18,5            | 18,5                   |
|                     | $c'$ ( $kPa$ )        | 0,0             | 10,0                   |
|                     | $\phi'$ (graus)       | 30,0            | 30,0                   |

Fonte: Autoria própria.

Cabe ressaltar que, para o material de reaterro, a coesão ( $c$ ) será desconsiderada na determinação dos empuxos, conforme recomendado por Moliterno (1980), visando a segurança da estrutura, uma vez que essa abordagem resulta em um empuxo ativo de maior magnitude, garantindo uma análise mais conservadora. Além disso, de acordo com Barros (2017), como o maciço arrimado corresponde a um retroaterro, a coesão efetiva é geralmente muito pequena, sendo, portanto, usualmente desconsiderada.

### 3.2 Considerações de projeto

Este estudo trata do dimensionamento de muros de flexão com perfil clássico, sem contrafortes. O pré-dimensionamento inicial será realizado seguindo as relações geométricas sugeridas por Marchetti (2008), conforme apresentado na Figura 13.

A superfície do terrapleno será considerada horizontal ( $i = 0$ ) e o tardo do muro não apresentará inclinação vertical, sendo caracterizado por uma mudança de seção devido à inclinação da face externa do paramento vertical.

A determinação do empuxo atuante será feita com base nas teorias de Coulomb e Rankine, considerando tensões efetivas, com base na envoltória de resistência efetiva do solo, conforme a situação drenada descrita por Barros (2017), que é considerada mais desfavorável a longo prazo. O empuxo passivo atuante na sapata será desconsiderado, considerando a possibilidade de remoção deste solo. E o ângulo de atrito entre o solo e o muro será de  $20,0^\circ$  ( $\delta = 2/3 \phi'$ ).

O maciço do terreno natural é composto por solo residual, com parâmetros constantes: coesão ( $c'$ ) de 10,0 kPa, ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de  $30,0^\circ$ , peso específico ( $\gamma'$ ) de  $18,50 \text{ kN/m}^3$  e peso específico saturado ( $\gamma_{sat}'$ ) de  $19,0 \text{ kN/m}^3$ . No caso do solo de retroaterro, a coesão será desconsiderada, priorizando a segurança da estrutura.

Uma sobrecarga acidental de  $q = 20 \text{ kN/m}^2$  será aplicada no terreno, conforme o mínimo estipulado pela ABNT NBR 11682 (2009).

Inicialmente, o N.A. estático não será considerado, sendo sua influência verificada posteriormente, tanto a meia altura ( $H/2$ ) quanto à altura total ( $H$ ) da estrutura, assumindo a possibilidade de falhas nos sistemas de drenagem.

Para a verificação do fator de segurança ao deslizamento, o coeficiente de atrito entre a base do muro e o solo de fundação será  $\mu = 0,55$  para solo seco e  $\mu = 0,30$  para solo saturado, conforme Moliterno (1980). Em presença de N.A. estático, a subpressão será considerada com distribuição triangular das tensões.

O concreto utilizado será do tipo C30, com peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$ , classe de agressividade ambiental II, cobrimento mínimo de 3,0 cm e uso de brita de gnaiss. As armaduras serão do tipo CA50.

### 3.3 Software GEO5

O GEO5, desenvolvido pela Fine Software, é um conjunto de programas especializados em análises geotécnicas, abrangendo desde a estabilidade de taludes e fundações até contenções, túneis e investigações de solo. Cada módulo é dedicado a um tipo específico de estrutura, proporcionando uma interface unificada que facilita a interoperabilidade entre diferentes análises e projetos (FineSoftware, 2021). Sua versatilidade e aplicabilidade prática o tornam uma ferramenta amplamente utilizada na engenharia geotécnica.

O software permite a realização de cálculos baseados em métodos analíticos tradicionais, além de oferecer a opção de análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), que não será explorada neste trabalho. As verificações seguem os princípios dos Estados Limite e incorporam fatores de segurança, garantindo conformidade com diferentes normas internacionais.

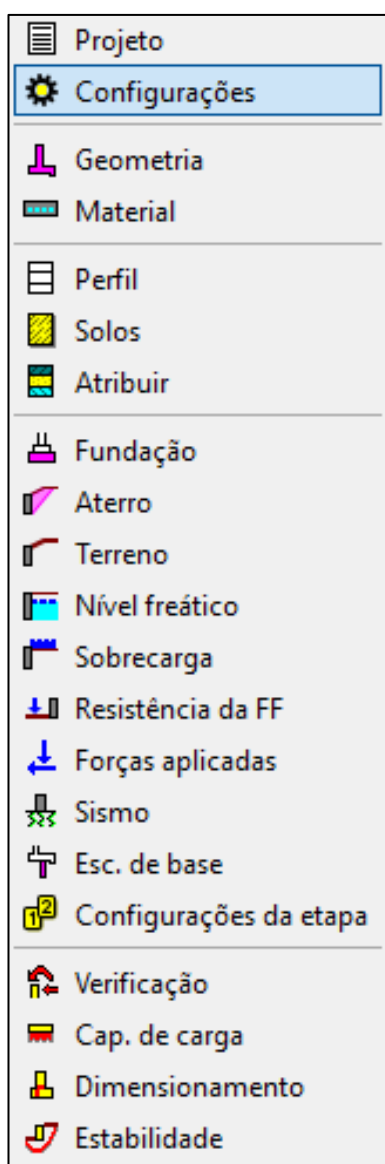
Um dos aspectos relevantes do GEO5 é sua integração com a Modelagem da Informação da Construção (*Building Information Modeling – BIM*), permitindo a exportação de arquivos para softwares compatíveis com esta metodologia, facilitando a interoperabilidade em projetos complexos (Smith, 2014). Além disso, sua interface intuitiva e o processamento ágil de dados garantem eficiência na interpretação dos resultados, tornando-o uma ferramenta valiosa tanto para estudos acadêmicos quanto para aplicações práticas na engenharia.

Utilizou-se a versão demo do GEO5, lançada em 2022, pois as versões demonstrativas mais recentes não permitem a alteração das propriedades do solo para a realização da análise. A versão utilizada possui algumas limitações, tais como: impossibilidade de salvar ou exportar as análises, número restrito de parâmetros que podem ser atualizados e bloqueio de algumas funcionalidades — como, por exemplo, a impossibilidade de realizar múltiplos cenários de análise simultaneamente — o que dificultou o processo.

### 3.3.1 Utilização do GEO5

A utilização do GEO5 se mostra bastante intuitiva, contando com uma interface gráfica na qual as abas são organizadas de forma sequencial, orientando o usuário no preenchimento dos dados de entrada de maneira lógica e sistemática. Dessa forma, minimiza-se o risco de omissão de informações relevantes para a análise. A Figura 18 apresenta as principais etapas de configuração do modelo adotado.

Figura 18 – Etapas de configuração do modelo no GEO5



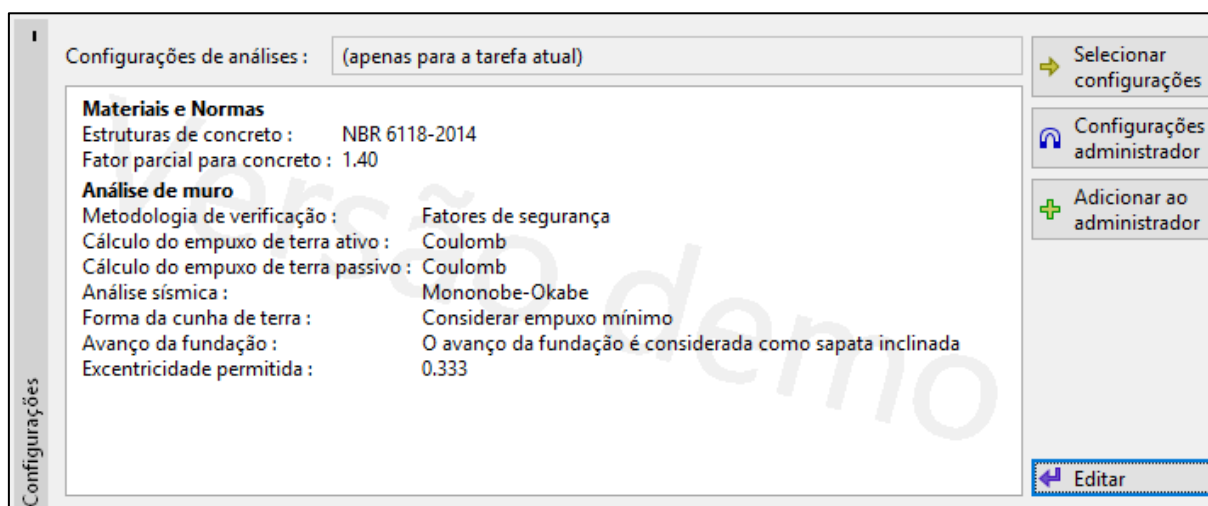
Fonte: Autoria própria.

Dentre as opções disponíveis na Figura 18, algumas não foram consideradas na presente modelagem por não apresentarem relevância para os objetivos deste estudo. São elas: Escora de base; Forças aplicadas (adotou-se apenas uma sobrecarga distribuída); Sismo; Resistência da fundação (empuxo passivo foi desprezado); Nível freático (avaliado apenas na análise de ruptura global); e Estabilidade (a ser analisada no software Slide 2, conforme item 3.4.1). As demais opções são abordadas ao longo deste texto.

A Figura 19 apresenta o menu 'Configurações de Análises' do GEO5, por meio do qual é possível definir os parâmetros normativos e metodológicos utilizados na modelagem. Nesta interface, especificam-se as normas estruturais adotadas — neste caso, a ABNT NBR 6118 (2014) —, o coeficiente parcial de segurança para o concreto, bem como os critérios para o cálculo dos empuxos de terra (ativo e passivo), a análise sísmica e os demais parâmetros associados à verificação de estabilidade e à fundação do muro.

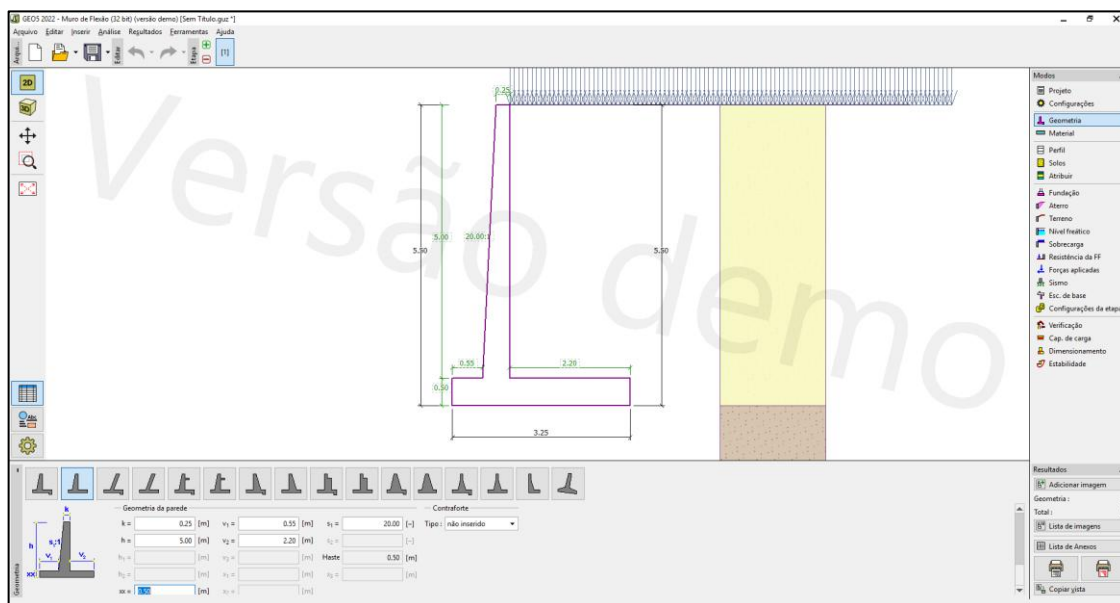
Enquanto isso, a Figura 20 apresenta a etapa responsável pela definição da geometria do muro, na qual se estabelece o formato estrutural a ser adotado. Para este estudo, foi selecionado o perfil clássico em 'L', amplamente utilizado em contenções devido à sua eficiência estrutural e simplicidade construtiva.

Figura 19 – Definição de critérios de projeto no GEO5



Fonte: Autoria própria.

Figura 20 – Definição de geometria no GEO5



Fonte: Autoria própria.

A Figura 21 ilustra a etapa de definição dos materiais da estrutura no ambiente do GEO5. Neste menu, são atribuídas as propriedades do concreto e da armadura, como o valor de resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) e o limite de escoamento do aço ( $f_{yk}$ ), além do peso específico da estrutura.

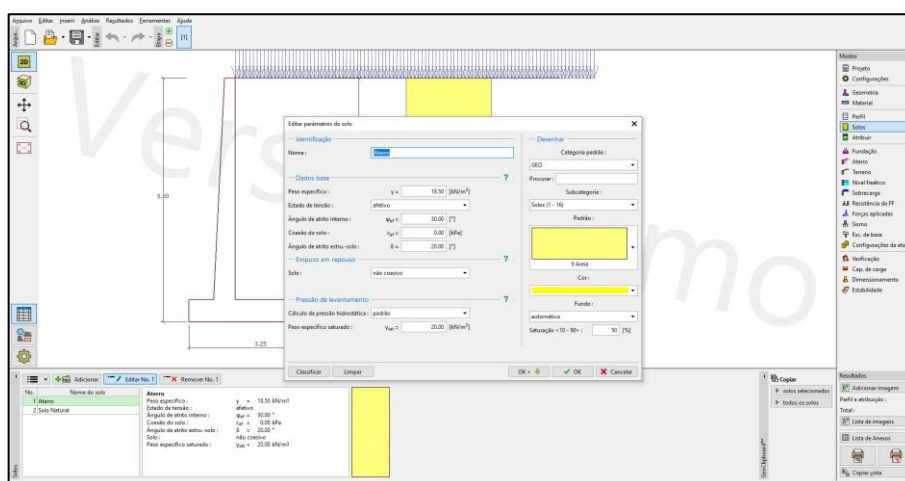
Figura 21 – Definição dos materiais no GEO5



Fonte: Autoria própria.

A Figura 22 apresenta o menu de definição dos parâmetros geotécnicos dos solos no ambiente GEO5. Complementarmente, o menu 'Perfil' permite configurar a espessura e sequência das camadas estratigráficas, enquanto o menu 'Atribuir' associa os solos definidos às respectivas camadas do modelo.

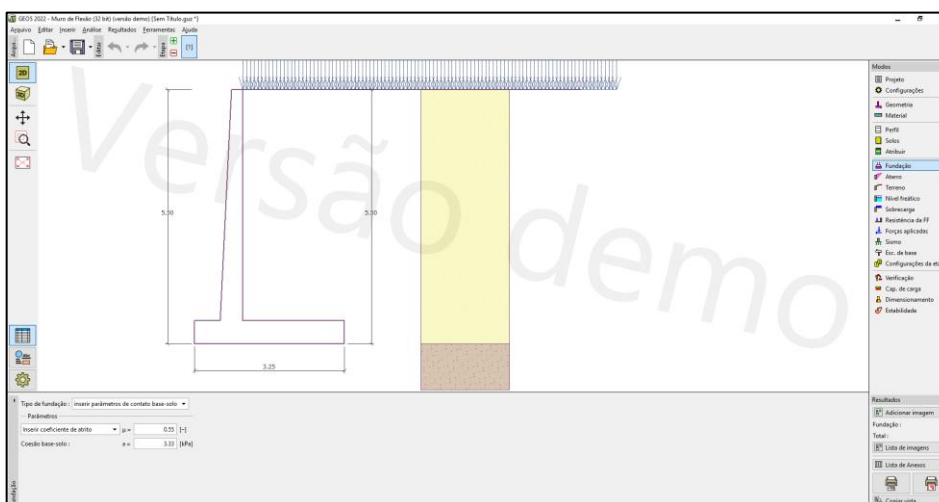
Figura 22 – Definição do solo no GEO5



Fonte: Autoria própria.

A Figura 23 mostra o menu de configuração da fundação no software GEO5. Nesta aba, definem-se os parâmetros de interação entre a base do muro e o solo de fundação, como o coeficiente de atrito ( $\mu$ ) e a coesão na interface base-solo ( $a$ ).

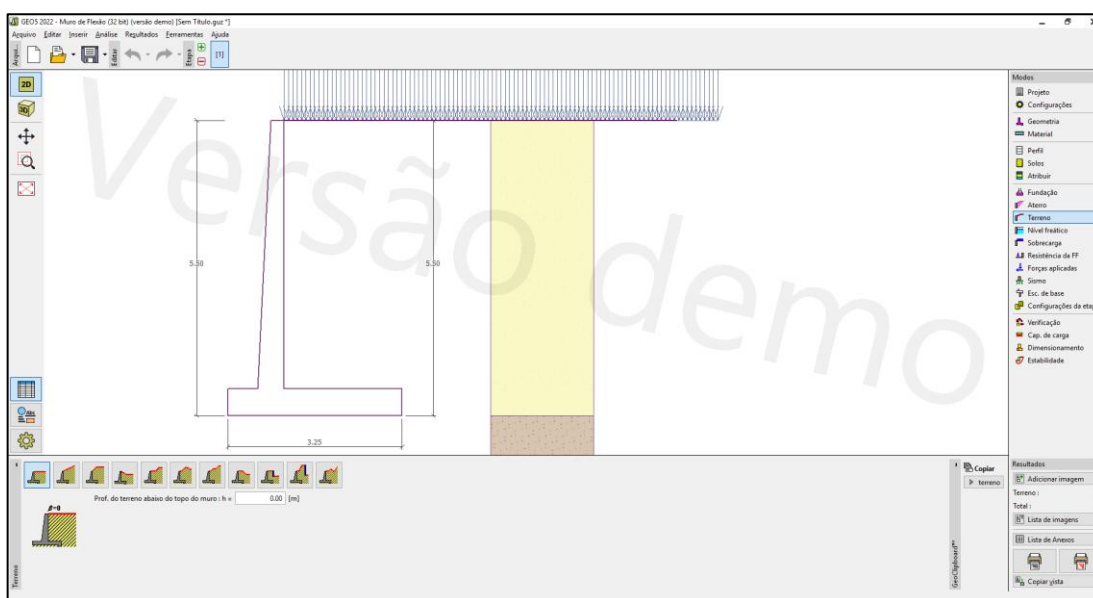
Figura 23 – Definição da fundação no GEO5



Fonte: Autoria própria.

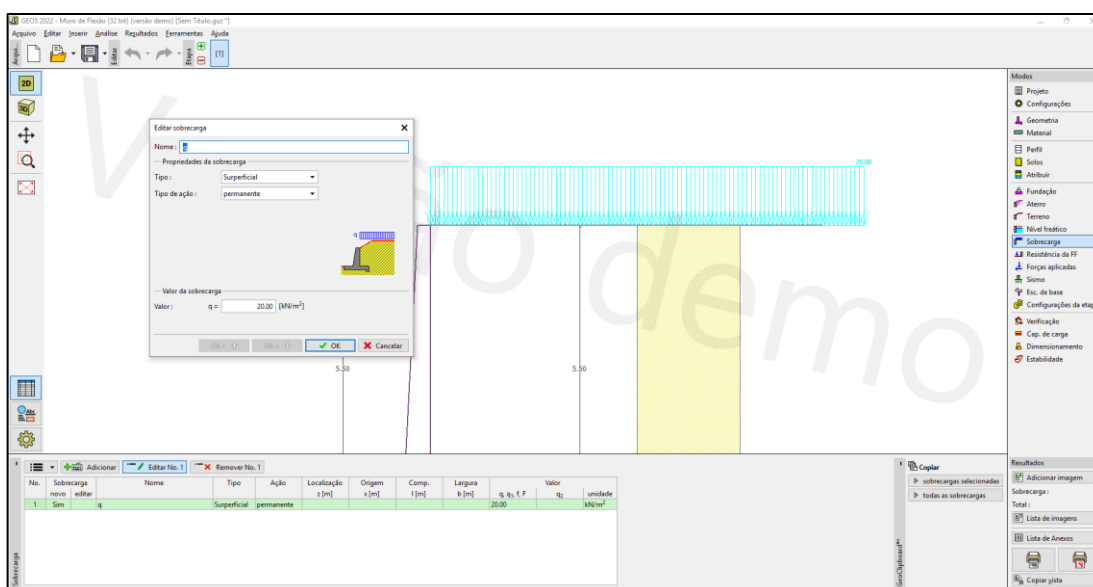
A Figura 24 apresenta a aba de definição do terreno no software GEO5. Nessa etapa, define-se o nível do terreno à frente do paramento do muro, com a possibilidade de incluir taludes e variações de altura. Enquanto a Figura 25 apresenta o menu de definição da sobrecarga distribuída no GEO5.

Figura 24 – Definição do terreno acima do muro no GEO5



Fonte: Autoria própria.

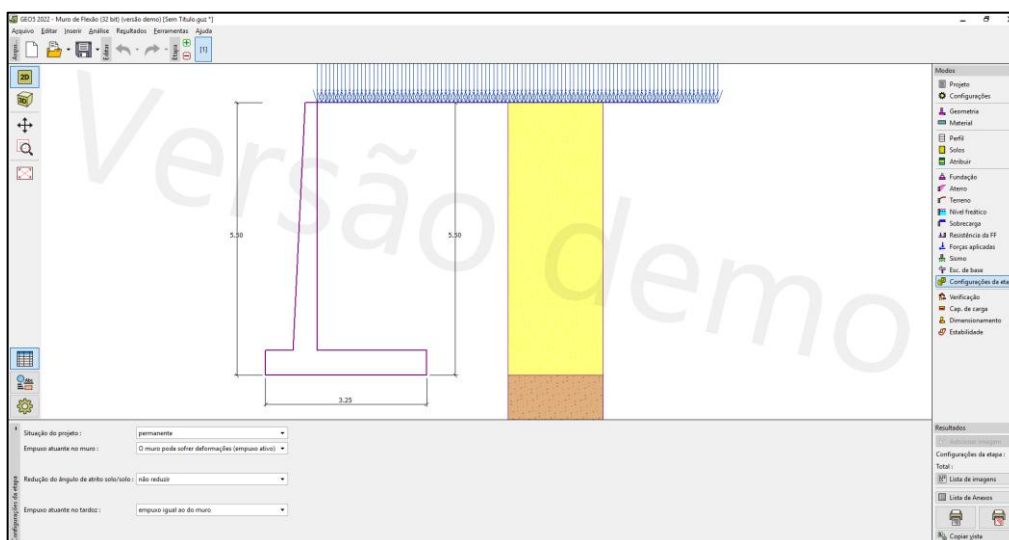
Figura 25 – Definição da sobrecarga no GEO5



Fonte: Autoria própria.

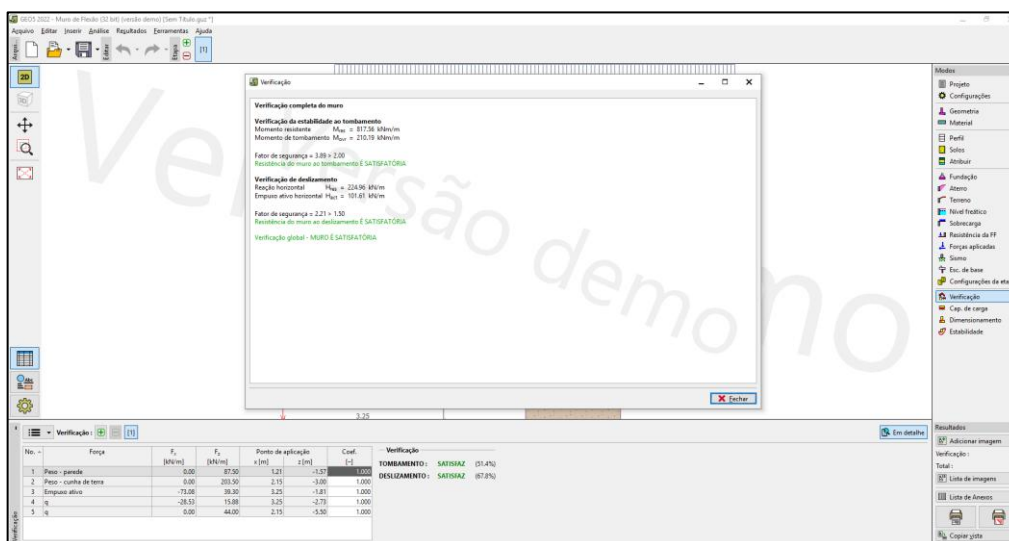
A Figura 26 mostra o menu de 'Configurações da etapa' do software GEO5, no qual são definidos os parâmetros de análise para o empuxo de terra. Nesse caso, considerou-se uma situação de projeto permanente, com atuação do empuxo ativo no muro. Além disso, optou-se por não reduzir o ângulo de atrito solo/solo e adotar o mesmo empuxo no tardo do muro. A Figura 27 mostra o resultado das verificações de tombamento e deslizamento.

Figura 26 – Definição da etapa de análise no GEO5



Fonte: Autoria própria.

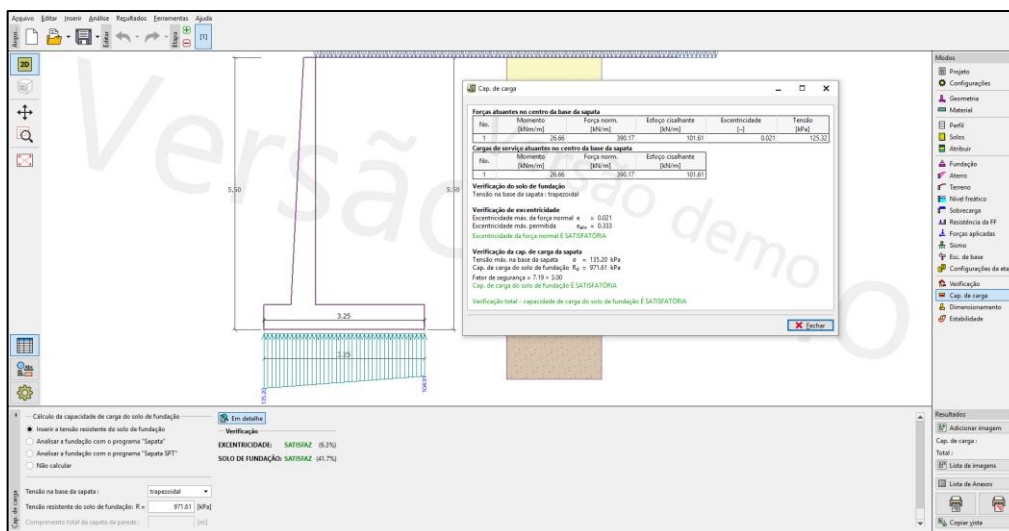
Figura 27 – Verificação de deslizamento e tombamento no GEO5



Fonte: Autoria própria.

A Figura 28 apresenta a verificação da capacidade de carga do solo de fundação. A análise considerou uma tensão admissível inserida manualmente, sendo verificada a tensão máxima na base da sapata.

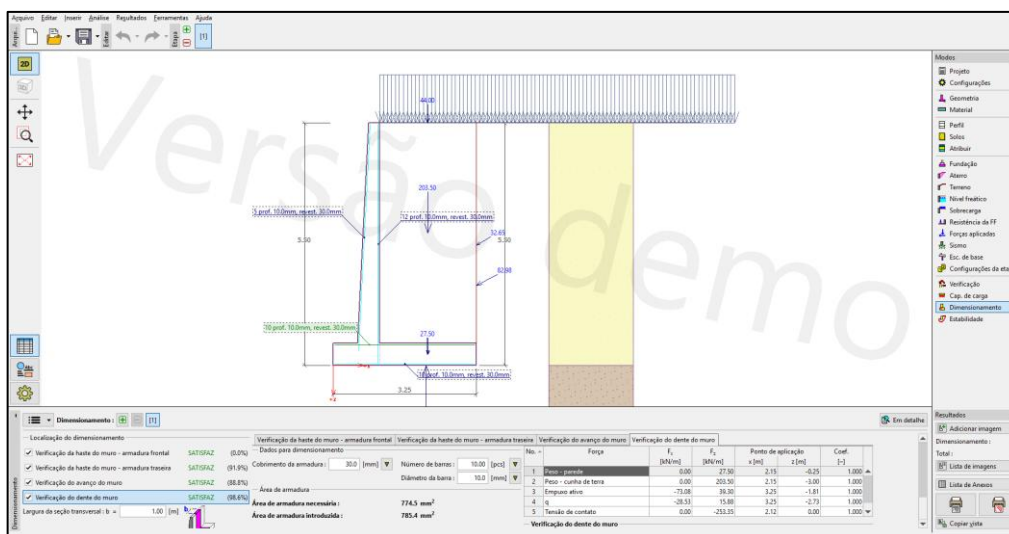
Figura 28 – Verificação de capacidade de carga no GEO5



Fonte: Autoria própria.

A Figura 29 apresenta o dimensionamento das armaduras principais do muro, calculadas automaticamente pelo software com base nos esforços da análise estrutural, nas propriedades dos materiais e nos critérios normativos.

Figura 29 – Verificação das armaduras no GEO5



Fonte: Autoria própria.

### 3.4 Software Slide 2

O software Slide 2, desenvolvido pela empresa canadense Rocscience, é fruto de um trabalho iniciado na Universidade de Toronto em 1987, sob a liderança dos professores Evert Hoek e John Curran. Com apoio da indústria de mineração canadense e do governo local, o projeto visava suprir a demanda por ferramentas computacionais capazes de realizar análises geotécnicas avançadas em 2D e 3D. Em 1996, esse esforço resultou na criação da Rocscience Inc., que desde então se consolidou como uma das principais referências mundiais no desenvolvimento de softwares voltados à engenharia civil e geotécnica (ROCSCIENCE, 2021).

O Slide 2 é um software voltado especificamente à análise de estabilidade de taludes, com foco na determinação do fator de segurança (FS) e na identificação da probabilidade de ruptura. Sua versatilidade permite modelar superfícies circulares e não circulares, além de possibilitar a inserção de cargas externas, linhas piezométricas, diferentes tipos de contenções e condições hidrogeológicas variadas. O programa oferece vários métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite, como Bishop, Janbu, Spencer, Sarma, e principalmente o Morgenstern-Price, que se destaca por sua precisão em geometrias complexas e em análises com nível d'água.

Neste trabalho, o Slide 2 é utilizado exclusivamente para a verificação da estabilidade global do conjunto solo-estrutura, uma vez que tal análise não foi realizada por via analítica. Enquanto o dimensionamento do muro de flexão em concreto armado foi desenvolvido com base em métodos analíticos clássicos, a estabilidade global da encosta e da estrutura foi avaliada por meio do Slide 2, com o objetivo de garantir a segurança geral da obra.

Essa abordagem permite que se realize uma análise comparativa entre a estabilidade interna e externa do muro, assegurando que as soluções adotadas sejam compatíveis com as exigências de segurança, mesmo em contextos com presença de nível d'água no retroaterro ou sobrecargas acidentais. A aplicação do Slide 2, portanto, complementa a análise estrutural do muro, oferecendo uma verificação global que valida os resultados obtidos pelas demais ferramentas e reforça a confiabilidade da solução adotada.

### 3.4.1 Utilização do Slide 2

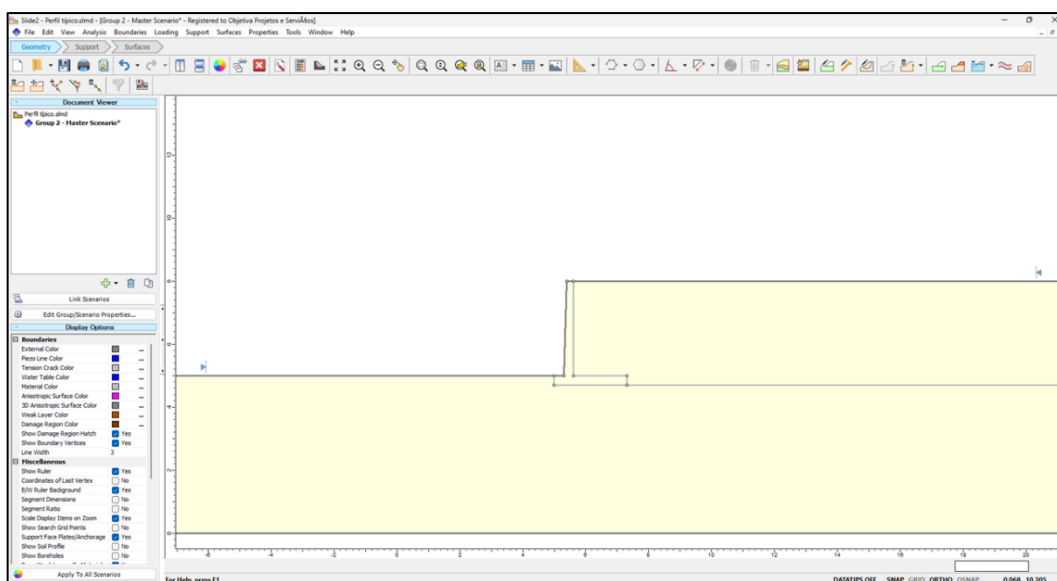
A configuração inicial do modelo no software Slide 2 começa com a importação da geometria da seção transversal, geralmente elaborada em softwares de desenho técnico, como o AutoCAD 2D, e exportada em formato .DXF. Esse arquivo deve conter, no mínimo, a delimitação da borda externa (external boundary), que define os limites gerais da área a ser analisada, e as bordas internas (materials), que representam os diferentes materiais presentes, como solo, rocha ou concreto.

Uma etapa essencial nesse processo é a definição precisa da borda externa, pois ela estabelece os limites dentro dos quais o software realizará a busca pela superfície crítica de ruptura. Ou seja, a análise de estabilidade global será restrita a essa área delimitada, o que exige atenção para garantir que a potencial cunha de ruptura esteja completamente contida nesse domínio.

Além desses elementos principais, o Slide 2 também permite a importação de outros componentes relevantes para a análise, como elementos de reforço (grelhas, grampos, ancoragens), linhas piezométricas, linhas de fenda de tração etc.

A Figura 30, a seguir, mostra a visualização da seção importada a partir do comando **File > Import > Import DXF > Layers Assign**.

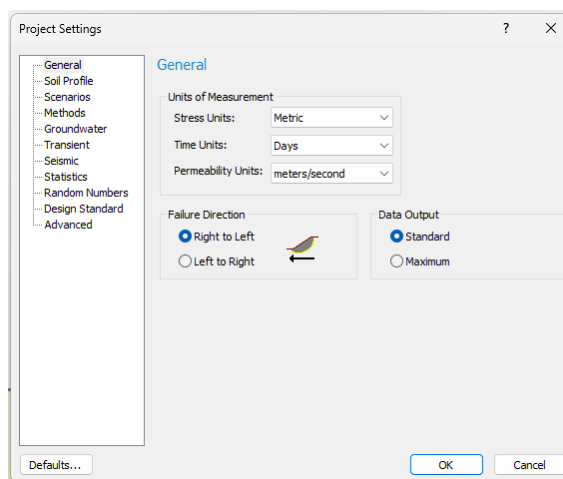
Figura 30 – Geometria importada



Fonte: Programa Slide 2.

A Figura 31 mostra a interface de configuração geral, onde são definidas as unidades de tensão, tempo e permeabilidade, além da direção de falha e o formato da saída de dados.

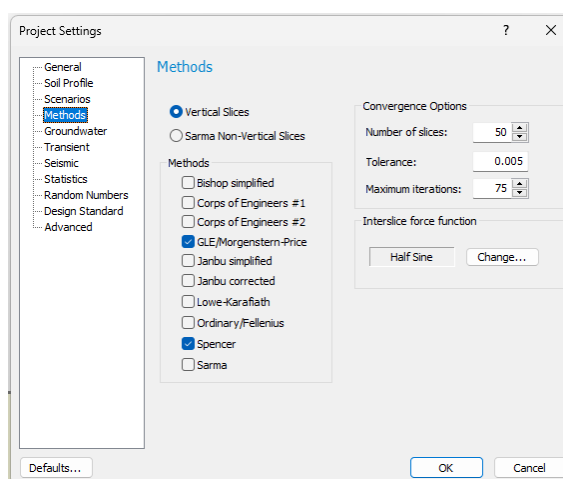
Figura 31 – Definições gerais de projeto



Fonte: Programa Slide 2.

Já no menu de métodos (Figura 32), selecionam-se as abordagens de equilíbrio limite. Para este estudo, serão utilizados os métodos GLE Morgenstern-Price e Spencer, que consideram o equilíbrio de forças e momentos, garantindo maior rigor na determinação do FS. Também é possível ajustar critérios de convergência, como número de fatias, tolerância numérica e número máximo de iterações.

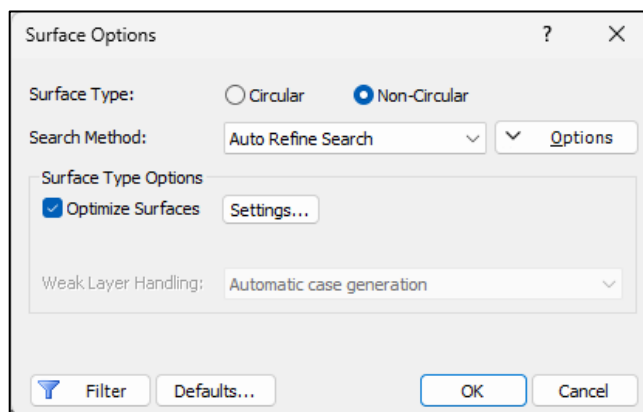
Figura 32 – Definição do método



Fonte: Programa Slide 2.

A Figura 33 exibe a configuração das superfícies de ruptura no Slide2, onde foi selecionada a opção não circular, permitindo a consideração de geometrias mais complexas para a superfície de ruptura. O método de busca adotado é o Auto Refine Search, que refina automaticamente a localização da superfície crítica, otimizando a análise de estabilidade.

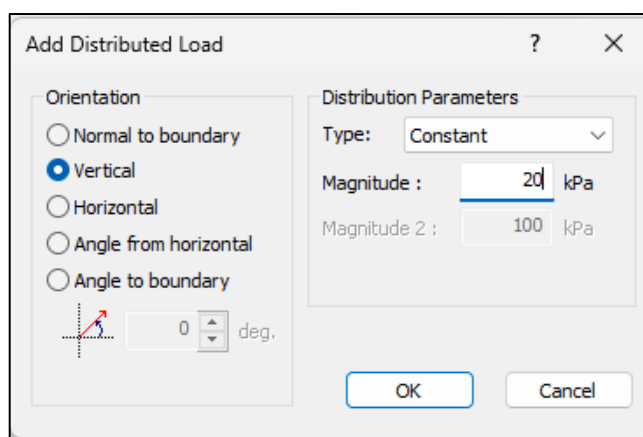
Figura 33 – Método de busca



Fonte: Programa Slide 2.

Na Figura 34, é definida a aplicação de um carregamento (normativo) distribuído vertical de 20 kPa. O software possibilita a escolha de diferentes orientações, incluindo cargas normais à borda, horizontais e inclinadas, além de permitir a configuração da magnitude e distribuição das cargas aplicadas ao modelo.

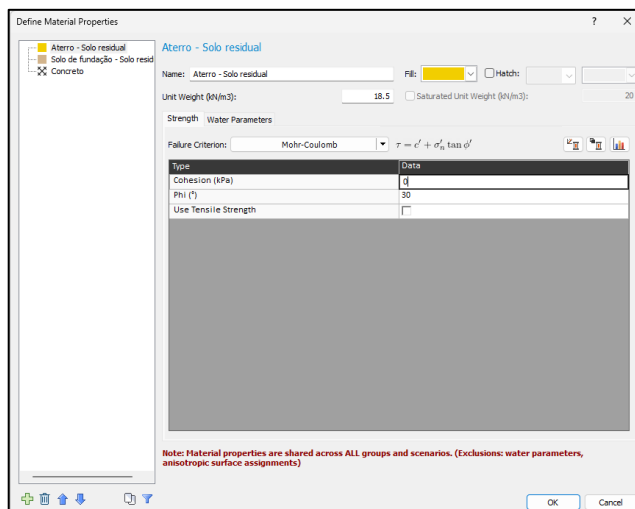
Figura 34 – Carregamento



Fonte: Programa Slide 2.

A Figura 35 apresenta a atribuição das propriedades dos materiais no modelo, para representar adequadamente a estratigrafia do problema.

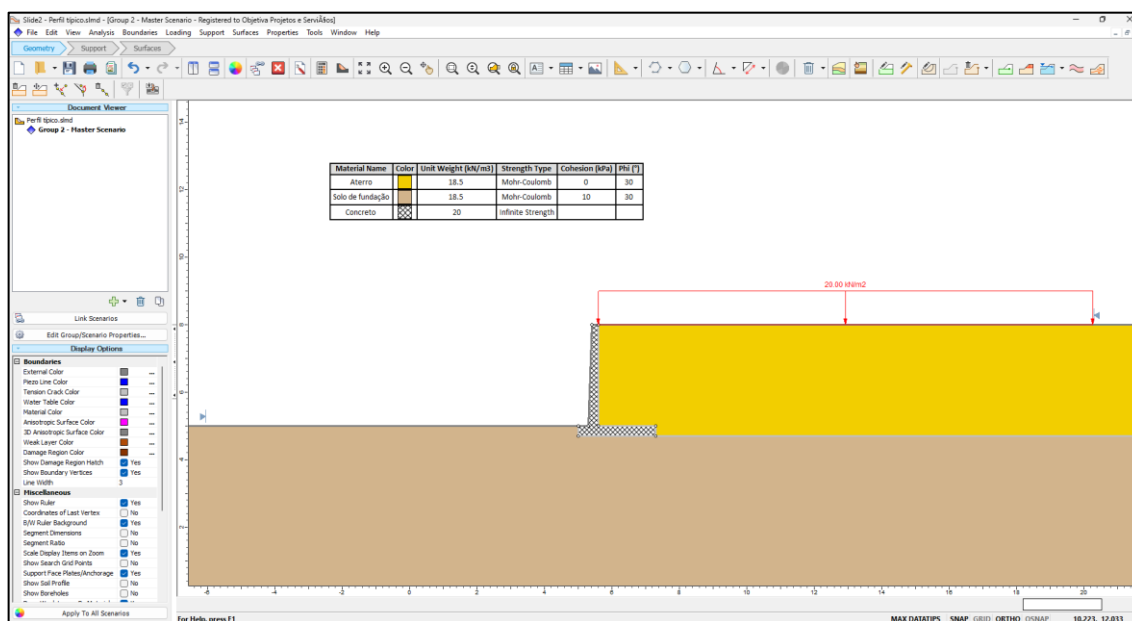
Figura 35 – Atribuição de materiais



Fonte: Programa Slide 2.

Por fim, a Figura 36 ilustra a geometria final do modelo, incluindo a distribuição dos materiais e a aplicação do carregamento, consolidando as condições para a análise de estabilidade global do muro de flexão.

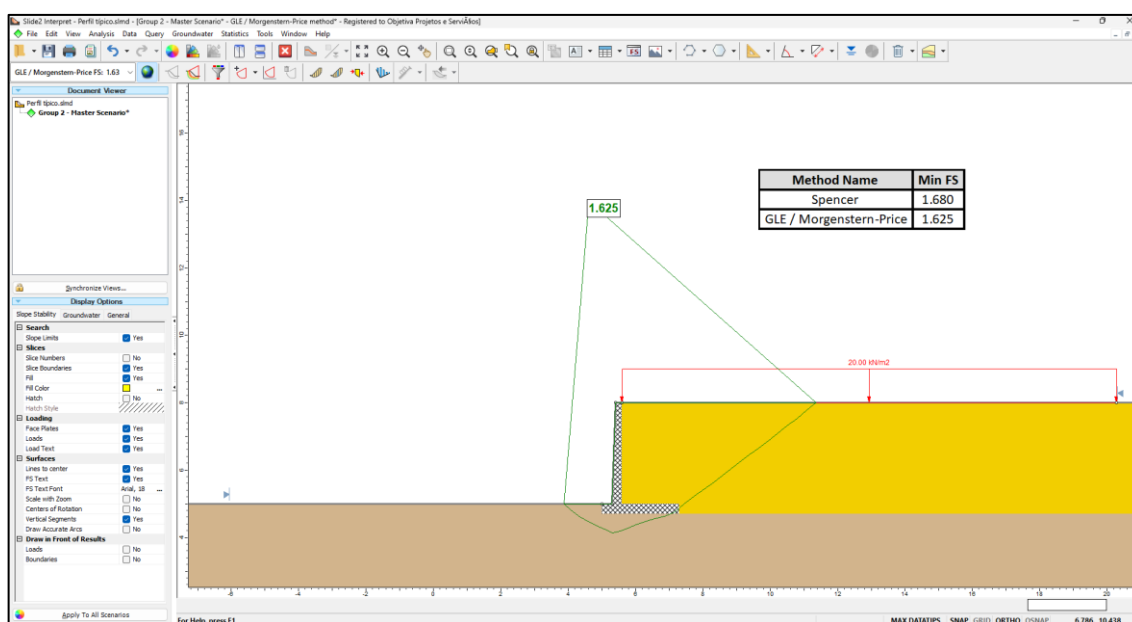
Figura 36 – Modelo final



Fonte: Programa Slide 2.

A Figura 37 apresenta o resultado da análise de estabilidade global realizada no software Slide2, com destaque para as superfícies críticas de ruptura e os fatores de segurança obtidos. Os métodos de Spencer e GLE/Morgenstern-Price foram aplicados, resultando, respectivamente, em fatores de segurança de 1,680 e 1,625, ambos superiores ao valor mínimo ( $FS \geq 1,5$ ). A superfície de ruptura crítica é representada em verde, evidenciando o caminho potencial de falha mais instável sob a ação do carregamento distribuído de  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 37 – Resultado da análise de estabilidade global ( $h=3,0\text{m}$ )



Fonte: Programa Slide 2.

Cabe ressaltar que, nas análises realizadas, o muro de concreto foi considerado com rigidez infinita, conforme recomendações normativas. No entanto, seria possível modelá-lo utilizando o critério de resistência de Mohr-Coulomb, conforme discutido por Ardiaca (2009) em estudo sobre parâmetros para a modelagem de estruturas de concreto.

### **3.5 Cálculo analítico muro de flexão**

Nesta seção, será apresentado um exemplo prático de dimensionamento analítico de um muro de flexão, com base em métodos consagrados da engenharia geotécnica e estrutural. A abordagem adota como referência os critérios descritos no item 2.2, que trata da estabilidade externa do muro (deslizamento, capacidade de carga da fundação e tombamento), bem como os procedimentos descritos no item 2.4, relativos ao dimensionamento estrutural do muro em termos de esforços internos e definição das armaduras.

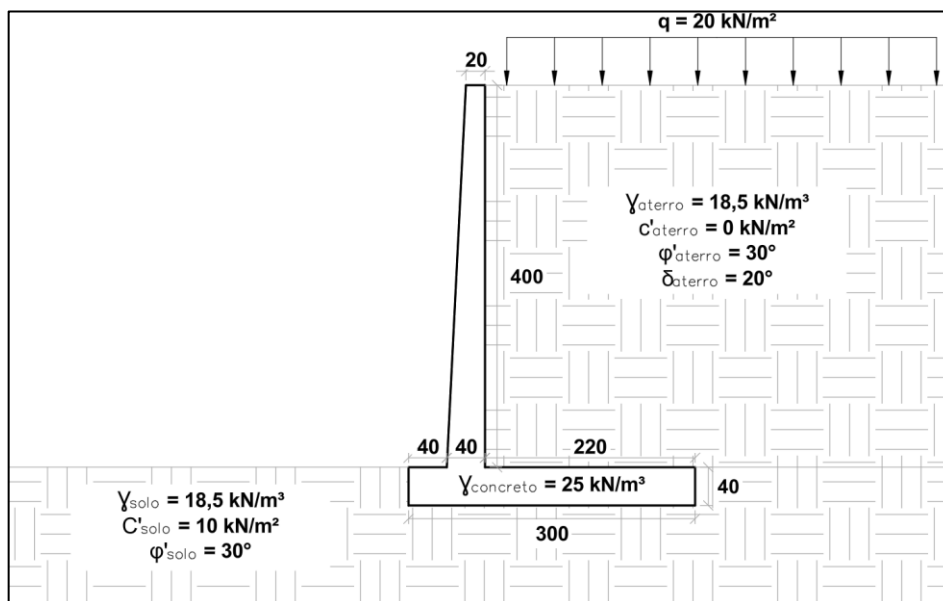
As solicitações externas consideradas para o dimensionamento são aquelas discutidas no item 2.3, relacionadas aos empuxos de terra, sobrecargas e influência da água. Os parâmetros geotécnicos adotados para o solo, assim como as principais considerações de projeto, encontram-se descritos nos itens 3.1 e 3.2, respectivamente.

O objetivo desta etapa é ilustrar, de forma detalhada, o processo de verificação da estabilidade global, a análise das solicitações atuantes e o dimensionamento das armaduras principais, fornecendo uma base técnica sólida para comparação com os resultados obtidos nas análises numéricas realizadas com o software GEO 5.

### 3.5.1 Pré-dimensionamento

Como exemplo representativo das análises realizadas, a Figura 38 ilustra a geometria adotada para o muro de flexão com 4,0 m de altura. Ressalta-se que, para todas as alturas avaliadas, o pré-dimensionamento seguiu as recomendações de Marchetti (2008), conforme descrito no item 2.4.1 deste trabalho.

Figura 38 – Pré-dimensionamento muro de flexão (h=4,0m)



Fonte: Autoria Própria.

### 3.5.2 Empuxos

A determinação dos empuxos, segundo a teoria de Coulomb, é apresentada a seguir. Os valores foram obtidos a partir das equações indicadas no item 2.3.

$$K_a^c = \frac{\sin^2(\alpha + \varnothing)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing + \delta) \cdot \sin(\varnothing - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} = 0,2973$$

$$E_{a,s}^c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 18,5 \cdot 0,2973 \cdot 4,4^2 = 53,2430$$

$$Y_{Ea,s}^c = \frac{H}{3} = \frac{4,4}{3} = 1,4\bar{6}$$

$$E_{a,q}^c = q \cdot K_a^c \cdot H = 20 \cdot 0,2973 \cdot 4,4 = 26,1636$$

$$Y_{Eq,s}^c = \frac{H}{2} = 2,2$$

$$E_a^c = E_{a,s}^c + E_{a,q}^c = 53,2430 + 26,1636 = 79,4066$$

$$Y_{Ea}^c = \frac{E_{a,q}^r \cdot Y_{Ea,q}^r + E_{a,s}^r \cdot Y_{Ea,s}^r}{E_a^r} = \frac{26,1636 \cdot 2,2 + 53,2430 \cdot 1,4\bar{6}}{79,4066} = 1,7083$$

$$X_{Ea}^c = 0,4 + 0,4 = 0,8$$

$$E_{a,h}^c = E_a^c \cdot \cos \delta = 79,4066 \cdot \cos 20^\circ = 74,6178$$

$$E_{a,v}^c = E_a^c \cdot \sen \delta = 79,4066 \cdot \sen 20^\circ = 27,1587$$

Por fim, o coeficiente de empuxo ativo, segundo a teoria de Rankine, é determinado conforme descrito no item 2.3. A Figura 39 representa o empuxo resultante e sua linha de ação.

$$E_{a,s}^r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 18,5 \cdot 0,333\bar{3} \cdot 4,4^2 = 59,6933$$

$$Y_{Ea,s}^r = Y_{Ea,s}^c = \frac{H}{3} = \frac{4,4}{3} = 1,4\bar{6}$$

$$E_{a,q}^r = q \cdot K_a^r \cdot H = 20 \cdot 0,333\bar{3} \cdot 4,4 = 29,333\bar{3}$$

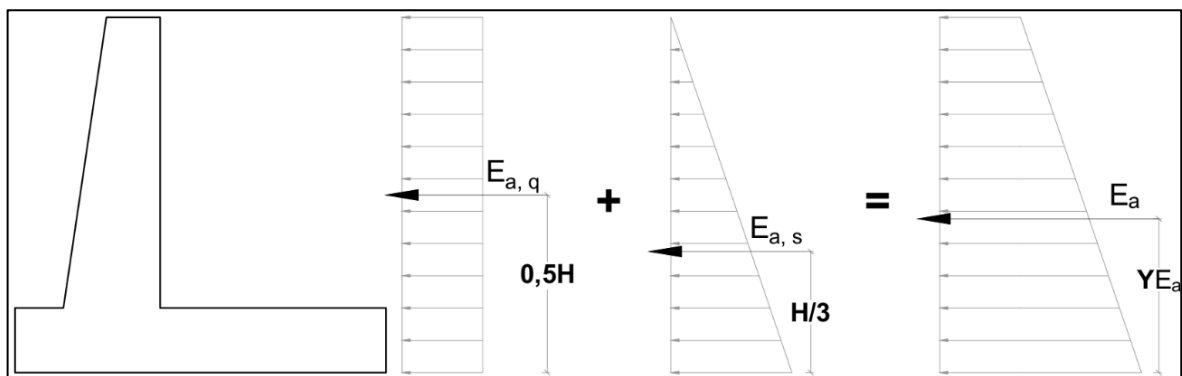
$$Y_{Ea,q}^r = \frac{H}{2} = 2,2$$

$$E_a^r = E_{a,s}^r + E_{a,q}^r = 59,6933 + 29,3333 = 89,0267$$

$$Y_{Ea}^r = \frac{E_{a,q}^r \cdot Y_{Ea,q}^r + E_{a,s}^r \cdot Y_{Ea,s}^r}{E_a^r} = \frac{29,3\bar{3} \cdot 2,2 + 59,69 \cdot 1,4\bar{6}}{89,0267} = 1,7083$$

$$X_{Ea}^r = 0,4 + 0,4 = 0,8$$

Figura 39 – Esquema empuxo resultante - Teoria de Rankine

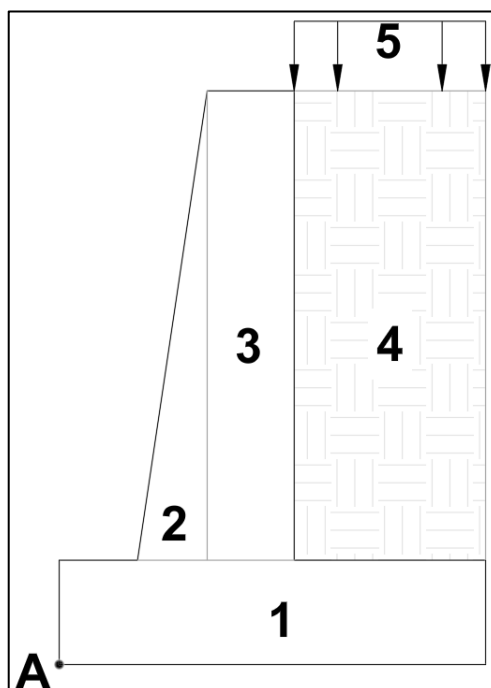


Fonte: Autoria Própria.

### 3.5.3 Determinação dos momentos no fulcro de tombamento

A Figura 40 apresenta o esquema utilizado para determinar as forças resultantes do peso próprio do muro, do solo sobre o talão e da sobrecarga. Os braços de alavanca são calculados em relação ao ponto de tombamento (A). A Tabela 16 resume os valores obtidos.

Figura 40 – Esquema determinação dos pesos próprios



Fonte: Autoria Própria.

Tabela 16 – Peso da estrutura e momentos no ponto (A)

| Parte        | Força Peso (kN)               | Braço (m) | Momento (kNm)               |
|--------------|-------------------------------|-----------|-----------------------------|
| 1            | 30,00                         | 1,50      | 45,00                       |
| 2            | 10,00                         | 0,53      | 5,33                        |
| 3            | 20,00                         | 0,70      | 14,00                       |
| 4            | 162,80                        | 1,90      | 309,32                      |
| 5            | 44,00                         | 1,90      | 83,60                       |
| <b>Total</b> | <b>∑ Força peso</b><br>266,80 |           | <b>∑ Momentos</b><br>457,25 |

Fonte: Autoria Própria.

### 3.5.4 Verificação ao deslizamento: exemplo

A força horizontal resistente, desprezando-se o empuxo passivo, é calculada por:

$$FH_{res} = [c \cdot b + (N - U)\mu]$$

Adota-se:  $\mu = 0,55$  para a interface concreto/solo seco (conforme Moliterno) e coesão reduzida  $c = 1/3 \cdot 10 \text{ kPa}$  e sem subpressão  $U=0$ .

Considerando a teoria de Rankine, têm-se:

$$FH_{res} = \left[ \frac{10}{3} \cdot 3 + (266,80 - 0) \cdot 0,55 \right] = 156,74 \text{ kN/m}$$

Considerando a teoria de Coulomb, têm-se:

$$FH_{res} = \left[ \frac{10}{3} \cdot 3 + (266,80 + 27,16 - 0) \cdot 0,55 \right] = 171,68 \text{ kN/m}$$

A força horizontal solicitante, sem ocorrência de nível d'água estático, é calculada por:

$$FH_{sol} = E_a + E_w$$

Considerando a teoria de Rankine, têm-se:

$$FH_{sol} = 89,03 + 0 = 89,03 \text{ kN/m}$$

Considerando a teoria de Coulomb, têm-se:

$$FH_{sol} = 74,62 + 0 = 74,62 \text{ kN/m}$$

Diante disso, os fatores de segurança ao deslizamento, calculados pelos métodos de Rankine e de Coulomb, são, respectivamente:

$$FS_{des., rankine} = \frac{156,74}{89,03} = 1,76$$

$$FS_{des., coulomb} = \frac{171,68}{74,62} = 2,3$$

Ambos os valores atendem ao critério mínimo exigido ( $FS \geq 1,5$ ).

### 3.5.5 Verificação ao tombamento: exemplo

Para a verificação ao tombamento, o fator de segurança é obtido pela razão entre o somatório dos momentos resistentes e o somatório dos momentos atuantes, ambos tomados em relação ao ponto “A” (fulcro de tombamento).

A diferença entre as teorias de Rankine e Coulomb, nesta verificação, reside exclusivamente nos momentos gerados pelas componentes horizontal e vertical do empuxo ativo, uma vez que a teoria de Coulomb considera o atrito solo/muro, resultando em componentes inclinadas de empuxo.

Pela teoria de Rankine, os momentos resistentes correspondem ao somatório das parcelas de peso próprio indicadas na Tabela 16. Já pela teoria de Coulomb, além dessas parcelas, considera-se também a componente vertical do empuxo, que atua favoravelmente à resistência ao tombamento.

$$\sum M_{res,rankine} = 457,25$$

$$\sum M_{res,coulomb} = 457,25 + 0,8 \cdot 27,16 = 478,98$$

Para a determinação dos momentos solicitantes, consideram-se as parcelas de empuxo ativo horizontal de acordo com cada teoria ( $E_a$ ), além dos efeitos do empuxo hidrostático ( $E_w$ ) e da subpressão ( $u$ ), quando presentes.

$$\sum M_{sol,rankine} = E_a \cdot Y_{ea} + E_w \cdot Y_w + U \cdot x_u = 89,0267 \cdot 1,7083 = 152,08$$

$$\sum M_{sol,coulomb} = E_{a,h} \cdot Y_{ea} + E_w \cdot Y_w + U \cdot x_u = 74,6178 \cdot 1,7083 = 127,47$$

Diante disso, os fatores de segurança ao tombamento, calculados pelos métodos de Rankine e de Coulomb, são, respectivamente:

$$FS_{des., rankine} = \frac{152,08}{457,25} = 3,01$$

$$FS_{des., coulomb} = \frac{127,47}{478,98} = 3,76$$

Ambos os valores atendem ao critério mínimo exigido ( $FS \geq 1,5$ ).

### 3.5.6 Capacidade de carga da fundação

Primeiramente, determina-se a solicitação transmitida ao solo por meio da excentricidade da força normal resultante na base do muro. A análise baseia-se nas equações apresentadas no item 2.2.3, com o objetivo de verificar se a resultante das ações se encontra ou não dentro do núcleo central da fundação, de modo a permitir o enquadramento em um dos casos de distribuição de tensões na base.

Pela teoria de Rankine:

$$d = \frac{\sum M_A}{N} = \frac{457,25 - 89,0267 \cdot 1,7083}{266,80} = 1,14$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3}{2} - 1,14 = 0,3562$$

$$\frac{B}{6} = 0,5000$$

Pela teoria de Coulomb:

$$d = \frac{\sum M_A}{N} = \frac{457,25 - 74,6178 \cdot 1,7083 + 27,1587 \cdot 0,8}{266,80 + 27,1587} = 1,20$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3}{2} - 1,20 = 0,3042$$

$$\frac{B}{6} = 0,5000$$

Como  $e < B/6$ , em ambos os casos, a sapata será dimensionada seguindo a distribuição de tensão do Caso II. Neste caso, a tensão máxima é determinada pela Equação (10). A Figura 41 representa a distribuição da tensão do solo de fundação.

$$\sigma_{max,rankine} = \frac{266,80 \cdot \left(1 + \frac{0,3562}{0,5000}\right)}{3} = 152,29$$

$$\sigma_{max,coulomb} = \frac{(266,80 + 27,1587) \cdot \left(1 + \frac{0,3042}{0,5000}\right)}{3} = 157,60$$

Considerando o solo de fundação apresentado no item 3.1, parte-se do valor do ângulo de atrito interno  $\varphi=30^\circ$ . A partir desse valor, obtêm-se os fatores de capacidade de carga por meio de interpolação linear com base na Tabela 2, resultando em:  $N_c = 30,14$ ;  $N_q = 18,40$ ;  $N_\gamma = 22,40$ . Os fatores de forma são determinados com base na Tabela 1. Como a base do muro é considerada como uma sapata corrida ( $L \geq 5B$ ), adotam-se os seguintes valores:  $S_c = S_q = S_\gamma = 1,0$ .

Assim sendo, a capacidade de suporte do solo de fundação, representada por  $\sigma_{lim}$ , pode ser calculada pelo método clássico de Método clássico de Terzaghi e Peck (1967), como se segue.

Pela teoria de Rankine:

$$\sigma_{lim} = 10 \cdot 30,14 + (18,50 \cdot 0,40) \cdot 18,40 + \frac{1}{2} \cdot 18,50 \cdot (3 - 2 \cdot 0,3562) \cdot 22,40 = 911,56$$

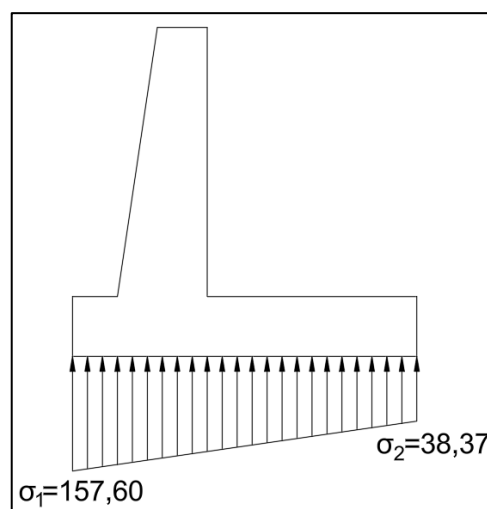
$$\sigma_{adm,rankine} = \frac{\sigma_{lim}}{3} = 303,85$$

Pela teoria de Coulomb:

$$\sigma_{lim} = 10 \cdot 30,14 + (18,50 \cdot 0,40) \cdot 18,40 + \frac{1}{2} \cdot 18,50 \cdot (3 - 2 \cdot 0,3042) \cdot 22,40 = 933,09$$

$$\sigma_{adm,coulomb} = \frac{\sigma_{lim}}{3} = 311,03$$

Figura 41 – Distribuição de tensões na fundação - Coulomb



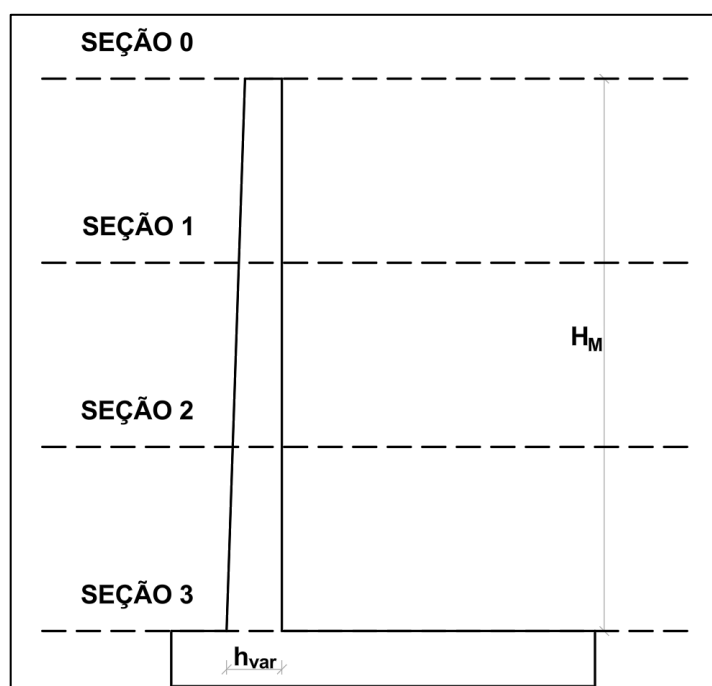
Fonte: Autoria Própria.

### 3.5.7 Dimensionamento das armaduras

#### 3.5.7.1 Dimensionamento das armaduras do muro

Para a determinação das solicitações atuantes no muro vertical, com o objetivo de realizar seu posterior dimensionamento, este será subdividido em três seções iguais, cada uma com altura  $H/3$ , conforme a metodologia proposta por Marchetti. A divisão é feita do topo até a base, como ilustrado na Figura 42.

Figura 42 – Esquema das seções do muro



Fonte: Autoria Própria.

As solicitações em cada uma dessas seções são obtidas a partir dos carregamentos atuantes, que se acumulam progressivamente ao longo da altura do muro. Neste documento, apresenta-se, por conveniência, apenas a análise da seção crítica — localizada na base do muro — onde se concentram os maiores esforços.

Optou-se por detalhar exclusivamente os passos do método de Rankine, por este se mostrar mais conservador. Para o método de Coulomb, considera-se suficiente a análise da influência das componentes da resultante do empuxo. De todo modo, o Anexo A reúne todo o extrato de dimensionamento com base em ambas as metodologias, além do dimensionamento realizado por meio de software.

As solicitações atuantes provêm do empuxo causado pelo solo do retroaterro e pela sobrecarga. Assim, para a seção 03, os empuxos atuantes e a respectiva distância vertical ( $y$ ) à seção, são:

$$E_{a3,q} = q \cdot k_a \cdot H = 20 \cdot \frac{1}{3} \cdot 4 = 26,6\bar{6} \text{ kN/m}$$

$$Y_{E_{a3,q}} = \frac{H}{2} = 2 \text{ m}$$

$$E_{a3,q} = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 18,5 \cdot 4^2 = 49,3\bar{3} \text{ kN/m}$$

$$Y_{E_{a3,q}} = \frac{H}{3} = 1,3\bar{3} \text{ m}$$

$$Q_3 = 26,67 + 49,33 = 76 \text{ kN/m}$$

$$M_3 = 26,6\bar{6} \cdot 2 + 49,3\bar{3} \cdot 1,3\bar{3} = 119,1\bar{1} \text{ kNm/m}$$

Considerando o cobrimento nominal de 3,0cm e a adoção de barras com diâmetro  $\phi=10\text{mm}$ , a altura útil ( $d$ ) da seção na base do muro, será:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 0,365$$

Com auxílio da Tabela 10, e dos parâmetros adimensionais auxiliares, define-se a área de aço necessária.

$$KMD = \frac{1,4 \cdot 119,11}{1 \cdot 0,365^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,058$$

$$KZ = 0,964$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 119,11}{0,964 \cdot 0,365 \cdot \frac{50}{1,15}} = 10,90 > A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 0,4 = 6$$

$$\therefore A_s = 10,90 \text{ cm}^2$$

Para combater os esforços cisalhantes, deve-se verificar a necessidade de armadura transversal. Considera-se, para tanto, a força cortante de projeto atuante na seção 03.

A verificação ao cisalhamento é conduzida conforme os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2023), caso as verificações não sejam satisfatórias torna-se necessária a introdução de armadura transversal, usualmente na forma de estribos, a fim de garantir a segurança estrutural da peça.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot Q_3 = 106,4 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \left( \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} \right) = 0,36 \text{ MPa}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,365 = 1,235 > 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{10,90}{100 \cdot 36,5} = 0,00298 < 0,02$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} \cdot k(1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 215,34 \text{ kN/m}$$

Portanto, como  $V_{Rd1} > V_{sd}$ , não há necessidade de armaduras transversais na seção considerada, sendo a resistência do concreto suficiente para resistir ao esforço cortante atuante, conforme estabelece a ABNT NBR 6118 (2023).

A armadura de distribuição, que deve ser posicionada ao longo da altura do muro, será determinada como o maior valor entre as alternativas a seguir:

$$A_{s,dis} \geq \begin{cases} 0,20 \cdot A_{s1} = 0,20 \cdot 10,90 = 2,18 \text{ cm}^2 \\ 0,90 \text{ cm}^2 \\ 0,50 \cdot A_{s,mín} = 0,50 \cdot 6 = 3,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

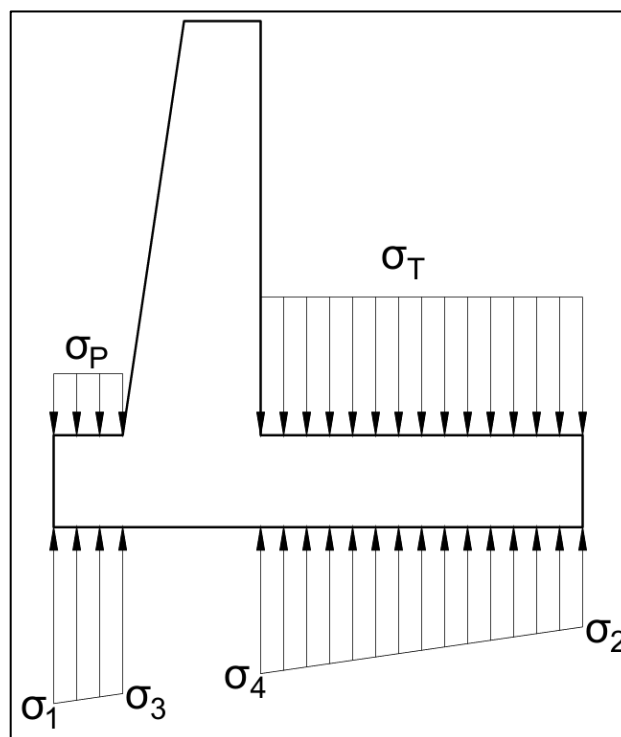
Logo, a área de aço que compõe a armadura de distribuição é: 3,0 cm<sup>2</sup>.

A sapata que integra o muro será dimensionada como uma sapata corrida, armada em uma única direção, correspondente à base da fundação. Dessa forma, adota-se a mesma abordagem de cálculo utilizada para o corpo do muro.

### 3.5.7.2 Dimensionamento das armaduras da sapata

Para fins de dimensionamento, a sapata será subdividida em dois componentes: ponta e talão. Os esforços solicitantes atuantes na sapata decorrem de seu peso próprio, do peso do solo acima e da reação de apoio transmitida ao solo de fundação. Esses esforços estão representados esquematicamente na Figura 43.

Figura 43 – Esquema das tensões na base da sapata



Fonte: Autoria Própria.

O trecho da sapata correspondente à interseção com o muro será desconsiderado na análise. Dessa forma, a reação do solo nos pontos de intersecção será determinada por meio da proporcionalidade geométrica.

$$\sigma_3 = \frac{(b_0 - b_p)}{b_0} \cdot \sigma_1 = \frac{(3 - 0,4)}{3} \cdot 152,29 = 131,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{(3 - 0,4 - 0,4)}{3} \cdot 152,29 = 111,68 \text{ kN/m}^2$$

As pressões atuantes na ponta e no talão da sapata, considerando os diferentes carregamentos, são calculadas como se segue.

Para a ponta, considerando apenas o peso próprio:

$$\sigma_p = 0,40 \cdot 25 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Para o talão, considerando o peso próprio, a sobrecarga e o peso do solo:

$$\sigma_t = 0,40 \cdot 25 + 20 + 4 \cdot 18,5 = 104 \text{ kN/m}^2$$

Para a ponta da sapata, a força cortante e o braço de alavanca em relação ao ponto 03 são calculados a seguir:

$$Q_{\sigma_{solo},3} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot B_p}{2} = \frac{(152,29 + 131,98) \cdot 0,4}{2} = 56,8537 \text{ kN/m}$$

$$y_{\sigma_{solo},3} = \frac{(2 \cdot \sigma_1 + \sigma_3) \cdot B_p}{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot 3} = \frac{(2 \cdot 152,29 + 131,98) \cdot 0,4}{(152,29 + 131,98) \cdot 3} = 0,2048 \text{ m}$$

$$Q_{\sigma_p,3} = -\sigma_p \cdot B_p = -10 \cdot 0,4 = -4 \text{ kN/m}$$

$$y_{\sigma_p,3} = \frac{B_p}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,20 \text{ m}$$

A força cortante resultante atuante na ponta da sapata é determinada por:

$$Q_p = 56,85 - 4 = 52,8537 \text{ kN/m}$$

O momento atuante na ponta da sapata é determinado por:

$$\begin{aligned} M_3 &= Q_{\sigma_{solo},3} \cdot y_{\sigma_{solo},3} + Q_{\sigma_p,3} \cdot y_{\sigma_p,3} = 56,8537 \cdot 0,2048 - 4 \cdot 0,2000 \\ &= 10,8415 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Para o talão da sapata, a força cortante e braço de alavanca, será:

$$Q_{\sigma_{solo},4} = \frac{(B - B_p - B_M) \cdot \sigma_4}{2} = \frac{(3 - 0,4 - 0,4) \cdot 111,68}{2} = 122,8447$$

$$y_{\sigma_{solo},4} = \frac{(3 - 0,4 - 0,4)}{3} = 0,733\bar{3}$$

$$Q_{\sigma_T,4} = -\sigma_T \cdot B_T = -104 \cdot 2,2 = -228,8 \text{ kN/m}$$

$$y_{\sigma_T,4} = \frac{B_T}{2} = \frac{2,2}{2} = 1,10 \text{ m}$$

A força cortante resultante no talão da sapata, será:

$$Q_T = 122,8447 - 228,8 = 52,8537 \text{ kN/m}$$

O momento fletor no ponto 04, com sinal negativo para tração nas fibras superiores, será:

$$M_4 = Q_{\sigma_{solo,4}} \cdot y_{\sigma_{solo,4}} + Q_{\sigma_{P,4}} \cdot y_{P,4} = 122,84 \cdot 0,7\bar{3} - 228,8 \cdot 1,1 = -161,59 \text{ kNm/m}$$

A altura útil da seção resistente ao longo da sapata é constante em toda sua extensão, sendo determinada por:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 0,365$$

A armadura longitudinal será dimensionada com base nas mesmas fórmulas adimensionais utilizadas no dimensionamento do muro, tanto para o talão quanto para a ponta. O cálculo das armaduras no talão da sapata é apresentado a seguir.

$$KMD = \frac{1,4 \cdot 161,594}{1 \cdot 0,365^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,0792$$

$$KZ = 0,9510$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 161,594}{0,9510 \cdot 0,365 \cdot \frac{50}{1,15}} = 15,00 > A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 0,4 = 6$$

Verificação da necessidade de armadura transversal:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot Q_4 = 148,34 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} \cdot k(1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 222,66 \text{ kN/m}$$

Portanto, como  $V_{Rd1} > V_{sd}$ , não há necessidade de armaduras transversais.

Verificação da armadura de distribuição:

$$A_{s,dist} \geq \begin{cases} 0,20 \cdot A_{s1} = 3,00 \text{ cm}^2 \\ 0,90 \text{ cm}^2 \\ 0,50 \cdot A_{s,min} = 3,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Logo, a área de aço que compõe a armadura de distribuição é: 3,0 cm<sup>2</sup>.

### 3.5.7.3 Resumo do dimensionamento do muro

As Tabela 17 e Tabela 18 a seguir apresentam o resumo dos esforços solicitantes atuantes e das respectivas áreas de armadura calculadas para o muro e a sapata, considerando tanto a Teoria de Coulomb quanto a Teoria de Rankine. São indicados os valores de momento fletor, esforços cortantes, áreas de aço necessárias à flexão e ao cisalhamento (quando aplicável), além da armadura mínima para distribuição.

Tabela 17 – Resumo dimensionamento - Coulomb

| <b>Teoria de Coulomb</b> |                                |   |                                 |   |   |
|--------------------------|--------------------------------|---|---------------------------------|---|---|
| <b>Parte</b>             | <b>Momento Fletor</b>          |   | <b>Cisalhamento</b>             |   | <b>Distribuição</b>                     |
|                          | <b>M<sub>d</sub><br/>(kNm)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>V<sub>Sd</sub><br/>(kNm)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro - Tardoz            | 139,77                         | 9,08                                    | 89,18                           | Dispensa                                | 3,00                                    |
| Sapata - Ponta           | 15,75                          | 6,00                                    | 76,77                           | Dispensa                                | 3,00                                    |
| Sapata - Talão           | 221,83                         | 14,68                                   | 142,33                          | Dispensa                                | 3,00                                    |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 18 – Resumo dimensionamento - Rankine

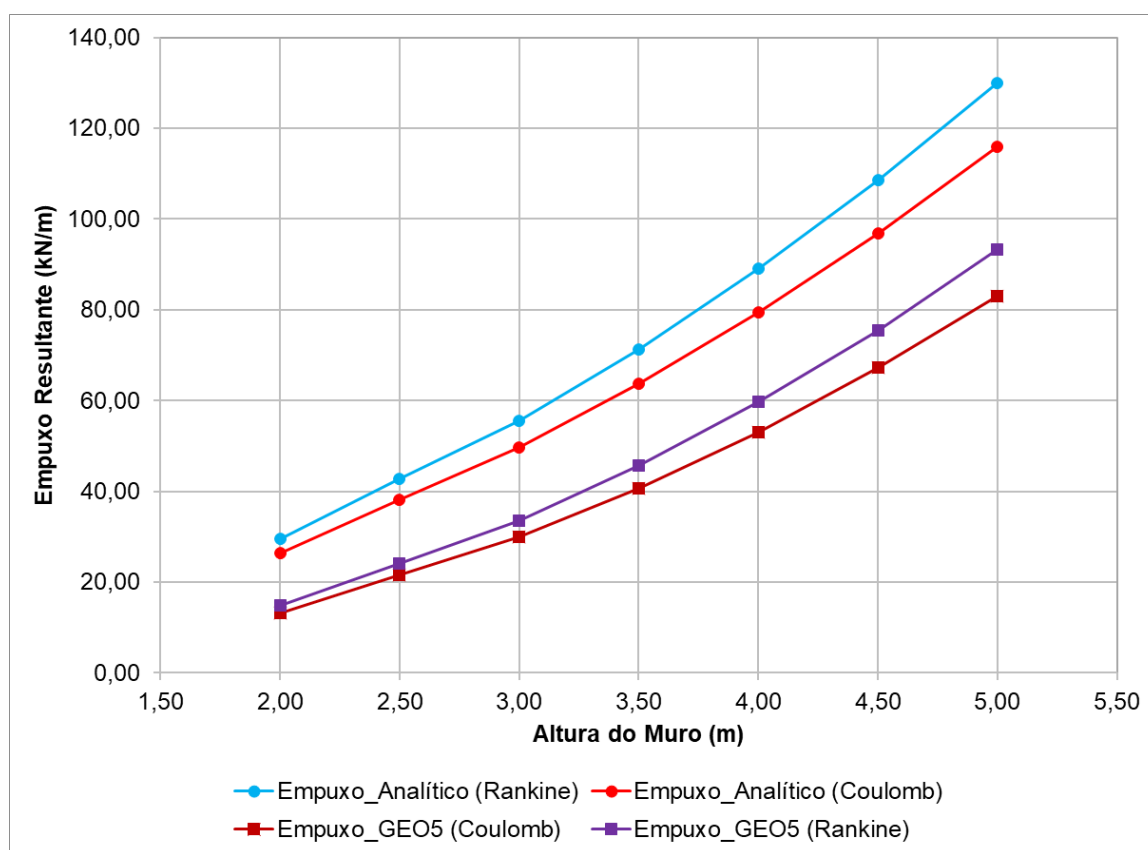
| <b>Teoria de Rankine</b> |                                |   |                                 |   |   |
|--------------------------|--------------------------------|---|---------------------------------|---|---|
| <b>Parte</b>             | <b>Momento Fletor</b>          |   | <b>Cisalhamento</b>             |   | <b>Distribuição</b>                     |
|                          | <b>M<sub>d</sub><br/>(kNm)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>V<sub>Sd</sub><br/>(kNm)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Área de aço<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro - Tardoz            | 166,76                         | 10,90                                   | 106,40                          | Dispensa                                | 3,00                                    |
| Sapata - Ponta           | 15,18                          | 6,00                                    | 74,00                           | Dispensa                                | 3,00                                    |
| Sapata - Talão           | 226,23                         | 14,99                                   | 148,34                          | Dispensa                                | 3,00                                    |

Fonte: Autoria Própria.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 44 apresenta o gráfico comparativo entre os empuxos resultantes obtidos a partir de diferentes métodos e teorias — Rankine e Coulomb — por via analítica e utilizando o software GEO5. Observa-se um crescimento progressivo dos valores de empuxo à medida que a altura da contenção aumenta, comportamento esperado segundo a teoria clássica do empuxo ativo. Esse crescimento evidencia a intensificação dos esforços horizontais desestabilizantes, que tendem a se tornar mais significativos em estruturas de maior porte. Tal constatação reforça a importância de uma análise criteriosa na escolha do tipo de contenção, visto que em determinadas situações, como no caso de muros de flexão, o aumento expressivo dos esforços pode comprometer a viabilidade técnica e econômica da solução adotada.

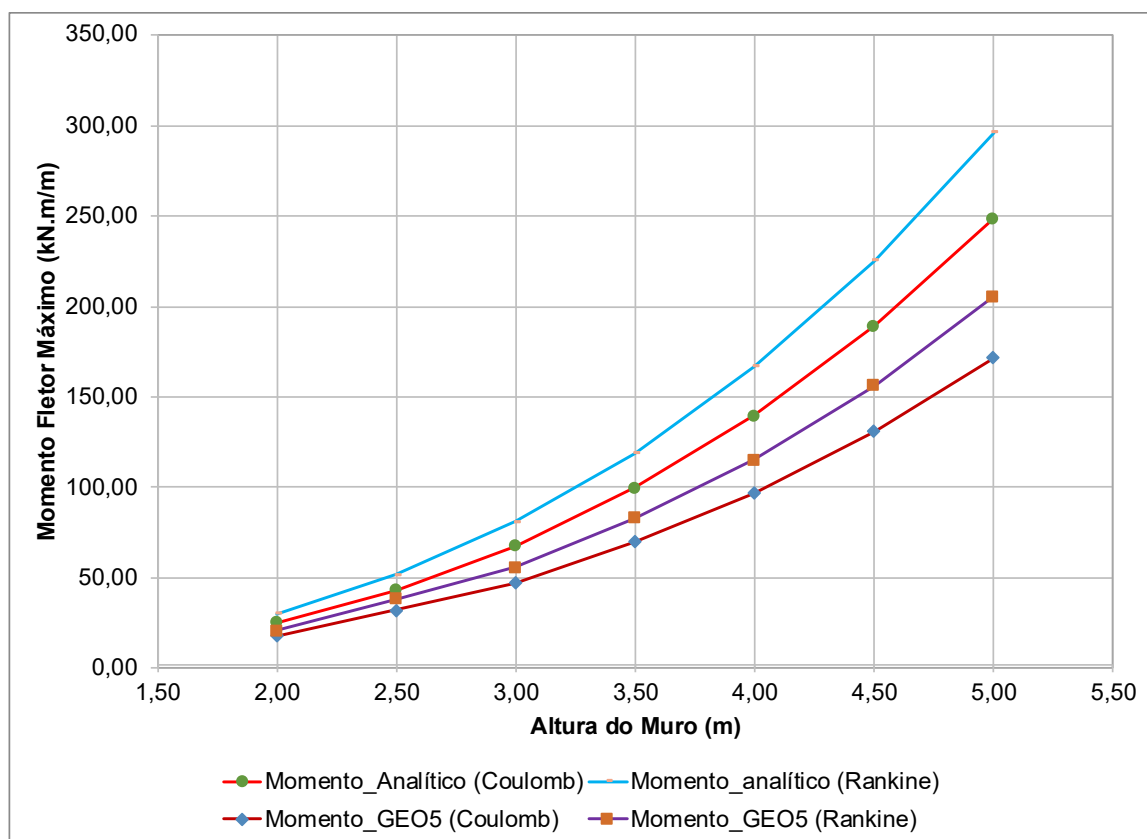
Figura 44 – Comparativo do Empuxo Resultante vs Altura do muro



Fonte: Autoria Própria.

A Figura 45 apresenta o gráfico comparativo entre os momentos fletores atuantes na base do muro de arrimo (seção crítica ao tombamento), calculados a partir das teorias de Rankine e Coulomb, tanto por meio de abordagem analítica quanto utilizando o software GEO5. Nota-se que os valores de momento aumentam significativamente com o acréscimo da altura de contenção, o que está diretamente relacionado à intensificação dos empuxos laterais e à ampliação da alavanca de aplicação das forças resultantes. Esse comportamento evidencia a sensibilidade do dimensionamento estrutural dos muros de flexão em função da altura, reforçando a necessidade de avaliações criteriosas quanto à estabilidade global e aos esforços internos envolvidos. Em determinadas configurações, os elevados momentos fletores podem inviabilizar técnica ou economicamente o uso de estruturas convencionais, demandando soluções alternativas ou reforçadas.

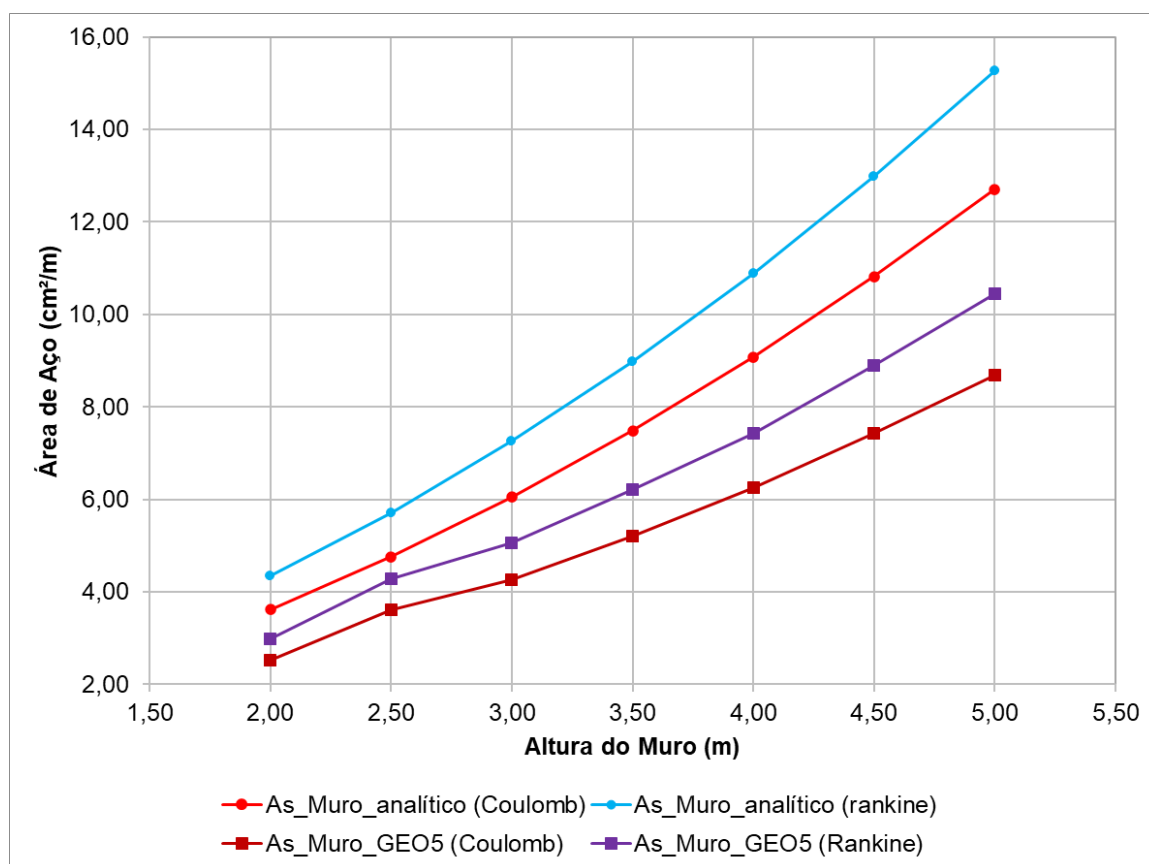
Figura 45 – Comparativo do Momento máximo vs Altura do muro



Fonte: Autoria Própria.

A Figura 46 apresenta a evolução da área de aço necessária na base do muro em função da altura de contenção, para diferentes métodos e teorias. Nota-se que, à medida que a altura aumenta, a área de armadura também cresce significativamente, acompanhando o aumento dos momentos fletores. Os valores obtidos com a teoria de Rankine são mais elevados, indicando uma abordagem mais conservadora. Esse comportamento reforça como a escolha do método influencia diretamente o dimensionamento estrutural e o custo da obra.

Figura 46 – Comparativo da Área de Aço vs Altura do muro



Fonte: Autoria Própria.

As Tabelas 19 e 20 comparam os fatores de segurança ao tombamento e deslizamento (analítico e GEO5). No tombamento, os resultados analíticos via Coulomb são de 25% a 30% mais conservadores devido a distinções no ponto de aplicação da componente vertical do empuxo. Já com a teoria de Rankine, a concordância é alta (variação inferior a 6%). No deslizamento, os modelos são consistentes, com diferenças em torno de 10% para Coulomb e 2% para Rankine.

Observa-se, ainda, que o fator de segurança ao tombamento aumenta com a altura do muro. Pelos critérios de pré-dimensionamento adotados (MARCHETTI, 2008), a base alarga proporcionalmente à altura, elevando substancialmente o volume de solo apoiado sobre o tardoz. Assim, o momento estabilizante provido por esse peso cresce a uma taxa superior à do momento tombante.

Tabela 19 – Comparativo Fator de Segurança ao Tombamento

| Altura (m) | Analítico |         | GEO 5   |         | Analítico / GEO5 |         |
|------------|-----------|---------|---------|---------|------------------|---------|
|            | Coulomb   | Rankine | Coulomb | Rankine | Coulomb          | Rankine |
| 2,00       | 2,77      | 2,19    | 3,67    | 2,34    | 0,75             | 0,94    |
| 2,50       | 2,71      | 2,15    | 3,60    | 2,28    | 0,75             | 0,94    |
| 3,00       | 2,79      | 2,20    | 3,68    | 2,33    | 0,76             | 0,95    |
| 3,50       | 2,72      | 2,15    | 3,59    | 2,26    | 0,76             | 0,95    |
| 4,00       | 2,95      | 2,32    | 3,85    | 2,43    | 0,77             | 0,96    |
| 4,50       | 2,98      | 2,34    | 3,88    | 2,45    | 0,77             | 0,96    |
| 5,00       | 2,98      | 2,35    | 3,89    | 2,45    | 0,77             | 0,96    |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 20 – Comparativo Fator de Segurança ao Deslizamento

| Altura (m) | Analítico |         | GEO 5   |         | Analítico / GEO5 |         |
|------------|-----------|---------|---------|---------|------------------|---------|
|            | Coulomb   | Rankine | Coulomb | Rankine | Coulomb          | Rankine |
| 2,00       | 2,03      | 1,53    | 2,25    | 1,56    | 0,90             | 0,98    |
| 2,50       | 2,04      | 1,54    | 2,25    | 1,56    | 0,91             | 0,98    |
| 3,00       | 1,99      | 1,50    | 2,21    | 1,52    | 0,90             | 0,98    |
| 3,50       | 1,99      | 1,50    | 2,21    | 1,52    | 0,90             | 0,99    |
| 4,00       | 2,00      | 1,51    | 2,22    | 1,53    | 0,90             | 0,99    |
| 4,50       | 2,01      | 1,52    | 2,24    | 1,54    | 0,90             | 0,99    |
| 5,00       | 1,99      | 1,50    | 2,21    | 1,52    | 0,90             | 0,99    |

Fonte: Autoria Própria.

## **5 CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES**

### **5.1 Considerações finais**

O dimensionamento dos muros de flexão pelo método analítico e pelo software GEO5 apresentou boa concordância nas solicitações atuantes e nas áreas de aço longitudinais. Para os fatores de segurança e a capacidade de carga, constatou-se convergência geral entre as ferramentas, exceto no tombamento sob a teoria de Coulomb (onde o método analítico foi cerca de 30% mais conservador) e na capacidade de carga da fundação (diferença aproximada de 29% a favor da segurança no método analítico).

Em conformidade com a literatura técnica, a Teoria de Coulomb estimou empuxos ativos de menor magnitude, gerando maiores fatores de segurança e menor consumo de materiais. Em contrapartida, a Teoria de Rankine conduziu a soluções mais conservadoras, o que pode ser vantajoso sob a ótica da segurança estrutural.

Como esperado, o aumento da altura do muro eleva significativamente as solicitações e as taxas de armadura, corroborando as limitações da literatura quanto à viabilidade econômica dessas estruturas para grandes alturas.

Por fim, ressalta-se que, para as condições geométricas e geotécnicas específicas deste estudo, a relação entre a área de aço e o volume de concreto indicou que muros com cerca de 3,5 m de altura otimizam o desempenho estrutural e o consumo de materiais. Em alturas menores, o dimensionamento é frequentemente governado pela armadura mínima normativa, subutilizando a resistência dos materiais. Acima desse limiar, o momento fletor na base, proporcional ao cubo da altura, exige incrementos não lineares na taxa de armadura e na seção de concreto para garantir a estabilidade e resistir às tensões de flexão e cisalhamento.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

**Análise com diferentes perfis de muros:** Expandir a pesquisa para outros tipos de muros de contenção, como muros em L, T ou com contrafortes, para avaliar se as conclusões obtidas no estudo de muros de flexão se mantêm em diferentes geometrias.

**Consideração de diferentes tipos de solo:** Repetir as análises com diferentes características de solo (como solos coesivos, parcialmente saturados ou com camadas alternadas) para verificar como a variação dos parâmetros geotécnicos impacta no dimensionamento e nos fatores de segurança dos muros.

**Estudo comparativo com outros softwares:** Realizar uma comparação entre o GEO5 e outros programas de análise estrutural, como Plaxis ou Slide 2, para analisar a convergência dos resultados e a eficácia dos diferentes métodos de modelagem de empuxos e estabilidade.

**Modelagem numérica com elementos finitos:** Investigar o comportamento dos muros de contenção utilizando o método dos elementos finitos, possibilitando uma análise mais precisa e detalhada das deformações e esforços solicitantes.

**Avaliação de muros sob sobrecargas móveis e sísmicas:** Avaliar o impacto de cargas variáveis, como tráfego intenso ou efeitos sísmicos, nos muros de contenção, considerando como essas cargas adicionais afetam a segurança e o comportamento estrutural.

**Estudo de vida útil e manutenção dos muros:** Analisar a durabilidade dos muros de flexão, considerando fatores como corrosão das armaduras, infiltração de água e outros processos de deterioração, além de desenvolver recomendações para manutenção e monitoramento.

**Aplicação de Inteligência Artificial na otimização estrutural:** Explorar o uso de algoritmos de inteligência artificial, como redes neurais ou algoritmos genéticos, para otimizar o dimensionamento de muros de flexão, com foco em reduzir o consumo de materiais e aumentar a segurança estrutural de forma eficiente e sustentável.

## REFERÊNCIAS

- ALKMIM, F. F.; MARSHAK, S. Transamazonian Orogeny in the Southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. **Precambrian Research**, v. 90, n. 1-2, p. 29-58, 1998.
- ARDIACA, Dusko Hadzijanev. **Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures**. Barcelona: MOST Enginyers, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- BARROS, L. A. M. **Estabilidade de obras de contenção em solo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- BARROS, L. A. M. **Projeto de muros de arrimo: guia prático de dimensionamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- BARROS, L. A. M. **Engenharia geotécnica aplicada a contenções**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.
- BARROS, L. A. M. **Estabilidade de estruturas de contenção**. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.
- BELL, F. G. **Engineering properties of soils and rocks**. 2. ed. London: Butterworths, 1985.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. New York: McGraw-Hill, 1997.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. **Manual de contenção e estabilização de encostas**. Brasília: DNIT, 2010. Disponível em: <https://www.dnit.gov.br>. Acesso em: 19 mar. 2025.

- CEDERGREN, H. R. **Seepage, drainage, and flow nets**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1997.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Edgard Blücher, 2011.
- CUNHA, R. P. **Muros de arrimo em solos naturais e compactados**. São Paulo: IPT, 1991.
- DE BEER, E. **Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand**. Ghent: State University of Ghent, 1967.
- DOMINGUES, J. S. **Estabilidade de taludes e obras de contenção**. Belo Horizonte: UFMG, 1997.
- DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; TAND, T. L. **Soil strength and slope stability**. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2014.
- FINE SOFTWARE. **Spencer**. Ajuda Online - GEO5. Praga: Fine Software, 2021. Disponível em: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/spencer-01/>. Acesso em: 11 abr. 2025.
- FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO (GEO-RIO). **Manual técnico de encostas**. Rio de Janeiro: Fundação Geo-Rio, 1999.
- FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO (GEO-RIO). **Manual técnico de obras de contenção**. Rio de Janeiro: Fundação Geo-Rio, 2014.
- GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, F. A. B.; SARAMAGO, R. P. **Muros de arrimo e cortinas atirantadas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de obras de contenção**. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ, 2008.
- MANCHARTTI, L. A. **Manual prático de fundações e contenções**. São Paulo: Pini, 2007.
- MARCHETTI, G. **Análise de estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

MOLITERNO, M. G. **Estabilidade de muros de contenção em concreto armado**. São Paulo: USP, 1980.

MOLITERNO, M. G. **Projeto de muros de arrimo: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1994.

ROCSCIENCE. **Slide2 - 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis**. Toronto: Rocscience Inc., 2021.

ROESER, H. M. P.; ROESER, P. A. O Quadrilátero Ferrífero - MG, Brasil: aspectos sobre sua história, seus recursos minerais e problemas ambientais relacionados. **Geonomos**, Belo Horizonte, v. 18, n. 1, p. 33-37, 2010.

SMITH, P. BIM & the 5D project cost manager. **Procedia - Social and Behavioral Sciences**, v. 119, p. 475-484, 2014.

SOUSA, D. H. S. **Obtenção de modelos probabilísticos para parâmetros geotécnicos: estudo de caso**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

VARGAS, M. **Compêndio de mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: McGraw-Hill do Brasil, 1972.

VESIC, A. S. **Analysis of ultimate loads of shallow foundations**. Durham: Duke University, 1975.

## ANEXO A – EXTRATOS DE DIMENSIONAMENTO

Muro de 2,0m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                           |                           | EMPUXOS                                 | Analítico                             |                            | Coulomb                             | Rankine                    |                 |                            |
|---|---------------------------|---|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|
|   |                           |   | Coulomb                               | Rankine                    |                                     |                            |                 |                            |
| $H_M$ - Altura Muro                           | 2,00                      |   |                                       |                            |                                     |                            |                 |                            |
| $H_S$ - Espessura da sapata                   | 0,20                      | Coef. empuxo ativo ( $K_a$ )            | 0,30                                  | 0,33                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| H - Altura Total                              | 2,20                      | $E_a$ , sobrecarga ( $E_a, q$ )         | 13,08                                 | 14,67                      | -                                   | -                          |                 |                            |
| $B_T$ - Base da sapata                        | 1,40                      | $E_a, q$ - coordenada Y                 | 1,10                                  | 1,10                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| $B_M$ - Base do muro                          | 0,20                      | $E_a, q$ - coordenada X                 | 0,40                                  | 0,40                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| $B_P$ - Base da ponta                         | 0,20                      | $E_a$ , solo ( $E_a, solo$ )            | 13,31                                 | 14,92                      | -                                   | -                          |                 |                            |
| $T_M$ - Topo do muro                          | 0,20                      | $E_a$ , solo - coordenada Y             | 0,73                                  | 0,73                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                  |                           | $E_a$ , solo - coordenada X             | 0,40                                  | 0,40                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| $\phi' ^\circ$ - Aterro                       | 30,0                      | Empuxo resultante ( $E_a$ )             | 26,39                                 | 29,59                      | 13,28                               | 14,92                      |                 |                            |
| c' em kPa - Aterro                            | 0,0                       | $E_a$ - coordenada Y                    | 0,92                                  | 0,92                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| $\gamma$ em kN/m <sup>3</sup> - Aterro        | 18,5                      | $E_a$ - coordenada X                    | 0,40                                  | 0,40                       | -                                   | -                          |                 |                            |
| $\delta ^\circ$ - Coulomb                     | 20,0                      | $E_a$ , vertical - $E_{av}$             | 9,03                                  | 0                          | 6,29                                | -                          |                 |                            |
| $\phi_f ^\circ$ - Fundação                    | 30,0                      | $E_a$ , horizontal - $E_{ah}$           | 24,80                                 | 29,59                      | 11,69                               | -                          |                 |                            |
| c' em kPa - Fundação                          | 10,0                      | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                                       |                            |                                     |                            |                 |                            |
| $\gamma$ em kN/m <sup>3</sup> - Fundação      | 18,5                      | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b>                | <b>Braço (m)</b>           | <b>Momento (kNm)</b>                |                            |                 |                            |
| $\gamma_w$ em kN/m <sup>3</sup>               | 10,0                      | 1                                       | 7,00                                  | 0,70                       | 4,90                                |                            |                 |                            |
| $\gamma_c$ em kN/m <sup>3</sup> - Concreto    | 25,0                      | 2                                       | 0,00                                  | 0,20                       | 0,00                                |                            |                 |                            |
| Coef. atrito solo-muro ( $\mu$ )              | 0,6                       | 3                                       | 10,00                                 | 0,30                       | 3,00                                |                            |                 |                            |
| Coesão solo-muro                              | 3,3                       | 4                                       | 37,00                                 | 0,90                       | 33,30                               |                            |                 |                            |
| $F_{ck}$ do concreto em Mpa                   | 30,0                      | 5                                       | 20,00                                 | 0,90                       | 18,00                               |                            |                 |                            |
| Ângulo muro ( $\alpha ^\circ$ )               | 90,0                      | <b>Total</b>                            | <b><math>\Sigma</math> Força peso</b> |                            | <b><math>\Sigma</math> Momentos</b> |                            |                 |                            |
| talude de topo ( $\beta ^\circ$ )             | 0,0                       |   |                                       |                            |                                     |                            |                 |                            |
| Sobrecarga em kN/m <sup>2</sup>               | 20,0                      | <b>Analítico</b>                        | 74,00                                 |                            | 59,20                               |                            |                 |                            |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                           | <b>Analítico</b>          |   | <b>GEO 5</b>                          |                            |                                     |                            |                 |                            |
|   |                           | <b>Coulomb</b>                          | <b>Rankine</b>                        | <b>Coulomb</b>             | <b>Rankine</b>                      |                            |                 |                            |
|   | $\Sigma FH$ solicitantes: | 24,80                                   | 29,59                                 | 23,10                      | 28,00                               |                            |                 |                            |
|   | $\Sigma FH$ resistentes:  | 50,33                                   | 45,37                                 | 51,95                      | 43,75                               |                            |                 |                            |
| FS:   | 2,03                      | 1,53                                    | 2,25                                  | 1,56                       |                                     |                            |                 |                            |
| <b>TOMBAMENTO</b>                             | <b>Analítico</b>          |   | <b>GEO 5</b>                          |                            |                                     |                            |                 |                            |
|   |                           | <b>Coulomb</b>                          | <b>Rankine</b>                        | <b>Coulomb</b>             | <b>Rankine</b>                      |                            |                 |                            |
|   | $\Sigma Ms$ :             | 22,69                                   | 27,08                                 | 20,93                      | 25,33                               |                            |                 |                            |
|   | $\Sigma Mr$ :             | 62,81                                   | 59,20                                 | 76,89                      | 59,20                               |                            |                 |                            |
| FS:   | 2,77                      | 2,19                                    | 3,67                                  | 2,34                       |                                     |                            |                 |                            |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                               | <b>Analítico</b>          |   | <b>GEO 5</b>                          |                            |                                     |                            |                 |                            |
|   |                           | <b>Coulomb</b>                          | <b>Rankine</b>                        | <b>Coulomb</b>             | <b>Rankine</b>                      |                            |                 |                            |
|   | d                         | 0,48                                    | 0,43                                  | -                          | -                                   |                            |                 |                            |
|   | e                         | 0,22                                    | 0,27                                  | 0,04                       | 0,17                                |                            |                 |                            |
|   | B/6                       | 0,23                                    | 0,23                                  | 0,23                       | 0,23                                |                            |                 |                            |
|   | $\sigma_1$ :              | 114,42                                  | 113,65                                | 76,22                      | 107,78                              |                            |                 |                            |
| $\sigma_{lim}$ :                              | 189,90                    | 183,12                                  | 189,90                                | 183,12                     |                                     |                            |                 |                            |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b> |                           |   |                                       |                            |                                     |                            |                 |                            |
| <b>Parte</b>                                  | <b>Analítico</b>          |   |                                       |                            | <b>GEO 5</b>                        |                            |                 |                            |
|   | <b>Coulomb</b>            |   | <b>Rankine</b>                        |                            | <b>Coulomb</b>                      |                            | <b>Rankine</b>  |                            |
|   | <b>Md (kNm)</b>           | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>              | <b>Md (kNm)</b>                       | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b>                     | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro  | 25,29                     | 3,62                                    | 30,18                                 | 4,34                       | 17,85                               | 2,53                       | 20,89           | 2,98                       |
| Ponta   | 2,91                      | 3,00                                    | 2,88                                  | 3,00                       | 1,40                                | 2,48                       | 1,95            | 2,48                       |
| Talão   | 24,33                     | 3,48                                    | 28,44                                 | 4,09                       | 16,45                               | 2,48                       | 18,94           | 2,69                       |

## Muro de 2,5m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                            |                  | EMPUXOS                                 |                        | Analítico                  |                      | GEO 5                      |                 |                            |
|--|------------------|---|------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|
|  |                  |   |                        | Coulomb                    | Rankine              | Coulomb                    | Rankine         |                            |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                   | 2,50             |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata           | 0,30             | Coef. empuxo ativo (Ka)                 |                        | 0,30                       | 0,33                 | -                          | -               |                            |
| H - Altura Total                               | 2,80             | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   |                        | 16,65                      | 18,67                | -                          | -               |                            |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata                | 1,70             | Ea, q - coordenada Y                    |                        | 1,40                       | 1,40                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                  | 0,25             | Ea, q - coordenada X                    |                        | 0,45                       | 0,45                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                 | 0,20             | Ea, solo (Ea,solo)                      |                        | 21,56                      | 24,17                | -                          | -               |                            |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                  | 0,20             | Ea, solo - coordenada Y                 |                        | 0,93                       | 0,93                 | -                          | -               |                            |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                   |                  | Ea, solo - coordenada X                 |                        | 0,45                       | 0,45                 | -                          | 24,17           |                            |
| φ' ° - Aterro                                  | 30,0             | Empuxo resultante (Ea)                  |                        | 38,21                      | 42,84                | 21,50                      | -               |                            |
| c' em kPa - Aterro                             | 0,0              | Ea - coordenada Y                       |                        | 1,14                       | 1,14                 | -                          | -               |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Aterro                | 18,5             | Ea - coordenada X                       |                        | 0,45                       | 0,45                 | -                          | -               |                            |
| δ ° - Coulomb                                  | 20,0             | Ea, vertical - Eav                      |                        | 13,07                      | -                    | 10,09                      | -               |                            |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                    | 30,0             | Ea, horizontal - Eah                    |                        | 35,91                      | 42,84                | 18,99                      | -               |                            |
| c' em kPa - Fundação                           | 10,0             | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Fundação              | 18,5             | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b> | <b>Braço (m)</b>           | <b>Momento (kNm)</b> |                            |                 |                            |
| γ <sub>w</sub> em kN/m <sup>3</sup>            | 10,0             | 1                                       | 12,75                  | 0,85                       | 10,84                |                            |                 |                            |
| γ <sub>c</sub> em kN/m <sup>3</sup> - Concreto | 25,0             | 2                                       | 1,56                   | 0,23                       | 0,36                 |                            |                 |                            |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                     | 0,6              | 3                                       | 12,50                  | 0,35                       | 4,38                 |                            |                 |                            |
| Coesão solo-muro                               | 3,3              | 4                                       | 57,81                  | 1,08                       | 62,15                |                            |                 |                            |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa             | 30,0             | 5                                       | 25,00                  | 1,08                       | 26,88                |                            |                 |                            |
| Ângulo muro (α °)                              | 90,0             | <b>Total</b>                            |                        | <b>Σ Força peso</b>        |                      | <b>Σ Momentos</b>          |                 |                            |
| talude de topo (β°)                            | 0,0              |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| Sobrecarga em kN/m <sup>2</sup>                | 20,0             | <b>Analítico</b>                        | 109,63                 |                            | 104,60               |                            |                 |                            |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                            | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| ΣFH solicitantes:                              | 35,91            | 42,84                                   | 33,53                  |                            | 40,82                |                            |                 |                            |
| ΣFH resistentes:                               | 73,15            | 65,96                                   | 75,36                  |                            | 63,86                |                            |                 |                            |
| FS:  | 2,04             | 1,54                                    | 2,25                   |                            | 1,56                 |                            |                 |                            |
| <b>TOMBAMENTO</b>                              | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| ΣMs:   | 40,81            | 48,70                                   | 37,66                  |                            | 45,86                |                            |                 |                            |
| ΣMr:   | 110,48           | 104,60                                  | 135,41                 |                            | 104,60               |                            |                 |                            |
| FS:  | 2,71             | 2,15                                    | 3,60                   |                            | 2,28                 |                            |                 |                            |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                                | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| d  | 0,57             | 0,51                                    | -                      |                            | -                    |                            |                 |                            |
| e  | 0,28             | 0,34                                    | 0,05                   |                            | 0,19                 |                            |                 |                            |
| B/6  | 0,28             | 0,28                                    | 0,28                   |                            | 0,28                 |                            |                 |                            |
| σ1:  | 144,05           | 143,31                                  | 95,65                  |                            | 136,39               |                            |                 |                            |
| σlim:  | 212,94           | 204,95                                  | 212,94                 |                            | 204,95               |                            |                 |                            |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b>  |                  |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| <b>Parte</b>                                   | <b>Analítico</b> |   |                        |                            | <b>GEO 5</b>         |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   |   | <b>Rankine</b>         |                            | <b>Coulomb</b>       |                            | <b>Rankine</b>  |                            |
|  | <b>Md (kNm)</b>  | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>              | <b>Md (kNm)</b>        | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b>      | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro   | 43,29            | 4,76                                    | 51,65                  | 5,71                       | 32,29                | 3,61                       | 38,15           | 4,28                       |
| Ponta  | 3,61             | 4,50                                    | 3,58                   | 4,50                       | 1,77                 | 3,90                       | 2,46            | 3,90                       |
| Talão  | 42,05            | 4,50                                    | 53,14                  | 4,71                       | 30,53                | 3,90                       | 35,69           | 3,90                       |

## Muro de 3,0m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                            |                  | EMPUXOS                                 |                        | Analítico                  |                      | GEO 5                      |                 |                            |
|--|------------------|---|------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|
|  |                  |   |                        | Coulomb                    | Rankine              | Coulomb                    | Rankine         |                            |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                   | 3,00             |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata           | 0,30             | Coef. empuxo ativo (Ka)                 |                        | 0,30                       | 0,33                 | -                          | -               |                            |
| H - Altura Total                               | 3,30             | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   |                        | 19,62                      | 22,00                | -                          | -               |                            |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata                | 2,00             | Ea, q - coordenada Y                    |                        | 1,65                       | 1,65                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                  | 0,30             | Ea, q - coordenada X                    |                        | 0,60                       | 0,60                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                 | 0,30             | Ea, solo (Ea,solo)                      |                        | 29,95                      | 33,58                | -                          | -               |                            |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                  | 0,20             | Ea, solo - coordenada Y                 |                        | 1,10                       | 1,10                 | -                          | -               |                            |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                   |                  | Ea, solo - coordenada X                 |                        | 0,60                       | 0,60                 | -                          | -               |                            |
| φ' ° - Aterro                                  | 30,0             | Empuxo resultante (Ea)                  |                        | 49,57                      | 55,58                | 29,87                      | 33,58           |                            |
| c' em kPa - Aterro                             | 0,0              | Ea - coordenada Y                       |                        | 1,32                       | 1,32                 | -                          | -               |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Aterro                | 18,5             | Ea - coordenada X                       |                        | 0,60                       | 0,60                 | -                          | -               |                            |
| δ ° - Coulomb                                  | 20,0             | Ea, vertical - Eav                      |                        | 16,95                      | 0                    | 14,15                      | -               |                            |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                    | 30,0             | Ea, horizontal - Eah                    |                        | 46,58                      | 55,58                | 26,31                      | -               |                            |
| c' em kPa - Fundação                           | 10,0             | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Fundação              | 18,5             | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b> | <b>Braço (m)</b>           | <b>Momento (kNm)</b> |                            |                 |                            |
| γ <sub>w</sub> em kN/m <sup>3</sup>            | 10,0             | 1                                       | 15,00                  | 1,00                       | 15,00                |                            |                 |                            |
| γ <sub>c</sub> em kN/m <sup>3</sup> - Concreto | 25,0             | 2                                       | 3,75                   | 0,37                       | 1,38                 |                            |                 |                            |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                     | 0,6              | 3                                       | 15,00                  | 0,50                       | 7,50                 |                            |                 |                            |
| Coessão solo-muro                              | 3,3              | 4                                       | 77,70                  | 1,30                       | 101,01               |                            |                 |                            |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa             | 30,0             | 5                                       | 28,00                  | 1,30                       | 36,40                |                            |                 |                            |
| Ângulo muro (α °)                              | 90,0             | <b>Total</b>                            | <b>∑ Força peso</b>    |                            |                      | <b>∑ Momentos</b>          |                 |                            |
| talude de topo (β°)                            | 0,0              | <b>Analítico</b>                        | 139,45                 |                            |                      | 161,29                     |                 |                            |
| Sobrecarga em kN/m <sup>2</sup>                | 20,0             |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                            | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| ∑FH solicitantes:                              | 46,58            | 55,58                                   | 43,43                  |                            | 53,19                |                            |                 |                            |
| ∑FH resistentes:                               | 92,69            | 83,36                                   | 95,92                  |                            | 81,09                |                            |                 |                            |
| FS:  | 1,99             | 1,50                                    | 2,21                   |                            | 1,52                 |                            |                 |                            |
| <b>TOMBAMENTO</b>                              | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| ∑Ms:   | 61,38            | 73,24                                   | 56,62                  |                            | 69,30                |                            |                 |                            |
| ∑Mr:   | 171,46           | 161,29                                  | 208,63                 |                            | 161,29               |                            |                 |                            |
| FS:  | 2,79             | 2,20                                    | 3,68                   |                            | 2,33                 |                            |                 |                            |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                                | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                            | <b>Rankine</b>       |                            |                 |                            |
| d  | 0,70             | 0,63                                    | -                      |                            | -                    |                            |                 |                            |
| e  | 0,30             | 0,37                                    | 0,03                   |                            | 0,17                 |                            |                 |                            |
| B/6  | 0,33             | 0,33                                    | 0,33                   |                            | 0,33                 |                            |                 |                            |
| σ1:  | 147,70           | 147,24                                  | 98,23                  |                            | 140,94               |                            |                 |                            |
| σlim:  | 231,72           | 221,73                                  | 231,72                 |                            | 221,73               |                            |                 |                            |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b>  |                  |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| <b>Parte</b>                                   | <b>Analítico</b> |   |                        |                            | <b>GEO 5</b>         |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   |   | <b>Rankine</b>         |                            | <b>Coulomb</b>       |                            | <b>Rankine</b>  |                            |
|  | <b>Md (kNm)</b>  | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>              | <b>Md (kNm)</b>        | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b>      | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro   | 67,76            | 6,05                                    | 80,85                  | 7,25                       | 47,27                | 4,27                       | 55,90           | 5,06                       |
| Ponta  | 8,37             | 4,50                                    | 8,31                   | 4,50                       | 4,01                 | 3,90                       | 5,68            | 3,90                       |
| Talão  | 66,59            | 5,94                                    | 74,56                  | 6,67                       | 43,26                | 3,90                       | 50,22           | 4,54                       |

## Muro de 3,5m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                            |                  | EMPUXOS                                 |                        | Analítico                  |                      | GEO 5                      |                 |                            |
|--|------------------|---|------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|
|  |                  |   |                        | Coulomb                    | Rankine              | Coulomb                    | Rankine         |                            |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                   | 3,50             |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata           | 0,35             | Coef. empuxo ativo (Ka)                 |                        | 0,30                       | 0,33                 | -                          | -               |                            |
| H - Altura Total                               | 3,85             | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   |                        | 22,89                      | 25,67                | -                          | -               |                            |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata                | 2,25             | Ea, q - coordenada Y                    |                        | 1,93                       | 1,93                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                  | 0,35             | Ea, q - coordenada X                    |                        | 0,65                       | 0,65                 | -                          | -               |                            |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                 | 0,30             | Ea, solo (Ea,solo)                      |                        | 40,76                      | 45,70                | -                          | -               |                            |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                  | 0,25             | Ea, solo - coordenada Y                 |                        | 1,28                       | 1,28                 | -                          | -               |                            |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                   |                  | Ea, solo - coordenada X                 |                        | 0,65                       | 0,65                 | -                          | -               |                            |
| φ' ° - Aterro                                  | 30,0             | Empuxo resultante (Ea)                  |                        | 63,66                      | 71,37                | 40,66                      | 45,70           |                            |
| c' em kPa - Aterro                             | 0,0              | Ea - coordenada Y                       |                        | 1,51                       | 1,51                 | -                          | -               |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Aterro                | 18,5             | Ea - coordenada X                       |                        | 0,65                       | 0,65                 | -                          | -               |                            |
| δ ° - Coulomb                                  | 20,0             | Ea, vertical - Eav                      |                        | 21,77                      | 0                    | 19,26                      | -               |                            |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                    | 30,0             | Ea, horizontal - Eah                    |                        | 59,82                      | 71,37                | 35,81                      | -               |                            |
| c' em kPa - Fundação                           | 10,0             | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| γ em kN/m <sup>3</sup> - Fundação              | 18,5             | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b> | <b>Braço (m)</b>           | <b>Momento (kNm)</b> |                            |                 |                            |
| γ <sub>w</sub> em kN/m <sup>3</sup>            | 10,0             | 1                                       | 19,69                  | 1,13                       | 22,15                |                            |                 |                            |
| γ <sub>c</sub> em kN/m <sup>3</sup> - Concreto | 25,0             | 2                                       | 4,38                   | 0,37                       | 1,60                 |                            |                 |                            |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                     | 0,6              | 3                                       | 21,88                  | 0,53                       | 11,48                |                            |                 |                            |
| Coesão solo-muro                               | 3,3              | 4                                       | 103,60                 | 1,45                       | 150,22               |                            |                 |                            |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa             | 30,0             | 5                                       | 32,00                  | 1,45                       | 46,40                |                            |                 |                            |
| Ângulo muro (α °)                              | 90,0             | <b>Total</b>                            | <b>Σ Força peso</b>    |                            | <b>Σ Momentos</b>    |                            |                 |                            |
| talude de topo (β°)                            | 0,0              | <b>Analítico</b>                        | 181,54                 |                            | 231,86               |                            |                 |                            |
| Sobrecarga em kN/m <sup>2</sup>                | 20,0             |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                            | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>             |                      |                            |                 |                            |
| ΣFH solicitantes:                              | 59,82            | 71,37                                   | 55,78                  | 68,59                      |                      |                            |                 |                            |
| ΣFH resistentes:                               | 119,32           | 107,35                                  | 123,36                 | 104,58                     |                      |                            |                 |                            |
| FS:  | 1,99             | 1,50                                    | 2,21                   | 1,52                       |                      |                            |                 |                            |
| <b>TOMBAMENTO</b>                              | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>             |                      |                            |                 |                            |
| ΣMs:   | 90,57            | 108,06                                  | 83,55                  | 102,70                     |                      |                            |                 |                            |
| ΣMr:   | 246,01           | 231,86                                  | 300,19                 | 231,86                     |                      |                            |                 |                            |
| FS:  | 2,72             | 2,15                                    | 3,59                   | 2,26                       |                      |                            |                 |                            |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                                | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                            |                      |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>             |                      |                            |                 |                            |
| d  | 0,76             | 0,68                                    | -                      | -                          |                      |                            |                 |                            |
| e  | 0,36             | 0,44                                    | 0,05                   | 0,18                       |                      |                            |                 |                            |
| B/6  | 0,38             | 0,38                                    | 0,38                   | 0,38                       |                      |                            |                 |                            |
| σ1:  | 177,22           | 177,47                                  | 119,96                 | 170,11                     |                      |                            |                 |                            |
| σlim:  | 245,79           | 234,38                                  | 245,79                 | 234,38                     |                      |                            |                 |                            |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b>  |                  |   |                        |                            |                      |                            |                 |                            |
| <b>Parte</b>                                   | <b>Analítico</b> |   |                        |                            | <b>GEO 5</b>         |                            |                 |                            |
|  | <b>Coulomb</b>   |   | <b>Rankine</b>         |                            | <b>Coulomb</b>       |                            | <b>Rankine</b>  |                            |
|  | <b>Md (kNm)</b>  | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>              | <b>Md (kNm)</b>        | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b>      | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm<sup>2</sup>)</b> |
| Muro   | 99,62            | 7,49                                    | 118,86                 | 8,98                       | 69,98                | 5,21                       | 83,14           | 6,22                       |
| Ponta  | 10,03            | 5,25                                    | 9,99                   | 5,25                       | 4,90                 | 4,73                       | 6,90            | 4,73                       |
| Talão  | 92,28            | 6,92                                    | 112,51                 | 8,49                       | 65,08                | 4,84                       | 76,24           | 5,69                       |

## Muro de 4,0m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                           |           | EMPUXOS                                 | Analítico       |           | GEO 5         |          |          |          |
|---|-----------|---|-----------------|-----------|---------------|----------|----------|----------|
|   |           |   | Coulomb         | Rankine   | Coulomb       | Rankine  |          |          |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                  | 4,00      |   |                 |           |               |          |          |          |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata          | 0,40      | Coef. empuxo ativo (Ka)                 | 0,30            | 0,33      | -             | -        |          |          |
| H - Altura Total                              | 4,40      | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   | 26,16           | 29,33     | -             | -        |          |          |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata               | 2,65      | Ea, q - coordenada Y                    | 2,20            | 2,20      | -             | -        |          |          |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                 | 0,40      | Ea, q - coordenada X                    | 0,85            | 0,85      | -             | -        |          |          |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                | 0,45      | Ea, solo (Ea,solo)                      | 53,24           | 59,69     | -             | -        |          |          |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                 | 0,25      | Ea, solo - coordenada Y                 | 1,47            | 1,47      | -             | -        |          |          |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                  |           | Ea, solo - coordenada X                 | 0,85            | 0,85      | -             | -        |          |          |
| φ° - Aterro                                   | 30,0      | Empuxo resultante (Ea)                  | 79,41           | 89,03     | 53,10         | 59,69    |          |          |
| c' em kPa - Aterro                            | 0,0       | Ea - coordenada Y                       | 1,71            | 1,71      | -             | -        |          |          |
| γ em kN/m³ - Aterro                           | 18,5      | Ea - coordenada X                       | 0,85            | 0,85      | -             | -        |          |          |
| δ° - Coulomb                                  | 20,0      | Ea, vertical - Eav                      | 27,16           | 0         | 25,15         | -        |          |          |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                   | 30,0      | Ea, horizontal - Eah                    | 74,62           | 89,03     | 46,77         | -        |          |          |
| c' em kPa - Fundação                          | 10,0      | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                 |           |               |          |          |          |
| γ em kN/m³ - Fundação                         | 18,5      | Parte                                   | Força Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |          |          |          |
| γ <sub>w</sub> em kN/m³                       | 10,0      | 1                                       | 26,50           | 1,33      | 35,11         |          |          |          |
| γ <sub>c</sub> em kN/m³ - Concreto            | 25,0      | 2                                       | 7,50            | 0,55      | 4,13          |          |          |          |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                    | 0,6       | 3                                       | 25,00           | 0,73      | 18,13         |          |          |          |
| Coesão solo-muro                              | 3,3       | 4                                       | 133,20          | 1,75      | 233,10        |          |          |          |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa            | 30,0      | 5                                       | 36,00           | 1,75      | 63,00         |          |          |          |
| Ângulo muro (α°)                              | 90,0      | Total                                   | Σ Força peso    |           | Σ Momentos    |          |          |          |
| talude de topo (β°)                           | 0,0       | Analítico                               | 228,20          |           | 353,46        |          |          |          |
| Sobrecarga em kN/m²                           | 20,0      |   |                 |           |               |          |          |          |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                           | Analítico |   | GEO 5           |           |               |          |          |          |
|   | Coulomb   | Rankine                                 | Coulomb         | Rankine   |               |          |          |          |
| ΣFH solicitantes:                             | 74,62     | 89,03                                   | 69,60           | 85,85     |               |          |          |          |
| ΣFH resistentes:                              | 149,28    | 134,34                                  | 154,67          | 131,52    |               |          |          |          |
| FS:   | 2,00      | 1,51                                    | 2,22            | 1,53      |               |          |          |          |
| <b>TOMBAMENTO</b>                             | Analítico |   | GEO 5           |           |               |          |          |          |
|   | Coulomb   | Rankine                                 | Coulomb         | Rankine   |               |          |          |          |
| ΣMs:  | 127,47    | 152,08                                  | 117,59          | 145,08    |               |          |          |          |
| ΣMr:  | 376,55    | 353,46                                  | 453,23          | 353,00    |               |          |          |          |
| FS:   | 2,95      | 2,32                                    | 3,85            | 2,43      |               |          |          |          |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                               | Analítico |   | GEO 5           |           |               |          |          |          |
|   | Coulomb   | Rankine                                 | Coulomb         | Rankine   |               |          |          |          |
| d   | 0,98      | 0,88                                    | -               | -         |               |          |          |          |
| e   | 0,35      | 0,44                                    | 0,02            | 0,16      |               |          |          |          |
| B/6   | 0,44      | 0,44                                    | 0,44            | 0,44      |               |          |          |          |
| σ <sub>1</sub> :                              | 172,64    | 172,40                                  | 114,53          | 166,64    |               |          |          |          |
| σ <sub>lim</sub> :                            | 280,59    | 267,75                                  | 280,59          | 267,75    |               |          |          |          |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b> |           |   |                 |           |               |          |          |          |
| Parte   | Analítico |   |                 |           | GEO 5         |          |          |          |
|   | Coulomb   |   | Rankine         |           | Coulomb       |          | Rankine  |          |
|   | Md (kNm)  | AS (cm²)                                | Md (kNm)        | AS (cm²)  | Md (kNm)      | AS (cm²) | Md (kNm) | AS (cm²) |
| Muro  | 139,77    | 9,08                                    | 166,76          | 10,90     | 96,84         | 6,26     | 118,77   | 8,86     |
| Ponta   | 21,83     | 6,00                                    | 21,79           | 6,00      | 10,42         | 5,48     | 14,85    | 5,48     |
| Talão   | 147,22    | 9,58                                    | 147,64          | 9,60      | 86,42         | 5,55     | 103,91   | 7,46     |

## Muro de 4,5m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                           |                  | EMPUXOS                                 | Analítico              |                  | GEO 5                |                 |                 |                 |
|---|------------------|---|------------------------|------------------|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|   |                  |   | Coulomb                | Rankine          | Coulomb              | Rankine         |                 |                 |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                  | 4,50             |   |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata          | 0,45             | Coef. empuxo ativo (Ka)                 | 0,30                   | 0,33             | -                    | -               |                 |                 |
| H - Altura Total                              | 4,95             | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   | 29,43                  | 33,00            | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata               | 2,95             | Ea, q - coordenada Y                    | 2,48                   | 2,48             | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                 | 0,45             | Ea, q - coordenada X                    | 0,95                   | 0,95             | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                | 0,50             | Ea, solo (Ea,solo)                      | 67,39                  | 75,55            | -                    | -               |                 |                 |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                 | 0,30             | Ea, solo - coordenada Y                 | 1,65                   | 1,65             | -                    | -               |                 |                 |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                  |                  | Ea, solo - coordenada X                 | 0,95                   | 0,95             | -                    | -               |                 |                 |
| φ° - Aterro                                   | 30,0             | Empuxo resultante (Ea)                  | 96,82                  | 108,55           | 67,21                | 75,55           |                 |                 |
| c' em kPa - Aterro                            | 0,0              | Ea - coordenada Y                       | 1,90                   | 1,90             | -                    | -               |                 |                 |
| γ em kN/m³ - Aterro                           | 18,5             | Ea - coordenada X                       | 0,95                   | 0,95             | -                    | -               |                 |                 |
| δ° - Coulomb                                  | 20,0             | Ea, vertical - Eav                      | 33,11                  | 0                | 31,83                | 0,00            |                 |                 |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                   | 30,0             | Ea, horizontal - Eah                    | 90,98                  | 108,55           | 59,20                | 75,55           |                 |                 |
| c' em kPa - Fundação                          | 10,0             | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| γ em kN/m³ - Fundação                         | 18,5             | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b> | <b>Braço (m)</b> | <b>Momento (kNm)</b> |                 |                 |                 |
| γ <sub>w</sub> em kN/m³                       | 10,0             | 1                                       | 33,19                  | 1,48             | 48,95                |                 |                 |                 |
| γ <sub>c</sub> em kN/m³ - Concreto            | 25,0             | 2                                       | 8,44                   | 0,60             | 5,06                 |                 |                 |                 |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                    | 0,6              | 3                                       | 33,75                  | 0,80             | 27,00                |                 |                 |                 |
| Coesão solo-muro                              | 3,3              | 4                                       | 166,50                 | 1,95             | 324,68               |                 |                 |                 |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa            | 30,0             | 5                                       | 40,00                  | 1,95             | 78,00                |                 |                 |                 |
| Ângulo muro (α°)                              | 90,0             | <b>Total</b>                            | <b>∑ Força peso</b>    |                  | <b>∑ Momentos</b>    |                 |                 |                 |
| talude de topo (β°)                           | 0,0              | <b>Analítico</b>                        | 281,88                 |                  | 483,69               |                 |                 |                 |
| Sobrecarga em kN/m²                           | 20,0             |   |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                           | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>   |                      |                 |                 |                 |
| ∑FH solicitantes:                             | 90,98            | 108,55                                  | 84,87                  | 104,97           |                      |                 |                 |                 |
| ∑FH resistentes:                              | 183,08           | 164,86                                  | 189,74                 | 161,79           |                      |                 |                 |                 |
| FS:   | 2,01             | 1,52                                    | 2,24                   | 1,54             |                      |                 |                 |                 |
| <b>TOMBAMENTO</b>                             | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>   |                      |                 |                 |                 |
| ∑Ms:  | 172,94           | 206,33                                  | 159,54                 | 197,47           |                      |                 |                 |                 |
| ∑Mr:  | 515,15           | 483,69                                  | 619,74                 | 483,69           |                      |                 |                 |                 |
| FS:   | 2,98             | 2,34                                    | 3,88                   | 2,45             |                      |                 |                 |                 |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                               | <b>Analítico</b> |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>   | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         | <b>Rankine</b>   |                      |                 |                 |                 |
| d   | 1,09             | 0,98                                    | -                      | -                |                      |                 |                 |                 |
| e   | 0,39             | 0,49                                    | 0,02                   | 0,16             |                      |                 |                 |                 |
| B/6   | 0,49             | 0,49                                    | 0,49                   | 0,49             |                      |                 |                 |                 |
| σ <sub>1</sub> :                              | 191,16           | 190,98                                  | 127,45                 | 184,87           |                      |                 |                 |                 |
| olim:   | 301,60           | 287,45                                  | 301,60                 | 287,45           |                      |                 |                 |                 |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b> |                  |   |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| <b>Parte</b>                                  | <b>Analítico</b> |   |                        |                  | <b>GEO 5</b>         |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>   |   | <b>Rankine</b>         |                  | <b>Coulomb</b>       |                 | <b>Rankine</b>  |                 |
|   | <b>Md (kNm)</b>  | <b>AS (cm²)</b>                         | <b>Md (kNm)</b>        | <b>AS (cm²)</b>  | <b>Md (kNm)</b>      | <b>AS (cm²)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm²)</b> |
| Muro  | 189,10           | 10,82                                   | 225,62                 | 12,99            | 130,99               | 7,42            | 156,24          | 8,89            |
| Ponta   | 29,79            | 6,75                                    | 29,76                  | 6,75             | 14,29                | 6,23            | 20,44           | 6,23            |
| Talão   | 199,64           | 11,44                                   | 199,76                 | 11,45            | 116,7                | 6,59            | 135,80          | 7,70            |

## Muro de 5,0m

| PRÉ DIMENSIONAMENTO                           |                   | EMPUXOS                                 | Analítico              |                  | GEO 5                |                 |                 |                 |
|---|-------------------|---|------------------------|------------------|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|   |                   |   | Coulomb                | Rankine          | Coulomb              | Rankine         |                 |                 |
| H <sub>M</sub> - Altura Muro                  | 5,00              |   |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| H <sub>S</sub> - Espessura da sapata          | 0,50              | Coef. empuxo ativo (Ka)                 | 0,30                   | 0,33             | -                    | -               |                 |                 |
| H - Altura Total                              | 5,50              | Ea, sobrecarga (Ea,q)                   | 32,70                  | 36,67            | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>T</sub> - Base da sapata               | 3,25              | Ea, q - coordenada Y                    | 2,75                   | 2,75             | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>M</sub> - Base do muro                 | 0,50              | Ea, q - coordenada X                    | 1,05                   | 1,05             | -                    | -               |                 |                 |
| B <sub>P</sub> - Base da ponta                | 0,55              | Ea, solo (Ea,solo)                      | 83,19                  | 93,27            | -                    | -               |                 |                 |
| T <sub>M</sub> - Topo do muro                 | 0,25              | Ea, solo - coordenada Y                 | 1,83                   | 1,83             | -                    | -               |                 |                 |
| <b>PARÂMETROS DE PROJETO</b>                  |                   | Ea, solo - coordenada X                 | 1,05                   | 1,05             | -                    | -               |                 |                 |
| φ° - Aterro                                   | 30,0              | Empuxo resultante (Ea)                  | 115,90                 | 129,94           | 82,98                | 93,27           |                 |                 |
| c' em kPa - Aterro                            | 0,0               | Ea - coordenada Y                       | 2,09                   | 2,09             | -                    | -               |                 |                 |
| γ em kN/m³ - Aterro                           | 18,5              | Ea - coordenada X                       | 1,05                   | 1,05             | -                    | -               |                 |                 |
| δ° - Coulomb                                  | 20,0              | Ea, vertical - Eav                      | 39,64                  | 0                | 39,30                | -               |                 |                 |
| φ <sub>r</sub> ° - Fundação                   | 30,0              | Ea, horizontal - Eah                    | 108,91                 | 129,94           | 73,08                | 93,27           |                 |                 |
| c' em kPa - Fundação                          | 10,0              | <b>MOMENTOS NO FULCRO DE TOMBAMENTO</b> |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| γ em kN/m³ - Fundação                         | 18,5              | <b>Parte</b>                            | <b>Força Peso (kN)</b> | <b>Braço (m)</b> | <b>Momento (kNm)</b> |                 |                 |                 |
| γ <sub>w</sub> em kN/m³                       | 10,0              | 1                                       | 40,63                  | 1,63             | 66,02                |                 |                 |                 |
| γ <sub>c</sub> em kN/m³ - Concreto            | 25,0              | 2                                       | 15,63                  | 0,72             | 11,20                |                 |                 |                 |
| Coef. atrito solo-muro (μ)                    | 0,6               | 3                                       | 31,25                  | 0,93             | 28,91                |                 |                 |                 |
| Coesão solo-muro                              | 3,3               | 4                                       | 203,50                 | 2,15             | 437,53               |                 |                 |                 |
| F <sub>ck</sub> do concreto em Mpa            | 30,0              | 5                                       | 44,00                  | 2,15             | 94,60                |                 |                 |                 |
| Ângulo muro (α°)                              | 90,0              | <b>Total</b>                            | <b>∑ Força peso</b>    |                  | <b>∑ Momentos</b>    |                 |                 |                 |
| talude de topo (β°)                           | 0,0               | <b>Analítico</b>                        | 335,00                 |                  | 638,24               |                 |                 |                 |
| Sobrecarga em kN/m²                           | 20,0              | <b>GEO 5</b>                            | 335,00                 |                  | 638,24               |                 |                 |                 |
| <b>DESLIZAMENTO</b>                           | <b>Analítico</b>  |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>    | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                  | <b>Rankine</b>       |                 |                 |                 |
|   | ∑FH solicitantes: | 108,91                                  | 129,94                 | 101,61           | 125,96               |                 |                 |                 |
|   | ∑FH resistentes:  | 216,88                                  | 195,08                 | 224,96           | 191,75               |                 |                 |                 |
| FS:   | 1,99              | 1,50                                    | 2,21                   |                  | 1,52                 |                 |                 |                 |
| <b>TOMBAMENTO</b>                             | <b>Analítico</b>  |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>    | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                  | <b>Rankine</b>       |                 |                 |                 |
|   | ∑Ms:              | 227,83                                  | 271,83                 | 210,19           | 260,89               |                 |                 |                 |
|   | ∑Mr:              | 679,87                                  | 638,24                 | 817,56           | 638,25               |                 |                 |                 |
| FS:   | 2,98              | 2,35                                    | 3,89                   |                  | 2,45                 |                 |                 |                 |
| <b>FUNDAÇÃO</b>                               | <b>Analítico</b>  |   | <b>GEO 5</b>           |                  |                      |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>    | <b>Rankine</b>                          | <b>Coulomb</b>         |                  | <b>Rankine</b>       |                 |                 |                 |
|   | d                 | 1,21                                    | 1,09                   | -                |                      | -               |                 |                 |
|   | e                 | 0,42                                    | 0,53                   | 0,02             |                      | 0,15            |                 |                 |
|   | B/6               | 0,54                                    | 0,54                   | 0,54             |                      | 0,54            |                 |                 |
|   | σ1:               | 204,32                                  | 204,17                 | 135,20           |                      | 197,95          |                 |                 |
| σlim:   | 323,87            | 308,29                                  | 323,87                 |                  | 308,29               |                 |                 |                 |
| <b>ARMADURA LONGITUDINAL - MOMENTO FLETOR</b> |                   |   |                        |                  |                      |                 |                 |                 |
| <b>Parte</b>                                  | <b>Analítico</b>  |   |                        |                  | <b>GEO 5</b>         |                 |                 |                 |
|   | <b>Coulomb</b>    |   | <b>Rankine</b>         |                  | <b>Coulomb</b>       |                 | <b>Rankine</b>  |                 |
|   | <b>Md (kNm)</b>   | <b>AS (cm²)</b>                         | <b>Md (kNm)</b>        | <b>AS (cm²)</b>  | <b>Md (kNm)</b>      | <b>AS (cm²)</b> | <b>Md (kNm)</b> | <b>AS (cm²)</b> |
| Muro  | 248,54            | 12,71                                   | 296,53                 | 15,26            | 171,76               | 8,69            | 205,47          | 10,45           |
| Ponta   | 38,42             | 7,50                                    | 38,39                  | 7,50             | 18,30                | 7,00            | 26,43           | 7,00            |
| Talão   | 267,30            | 13,70                                   | 267,42                 | 13,71            | 153,47               | 7,74            | 179,04          | 9,01            |

