



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Andressa Bueno Isoton

ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: Estudo de Caso de uma Contenção localizada na cidade
de Palmas - TO

Palmas –TO

2018

Andressa Bueno Isoton

ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: Estudo de Caso de uma Contenção localizada na cidade
de Palmas - TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M. Sc Edivaldo Alves dos Santos

Palmas – TO

2018

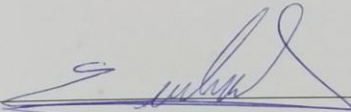
Andressa Bueno Isoton
ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: Estudo de Caso de uma Contenção localizada na cidade
de Palmas - To

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção título
de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M. Sc Edivaldo Alves dos Santos

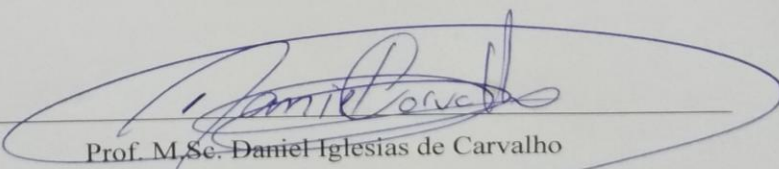
Aprovado em: 06 / 11 / 2018

BANCA EXAMINADORA



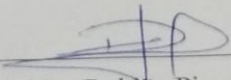
Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.Sc. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof.ª M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2018

Dedico esse trabalho de conclusão de Curso, primeiramente a Deus, pois sem ele eu não estaria aqui caminhando um passo de cada vez e chegando cada vez mais perto do meu tão sonhando diploma.

Segundamente dedico a minha família, meus pais e meu irmão por sempre estarem do meu lado, me apoiando nas minhas decisões, me auxiliando sempre em buscar novos desafios e por me ensinar a nunca desistir.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus professores que se dedicaram em todas aulas passando seu conhecimento para mim e aos meus colegas, tirando dúvidas, explicando da melhor forma para um total entendimento.

Agradeço ao meu orientador Edivaldo dos Santos, por me orientar com paciência e discernimento.

Agradeço ao meu namorado Joao Batista Silva Pettersen, pela paciência comigo, por sempre estar ao meu lado me motivando e me encorajando.

Agradeço aos meus amigos que me deram muito apoio emocional, para que fosse possível para a realização desse trabalho.

“Descobrir consiste em olhar para o que todo mundo está vendo e pensar uma coisa diferente”.

(Roger Von Oech)

ISOTON, Andressa Bueno. **ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: Estudo de Caso de um Contenção localizada na cidade de Palmas- To.** 2018. 104 f. Trabalho de Conclusão de Curso Bacharel – Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2018.

RESUMO

Esta pesquisa apresenta com tema, um estudo de caso de um muro de arrimo que foi realizado na Cidade de Palmas - To, em um lote de área total de 2.160 m², próximo a TO-050, a estrutura projetada deverá conter um maciço de terra de 2,5 metros de altura e de largura de 27 metros. Esse estudo constituirá no desenvolvimento de um projeto para estabilizar a encosta, optando pela solução mais adequada, ou seja, levará em consideração a solução mais economicamente viável, que atenda aos critérios mínimos de segurança estabelecidos pela NBR 11682/2007 e que tenha os materiais adequados e mão de obra disponíveis na região.

Esta pesquisa foi realizada primeiramente pesquisa básica, revisando bibliografias para se ter embasamento teórico necessário para a realização do presente trabalho, abrangendo temas da Estrutura de arrimo, no que se refere à sua aplicação no terreno em questão. Posteriormente foi feita uma pesquisa quali-quantitativa, onde se fez necessário coletar a amostra deformada, posteriormente foi feito os ensaios de caracterização desse solo. Em seguida foi calculado os esforços nos quais estará submetida a estrutura. Assim foi feita a escolha da estrutura, seguindo por um pré-dimensionamento e por fim o dimensionamento da melhor estrutura que se adequa ao estudo em questão. O solo foi classificado como areia silto-argilosa (SP –SC finos CL-ML), o solo no ensaio de cisalhamento direto, apresentou uma coesão de 17,601 KPa, e um ângulo de atrito interno de 5,55°. Assim nos cálculos dos esforços atuantes, obteve-se um empuxo ativo negativo de 25,10 KPa, significando que o reaterro ao se compactar estabiliza, fazendo com que o muro tenha primeiramente uma função de “forma”, para esse solo.

Devido ao valor do empuxo, a área transversal adotada para o muro foi a menor possível, respeitando é claro os critérios de segurança. O muro possui a função além de suporte para esse solo, á de conter eventuais cargas que poderão surgir no maciço. A fim, após a comparação dos valores dos maiores insumos usados no muro de concreto que teve o valor total de R\$ 15.568,98, e o muro de gabiao que teve um custo total de R\$ 11.3128,14. Assim o muro adotado foi o gabião, pois foi o mais econômico, em torno de 30 % em relação ao muro de concreto.

Palavras-chave: Muro de arrimo; Estrutura de contenção; Estudo de caso.

ISOTON, Andressa Bueno. **CONTAINMENT STRUCTURE: Case Study of a Containment located in the city of Palmas-To.** 2018. 104 f. Trabalho de Conclusão de Curso Bacharel – Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2018.

ABSTRACT

This research presents, with a theme, a case study of a retaining wall that was carried out in the City of Palmas - To, in a total area lot of 2,160 m², close to TO - 050, the projected structure should contain a mass of earth of 2.5 meters of height and of width of 27 meters. This study will be the development of a project to stabilize the slope, choosing the most appropriate solution, that is, taking into account the most economically feasible solution, meeting the minimum safety criteria established by NBR 11682/2007 and having the appropriate materials and labor available in the region.

This research was first carried out in basic research, revising bibliographies to have the theoretical basis necessary for the accomplishment of the present work, covering topics of the structure of support, with respect to its application in the field in question. Subsequently a qualitative-quantitative research was carried out, where it was necessary to collect the deformed sample, after which the soil characterization tests were done. Next, the stresses in which the structure was subjected were calculated. Thus the choice of the structure was made, followed by a pre-dimensioning and finally the dimensioning of the best structure that suits the study in question. The soil was classified as silty-clayey sand (SP-SC fine CL-ML), the soil in the direct shear test showed a cohesion of 17,601 KPa, and an internal friction angle of 5.55 °. Thus in the calculations of the working forces, a negative active thrust of 25.10 KPa was obtained, meaning that the backpack, when compacted, stabilizes, causing the wall to have a "shape" function for this soil.

Due to the thrust value, the cross-sectional area adopted for the wall was the smallest possible, respecting safety criteria. The wall has the function besides support for this soil, it will contain any loads that may arise in the massif. Finally, after comparing the values of the largest inputs used in the concrete wall that had a total value of R \$ 15,568.98, and the gabiao wall, which had a total cost of R \$ 11.3128,14. So the wall adopted was the gabion, because it was the most economical, around 30% in relation to the concrete wall.

Keywords: Retaining wall; Containment structure; Case study.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 1: Amostra de Solos arenosos, argilosos e siltosos | 23 |
| Figura 2: Escala Granulométrica | 23 |
| Figura 3: Estados dos Solos | 25 |
| Figura 4: Triângulo de classificação granulométrica | 28 |
| Figura 5: Ensaio de Compactação - Materiais | 29 |
| Figura 6: Estados básicos do solo | 30 |
| Figura 7: Aparelho de Casagrande | 30 |
| Figura 8: Amostra cilíndrica e gabarito | 31 |
| Figura 9: Caixa bipartida, com as Forças aplicada | 31 |
| Figura 10: Ensaio Triaxial | 32 |
| Figura 11: Representação de atrito | 34 |
| Figura 12: Atrito em materiais granulares | 35 |
| Figura 13: Resistencia ao Cisalhamento devido a coesão | 35 |
| Figura 14: Variação dos empuxos em função do deslocamento | 38 |
| Figura 15: Esquemática de um maciço em repouso | 38 |
| Figura 16: Esquemática parte de um maciço | 39 |
| Figura 17: Atuação do empuxo ativo em estruturas de contenção | 41 |
| Figura 18: Exemplos de atuação do empuxo passivo | 41 |
| Figura 19: Condições para aplicação da teoria de Rankine | 41 |
| Figura 20: Aplicação da teoria de Hankine – Empuxo Ativo | 42 |
| Figura 21: Aplicação da teoria de Hankine – Empuxo Passivo | 43 |
| Figura 22: Estado de Tensões segundo critério de Mohr | 44 |
| Figura 23: Terrapleno inclinado | 44 |
| Figura 24: Muro de arrimo a gravidade | 47 |
| Figura 25: Muro de alvenaria de Pedra | 48 |
| Figura 26: Perfis de muros de arrimo em concreto armado | 48 |
| Figura 27: Muro de Gabião | 49 |
| Figura 28: Muro Crib wall | 50 |
| Figura 29: Muro de saco de solo-cimento | 50 |
| Figura 30: Muro de Pneus | 51 |
| Figura 31: Muro de Flexão | 51 |
| Figura 32: Projeto de um Muro de Concreto Armado | 52 |

| | |
|--|----|
| Figura 33: Execução de um Muro de Bloco Armado..... | 52 |
| Figura 34: Corte transversal Muro com Contraforte | 53 |
| Figura 35: Muro com vigas e pilares- Em corte transversal..... | 53 |
| Figura 36: Drenagem de muro por Barbacãs – Corte Transversal | 55 |
| Figura 37: Redes de fluxo em muros..... | 56 |
| Figura 38: Sistemas de Drenagem – Dreno inclinado | 57 |
| Figura 39: Segurança Contra Tombamento..... | 59 |
| Figura 40: Representação Tombamento | 59 |
| Figura 41: Segurança contra o Deslizamento | 60 |
| Figura 42: Estabilidade Contra o Deslizamento | 61 |
| Figura 43: Capacidade de Suporte no Solo | 62 |
| Figura 44: Perfil trapezoidal Tipo -I..... | 62 |
| Figura 45: Perfil trapezoidal Tipo –II..... | 63 |
| Figura 46: Perfil Retangular | 63 |
| Figura 47: Perfil Escalonado | 64 |
| Figura 48: Muro a flexão..... | 65 |
| Figura 49: Local de Estudo..... | 66 |
| Figura 50: Retirada das amostras..... | 67 |
| Figura 51: Acessórios de auxilio | 68 |
| Figura 52: Peneiras utilizadas para separação da amostra..... | 68 |
| Figura 53: Amostra separada em grãos finos e grossos..... | 69 |
| Figura 54: Pesagem das amostras | 69 |
| Figura 55: Classificação de acordo com SUCS..... | 70 |
| Figura 56: Compactação do solo | 72 |
| Figura 57: Conjunto caixa metálica..... | 73 |
| Figura 58: Aparelho Cisalhamento Direto..... | 73 |
| Figura 59: Amostra de Solo rompida | 74 |
| Figura 60: Amostra de Solo..... | 74 |
| Figura 61: Picnômetro com água..... | 75 |
| Figura 62: Pesagem Picnômetro, solo e agua | 75 |
| Figura 63: Representação dos esforços | 87 |
| Figura 64: Diagrama das Tensões Horizontais - Empuxo Ativo..... | 89 |
| Figura 65: Diagrama das Tensões Horizontais - Empuxo Passivo..... | 91 |
| Figura 66: Esquematisação dos Empuxos | 92 |

| | |
|--|-----|
| Figura 67: Pré- dimensionamento muro retangular | 93 |
| Figura 68: Representação do muro Retangular - Concreto | 94 |
| Figura 69: Pré dimensionamento muro gabião..... | 96 |
| Figura 70: Representação do muro retangular – Gabião | 97 |
| Figura 71: Representação 3D | 101 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|---|----|
| Gráfico 1: Curva Granulométrica | 28 |
| Gráfico 2: Representação gráfica da resistência ao cisalhamento dos solos | 36 |
| Gráfico 3: Análise granulométrica | 79 |
| Gráfico 4: Curva de Compactação..... | 81 |
| Gráfico 5: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa..... | 82 |
| Gráfico 6: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 111,11 KPa..... | 83 |
| Gráfico 7: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 166,67 KPa..... | 84 |
| Gráfico 8: Reta de tendência | 85 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1: Análise Granulométrica..... | 78 |
| Tabela 2: Correlação dos ângulos e atrito e Coesão | 86 |
| Tabela 3: Dados para cálculo..... | 87 |
| Tabela 4: Áreas das figuras empuxo ativo..... | 90 |
| Tabela 5: Área das figuras Empuxo passivo | 91 |
| Tabela 6: Pressões (admissíveis) - NBR 6122 - ampliada por Berberian (2011) - Concreto.. | 94 |
| Tabela 7: Pressões (admissíveis) - NBR 6122 - ampliada por Berberian (2011) - Gabião..... | 98 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|--|-----|
| Quadro 1: Dados da compactação do solo..... | 80 |
| Quadro 2: Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa | 82 |
| Quadro 3: Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 111,11 KPa | 83 |
| Quadro 4: Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 166,67 KPa | 84 |
| Quadro 5: Valores máximos das tensões | 85 |
| Quadro 6: Dados do ensaio de massa específica | 86 |
| Quadro 7: Coeficientes de acordo com o ângulo de atrito | 88 |
| Quadro 8: Insumos muro de concreto ciclópico..... | 99 |
| Quadro 9: Insumos muro de gabião..... | 100 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|--------|--|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| CEULP | Centro Universitário Luterano de Palmas |
| ULBRA | Universidade Luterana do Brasil |
| TO | Tocantins |
| SUCS | Sistema Unificado de Classificação dos Solos |
| DNIT | Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte |
| SINAPI | Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------|--|
| \emptyset | Ângulo de atrito interno do solo |
| f | Coefficiente de atrito entre os dois materiais |
| K_0 | Coefficiente de empuxo no repouso |
| c | Coesão |
| K_a | Empuxo Ativo |
| K_p | Empuxo Passivo |
| S | Esforço cisalhante na base do muro |
| F_s | Fator de Segurança |
| $F_{Sdesliz}$ | Fator de segurança contra o deslizamento |
| N | Força Normal |
| T | Força Tangencial |
| LL | Limite de liquidez |
| LP | Limite de Plasticidade |
| m^2 | Metros quadrados |
| M_{res} | Momento Resistente |
| M_{solic} | Momento Solicitante |
| c' | Parcela de resistência devido a coesão |
| W_s | Peso das partículas sólidas |
| W_w | Peso de água |
| Y_g | Peso específico |
| Y | Peso específico solo |
| $\%$ | Porcentagem |
| z | Profundidade |

| | |
|--------------------|-------------------------------------|
| τ_d | Resistência ao deslizamento |
| F_s <i>tomb</i> | Segurança ao tombamento |
| ΣF_{res} | Somatório dos esforços resistentes |
| ΣF_{solic} | Somatório dos esforços solicitantes |
| τ | Tensão de cisalhamento |
| σ_h | Tensão efetiva horizontal |
| σ_v | Tensão efetiva vertical |
| σ | Tensão no repouso |
| σ_N | Tensão normal efetiva |
| σ_1 | Tensão principal maior |
| w | Teor de Umidade |
| V_s | Volume seco |

SUMÁRIO

| | |
|---|--------------------------------------|
| 1 INTRODUÇÃO | 20 |
| 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA | 21 |
| 1.2 HIPÓTESES | ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO. |
| 1.3 OBJETIVO | 21 |
| 1.3.1 Objetivo Geral..... | 21 |
| 1.3.2 Objetivos Específicos | 21 |
| 1.3.2.1 Coleta da amostra de Solo; | Erro! Indicador não definido. |
| 1.3.2.2 Ensaios de Caracterização (Granulometria, Compactação, Massa específica, Cisalhamento Direto);..... | 21 |
| 1.3.2.3 Escolha do método de dimensionamento; | 21 |
| 1.3.2.4 Escolha do tipo de contenção; | 21 |
| 1.3.2.5 Dimensionamento;..... | 21 |
| 1.4 JUSTIFICATIVA | 21 |
| 2 REFERENCIAL TEÓRICO | 22 |
| 2.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO..... | 22 |
| 2.1.1 Solo..... | 22 |
| 2.1.2 Composições do Solo | 23 |
| 2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA | 23 |
| 2.2.1 Ensaios | 24 |
| 2.3 ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO | 24 |
| 2.3.1 Estado dos solos | 25 |
| 2.3.1.1 Peso específico do solo..... | 26 |
| 2.3.1.2 Teor de umidade (w)..... | 26 |
| 2.3.1.3 Granulometria..... | 27 |
| 2.3.1.4 Compactação | 29 |
| 2.3.1.5 Limites de consistência..... | 29 |
| 2.3.1.6 Ensaio de Cisalhamento..... | 31 |
| 2.4 SOLOS COMPACTADOS | 32 |
| 2.5 TENSÕES GEOSTÁTICAS | 33 |
| 2.5.1 Tensões e Critérios de Ruptura | 33 |
| 2.5.2 Tensão de Cisalhamento | 34 |
| 2.5.2.1 Atrito..... | 34 |
| 2.5.2.2 Coesão | 35 |

| | |
|--|-----------|
| 2.5.2.3 Resistencia dos solos | 36 |
| 2.5.3 Empuxo da Terra..... | 37 |
| 2.5.3.1 Coeficiente de empuxo | 37 |
| 2.5.4 Teoria de Rankine | 41 |
| 2.6 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO | 45 |
| 2.6.1 DEFINIÇÃO | 46 |
| 2.7 TIPOS DE CONTENÇÕES | 46 |
| 2.7.1 Muro a gravidade | 46 |
| 2.7.1.1 Muro de alvenaria de Pedra | 47 |
| 2.7.1.2 Muro de Concreto Armado..... | 48 |
| 2.7.1.3 Muros de Gabião | 48 |
| 2.7.1.4 Muros em fogueiras ('crib wall')..... | 49 |
| 2.7.1.5 Muros de saco de solo-cimento | 50 |
| 2.7.1.6 Muros de pneus..... | 51 |
| 2.7.2 Muro a flexão | 51 |
| 2.7.2.1 Muro de concreto armado..... | 52 |
| 2.7.2.2 Muro de bloco armado..... | 52 |
| 2.7.2.3 Muro com contraforte..... | 53 |
| 2.7.2.4 Muro com vigas e pilares..... | 53 |
| 2.8 DRENAGENS | 54 |
| 2.8.1 Tipos de Drenagens | 54 |
| 2.8.1.1 Drenagem em muros por Barbacãs..... | 54 |
| 2.8.1.2 Drenagem Superficial | 55 |
| 2.9. CONSTRUÇÃO DO MURO DE ARRIMO | 57 |
| 2.9.1 Cuidados na Escolha do Muro de Arrimo..... | 58 |
| 2.10. ESTABILIDADE DE MUROS DE ARRIMO | 58 |
| 2.10.1 Segurança contra o Tombamento | 58 |
| 2.10.2 Segurança contra o Deslizamento | 59 |
| 2.10.3 Verificação da capacidade suporte do solo..... | 61 |
| 2.11 PRÉ DIMENSIONAMENTO | 62 |
| 2.11.1 Muro a gravidade | 62 |
| 2.11.1.1 Perfil Trapezoidal | 62 |
| 2.11.1.2 Perfil Retangular | 63 |
| 2.11.1.3 Perfil Escalonado..... | 64 |

| | |
|---|------------|
| 2.11.2 Muro a Flexão | 64 |
| 3 METODOLOGIA..... | 66 |
| 3.1 LOCALIZAÇÃO..... | 66 |
| 3.2 COLETA DA AMOSTRA | 67 |
| 3.3. AMOSTRAGEM..... | 67 |
| 3.3.1 Preparação das Amostras | 68 |
| 3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO..... | 70 |
| 3.4.1 Ensaio de Granulometria | 70 |
| 3.4.2 Ensaio de Compactação | 72 |
| 3.4.3 Ensaio de Cisalhamento Direto | 73 |
| 3.4.4 Ensaio de Massa Específica | 74 |
| 3.6 DIMENSIONAMENTO..... | 76 |
| 3.6.1 Pré Dimensionamento | 76 |
| 3.6.2 Estabilidade | 77 |
| 4 RESULTADOS | 78 |
| 4.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA | 78 |
| 4.1.1 Caracterização da distribuição granulométrica: | 79 |
| 4.2 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO..... | 80 |
| 4.3 CISALHAMENTO DIRETO | 81 |
| 4.4 MASSA ESPECÍFICA | 86 |
| 4.5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS | 87 |
| 4.5.1 Empuxo Ativo | 88 |
| 4.5.2 Empuxo Passivo | 90 |
| 4.6 DIMENSIONAMENTO..... | 92 |
| 4.6.1 Muro Retangular - Concreto | 93 |
| 4.6.2 Muro Retangular - Gabião | 96 |
| 4.7 ANÁLISE DE CUSTOS | 99 |
| 4.8 REPRESENTAÇÃO 3D..... | 101 |
| 5 CONCLUSÃO..... | 102 |
| 6 REFERÊNCIAS..... | 103 |

1 INTRODUÇÃO

As primeiras estruturas de contenção se deu na idade antiga quando o homem se deparava com problemas relacionados as suas moradias e suas particularidades. A cada dia que se passava a população aumentava e com isso à necessidade de projetar e construir, visando na maioria das vezes uma construção mais barata, maximizando a maior área e mais praticidade.

Nos dias de hoje o crescimento faz com que essas construções surtem a cada vez mais, em locais afastados na tentativa de fugir do constante fluxo das grandes cidades e da viabilidade econômica e financeira, e com isso abrindo a procura por locais onde existem grandes diferenças topográficas como, encostas, aclives e declives, existindo assim a necessidade de se aplicar várias técnicas de construções, e estas por sua vez foram evoluindo ao longo do tempo.

As construções de contenção em escavações que têm o objetivo de atender a estabilidade sem que o solo sofra ruptura. Essas estruturas atuam como agentes estabilizadores da massa de terra, evitando assim o escorregamento (causado pelo próprio peso da estrutura ou por carregamentos externos). Elas são projetadas para que possa suportar os empuxos do solo, água, carga da estrutura e/ ou qualquer esforço solicitado por estruturas vizinhas ou equipamentos próximos. Um exemplo muito comum de obras de contenção são os muros de arrimos.

Um muro pode ser compreendido, como uma estrutura continua com paredes verticalizadas, que ficam apoiadas sobre fundações rasas ou profundas. Os muros podem ser construídos com diversos materiais, onde ressalta a alvenaria, que poderá ser feita a partir de tijolos, blocos de concreto ou pedras. Poderá ser construído com concreto simples ou até mesmo concreto armado. E por fim também pode ser construído com elementos especiais. As geometrias das estruturas devem ser aliadas aos materiais que serão utilizados na estrutura possam classifica-las em dois tipos: estruturas rígidas e flexíveis.

Depois da escolha de qual tipo de estrutura de muro de arrimo que será utilizada, a partir da classificação, e quantidade de carga que esse solo resiste, posteriormente dos cálculos de dimensionamento, e as coordenadas do projeto será possível proporcionar maior segurança na realização da estrutura.

O estudo de Caso em questão foi realizado na Cidade de Palmas - To, em um lote de área total de 2.160 m², próximo a TO-050, a estrutura projetada deverá conter um maciço de terra de 2,5 metros de altura e de largura de 27 metros. Esse estudo constituirá no desenvolvimento de um projeto para estabilizar a encosta, optando pela solução mais

adequada, ou seja, levará em consideração a solução mais economicamente viável, que atenda aos critérios mínimos de segurança estabelecidos pela NBR 11682/2007 e que tenha os materiais adequados e mão de obra qualificada disponíveis na região.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Em obras que existe uma demanda de se fazer uma escavação ou aterro, surge eventualmente a necessidade de se fazer uma estabilização no solo. No terreno em questão, houve uma instabilidade provocada por uma escavação, a partir dessa ação, qual seria a melhor contenção a se adotar?

1.3 OBJETIVO

1.3.1 Objetivo Geral

Identificar através de um estudo de caso a melhor solução em corte que estabilize o terreno em questão, levando em consideração a segurança e o menor custo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar os Ensaios de Caracterização (Granulometria, Compactação, Massa específica, Cisalhamento Direto);
- Escolher o método de dimensionamento;
- Escolha do tipo de contenção;
- Dimensionamento;

1.4 JUSTIFICATIVA

Em virtude de haver uma escavação e o solo apresentar uma variação de tensões ocasionadas pelos esforços cisalhantes, com isso surge a necessidade de se conter esses esforços, que eventualmente podem não ser supridos por taludes, utilizando assim uma estabilização por meio de estruturas de contenções. O estudo em questão possibilita ao aluno empregar os conhecimentos adquiridos ao longo da vida acadêmica, para a realização do trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

2.1.1 Solo

Segundo VARGAS (1978), para a finalidade específica da engenharia civil, o termo solo poderia ser definido, considerando-o como todo material da crosta terrestre que não oferecesse resistência intransponível à escavação mecânica e que perdesse totalmente toda resistência, quando em contato prolongado com a água. Este termo é aplicado a materiais da crosta terrestre que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados nas obras de engenharia civil. Tais materiais, por sua vez, reagem sob as fundações e atuam sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem a esforços nos aterros e taludes, influenciando as obras segundo suas propriedades e comportamento.

Pode ressaltar três tipos de solos que são mais utilizados e estudados para aplicações na engenharia, são eles os solos arenosos, argiloso e siltosos. O solo arenoso possui uma textura leve e granulosa, sua principal característica é a coesão nula, ou seja, seus grãos são compostos pela maior parte por areia, em menor parte argila, o que provoca a separação dos grãos com facilidade. Já o solo argiloso é um solo mais pesado, possuindo uma alta coesão e um grande permeabilidade, pois é composto por mais de 1/3 de argila. E por último, os solos siltsos são compostos por partículas leves e pequenas o que fazem que suas partículas não agreguem, sendo assim, não se tem coesão e com uma péssima trababilidade, ficando favorável a erosões.

A figura (1), exemplifica melhor os tipos de solos mais usados na engenharia:

Figura 1: Amostra de Solos arenosos, argilosos e siltosos

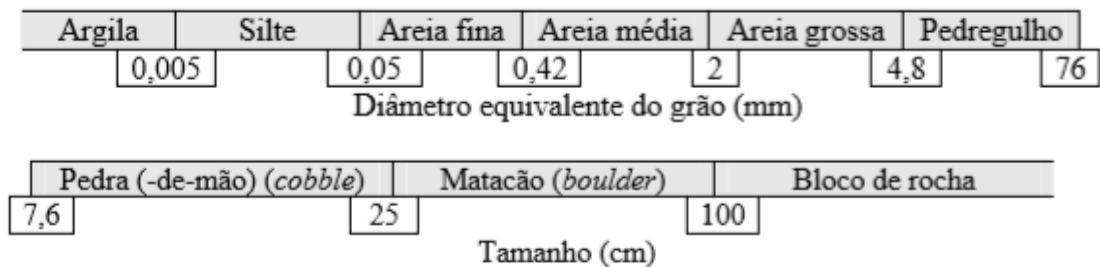


Fonte: Autora, (2018).

2.1.2 Composições do Solo

Conforme a norma NBR 6502- Solos e Rochas da ABNT, as partes que compõem o solo e classificadas de acordo com o tamanho dos grãos, por conta da variação dos tamanhos existe uma influência no comportamento mecânico do solo. Na figura (2) abaixo exemplifica como a ABNT padronizou as partículas do solo:

Figura 2: Escala Granulométrica



Fonte: NBR 6501- Rochas e Solos.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização geotécnica consiste no conhecimento das características físicas, mecânicas e hidráulicas do solo, das camadas pertencentes à seção. Estas propriedades são obtidas através da retirada de amostras de solo para ensaios em laboratórios, ou também in situ. (FERNANDES,2014).

Através da caracterização é possível identificar através um grupo de ensaios que visam obter algumas características básicas dos solos com o objetivo de avaliar a sua aplicação nas obras de terra. São muito utilizados no início dos estudos, como por exemplo em campanhas de campo para pesquisa de potenciais jazidas de argila, cascalho ou areia.

2.2.1 Ensaios

Conforme o autor Das (2007), o comportamento de um solo pode ser caracterizador por ensaios caracterização dos solos, no ponto de vista da engenharia solos com diferentes características parecidas podem ser especificados em grupos e subgrupos através de sistemas de classificação, que abordam uma linguagem comum para expressar de maneira concisa, sem descrições detalhadas,

Segundo Vargas (1977), ele afirma que algumas das características físicas do solo mais imediatas como: granulometria, plasticidade, compactação. Através de estudos feitos pelo Engenheiro Atterberg em 1908, foi possível estabelecer limites de consistência, para caracterizar as mudanças entre os estados desta. Casagrande, posteriormente então, adaptou os procedimentos propostos por Atterberg afim de descrever a consistência de solos com grãos finos e teor de umidade variável (DAS, 2007). Com isso, foi possível obter quatro estados básicos do solo, baseado em seu teor de umidade: sólido, semi-sólido, plástico e líquido.

Através do ensaio é definido o valor do peso específico do solo é possibilitando determinar a mineralogia do material a ser estudado, possibilitando também os cálculos que relaciona outras informações do solo. Outro ensaio é o de Granulometria o qual é composto pelo Peneiramento, para solos granulares, e pelo Ensaio de Sedimentação, quando o solo é coesivo. Com esse ensaio obtém-se a curva granulométrica da amostra. Concluindo os ensaios desse grupo têm-se o Limite de plasticidade e o Limite de liquidez que são conhecidos como Limites de Consistência ou Limites de Atterberg, através deles é obtido o Índice de plasticidade.

Com o Peso Específico Real dos Grãos, a curva granulométrica e o Índice de plasticidade, é possível saber se o material poderá ser aplicado, por exemplo, em filtros ou drenos, no caso das areias, se poderão ser utilizados em base de rodovias, no caso dos cascalhos ou em aterros, como os siltes e as argilas.

2.3 ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO

Os índices físicos podem ser classificados por proporções entre pesos e volumes em que ocorrem as três fases presentes numa estrutura de solo, possibilitando a determinação das

propriedades físicas do solo no controle de amostras a serem ensaiadas e nos cálculos de esforços atuantes.

Os índices físicos dos solos são utilizados na caracterização de suas condições, podendo ser alterado de acordo com o ambiente onde se encontra.

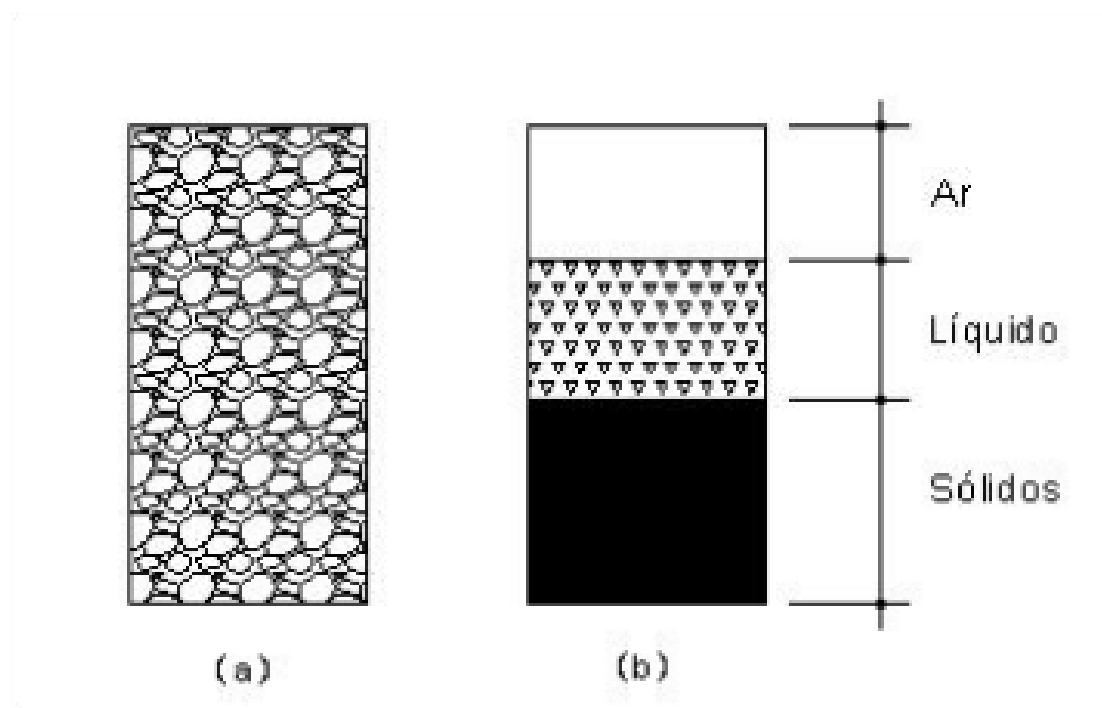
2.3.1 Estado dos solos

Em uma amostra de solo pode se considerar as três fases: a fase gasosa, fase líquida e a fase sólida.

- A fase gasosa é composta por todo ar que preenche todo os espaços entre as partículas do solo.
- A fase líquida é composta pela água que compõem a amostra e a fase sólida é composta pelas partículas minerais do solo.
- As partículas sólidas do solo podem ser compostas por diversos minerais dos quais vazios podem ser preenchidos por água, ar ou ambos os dois.

Na Figura (3), exemplifica as fases:

Figura 3: Estados dos Solos



Fonte: Estados dos Solos (VARELA,2009).

- (a) Apresenta um esquema de uma amostra de solo em que aparecem as três fases pelo qual o solo é encontrado na natureza.
- (b) Esta amostra com suas fases separadas para atender a uma conveniência didática de definição dos índices físicos

➤ 2.3.1.1 Peso específico do solo

O peso específico (γ_g) de uma partícula sólida é, por definição, o peso da substância que a forma, por unidade do volume que ocupa no espaço. O peso específico da partícula é determinado pela razão entre seu peso seco (P_s) e seu volume seco (V_s). Através da equação (1) a seguir:

$$\gamma_g = \frac{P_s}{V_s}$$

(1)

Através de alguns ensaios, os mesmos podem ser realizados in situ com o auxílio de equipamentos como frasco de areia, estabelecido pela NBR 7185/1986, ou como uso do cilindro de cravação em conformidade com a NBR 9813/1987. Já em laboratório pode se encontrar o peso específico através do solo passante pela peneira #4,8mm, conforme a NBR 6458/1984.

➤ 2.3.1.2 Teor de umidade (w)

O teor de umidade de uma amostra de solo é estabelecido pela razão entre o peso de água (W_w) e o peso das partículas sólidas (W_s) sobre um volume de solo. De acordo com a equação (2) mostrada a seguir:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100(\%)$$

(2)

O teor de umidade pode assumir o valor de 0% para solos secos ($W_w = 0$) até valores superiores a 100% em solos orgânicos. O procedimento para determinação do teor de umidade é especificado através da NBR 6457/1986. A quantidade de água nas amostras de solos varia de acordo com a profundidade na qual a porção de solo em seção, portanto quanto mais extensa maior a umidade da amostra. De acordo com o autor (FIORI;

CARMIGNANI,2009), quanto mais abaixo as amostras estiverem de um lençol freático mais variações de umidade elas terão, pois estarão no estado saturado.

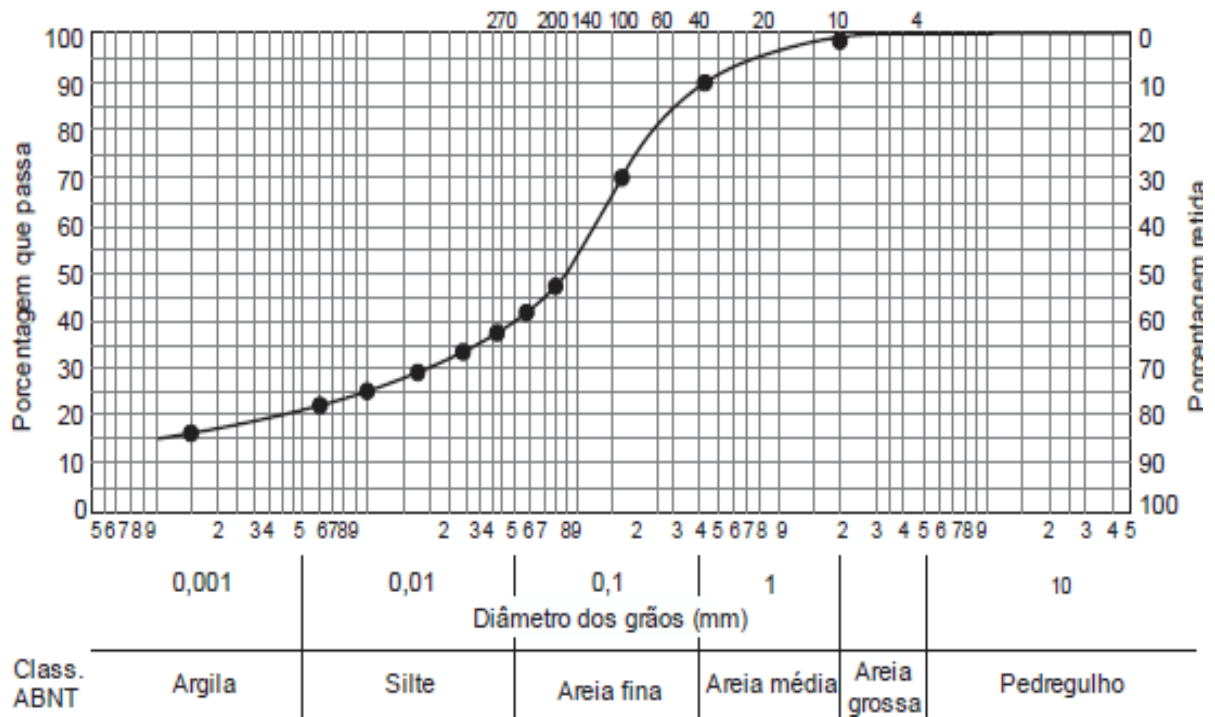
➤ 2.3.1.3 Granulometria

Segundo (VARGAS,1977, p.76), os ensaios de granulometria é que determina o tamanho dos grãos e as características de cada solo. Este ensaio é utilizado somente para solos com diâmetro maiores que 0,075mm. Para a classificação granulométrica utilizar-se-iam as próprias curvas granulométricas indicadas a finura do solo e a forma de curva como será descrito adiante, ou então, recorrer-se-á aos diagramas triangulares.

O procedimento normatizado que se permite obter a faixa granulométrica é a NBR 7181/1984.

A curva granulométrica está representada no gráfico (1):

Gráfico 1: Curva Granulométrica

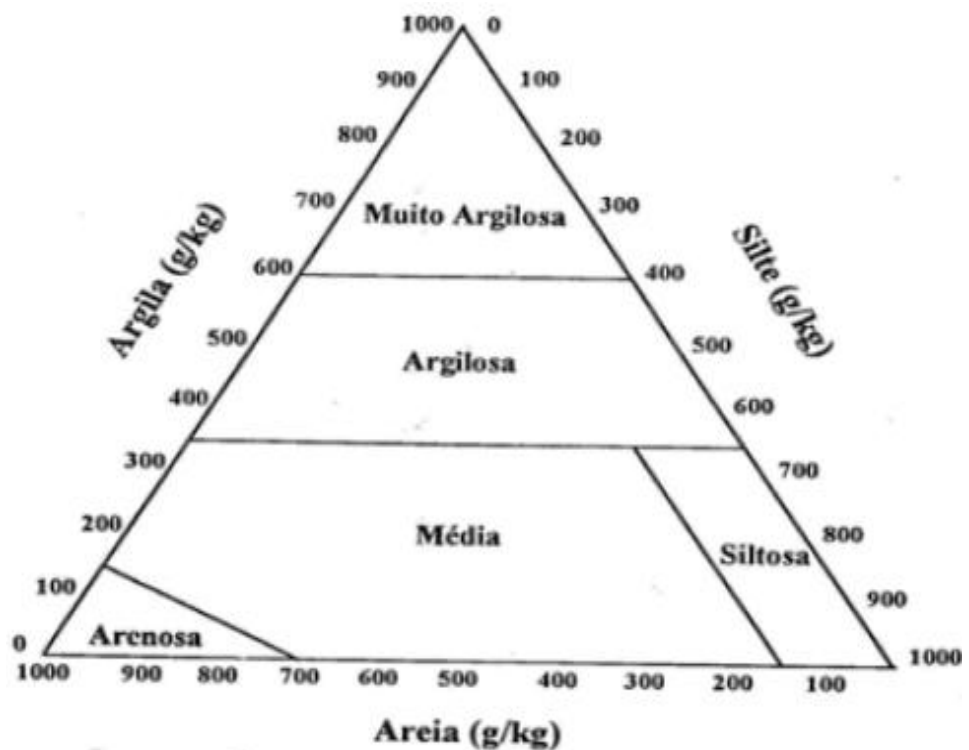


Fonte: (Adaptado ABNT-NBR 6502).

A classificação está representada na figura 4:

granulométrica representada na

Figura 4: Triângulo de classificação granulométrica



Fonte:(Adaptado de Vargas, 1977).

➤ 2.3.1.4 Compactação

A compactação é o método de estabilização e uniformização do solo por meio de algum tipo de impacto, conferindo ao solo um aumento de seu peso específico, fazendo com que o mesmo fique resistente ao cisalhamento, diminuindo assim o índice de vazios e permeabilidade, neste relatório apresentaremos todo o processo necessário para que se possa fazer em laboratório a compactação do solo em conformidade com a NBR-7182.

O ensaio de compactação obtém a relação entre o teor de umidade e o peso específico do solo, realizado através de sucessivos golpes em três camadas de um soquete padronizado. A figura (5), apresenta as matérias necessários para o ensaio:

Figura 5: Ensaio de Compactação - Materiais



Fonte: Autoral, (2018).

➤ 2.3.1.5 Limites de consistência

O engenheiro de Atterberg, no ano de 1908, com diversos estudos estabeleceu limites de consistência, para caracterizar as mudanças entre os estados de um solo. Posteriormente Casagrande, adaptou os procedimentos propostos por Atterberg afim de reproduzir a consistência de solos com grãos finos e teor de umidade variável (DAS, 2007).

Figura 6: Estados básicos do solo



Fonte: VARELA, (2009).

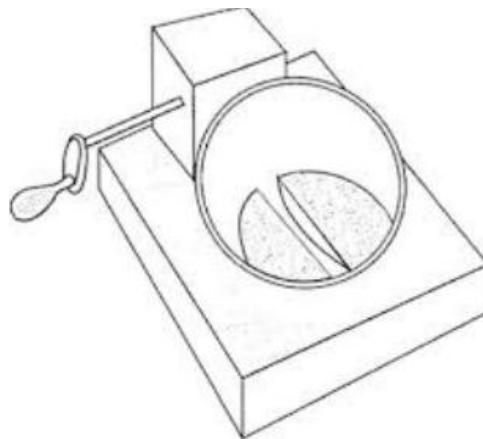
Através do teor de umidade do solo foi possível encontrar os quatro estados básicos do solo: sólido, semi-sólido, plástico e líquido.

2.3.1.5.1 Limite de Liquidez (LL)

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita pelo aparelho de Casagrande (figura 7), que consiste em um prato de latão em forma de concha, sobre um suporte de ebonite. Por meio de um excêntrico, imprime-se ao prato repetidamente, quedas de altura de 1 cm e intensidade constante (CAPUTO, 1983, p.54).

Segundo Das (2007), o limite de liquidez é definido como o teor de umidade no ponto de transição do estado plástico para o estado líquido. O ensaio é feito da seguinte forma, coloca-se solo numa concha e se faz uma ranhura no mesmo, quando com 25 golpes o mesmo se fecha é estabelecido o teor de umidade limite. Este ensaio é padronizado pela norma NBR 6459 (1984).

Figura 7: Aparelho de Casagrande



Fonte: Atterberg, (1908).

2.3.1.5.2 Limite de Plasticidade (LP)

O limite de Plasticidade é encontrado através do cálculo de porcentagem da umidade no momento em que o solo começa se fraturar quando se tenta moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e de 10 cm de comprimento. É realizado manualmente por repetidos rolamentos da massa de solo sobre a placa de vidro despolido. A norma que rege este ensaio é NBR 7180/1984

A figura (8) é possível visualizar o procedimento de ensaio:

Figura 8: Amostra cilíndrica e gabarito



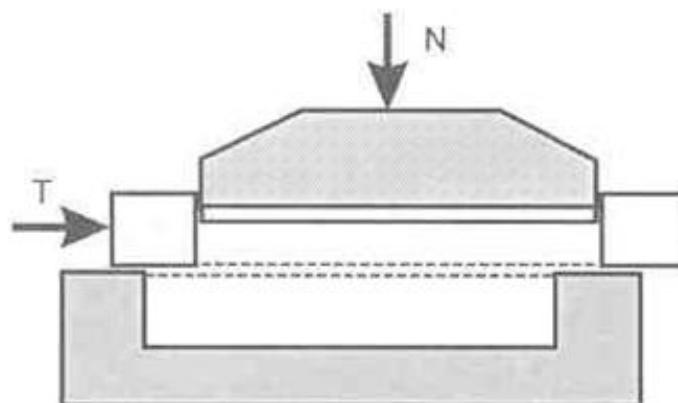
Fonte: Autorial, (2018).

➤ 2.3.1.6 Ensaio de Cisalhamento

2.3.1.6.1 Ensaio Cisalhamento Direto

O ensaio de Cisalhamento direto é um procedimento no qual permite determinar a resistência ao cisalhamento, baseando no critério de Coulomb. Aplicando uma tensão normal em um plano e verifica-se a tensão cisalhante que provocava a ruptura.

Figura 9: Caixa bipartida, com as Forças aplicada



Fonte: Adaptado através da lei de (COULOMB).

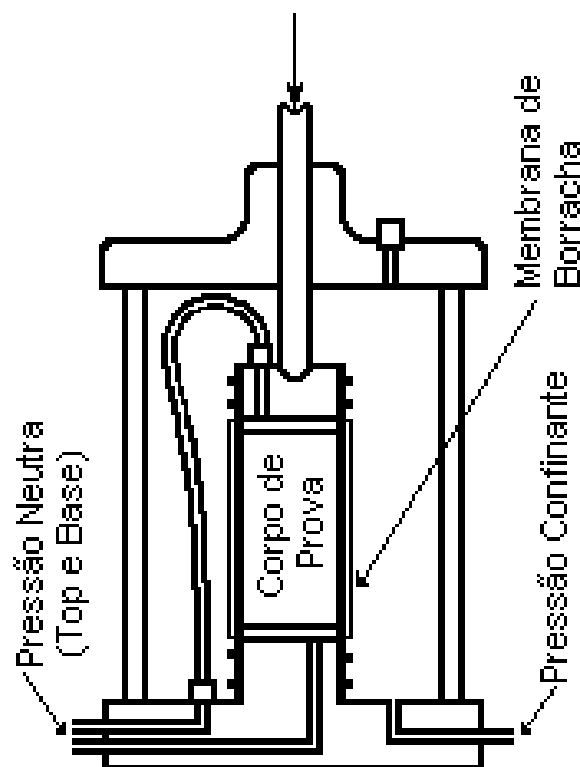
A execução do ensaio é feita em uma caixa metálica bipartida, deslizando-se a parte superior do corpo de prova em relação a inferior. Inicialmente é aplicada uma força Normal (N), posteriormente aplica-se uma força Tangencial (T) que é aplicada no anel que está

contido na parte superior do corpo de prova, provando um descolamento da amostra, medindo assim a força suportada pelo solo.

2.3.1.6.2 Ensaio de Cisalhamento Triaxial

O ensaio de Cisalhamento Triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico. O carregamento axial é feito por meio de aplicação de forças no pistão que penetra na câmara, a carga é medida por meio de um anel diâmetro externo, ou por uma célula de carga intercalado no

Figura 10: Ensaio Triaxial



pistão.

Fonte: VARELA, (2009).

2.4 SOLOS COMPACTADOS

A diminuição dos índices de vazios por processos mecânicos, expulsando lentamente a água que preenche os vazios se dá o nome de compactação. A compactação de um solo é feita quando o mesmo não é adequado para que se possa realizar a obra. A compactação aumenta as propriedades do solo tais como: resistência ao cisalhamento redução dos recalques aumentando a sua resistência à erosão (MASSAD,2010 p.27).

Na engenharia Civil a compactação é utilizada na maioria das vezes em conjunto com o método de aterros. Esses aterros são feitos pelos homens com o objetivo de eliminar os vazios dos solos naturais pois estes solos possuem alta capacidade de ruptura, pouca resistência o que faz com que recalquem quando existe uma aplicação de carga significativa, tornando-se se uso impróprio para a construção civil.

Os aterros feitos com um estudo de planejamento e um controle, podem ser ajustados tecnicamente para que suportem grandes construções, como a infiltração de água, tendo efeito danoso em sua estrutura.

2.5 TENSÕES GEOSTÁTICAS

As tensões atuantes em uma aparecem devido ao peso próprio do solo, de carregamentos nas superfícies de terra, ou ainda por escavações que geram movimentações de cargas, é de suma importância o conhecimento do comportamento de todas obras de engenharia geotécnica. Há uma necessidade de se conhecer a distribuição de tensões (pressões) nas várias profundidades abaixo do terreno para a solução de problemas de recalques, empuxo de terra, capacidade de carga no solo, etc.

A Resistencia do solo está relacionada ao conceito do “equilíbrio limite”, onde se considera o instante de ruptura, onde as tensões que atuam igualam-se a resistência do solo, sem considerar as deformações. Nesse momento em qualquer ponto da massa de extensão do solo existem três planos ortogonais, nesses pontos as tensões cisalhantes são nulas. Esses planos são chamados de “planos principais de tensões”. Entretanto as tensões normais são chamadas de tensões principais, as tensões maiores recebem o nome de tensão principal maior (σ_1).

2.5.1 Tensões e Critérios de Ruptura

Seja qual for a obra de engenharia que envolve geotécnica, antes de tem-se a grande necessidade dos conhecimentos geotécnicos. Antes de inicia-la, devem-se levar em consideração as solicitações envolvidas na obra, que iram atuar no solo, verificar se o solo resiste a essas solicitações, determinando a resistência de cisalhamento do solo, para que assim possa iniciar a construção com segurança.

A resistência do solo ao cisalhamento em uma massa de extensão do solo, se dá pela resistência interna por uma extensão unitária que o solo pode resistir a ruptura e seu deslizamento ao longo do seu plano. Um carregamento externo aplicado na superfície do solo e /ou a topografia da superfície faz com que contribua fazendo aparecer tensões de

cisalhamento ou tensões tangenciais. Com essas Tensões pode-se chegar próximo do valor máximo que o solo suporta, sem que haja a ruptura do material.

2.5.2 Tensão de Cisalhamento

A estabilização de um solo está ligada em quais cargas, descargas ou erosões por meio de uma ligação com a compactação, correção granulométrica, plasticidade e também adições de substância ou aglutinação dos finos.

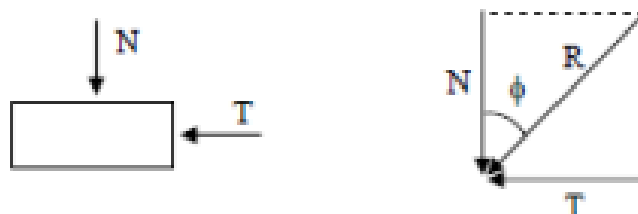
Um solo é bem estabilizado quando sua granulometria corresponde aos solos bem graduados, bem compactados. De acordo com (MASSAD,2010, p.63), o método utilizado atualmente para estabilidade de taludes tem como base a hipótese de ter um equilíbrio de uma massa de solo, chamada de corpo rígido-plástico, na iminência de haver um processo de escorregamento, assim surge a denominação de “método de equilíbrio-limite”.

Os métodos de equilíbrio limite, utilizados para a análise de estabilidade de taludes, se baseiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Esses métodos são amplamente utilizados, devido à facilidade de aplicação e a experiência acumulada ao longo dos anos. O método assume que todos os elementos ao longo desta superfície de ruptura atingem a condição de F_s , simultaneamente, (GERSCOVICH, 2009).

➤ 2.5.2.1 Atrito

O atrito é função da interação entre duas superfícies na região de contato. A parcela da resistência devido ao atrito pode ser simplificada demonstrada pela analogia com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal. Para melhor entendimento, a figura (12) abaixo, representa o como ocorre o atrito:

Figura 11: Representação de atrito



Fonte:QUEIROZ,(2009).

A resistência ao deslizamento (τd) é proporcional à força normal aplicada (N), a partir da fórmula (3):

$$T = N \cdot \tau d \quad (3)$$

Onde:

f é o coeficiente de atrito entre os dois materiais.

Para solos, esta relação é escrita pela fórmula (4):

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg } \phi \quad (4)$$

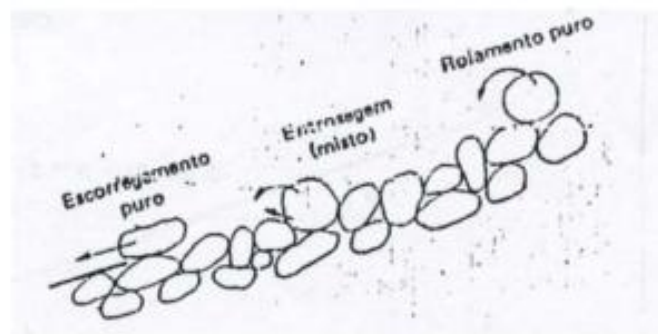
Onde:

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo;

σ é a tensão normal;

τ a tensão de cisalhamento.

Figura 12: Atrito em materiais granulares

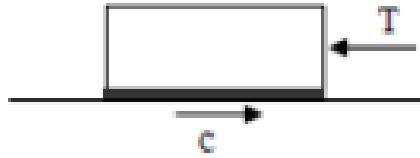


Fonte: Vargas, (1978).

➤ 2.5.2.2 Coesão

Segundo Vargas (1978), a coesão é o empréstimo de resistência que a fração argilosa empresta ao solo, assim ele é capaz de se manter coeso, em forma de torrões ou blocos. Os solos que tem essa propriedade são solos coesos. Solos não coesivos são areias puras e pedregulhos, pois se esparramam facilmente ao serem cortados ou escavados.

Figura 13: Resistência ao Cisalhamento devido a coesão



Fonte: Vargas, (1978).

Onde:

$N = 0$ (nulo);

$T = c$ (coesão);

➤ 2.5.2.3 Resistencia dos solos

A razão entre a resistência ao cisalhamento de um solo (τ) e os esforços de cisalhamento atuante no solo fator de segurança (F_s), conforme a equação (5):

$$F_s = \frac{s}{T}$$

(5)

Com s encontrado pela equação (6):

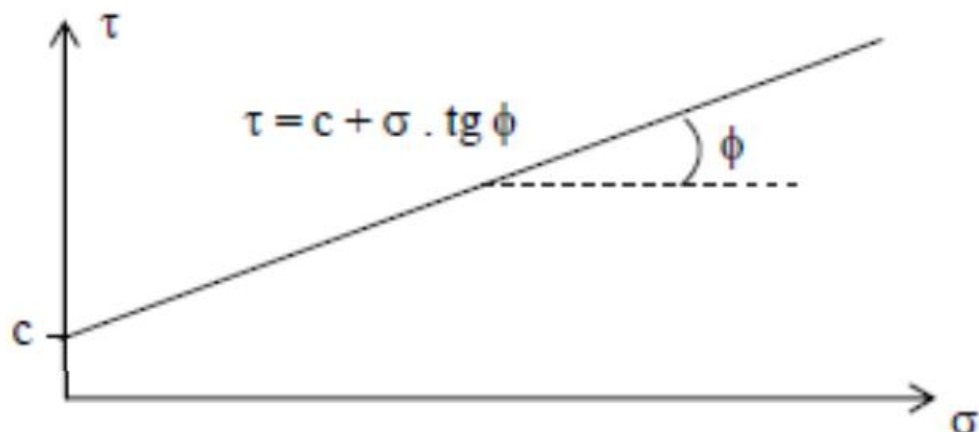
$$\tau = c' + \sigma N.$$

Tang ϕ

(6)

Gráfico 2: Representação gráfica da resistência ao Cisalhamento dos solos

Fonte



: GERSCOVICH, (2009).

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento do solo;

c' é a parcela de resistência devido a coesão;

σ_N é a tensão normal efetiva;

ϕ é o ângulo de atrito interno;

2.5.3 Empuxo da Terra

O empuxo da terra é a determinação das pressões produzidas por um maciço terroso sobre uma contenção, ou a resultantes de mais pressões sobre uma estrutura. Essas ações variam de magnitude de acordo com alguns fatores, tais como a característica do solo, topografia do terreno, do equilíbrio ativo e passivo, a partir da diferença de cota que a estrutura alcança, se há a presença ou não de lenções freáticos, entre outros fatores.

Na prática o cálculo do empuxo se dá a partir de uma faixa de largura unitária da estrutura de arrimo, não se considerando as forças que atuariam sobre as superfícies laterais dessa faixa. O valor do empuxo de terra, assim como a distribuição de tensões ao longo da contenção, depende da interação solo e a estrutura durante todas as fases da obra. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo, ao longo das fases construtivas da obra.

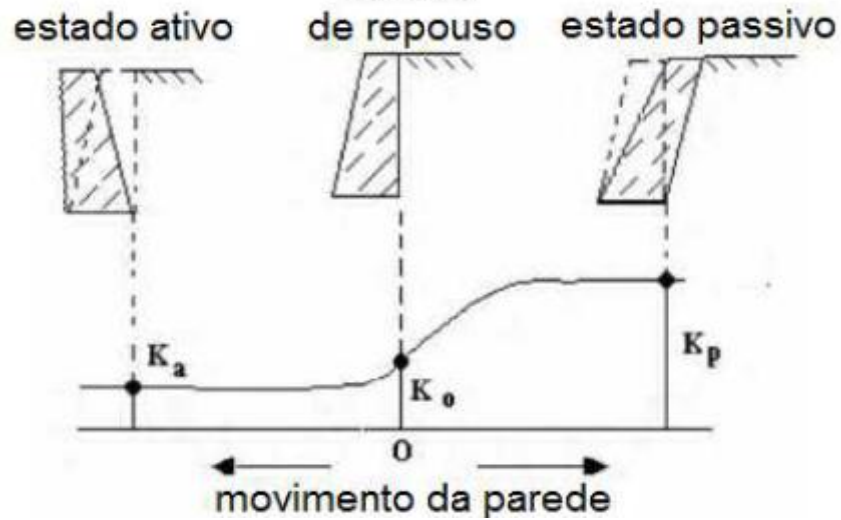
As teorias clássicas desenvolvidas para determinação do empuxo da terra foram, a teoria de Rankine (1856), desenvolvida a partir do método do círculo de Mohr e a teoria de Coulomb (1773), posteriormente foram desenvolvidas outras teorias por Pontacelet, Culmann, Terzaghi dentre outros.

➤ 2.5.3.1 Coeficiente de empuxo

O estado de repouso corresponde à pressão exercida pelo solo de retroaterro sobre um muro de contenção rígido e fixo, ou seja, que não sofre movimentos na direção lateral. O estado ativo ocorre quando o muro sofre movimentos laterais suficientemente grandes no sentido de se afastar do retroaterro. De forma análoga, o estado passivo corresponde à movimentação do muro de encontro ao retroaterro (figura 14). Para o caso ativo, a trajetória de tensões corresponde a uma redução da tensão principal menor enquanto, para o caso passivo, a trajetória pode ser associada a um aumento da tensão principal maior.

A figura (14), representa os empuxos em todos os estados que se encontra o solo:

Figura 14: Variação dos empuxos em função do deslocamento



Fonte: MOLITERNO, (1980).

2.5.3.1.1 Coeficiente de empuxo em repouso

Considerando uma massa de solo semi –infinita e calculando a tensão vertical (σ_v), a partir de uma profundidade (z), e o peso específico (γ), tem se através da formula (7):

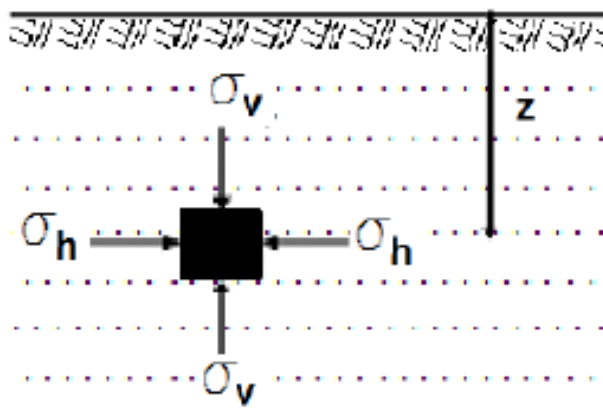
$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (7)$$

Onde:

σ_v : Tensão efetiva vertical a profundida z ;

σ_h : Tensão efetiva horizontal a profundidade z ;

Figura 15: Esquematização de um maciço em repouso



Fonte: GUIMARAES, (2018).

Eliminando –se uma parte do maciço semi-infinito e substituindo-a um plano móvel sem atrito. A relação entre σ_h e σ_v em repouso é chamado de k_0 , que é o coeficiente de empuxo no repouso, se dá através da equação (8):

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v = k_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (8)$$

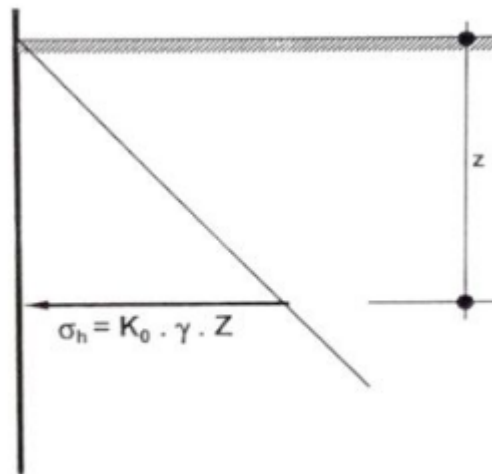
Sendo:

σ_h = Tensão no repouso;

k_0 = Coeficiente de empuxo no repouso;

γ = Peso específico do solo;

Figura 16: Esquematização parte de um maciço



Fonte: GUIMARAES, (2018).

As tensões horizontais aumentam diretamente com o aumento da tensão vertical, em virtude do atrito entre as partículas. Considerando através de experimentos aplicando a teoria do professor húngaro JAKY (1944), levando em consideração estruturas rígidas, que não possuem deslocamentos, foi possível chegar na formula (9):

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (9)$$

Para o coeficiente de empuxo em repouso, para os tipos de solos foram determinados experimentalmente, através da formula empírica de JAKY, 1944, assim, encontrou-se esses valores:

Argila – 0,70 a 0,75

Areia Solta – 0,45 a 0,50

Areia Compactada – 0,40 a 0,45

2.5.3.1.2 Coeficiente de empuxo ativo e passivo

O solo sofre uma ação de afastamento no plano interno da estrutura de contenção provocando no maciço uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento. A massa desenvolve, em seu interior, toda a resistência ao cisalhamento ao longo do plano de ruptura, aliviando, até certo ponto, a ação do solo sobre o paramento interno da estrutura. O empuxo ativo, designa-se pela resultante da pressão da terra contra o muro (MOLITERNO, 1980).

Nas condições de deslocamentos insuficientes para a ruptura potencial do solo, os empuxos são majorados (quando ativos) ou reduzidos (quando passivos), podendo ser avaliados em função de estimativas associadas à experiência, embora parca e dispersa, relativa à magnitude dos deslocamentos. Estes empuxos assumem valores denominados Repouso-Ativo (majorado) ou Repouso-Passivo (minorado). Segundo Almeida Barros (2005), os muros de arrimo de gravidade, em geral, e em particular os flexíveis, caso dos construídos com gabiões, permitem a deformação do solo arrimado suficiente para que sua resistência seja totalmente mobilizada. Assim, devem ser dimensionados sob a ação do empuxo ativo.

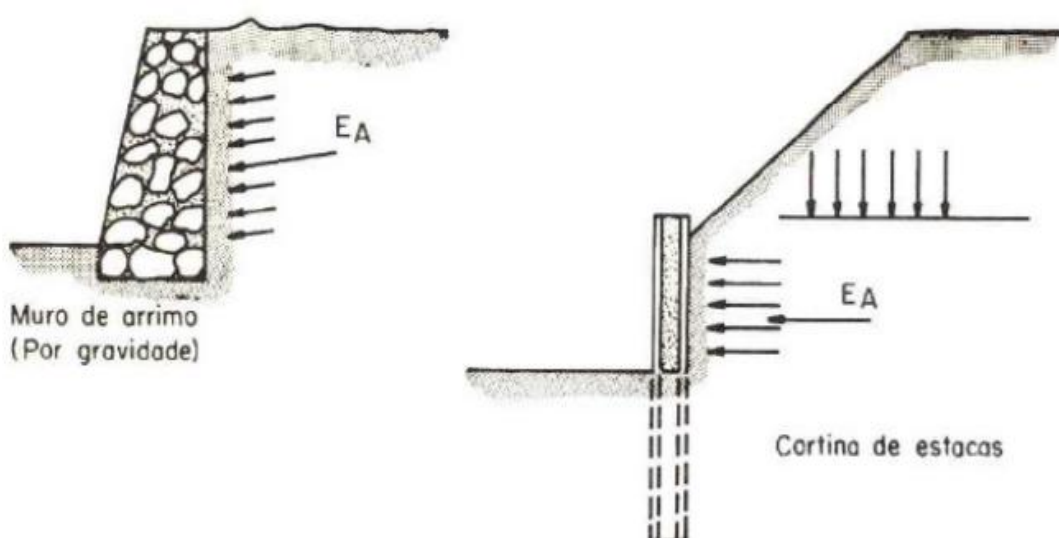
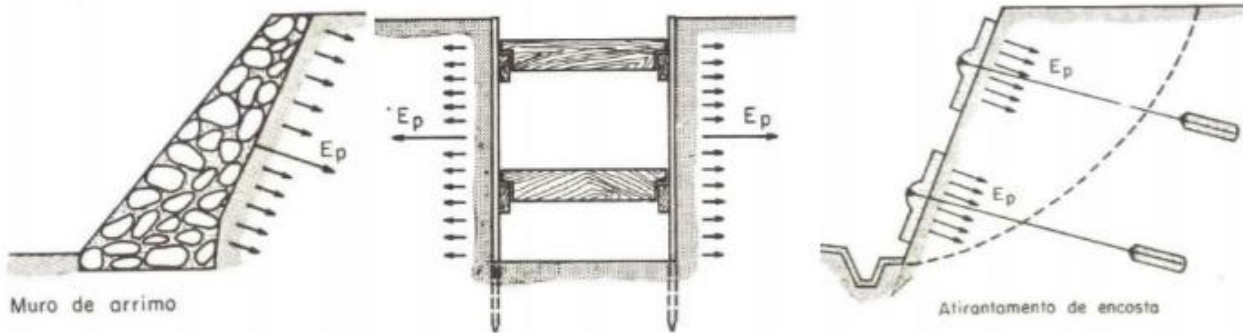


Figura 17: Atuação do empuxo ativo em estruturas de contenção

Fonte: MOLITERNO, (1980).

Figura 18: Exemplos de atuação do empuxo passivo

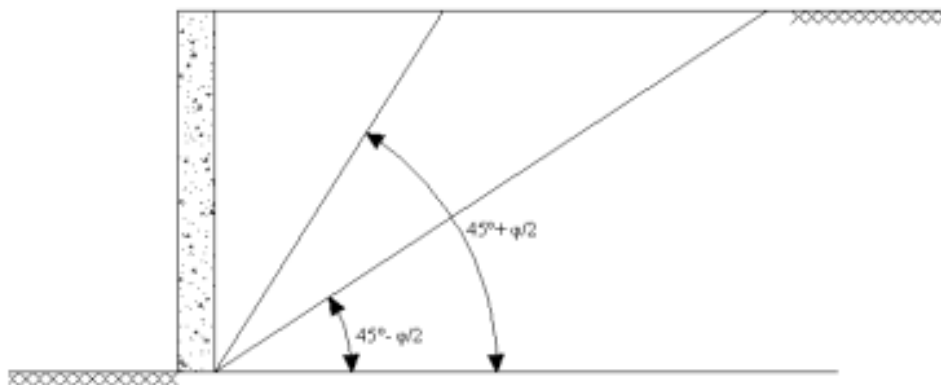


Fonte: MOLITERNO, (1980).

2.5.4 Teoria de Rankine

A Teoria de Empuxo de Rankine (1857) admite (em sua forma original): interface muro-solo sem atrito paramento do muro é vertical o terrapleno é horizontal o muro é flexível e em semi-espaço infinito solo não coesivo.

Figura 19: Condições para aplicação da teoria de Rankine



Fonte: Bueno e Vilar, (1985).

A partir da teoria de Rankine temos, o coeficiente de empuxo ativo (k_a) se dá em função do ângulo de atrito interno, através da equação 10 abaixo:

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (10)$$

Sendo expressada também pela equação (11):

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (11)$$

Para solos não coesivos que não apresentam inclinação, através do círculo de Mohr, o empuxo ativo é calculado pela equação (12):

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_a}{2} \quad (12)$$

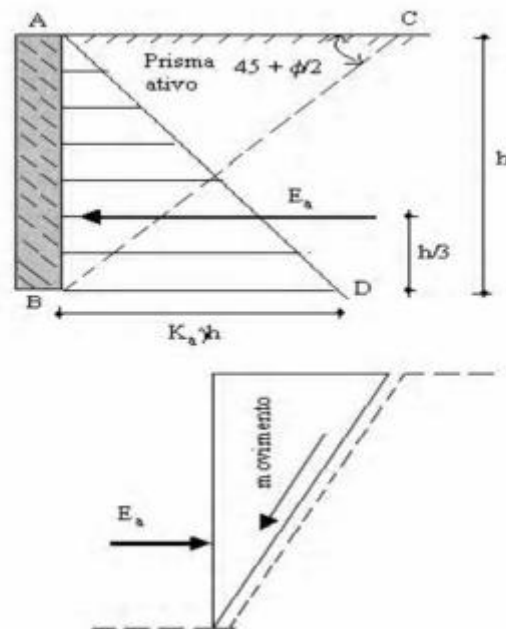


Figura 20: Aplicação da teoria de Rankine – Empuxo Ativo

Fonte: Bueno e Vilar, (1985).

Analogamente, para o empuxo passivo (K_p) temos como o coeficiente do empuxo passivo a partir da fórmula (13) a seguir:

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (13)$$

Para solos não coesivos que não apresentam inclinação, através do círculo de Mohr, o empuxo passivo é calculado pela equação (14):

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_p}{2} \quad (14)$$

O autor Godoy (1972), explica que o peso específico pode ser definido de acordo com a granulometria dos grãos, encontrada a partir de ensaios geotécnicos.

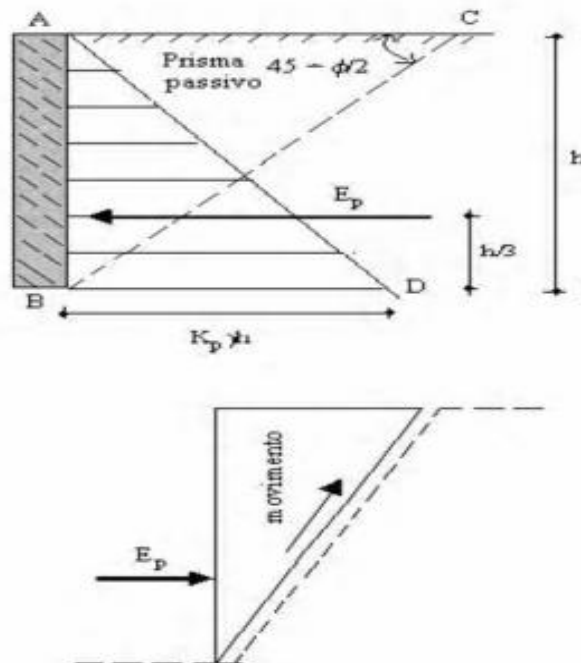
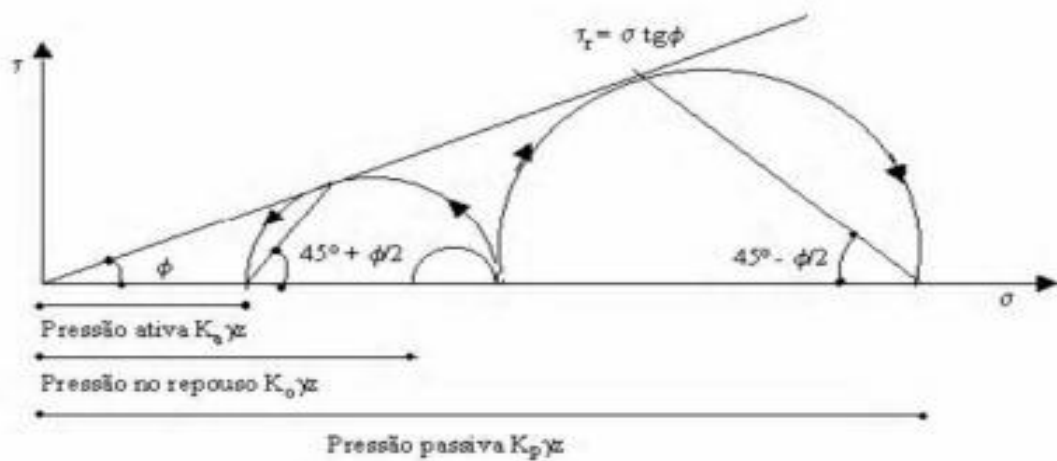


Figura 21: Aplicação da teoria de Hankine – Empuxo Passivo

Fonte: Bueno e Vilar, (1985).

Partindo da tensão vertical, observa-se que o maciço se expandindo a tensão horizontal descreve, até o círculo que tangencia a reta.

Figura 22: Estado de Tensões segundo critério de Mohr



Fonte: Adaptado a partir da teoria do ciclo de Mohr.

➤ SOLOS NÃO COESIVOS

Para terrenos que possuem a superfície inclinada de β temos as mesmas considerações porém com coeficientes de empuxo passivo K_p e empuxo ativo K_a valendo:

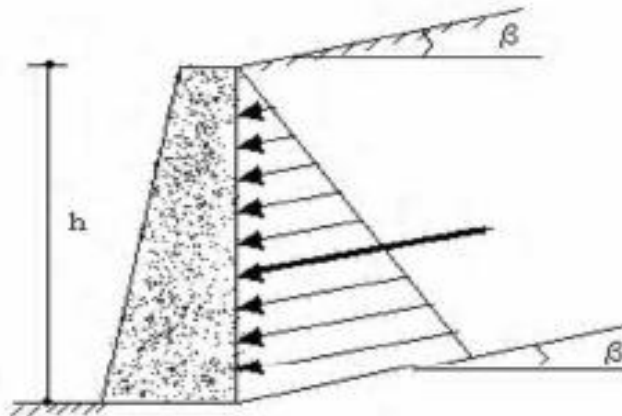


Figura 23: Terrapleno inclinado

Fonte: Bueno e Vilar, (1985).

Para terrenos inclinados calcula-se os empuxos pelas formulas abaixo:

- Empuxo Ativo:

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (15)$$

$$K_a = \cos i \left(\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right) \quad (16)$$

- Empuxo Passivo:

$$E_p = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (17)$$

$$K_p = \cos i \left(\frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right) \quad (18)$$

➤ SOLOS COESIVOS

Para solos coesivos, sendo terrenos horizontais ou inclinados, admita-se que a estrutura se afasta do maciço, tem-se estado ativo e passivo de tensões pelas fórmulas:

- Empuxo Ativo:

$$E_a = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \sqrt{K_a} \quad (19)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (20)$$

- Empuxo Passivo:

$$E_p = \sigma_v \cdot K_p + 2 \cdot c \sqrt{K_p} \quad (21)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (22)$$

2.6 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de Contensões de solos é uma importante área da engenharia na geotécnica, ela que garante a segurança das obras de construção civil, como residências, prédios, estradas, rodovias, pontes e, assim garantindo a segurança das pessoas e a

preservação do meio ambiente. O grande crescimento da população de forma desordenada, os habitantes realizando obras em áreas perigosas, faz com que cada vez mais haja a falta de taludes e/ ou estruturas de contenções.

A construção de contenção em escavações é um serviço muito comum nas obras de construção civil, especialmente quando as contenções se localizam em áreas limitadas, de modo geral nas áreas urbanas. De acordo com (JOOPERT JR, 2017), essas estruturas são projetadas para que possa suportar os empuxos do solo, água, carga da estrutura e/ ou qualquer esforço solicitado por estruturas vizinhas ou equipamentos próximos.

A estrutura de contenção deve possibilitar um equilíbrio do meio durante sua escavação. A necessidade de se construir uma estrutura de contenção ou até mesmo utilizar um talude. As contenções estão existentes em grande parte das obras civis já realizadas, sejam elas utilizadas em caráter provisório ou de forma definitiva, de acordo com a necessidade de cada obra, se dá por conta da necessidade de se ter segurança. A estrutura deve conter o solo, requerendo sempre o máximo de segurança possível de bens e pessoas. O grande crescimento da população de forma desordenada, os habitantes realizando obras em áreas perigosas, faz com que cada vez mais a necessidade de obras subterrâneas, contenções de taludes e também outras formas de contenção. Portanto a tamanha importância de estudar o solo estará a contenção e dimensionar a estrutura para que gere sempre a segurança.

2.6.1 DEFINIÇÃO

Um muro é uma estrutura contínua e sólida utilizada para resistir pressões laterais do solo, separar e isolar. Apoiada sobre uma fundação profunda ou rasa. Pode ser construído em tijolos ou pedra (alvenaria) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais. Muro de arrimo são estruturas usadas para prevenir que o solo assuma sua inclinação natural. O principal objetivo dos muros de arrimo é reter o solo e como consequência passar os esforços ao terreno de sua fundação em sapata corrida ou sapata estacada.

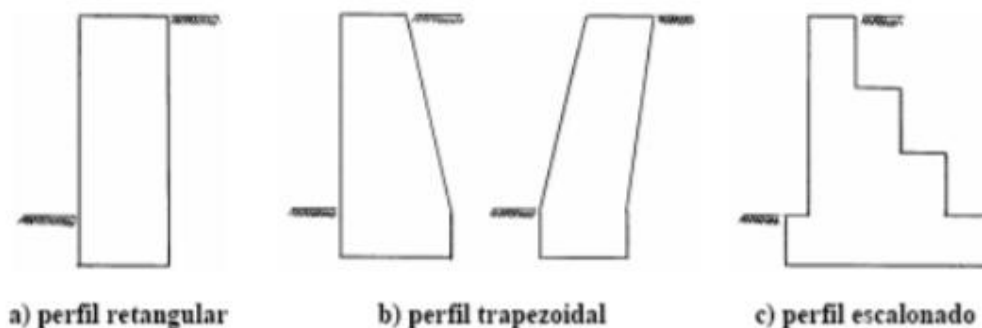
2.7 TIPOS DE CONTENÇÕES

2.7.1 Muro a gravidade

Muros de Gravidade são estruturas contínuas que resistem aos empuxos horizontais causado pelo próprio peso da estrutura. Esse tipo de contenção é mais usado em diferenças de cotas pequenas e médias, inferiores a 5 metros. Os muros de gravidade podem ser construídos

em alvenaria de pedra, concreto simples ou armado, gabiões, solo ensacado, pneus usados, etc.

Figura 24: Muro de arrimo a gravidade



Fonte: (Adaptado de Moliterno, 1982).

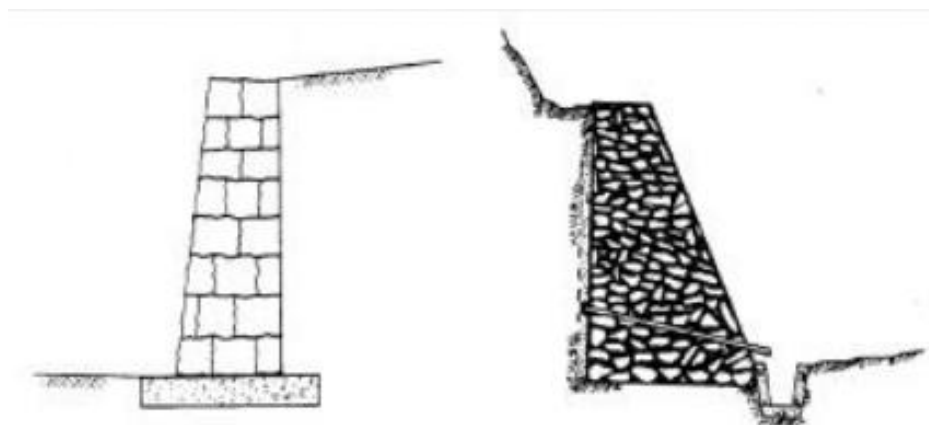
➤ 2.7.1.1 Muro de alvenaria de Pedra

Os muros de alvenaria de pedra são os mais antigos e numerosos. Esse tipo de Muro apresentam uma estrutura rígida, com pequena deformação mas para isso necessita-se de um terreno com uma fundação boa, com uma drenagem eficaz, incluindo um dreno de areia ou geossintético e tubos e para alívio de pressões na estrutura de contenção e também prevenção a deslizamentos.

Esse tipo de estrutura é economicamente viável para alturas máximas de até 3 (três) metros e exige uma mão de obra mínima qualificada para executá-la. As nas escolhas das pedras não poderão apresentar propriedades empíricas, deverá ser feita com pedras graníticas, rugosas e isentas de impurezas ou detritos, com diâmetro médio superior a 0,30m segundo, (FIDEM, 2001).

A figura 25 abaixo apresenta o modelo desse muro:

Figura 25: Muro de alvenaria de Pedra



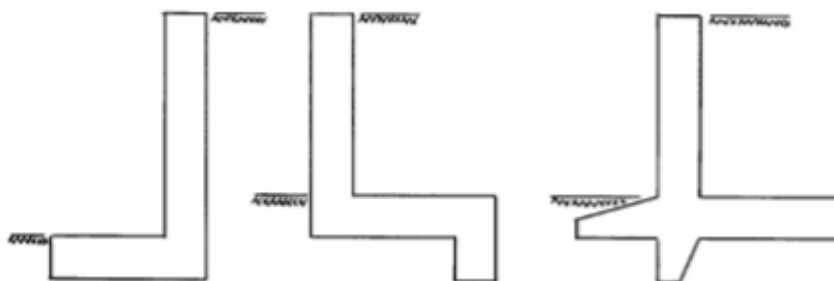
Fonte: Gerscovich, (2010).

➤ 2.7.1.2 Muro de Concreto Armado

Os muros de concreto armado são compostos basicamente de duas lajes de concreto armado. A laje vertical é considerada engastada na base com o extremo superior em balanço. A laje horizontal se apoia no terreno, com finalidade estrutural de equilibrar o empuxo e servir de sapata.

O autor MOLITERNO (1982), diz que os muros de arrimo de concreto armado podem ter perfis em L (para alturas até 2 metros), clássicos ou especiais (para alturas entre 2 e 4 metros) e podem ser atirantadas.

Figura 26: Perfis de muros de arrimo em concreto armado



Fonte: Moliterno, (1982).

➤ 2.7.1.3 Muros de Gabião

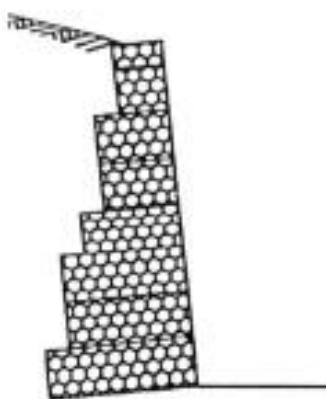
Muros de gabões são muros flexíveis compostos por gaiolas feitas com fios de aço galvanizado (para que resistam às intempéries sem oxidar, podendo também, ser utilizada uma camada de PVC para maior resistência à corrosão) de malhas hexagonais com dupla

torção. Estas gaiolas são preenchidas pelas pedras e organizadas manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns.

As principais características dos gabiões são:

- Flexibilidade, por ser constituído por uma estrutura flexível que permite que o muro sofra diferentes recalques, sem que a estrutura perca estabilidade.
- Permeabilidade: Por conta dos espaços vazios que se dão pela acomodação das pedras, faz com que a água escoe por esses espaços ocorrendo uma drenagem, o que beneficia a estrutura, pois não gera tensões, que poderia gerar caso a água não escoasse.

Figura 27: Muro de Gabião



Fonte: GERSCOVICH, (2010).

➤ 2.7.1.4 Muros em fogueiras (“crib wall”)

Esse tipo de muro é utilizado para conter aterros e taludes. Ele pode ser composto por peças pré-moldadas de concreto, madeira ou metal, colocadas em direções perpendiculares, encaixados ou parafusados, com um formato de fogueira, seu interior pode ser preenchido com solo compactado ou pedras. Ao ser preenchido com pedras, apresenta as mesmas características de um gabião, permeabilidade e flexibilidade. Sua construção é relativamente rápida por ser constituído de peças de fácil transporte e dispensa manutenções periódicas.

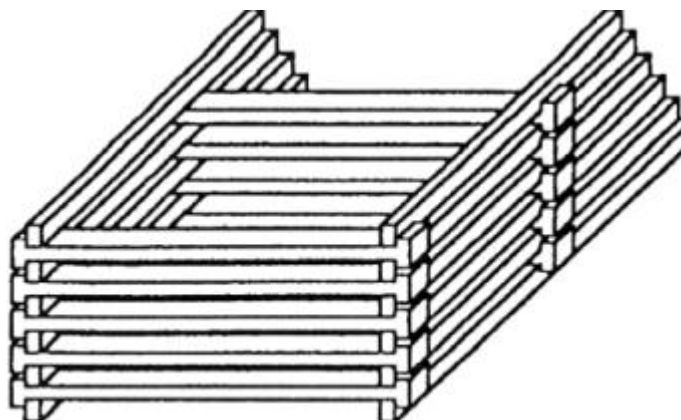


Figura 28: Muro Crib wall

Fonte: Adaptado (GERSCOVICH,2010).

➤ 2.7.1.5 Muros de saco de solo-cimento

Esses muros são constituídos por sacos de poliéster ou de algum material similar, e são preenchidos por uma mistura de solo e cimento. Essa técnica tem como ponto positivo o baixo custo, e por não requerer de uma mão de obra especializada.

De acordos com estudos feitos por (MARANGON,1992), um muro de arrimo de solo-cimento, com uma altura entre 2-5 metros, pode ter seus gastos reduzidos em até 60%, comparado com um muro de arrimo de concreto armado. Esse modelo de muro vem como uma alternativa para os materiais estruturais utilizados hoje.

E ele vem com um grande diferencial: a sustentabilidade. Uma solução prática e rápida para segurar a terra em terrenos inclinados ou com alto desnível é o muro de arrimo

Figura 29: Muro de saco de solo-cimento



A mistura é preparada previamente e depois ensacada. A “boca” do saco é então selada com barbante ou outro material semelhante, e os sacos são deixados para secar. Depois que secam, são empilhados na posição em que são necessários e pronto: seu muro de arrimo, já está plenamente funcional, tudo de maneira prática e rápida.

Fonte: Adaptado (GERSCOVICH, 2009).

➤ 2.7.1.6 Muros de pneus

Esse tipo de estrutura é pouco convencional, mas que pode ser usado para fazer a contenção em encostas e em construções. Este muro é constituído por camadas horizontais de pneus empilhados e amarrados, formando assim uma parede ou muro. É importante que seja preenchido com solo compactado para dar estabilidade ao muro. Uma das vantagens é a possibilidade de reaproveitar os pneus descartados. O muro além de resistente, é também flexível. Por ser um muro pesado, o muro de pneus se limita a altura de 5 metros, e a sua base

Figura 30: Muro de Pneus

deve ter largura de 40 a 60% da altura do muro.



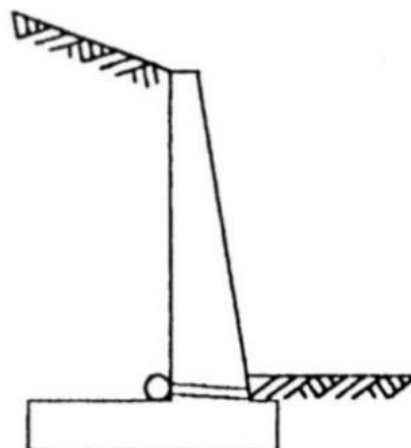
Fonte:
(GERSCOVICH, 2009).

Adaptado

2.7.2 Muro a flexão

Tem como principal característica seu formato esbelto vertical triangular, perpendicular à superfície do maciço construídos em concreto armado, capazes de suportar forças de tração, com ou sem contraforte e com ou sem tirantes. GERSCOVICH (2009), explica que os muros de flexão simples são economicamente viáveis para alturas superiores a 5 metros, havendo a necessidade de contrafortes para gerar maior estabilidade na estrutura.

Figura 31: Muro de Flexão

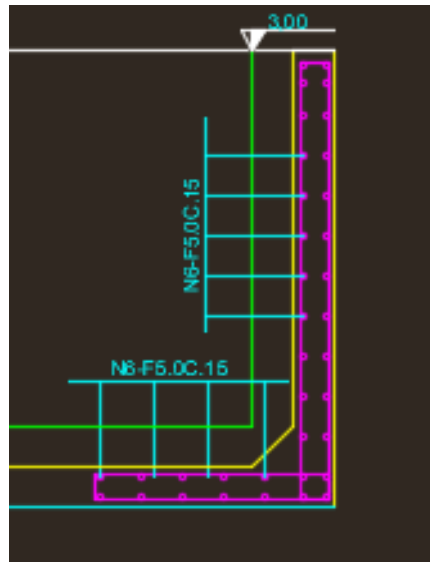


Fonte: Gerscovich, (2009).

➤ 2.7.2.1 Muro de concreto armado

Esse muro é constituído apenas por concreto e barras de aço. Possui dois componentes bem definidos que é a sapata de fundação e a parede que contém o solo.

Figura 32: Projeto de um Muro de Concreto Armado



Fonte: Autoral, (2018).

➤ 2.7.2.2 Muro de bloco armado

É uma opção muito utilizada é a substituição da parede em concreto armado convencional, por blocos estruturais cheios de concreto armados;

Figura 33: Execução de um Muro de Bloco Armado

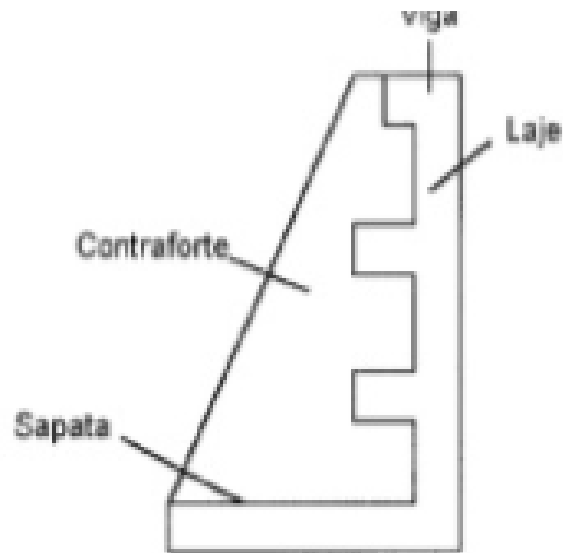


Fonte: Autoral, (2018).

➤ 2.7.2.3 Muro com contraforte

Esses muros têm sua finalidade para grandes alturas, são semelhantes ao muro de concreto armado convencional, porem ao longo do seu comprimento elementos chamados de contraforte, são como paredes de concreto construídas perpendicularmente ao muro, conferindo maior rigidez à estrutura;

Figura 34: Corte transversal Muro com Contraforte

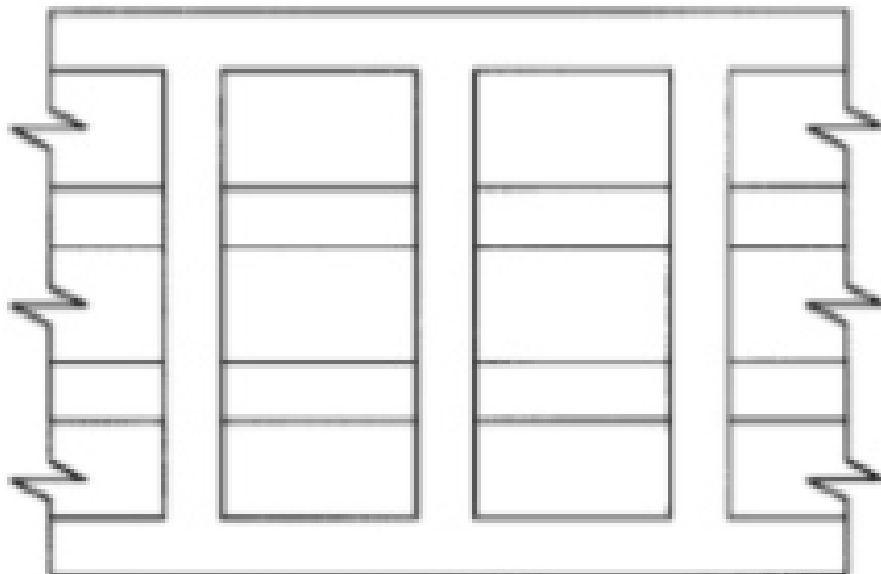


Fonte: Gerscovich,(2010).

➤ 2.7.2.4 Muro com vigas e pilares

Uma outra forma de executar os muros de arrimo é a utilização de um muro com vigas, pilares e preenchido com blocos. É de suma importância para o funcionamento deste

Figura 35: Muro com vigas e pilares- Em corte transversal



muro boas fundações para os pilares.

Fonte: Gerscovich, (2010).

2.8 DRENAGENS

As obras de drenagem têm por finalidade a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação do maciço. Podem ser utilizadas como o único recurso para estabilizar o maciço ou como um recurso adicional das obras de estabilidade do talude associada a contenções, retalhamento ou proteções diversas.

Para o seu dimensionamento deve ser realizado um estudo no local sobre os índices pluviométricos, a área do município de contribuição e as características dos materiais por onde escoam as águas a serem drenadas.

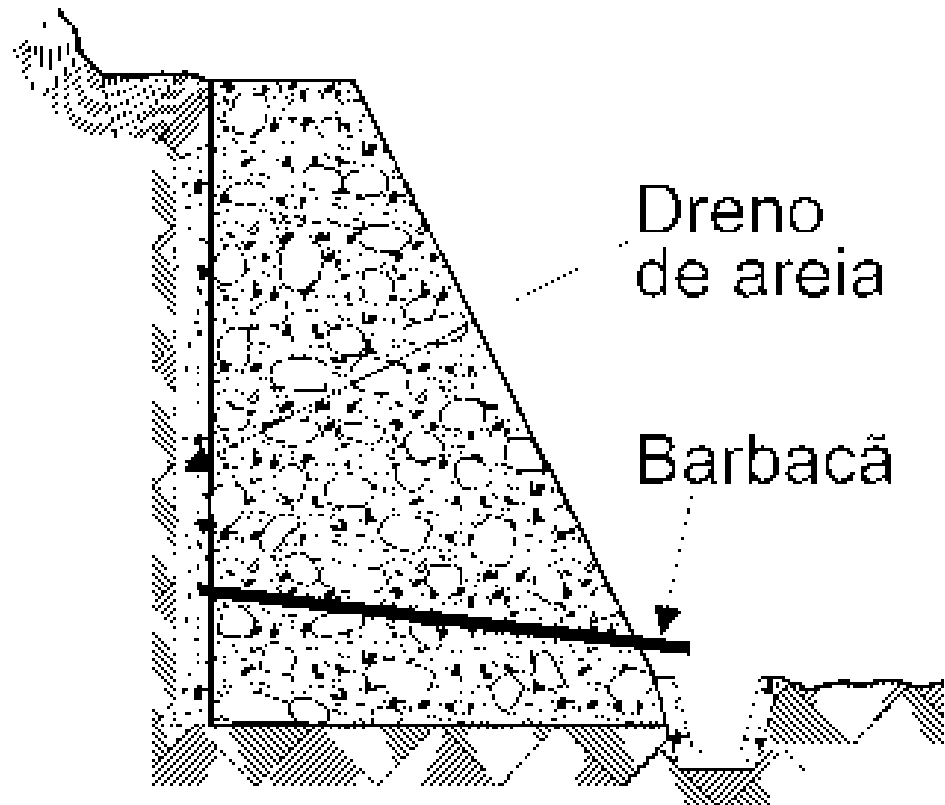
Os dispositivos de drenagem em geral, possuem grande suscetibilidade a entupimentos e à danos em sua estrutura, tornando-se inoperante ou com deficiências. Esse é o motivo de grande parte dos acidentes associados a escorregamento de taludes. Devido a isso, é importante citar que os sistemas de drenagem devem ter uma programação de manutenção e vistorias realizada de forma contínua.

2.8.1 Tipos de Drenagens

➤ 2.8.1.1 Drenagem em muros por Barbacãs

Esse tipo de Drenagem tem como objetivo, recolher a água que se acumula por trás do muro, que está em contato direto com o solo. Geralmente o tamanho dos drenos são maiores que a largura do muro, tendo sua extremidade interna envolvida por algum material poroso, geralmente por areias e pedregulhos.

Figura 36: Drenagem de muro por Barbacãs – Corte Transversal

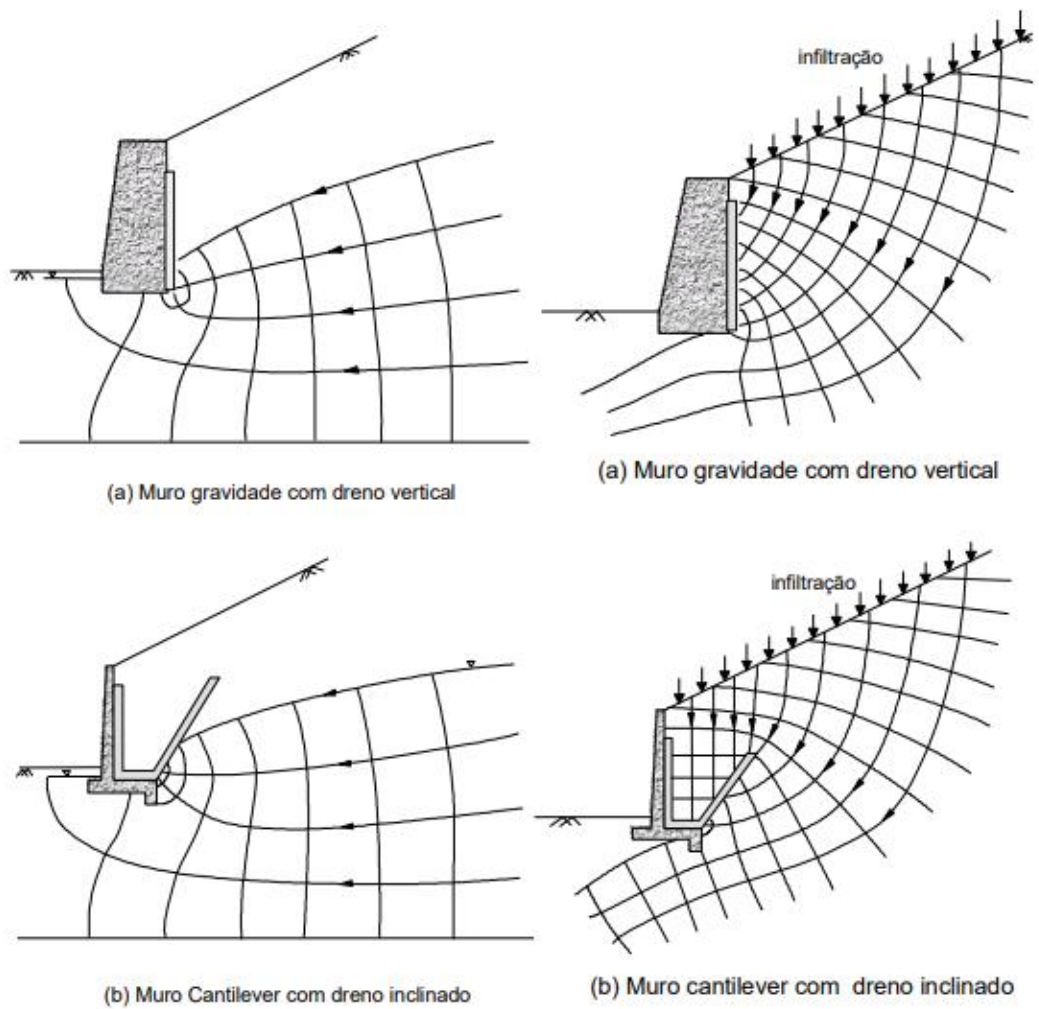


Fonte: Gerscovich, (2010).

➤ 2.8.1.2 Drenagem Superficial

De acordo com autora (GERSCOVICH, 2010), os sistemas de drenagem superficiais como: drens horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drens internos de estruturas de contenção, filtros granulares, vegetação rasteira como grama, areias e geodrens tem como função conter as pressões de água e/ou captar fluxos que ocorrem no interior dos taludes.

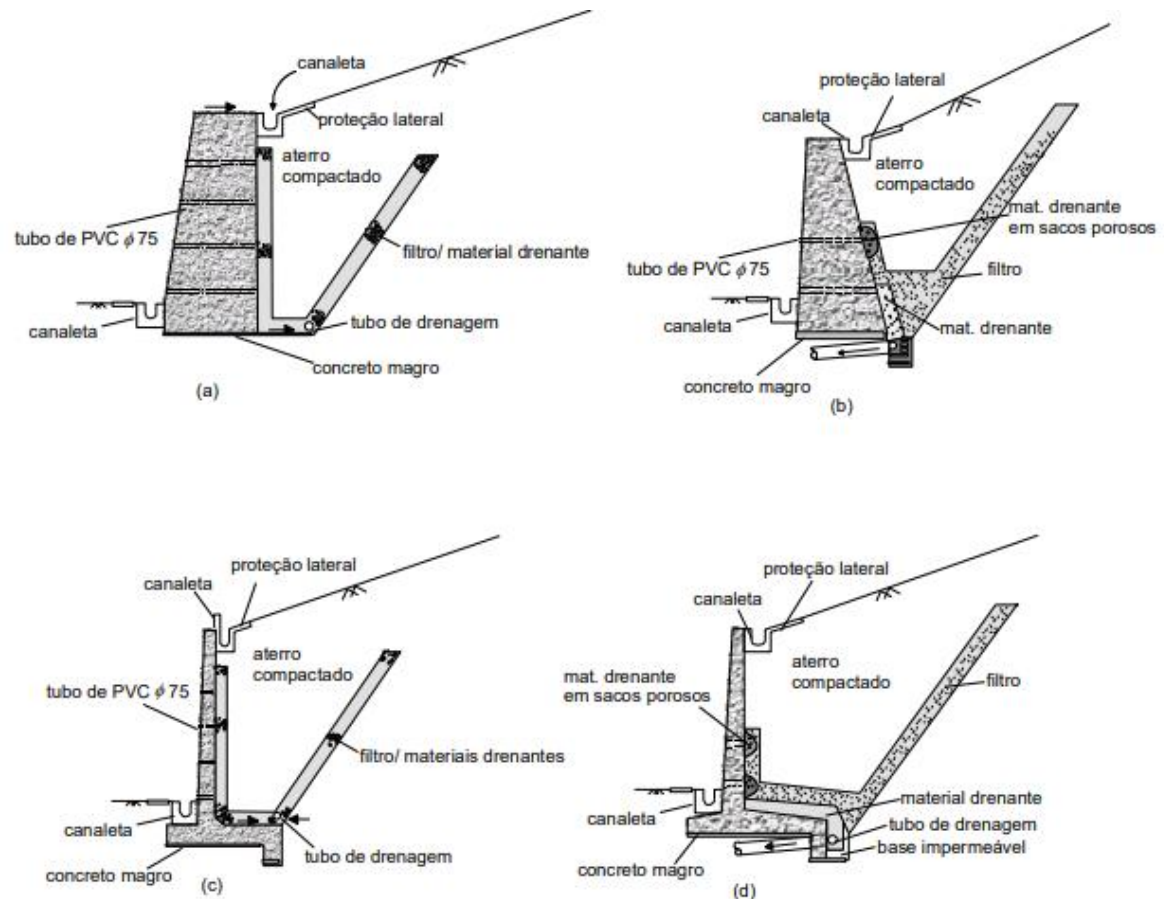
Figura 37: Redes de fluxo em muros



Fonte: Gerscovich, (2010).

Quando surge uma situação que não é possível de alguma forma drenar as águas para fora dos muros, surge a necessidade de colocar materiais drenantes, que possam levar essa água sem que esorra para a frente do muro.

Figura 38: Sistemas de Drenagem – Dreno inclinado



Fonte: Gerscovich, (2010).

2.9. CONSTRUÇÃO DO MURO DE ARRIMO

Terrenos com grandes diferenças de níveis e desníveis tem como principal necessidade a construção de muros de arrimo. A construção inicialmente começa de baixo para cima, com colocações de reforços entre as camadas dos solos compactados, podendo ser acabada com paredes reforçadas.

Os solos reforçados com tiras ou inserções extensivas, deve-se primeiramente realizar uma verificação da estabilidade externa, para assim escolher qual estrutura usar a partir de análises técnicas do solo.

O custo das estruturas está ligado ao seu tamanho de acordo com a escolha correta, gera uma economia ou prejuízo na escolha errada. Todos os materiais que irão compor o muro de arrimo deverão atender as normas da ABNT, variando para cada serviço a serem executado.

2.9.1 Cuidados na Escolha do Muro de Arrimo

A escolha do muro irá depender da capacidade de carga que o solo suporta, altura do muro, sua localização, cargas que irão atuar no solo, entre outros fatores. Primeiramente deve se fazer um desenho esquemático do terreno no qual será construída a estrutura, em caso de estrutura com grandes alturas, superiores a 2 metros deverá ser feito um levantamento topográfico. Há a necessidade de verificar se existe a presença de água e/ou esgotos no terreno e localizar as posições das redes na planta.

As sondagens são de grande necessidade serem feitas para que possam qualificar o solo, indicar níveis de águas, os limites de fundações. Estas sondagens devem ter no mínimo 1,5 metros abaixo da fundação da estrutura. O tipo de drenagem que deverá ser feito, sempre lembrando da necessidade de tubos para a saída de água para atravessarem o muro, é de extrema importância.

2.10. ESTABILIDADE DE MUROS DE ARRIMO

2.10.1 Segurança contra o Tombamento

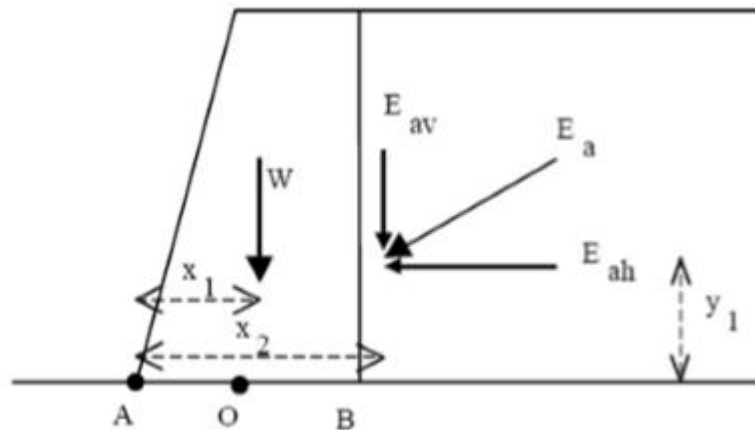
A estabilidade contra o Tombamento acontece quando o momento resistente é maior que o momento solicitante. O Momento Resistente (M_{res}), coincide no momento gerado pelo peso próprio do muro. O Momento Solicitante (M_{solic}) é estabelecido como o momento do empuxo total que atua no ponto extremo inferior. GUERRIN, fornece um coeficiente de segurança (FS) de 1,5.

Conclui-se que a estabilidade pode ser garantida pela fórmula 23 e 24, a seguir:

$$FS_{tomb} = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 1,5 \quad (23)$$

$$FS_{tomb} = \frac{W.X1 + Eav.X2}{Eah.y1} \geq 1.5 \quad (24)$$

Figura 39: Segurança Contra Tombamento



Fonte: Gerscovich, (2010).

Figura 40: Representação Tombamento



Fonte: Gerscovich, (2010).

2.10.2 Segurança contra o Deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado:

BUENO E VILAR (1985) diz que para solos Arenosos adota-se $FS \geq 1,5$. E para solos Argilosos adota-se $FS \geq 2,0$.

$$FS_{DESLIZ} = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{solic}} \geq 1,5 \quad (25)$$

Onde:

ΣF_{res} = somatório dos esforços resistentes;

ΣF_{solic} = somatório dos esforços solicitantes;

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

Através dessa formula 26, abaixo podemos determinar a segurança contra o deslizamento:

$$FS_{Desliz} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq (1,5 \text{ Solos Arenosos}; 2,0 \text{ Solo Argilosos}) \quad (26)$$

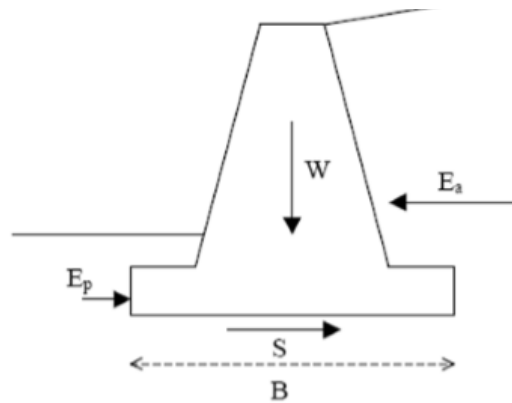
Onde:

E_p = empuxo passivo;

E_a = empuxo ativo;

S = esforço cisalhante na base do muro;

Figura 41: Segurança contra o Deslizamento



Fonte: Gerscovich, (2010).

$$S = B \cdot (c' + \left(\frac{\Sigma F_{verticais}}{B} - u\right) \cdot \text{tang } \phi) \quad (27)$$

Onde:

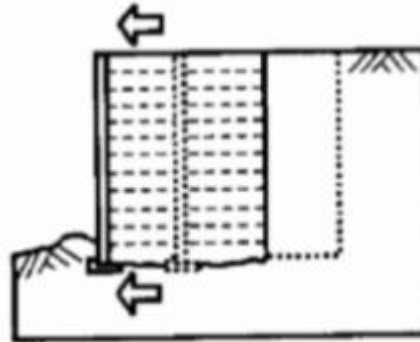
S = esforço cisalhante na base do muro;

c' = Coesão;

B = Base do muro;

ϕ = ângulo de atrito interno;

Figura 42: Estabilidade Contra o Deslizamento



Fonte: Gerscovich, (2010).

2.10.3 Verificação da capacidade suporte do solo

CARVALHO E FIGUEIREDO (2014), dizem que para a verificação da capacidade suporte do solo, verifica-se as tensões atuantes sob a base do muro de arrimo. Para o equilíbrio elástico, a máxima tensão de compressão deve ser menor que a capacidade resistente do solo.

Já a tensão mínima deve ser tal que não produza tensões de tração no solo. Se, porventura, a tensão mínima do solo for negativa ($\sigma_{\min} < 0$), haverá tensões de tração no solo. Para as verificações pertinentes, a região da sapata sobre o solo tracionada deverá ser desprezada.

- Ponto de Aplicação da Resultante:

$$X = \frac{\sum Resist - \sum Atuantes}{\sum F\ verticalais} \quad (28)$$

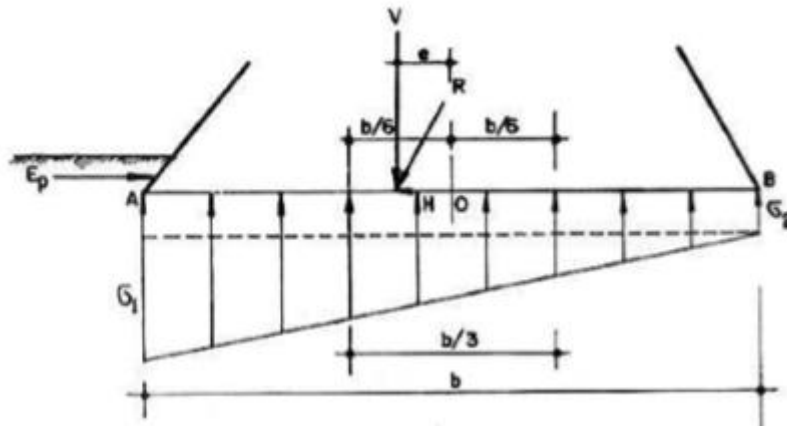
- Cálculo da Excentricidade:

$$e = X - \frac{b}{2} \quad (29)$$

- Tensão de Trabalho:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F\ verticalais}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \leq \sigma_{adm} \quad (30)$$

Figura 43: Capacidade de Suporte no Solo



Fonte: Gerscovich, (2010).

2.11 PRÉ DIMENSIONAMENTO

2.11.1 Muro a gravidade

➤ 2.11.1.1 Perfil Trapezoidal

• **Concreto Ciclópico**

- $b_0 = 0,14.h$ a $0,15h$
- $b = b_0 + h/3$

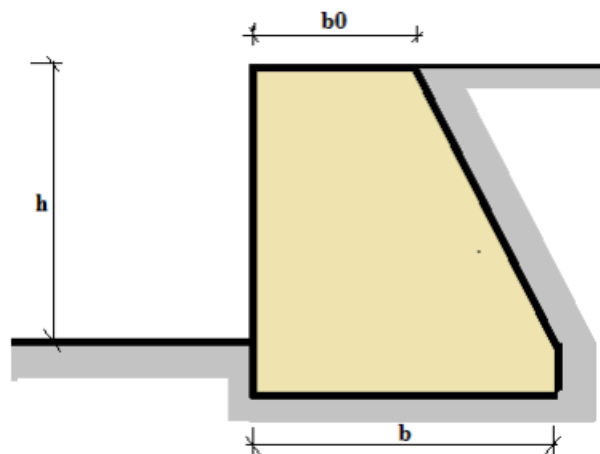


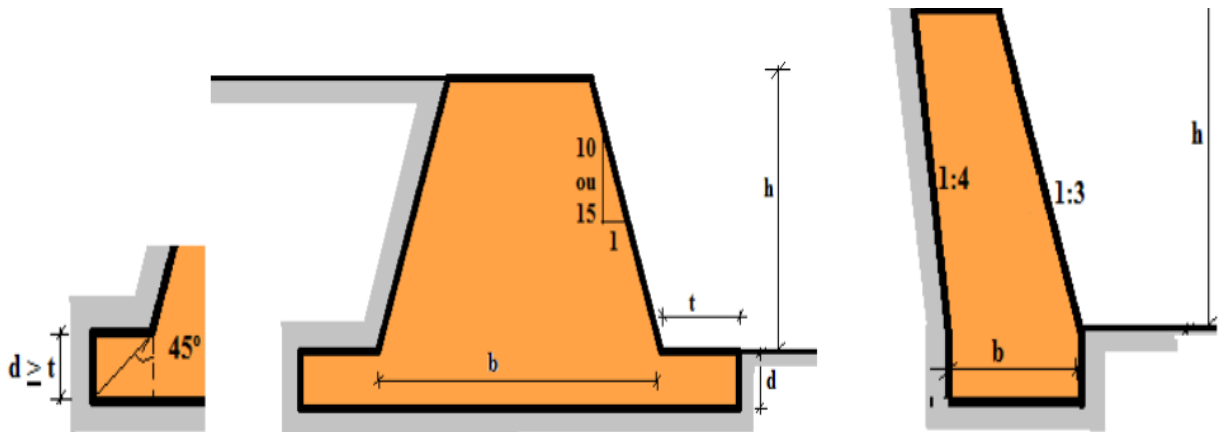
Figura 44: Perfil trapezoidal Tipo -I

Fonte: Varela, (2015).

➤ **Alvenaria de Pedra ou Concreto Ciclópico**

- $t = h/6$
- $b = h/3$
- $d > t$

Figura 45: Perfil trapezoidal Tipo –II



Fonte: Varela, (2015).

➤ 2.11.1.2 Perfil Retangular

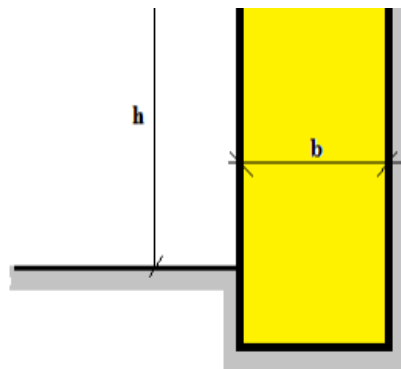
➤ **Muro em Alvenaria de tijolos**

- $b = 0,40.h$

➤ **Muro de alvenaria de Pedra ou de concreto ciclópico**

- $b = 0,30.h$

Figura 46: Perfil Retangular

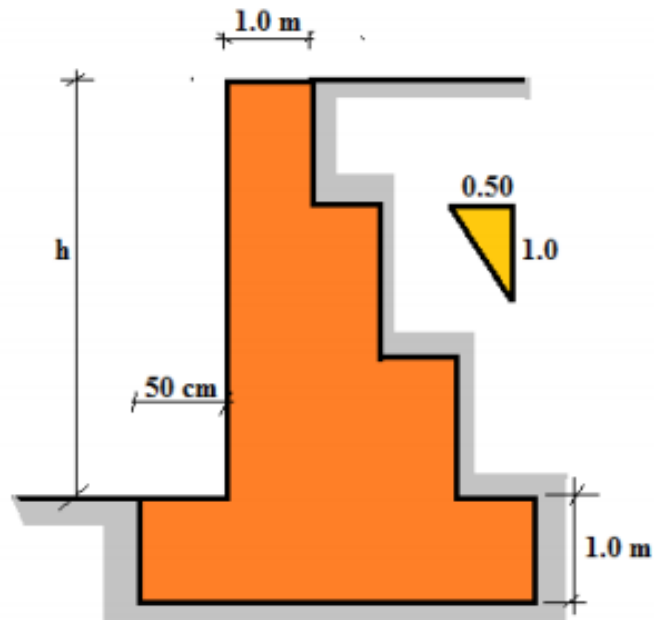


Fonte: Varela, (2015).

➤ 2.11.1.3 Perfil Escalonado

Dimensionamento em função da massa específica do material e do empuxo.

Figura 47: Perfil Escalonado



Fonte: Varela, (2015).

2.11.2 Muro a Flexão

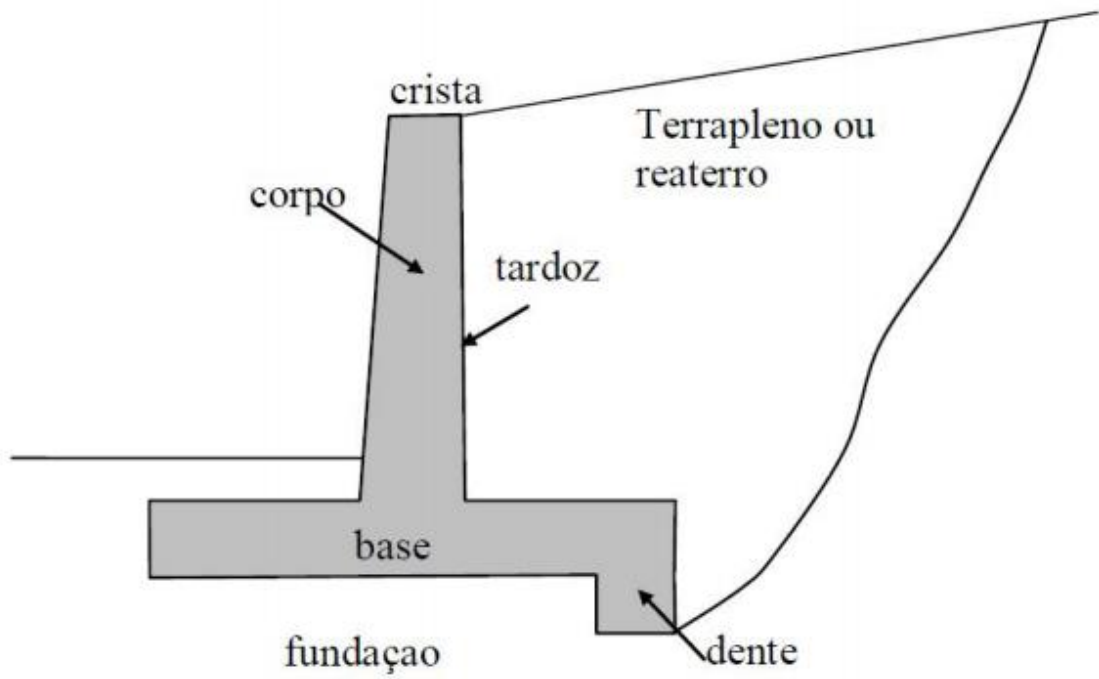
- Crista:

$$C_{\min} = 20 \text{ cm}$$

$$C \text{ recomendado} = 30 \text{ cm}$$

- Largura da Base: $B = 0,4 \text{ a } 0,7 H$
- Altura da Base: $D = \frac{H}{12} \text{ a } \frac{H}{10}$

Figura 48: Muro a flexão



Fonte: ASSUNÇÃO, (2016).

3 METODOLOGIA

Este trabalho consiste em um estudo de Caso de Muro de Arrimo, onde foi necessário coletar a amostra deformada, em seguida foram realizados ensaios de caracterização desse solo. Posteriormente foi calculado os esforços nos quais estará submetida a estrutura. Assim foi feita a escolha da estrutura, seguindo por um pré-dimensionamento e por fim o dimensionamento da melhor estrutura que se adequa ao estudo em questão.

Portanto foi desenvolvido um projeto de uma estrutura de contenção, no qual estará contendo o maciço de terra de 2,5 metros de altura. Essa metodologia estabelece o roteiro que foi seguido para alcançar os objetivos de maneira correta. A mesma foi desenvolvida em etapas, que serão apresentadas a seguir.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O Estudo em questão foi feito em um lote localizado na TO-010, KM 0, Condomínio ecológico - Portal da Serra situado no bairro Rural de Palmas- TO. Conforme a Figura 50. A escolha desta encosta se justifica, pois, o terreno é muito íngreme, correndo risco de desabar eventualmente quando existir uma tensão sob a mesma, assim surgindo a necessidade de se conter este maciço, para que não invada a parte destinada a edificação do lote. Primeiramente foi feito uma visita na área de estudo, com o intuito de estabelecer as características do

Figura 49: Local de Estudo



maciço em questão.

Fonte: Autora, (2018).

3.2 COLETA DA AMOSTRA

O Método para retirada das amostras foi a da amostra deformada, conforme a figura 50 abaixo. As amostras foram retiradas metro a metro, pois assim foi possível diferenciar as mudanças do material, que quando identificadas foram separadas de acordo com a norma NBR 9604/86 – Abertura de poço e Trincheira de Inspeção no solo, com retirada de amostras deformadas e Indeformadas.

Figura 50: Retirada das amostras



Fonte: Autora, (2018).

Após a coleta e acondicionamento, as amostras de solos foram identificadas e levadas ao laboratório do Ceulp/Ulbra para realização dos ensaios de caracterização da amostra.

3.3. AMOSTRAGEM

As amostras foram separadas e preparadas de acordo com as normas abaixo nos laboratórios do CEULP/ULBRA.

- DNER ME 41/94 Solo – preparação de amostras para ensaios de Caracterização;
- ABNT NBR-6457 Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;

3.3.1 Preparação das Amostras

Primeiramente as amostras foram secadas naturalmente, foi espalhada em bandejas, e colocadas em contato diretamente ao sol e ar.

Posteriormente foi feito o destorroamento desse solo com o auxílio de um almofariz (recipiente) e uma mão de grau (pilão).

Figura 51: Acessórios de auxílio



Fonte: Varela, (2006).

Assim depois do seu destorroamento foram peneiradas, com as peneiras de 19,1mm e 4,75mm, conforme a figura 52, abaixo:

Figura 52: Peneiras utilizadas para separação da amostra



Fonte: Autora, (2018).

O material retido pela peneira 19 mm foi descartado. Já o retido pela 4,8 mm classificado como material grosso, armazenando-o em uma bandeja e o passante pela mesma peneira, material fino, sendo depositado em outra bandeja. Portanto foi necessário calcular a quantidade de cada tipo, conforme abaixo:

Figura 53: Amostra separada em grãos finos e grossos



Fonte: Autora, (2018).

Somaram-se os valores individuais de cada material e calculou-se a porcentagem de cada tipo. Após a pesagem do material fino e material grosso obtivemos como massa 18,300 kg e 12,850 kg, respectivamente. Totalizando assim a massa total de 31,150 kg. Calculou-se a porcentagem de cada tipo de material.

Figura 54: Pesagem das amostras



Fonte: Autora, (2018).

A porcentagem de material fino encontrada na amostra foi de 58,75 % e para material grosso de 41,25 %. As amostras de 5 kg foram pesadas respeitando essa proporção, portanto foi necessário calcular a quantidade de cada tipo, conforme abaixo:

A quantidade de material fino por amostra para o ensaio de compactação foi de 2,930 kg e de material grosso de 2,070 kg. Formando uma amostra de 5.000g. O mesmo cálculo foi feito para a amostra de 1 kg, obtendo 587 g de material fino e 413 g de material grosso.

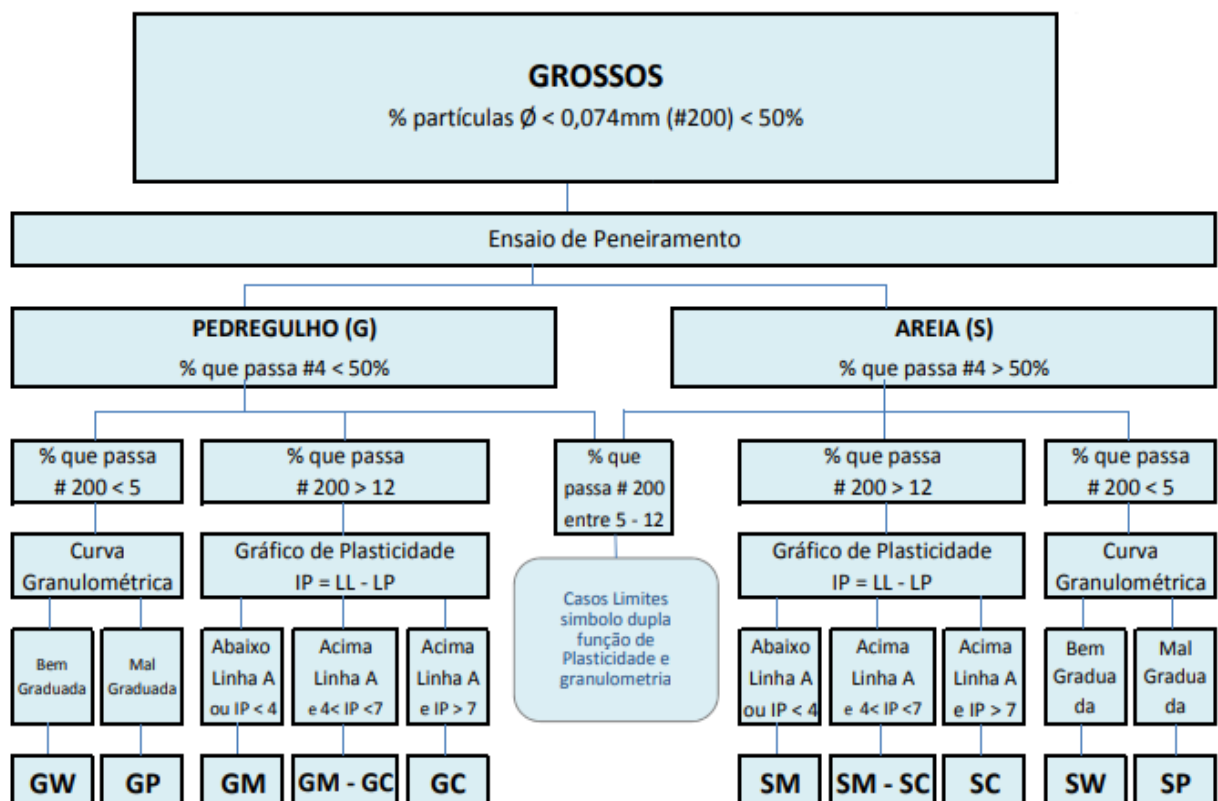
Por último, separou-se uma amostra 100 g de material fino peneirado novamente na peneira de 0,42 mm, esta amostra será utilizada em outra data no ensaio de massa específica dos grãos.

3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.4.1 Ensaio de Granulometria

O ensaio de Granulometria é dividido em dois, ensaio de granulometria por peneiramento e ensaio de granulometria por sedimentação. O método para obtenção dos resultados foi o de peneiramento que analisa os grãos maiores que 0,074mm. O ensaio de

Figura 55: Classificação de acordo com SUCS



granulométrica foi feito a partir da norma: NBR 7181/1984 - Solo - Análise granulométrica;

Fonte: Adaptado - DNIT, (2016).

Sua classificação foi feita de acordo com a SUCS (Sistema unificado de classificação dos solos).

SOLOS GROSSOS:

G = granel (pedregulho); S= sand (areia); W= well graded (bem graduado); P= poorly graded (mal graduado); C= clay (com argila)

Posteriormente foi feita a classificação do solo, quanto a uniformidade e sua curvatura. O coeficiente de não uniformidade foi encontrado através da formula 31 abaixo:

COEFICIENTE UNIFORMIDADE

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Sendo classificado de acordo com as sentenças a seguir:

CU < 5 (SOLO UNIFORME)

5 < CU < 15 (UNIFORMIDADE MÉDIA)

CU > 15 (MUITO DESUNIFORME)

Já o coeficiente de curvatura permite classificar o solo como bem graduado ou mal graduado e de acordo com o resultado obtido pela formula 32.

COEFICIENTE DE CURVATURA

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Assim por fim, foi classificado através das sentenças abaixo:

1 < CC < 3 (BEM GRADUADO)
CC < 1 ou CC > 3 (MAL GRADUADO)

3.4.2 Ensaio de Compactação

A amostra com 5000g do solo, no primeiro passo para a realização do experimento consistiu no processo de destorroamento das partículas maiores de solo, vai comprimindo o solo com uma colher de pedreiro até que o solo se apresentou em um estado mais fino e com menor número de partículas redondas.

O segundo passo é o processo de homogeneização do solo, foi adicionado 200g de água na amostra de solo destorroada até que atingiu o grau de homogeneidade desejado. Posteriormente a primeira camada de solo homogeneizado com as 200g gramas de água depois aplica -se um total de 26 golpes com o soquete, por 3 camadas. Conforme a figura 57 abaixo.

Figura 56: Compactação do solo



Fonte: Autora, (2018).

Esse processo se repetiu por um total de 3 vezes. Quando o solo chegou ao topo do cilindro o excesso que se passou foi retirado com o auxílio de uma régua metálica e logo depois o cilindro foi pesado e uma pequena amostra de solo foi retirada e colocada em uma capsula para se calcular o teor de umidade. Depois foi repetido adicionando 300g, 400g, 500g e 600g de água. As cápsulas de cada porção de água, foram pesadas e levadas a estufa e lá ficaram por cerca de 12 horas.

O ensaio de Compactação foi feito através da norma:

- ABNT NBR 7182/1986 - Ensaio de Compactação.

3.4.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Para dar início a ensaio, a amostra foi colocada dentro de um conjunto (composto por caixa metálica, placa de base, pedra porosa, grelha inferior, grelha superior, placa de carga normal e suporte de carga horizontal). Conforme a figura 58 abaixo mostra:

Figura 57: Conjunto caixa metálica



Fonte: Autora, (2018).

Posteriormente o conjunto foi colocado no equipamento de cisalhamento direto e submetido a



Figura 58: Aparelho Cisalhamento Direto



carregamento axiais, para ocorrer o adensamento do solo. Como mostra a figura 58, abaixo.

Fonte: Autor (2018).

Ao longo do ensaio foram aplicadas as seguintes tensões normais para o adensamento: 55,56; 111,11 KPa; 166,67 KPa. Durante o ensaio foram observados os deslocamentos horizontais e a deformação do anel do dinamômetro que foram utilizados para a elaboração da curva tensão X deformação. Na figura 60, observamos um corpo de prova que sofreu a

Figura 59: Amostra de Solo rompida



ruptura por cisalhamento.

Fonte: Autora, (2018).

A norma utilizada para obtenção do ângulo de atrito interno e coesão do solo foi:

- Norma americana ASTM D3080;

3.4.4 Ensaio de Massa Específica

A massa específica é a relação da massa do material pelo volume, ou seja, o material foi colocado dentro de um recipiente com volume conhecido. A amostra úmida foi pesada e colocada na estufa, que foi submetida a temperatura que variava de 100 a 110°C.

Figura 60: Amostra de Solo



Posteriormente foi pesada a amostra seca. Como mostra a figura 61 abaixo.

Fonte: Autora, (2018).

Para dar início ao ensaio, foi enchido (com água à temperatura de $27 \pm 2^\circ\text{C}$) um picnômetro até aproximadamente 90% de sua capacidade; este foi agitado para que os vazios ali presente fossem eliminados. Em seguida, foi colocada a tampa do picnômetro e este foi preenchido com água, até atingir a marca de referência. Foi feita a pesagem do picnômetro com a água, para determinar a massa. Conforme a figura abaixo.

Figura 61: Picnômetro com água



Fonte: Autora, (2018).

Após a primeira pesagem, foi retirado uma parte da água e adicionado 45g do solo e água para encher o picnômetro até 90% de sua capacidade. Em seguida as bolhas de ar que ali estavam, foram eliminadas e a tampa do picnômetro foi colocada; o espaço foi preenchido com água até a marca de referência. Após esse processo, foi realizado a segunda pesagem. Como mostra

Figura 62: Pesagem Picnômetro, solo e agua



a figura 63 abaixo:

Fonte: Autora, (2018).

A massa específica do solo ensaiado foi feita de acordo com a norma abaixo:

- NBR 6458/16 (Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica);

3.5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Os cálculos foram feitos empregando os métodos de Rankine e Colomb. As formulas estão em anexos, os resultados esforços ocorreram através das equações:

- 7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,18,19,20,21,22.

3.6 DIMENSIONAMENTO

Foi feito dimensionamento de 2 (dois) muros a gravidade, um de perfil retangular de concreto e outro com o perfil retangular de gabião, utilizando os esforços encontrados no cálculo dos esforços.

3.6.1 Pré Dimensionamento

- Muro Retangular – Concreto Ciclópico

Para seu pré-dimensionamento, usou-se para base $B=30\%h$, com altura de 2,5 m, e seu comprimento de 27,0m e o material para foi preenchimento de concreto ciclópico, com 22 KN/m³.

- Muro a Gravidade – Gabião

Para o pré-dimensionamento foi usado como referência da AcelorMittal, com o auxílio do SINAPI (Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil), as gaiolas para os primeiros 25 metros, tiveram 1m de altura, com 1,0 m de largura com 5,0 m de comprimento, utilizando 15 gaiolas e para preencher a largura restante de 2 metros foram utilizadas 3 gaiolas de 1,0 m de altura, 1,0m de comprimento e 2,0 m de comprimento, assim totalizando a largura do terreno que é 27m e o material para preenchimento do mesmo foi pedra de mão, com 15,39 KN/m³.

3.6.2 Estabilidade

Após o pré-dimensionamento, foi escolhido o muro levando em consideração a segurança do mesmo e o custo benefício. Estabilidade do muro: Tombamento, Deslizamento e a Capacidade de Carga do Solo.

3.7 ORÇAMENTO

Após todas as análises de estabilidade, foi realizado um orçamento dos maiores insumos dos muros escolhidos, para assim tomar a decisão da escolha do muro. Os dados foram retirados do SINAPI – 09/2018.

4 RESULTADOS

Na sequência serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização da amostra do solo; resultados do cálculo dos esforços atuantes no solo a ser contido; Dimensionamento das estruturas, bem como qual melhor atende o maciço em questão.

4.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA

O ensaio de granulometria, foi realizado conforme a NBR 7181/84 – Solo- Análise Granulométrica por peneiramento;

Foram utilizadas 1000g da amostra, foi colocada na peneira 0,074mm e lavada, para que os grãos menores que 0,074mm não fossem considerados e assim levada a estufa para secar. Posteriormente a amostra seca foi passada por 10 peneiras, como mostra a tabela 1,

Tabela 1: Análise Granulométrica

abaixo:

| Φ peneira (mm) | massa retida (g) | % retida em cada peneira | % retida acumulada | % que passa em cada peneira |
|---------------------------|---------------------|-----------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| 25,4 | 0 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| 9,5 | 0 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| 4,8 | 26,7 | 5,96 | 5,96 | 94,04 |
| 2 | 105,8 | 23,63 | 29,59 | 70,41 |
| 1,19 | 32,8 | 7,32 | 36,91 | 63,09 |
| 0,6 | 26,1 | 5,83 | 42,74 | 57,26 |
| 0,42 | 18,9 | 4,22 | 46,96 | 53,04 |
| 0,25 | 58,7 | 13,11 | 60,07 | 39,93 |
| 0,15 | 96,7 | 21,59 | 81,67 | 18,33 |
| 0,074 | 50,6 | 11,30 | 92,97 | 7,03 |
| Σ | 447,8 | 100,00 | | |

Fonte:
Autora,
(2018).

Com os dados inseridos na tabela acima foi feito o gráfico, porcentagem do material que passa em cada peneira (no eixo x) e o diâmetro das peneiras (no eixo y). Representado pelo

Gráfico 3: Análise granulométrica

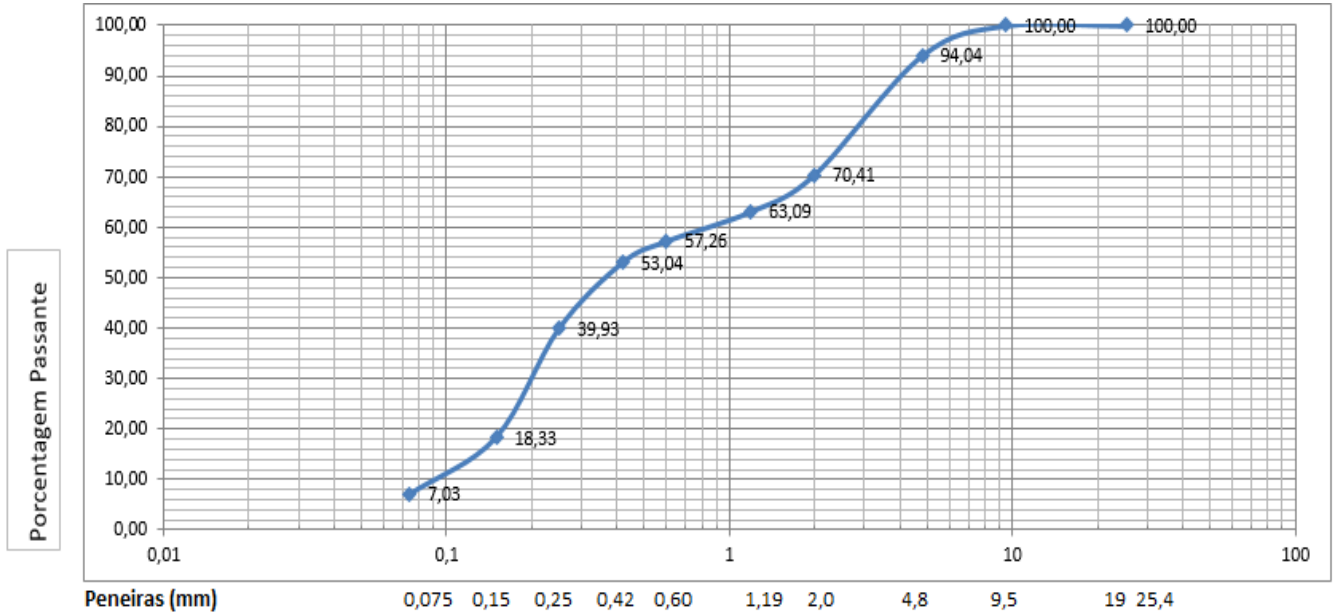


gráfico 3 abaixo:

Fonte: Autora (2018)

4.1.1 Caracterização da distribuição granulométrica:

➤ NOMECLATURA

(SP –SC finos CL-ML) - Areia mal graduada com silte e argila

➤ Coeficiente de Uniformidade (CU):

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,8 \text{ mm}}{0,090 \text{ mm}} = 5 < CU < 15 - (\text{UNIFORMIDADE MÉDIA})$$

➤ Coeficiente de Curvatura (CC):

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = \frac{(0,2)^2}{(0,8 * 0,09)} = \frac{0,0625}{14} = 0,0055 < 1 - (\text{MAL GRADUADO})$$

4.2 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação resultou no aumento da massa específica aparente do solo pela aplicação do impacto do soquete, fazendo as partículas entrarem em contato mais íntimo e com isso diminuindo seu volume no cilindro.

Através do ensaio de compactação, foram obtidas a densidade e a umidade do solo, apontadas no quadro a seguir e traçada a curva de compactação que representa essa densidade e umidade.

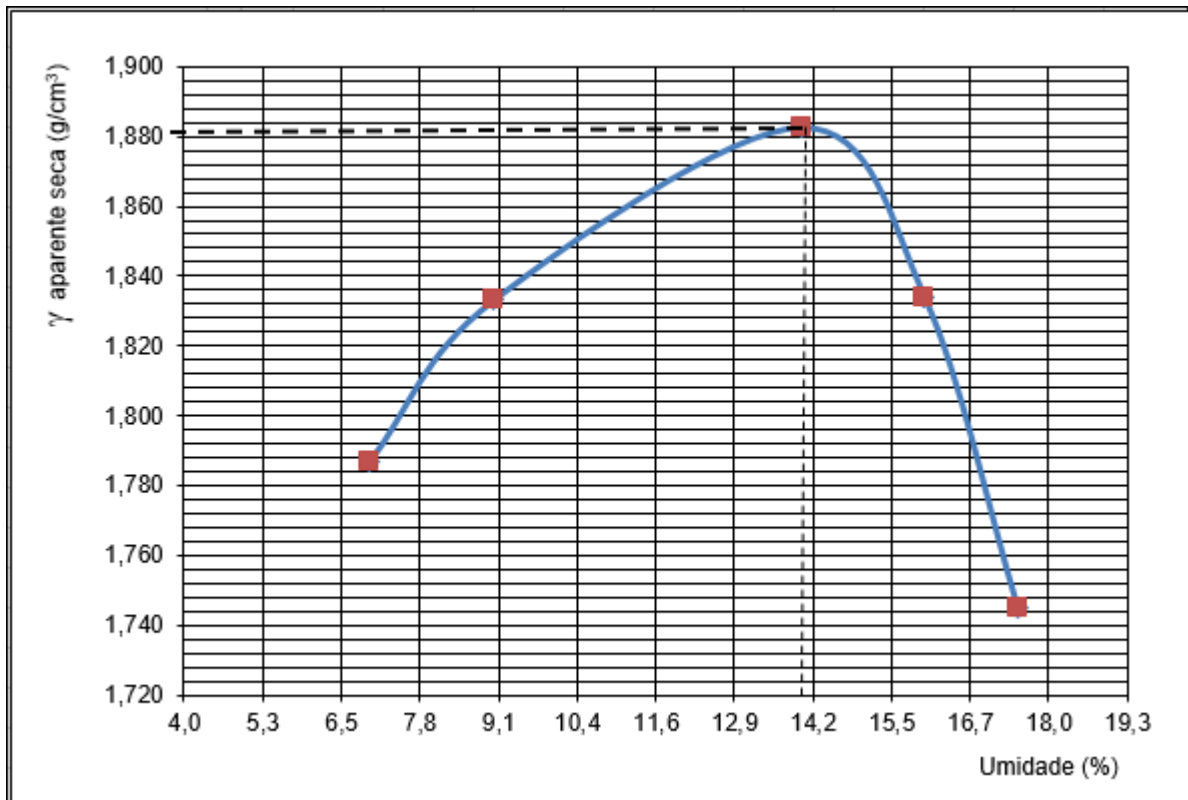
Quadro 1: Dados da compactação do solo

| COMPACTAÇÃO - NBR-7182 | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------------|--------------|------|--------------|------|--------------|------|--------------|-------|--------------|-------|
| Teor de Umidade | | | | | | | | | | | |
| Nº Cápsula | # | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | |
| C + S + A | (g) | 90,5 | 90,5 | 93,7 | 93,7 | 92,3 | 92,3 | 103,2 | 103,2 | 111,3 | 111,3 |
| C + S | (g) | 86,2 | 86,2 | 87,8 | 87,8 | 84,0 | 84,0 | 93,0 | 93,0 | 99,0 | 99,0 |
| C - Cápsula | (g) | 18,2 | 18,2 | 17,3 | 17,3 | 17,0 | 17,0 | 16,5 | 16,5 | 17,0 | 17,0 |
| A - Água | (g) | 4,3 | 4,3 | 5,9 | 5,9 | 8,3 | 8,3 | 10,2 | 10,2 | 12,3 | 12,3 |
| S - Solo | C | 68,0 | 68,0 | 70,5 | 70,5 | 67,0 | 67,0 | 76,5 | 76,5 | 82,0 | 82,0 |
| w - Umidade | (%) | 7,0 | 7,0 | 9,0 | 9,0 | 14,0 | 14,0 | 16,0 | 16,0 | 17,5 | 17,5 |
| Umidade Média | (%) | 7,0 | | 9,0 | | 14,0 | | 16,0 | | 17,5 | |
| Dados de Compactação dos Corpos de Prova | | | | | | | | | | | |
| Água Adic. | (g) | 200 | | 300 | | 400 | | 500 | | 600 | |
| % Água Adic. | (%) | 4,0 | | 6,0 | | 8,0 | | 10,0 | | 12,0 | |
| Umidade Calc. | (%) | 7,0 | | 9,0 | | 14,0 | | 16,0 | | 17,5 | |
| Nº do Molde | # | 4 | | 4 | | 4 | | 4 | | 4 | |
| M + S + A | (g) | 9320 | | 9500 | | 9810 | | 9770 | | 9610 | |
| M - Molde | (g) | 5324 | | 5324 | | 5324 | | 5324 | | 5324 | |
| S + A | (g) | 3996 | | 4176 | | 4486 | | 4446 | | 4286 | |
| γ úmida | (g/cm³) | 1,912 | | 1,998 | | 2,146 | | 2,127 | | 2,051 | |
| γ seca | (g/cm³) | 1,787 | | 1,833 | | 1,883 | | 1,834 | | 1,745 | |

Fonte: Autora, (2018).

Para o solo ensaio foi inicializado com umidade de 4%, ocorrendo um acréscimo de umidade de 2% até se atingir uma umidade de 12 %, estes resultados permitiram plotar as curvas de compactação, assim mostrado no gráfico a seguir.

Gráfico 4: Curva de Compactação



Fonte: Autora, (2018).

O peso específico aparente seco máximo do solo ensaiado e, a umidade ótima de compactação, sendo respectivamente 1,883 g/cm³ e 14%.

4.3 CISALHAMENTO DIRETO

A resistência ao cisalhamento foi definida máxima tensão de cisalhamento que o solo resistiu antes da ruptura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão, estes que foram determinados após a realização dos ensaios de cisalhamento direto. Os dados obtidos pelo ensaio foram inseridos nos quadros a seguir, separadas respectivamente pelos carregamentos aplicados de 20,40 e 60 kg, assim foi possível desenvolver os gráficos tensão X deformação, expostos nos gráficos abaixo:

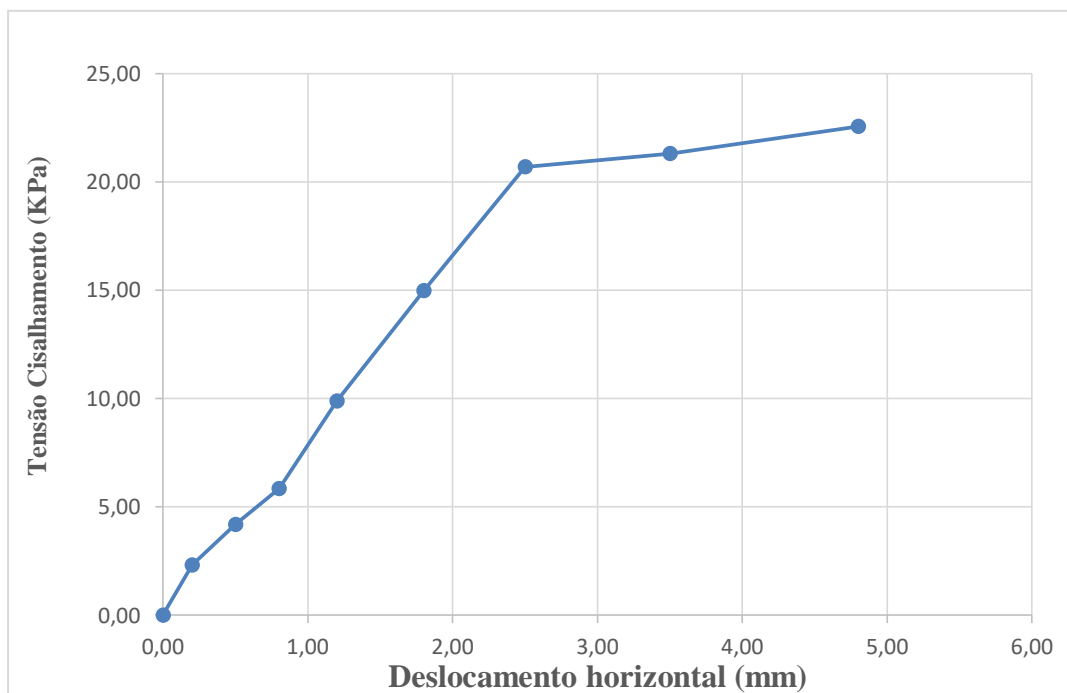
Quadro 2:Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa

| CARREGAMENTO DE 20 KG | | | |
|-----------------------------------|--------|-------------------|------|
| Área da amostra (m ²) | 0,0036 | Força Normal (KN) | 0,20 |
| Tensão Normal (KPa) | 55,56 | | |

| Deslocamento Horizontal (mm) | Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm) | Tensão Normal Corrigida (KPa) | Força Tangencial (N) | Tensão Tangencial (KPa) |
|------------------------------|---|-------------------------------|----------------------|-------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 55,56 | 0,00 | 0,00 |
| 0,20 | 10,00 | 55,74 | 8,30 | 2,31 |
| 0,50 | 18,00 | 56,02 | 14,94 | 4,18 |
| 0,80 | 25,00 | 56,31 | 20,75 | 5,84 |
| 1,20 | 42,00 | 56,69 | 34,86 | 9,88 |
| 1,80 | 63,00 | 57,27 | 52,29 | 14,97 |
| 2,50 | 86,00 | 57,97 | 71,38 | 20,69 |
| 3,50 | 87,00 | 59,00 | 72,21 | 21,30 |
| 4,80 | 90,00 | 60,39 | 74,70 | 22,55 |

Fonte: Autora, (2018).

Gráfico 5:Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa



Fonte: Autora, (2018).

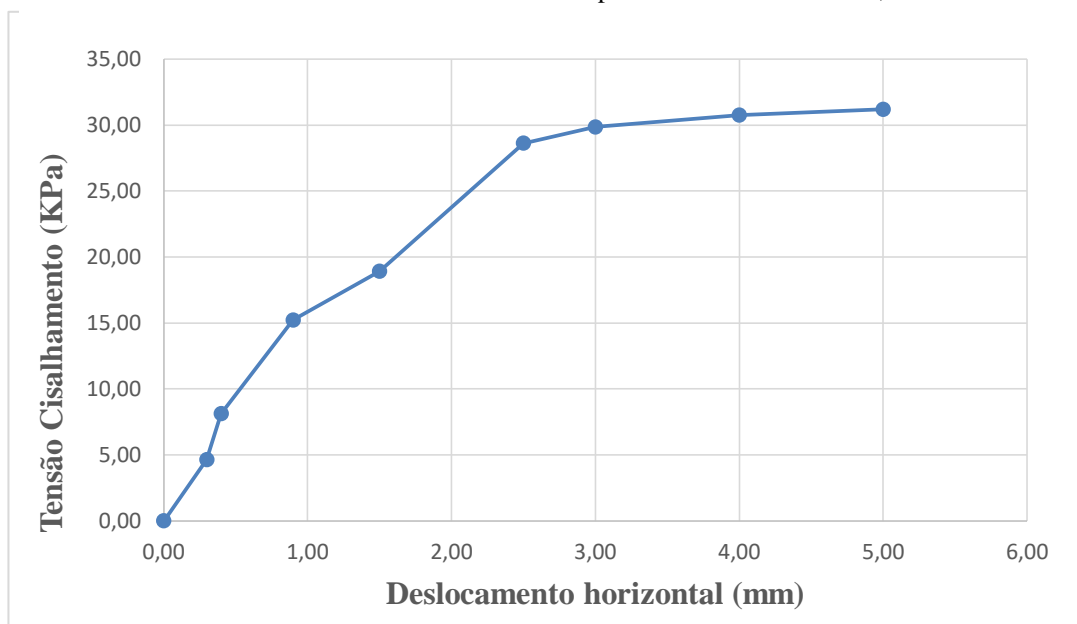
Quadro 3: Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 111,11 KPa

| CARREGAMENTO DE 40 KG | | | |
|-----------------------------------|--------|-------------------|------|
| Área da amostra (m ²) | 0,0036 | Força Normal (KN) | 0,40 |
| Tensão Normal (KPa) | 111,11 | | |

| Deslocamento Horizontal (mm) | Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm) | Tensão Normal Corrigida (KPa) | Força Cisalhamento (N) | Tensão Cisalhamento (KPa) |
|------------------------------|---|-------------------------------|------------------------|---------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 111,11 | 0,00 | 0,00 |
| 0,30 | 20,00 | 111,67 | 16,60 | 4,63 |
| 0,40 | 35,00 | 111,86 | 29,05 | 8,12 |
| 0,90 | 65,00 | 112,80 | 53,95 | 15,21 |
| 1,50 | 80,00 | 113,96 | 66,40 | 18,92 |
| 2,50 | 119,00 | 115,94 | 98,77 | 28,63 |
| 3,00 | 123,00 | 116,96 | 102,09 | 29,85 |
| 4,00 | 124,50 | 119,05 | 103,34 | 30,75 |
| 5,00 | 124,00 | 121,21 | 102,92 | 31,19 |

Fonte: Autora, (2018).

Gráfico 6: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 111,11 KPa



Fonte: Autora, (2018).

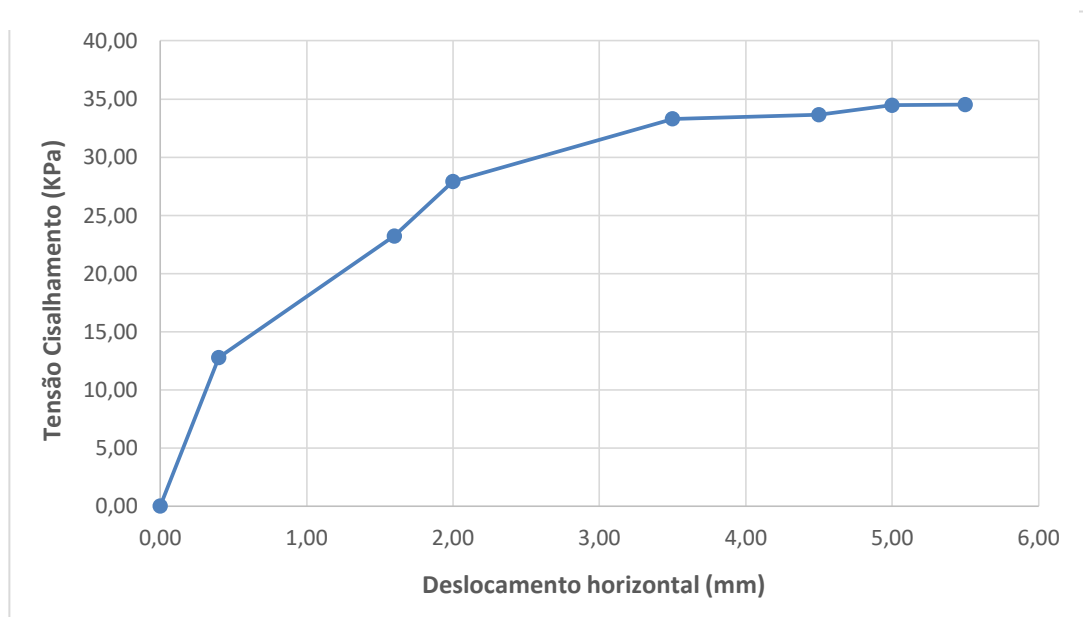
Quadro 4: Dados do ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 166,67 KPa

| CARREGAMENTO DE 60 KG | | | |
|-----------------------------------|--------|-------------------|-----|
| Área da amostra (m ²) | 0,0036 | Força Normal (KN) | 0,6 |
| Tensão Normal (Kpa) | 166,67 | | |

| Deslocamento Horizontal (mm) | Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm) | Tensão Normal Corrigida(Kpa) | Força Cisalhamento (N) | Tensão Cisalhamento (KPa) |
|------------------------------|---|------------------------------|------------------------|---------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 166,67 | 0,00 | 0,00 |
| 0,40 | 55,00 | 167,79 | 45,65 | 12,77 |
| 1,60 | 98,00 | 171,23 | 81,34 | 23,21 |
| 2,00 | 117,00 | 172,41 | 97,11 | 27,91 |
| 3,50 | 136,00 | 176,99 | 112,88 | 33,30 |
| 4,50 | 135,00 | 180,18 | 112,05 | 33,65 |
| 5,00 | 137,00 | 181,82 | 113,71 | 34,46 |
| 5,50 | 136,00 | 183,49 | 112,88 | 34,52 |

Fonte: Autora, (2018).

Gráfico 7: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 166,67 KPa



Fonte: Autora, (2018).

O quadro a seguir mostra os valores máximos das tensões, com esses dados foi feita a reta de tendência, para obtenção dos parâmetros do solo estudado.

Quadro
Valores

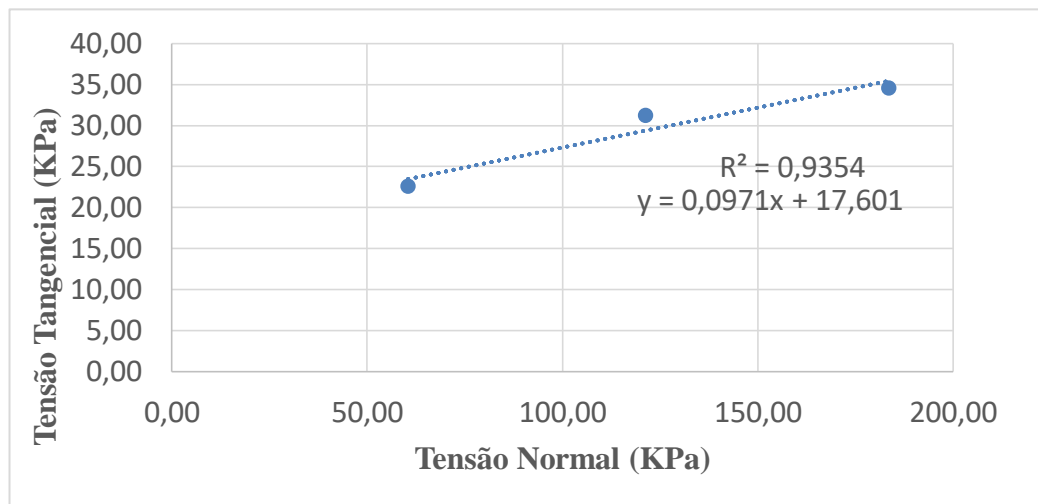
5:

| AMOSTRA | TENSÃO NORMAL (Kpa) | TENSÃO TANGENCIAL (Kpa) |
|---------|---------------------|-------------------------|
| 1 | 60,39 | 22,55 |
| 2 | 121,21 | 31,19 |
| 3 | 183,49 | 34,53 |

máximos das tensões

Fonte: Autora, (2018).

Gráfico 8: Reta de tendência



Fonte: Autora (2018).

$R^2 = 0,9354$ e com a seguinte equação:

$$S = c' + \sigma N \cdot \text{Tang}\phi$$

$$Y = 0,0971X + 17,601$$

A partir da equação acima, conclui-se que os parâmetros do solo são:

$$\phi = \tan^{-1}(0,0971) \rightarrow \phi \approx 5,55^\circ \text{ (ângulo de atrito)}$$

$C' = 17,601 \text{ KPa}$ (Coesão)

Tabela 2: Correlação dos ângulos e atrito e Coesão

| Solos | Nº de Golpes N (SPT) | Índice de Consistência (IC) | Coesão não Drenada Su (Kg/cm ²) |
|----------------|----------------------|-----------------------------|---|
| ARGILAS | | | |
| Muito mole | ≤ 2 | γ_0 | < 0,1 |
| Mole | 2 - 4 | 0 - 0,25 | 0,1 - 0,25 |
| Média | 4 - 8 | 0,25 - 0,5 | 0,25 - 0,5 |
| Rija | 8 - 15 | 0,5 - 0,75 | 0,5 - 1,0 |
| Muito rija | 15 - 30 | 0,75 - 1,0 | 1,0 - 2,0 |
| Dura | ≥ 30 | > 1,0 | > 2,0 |
| AREIAS | | | |
| | | Grau de Compacidade (GC) | Ângulo de Atrito (ϕ) |
| Muito fofa | < 4 | 0 | < 0,1 |
| Fofa | 4 - 10 | 0 - 0,25 | 0,1 - 0,25 |
| Média | 10 - 30 | 0,25 - 0,5 | 0,25 - 0,5 |
| Compacta | 30 - 50 | 0,5 - 0,75 | 0,5 - 1,0 |
| Muito compacta | > 50 | 0,75 - 1,0 | 1,0 - 2,0 |

Fonte: Adaptado de (Vargas, 1977).

4.4 MASSA ESPECÍFICA

Como o solo contém poros, é necessário realizar esse tipo de ensaio, para que a massa específica sua massa seja conhecida, pois seu valor influi diretamente no dimensionamento da estrutura de contenção.

Para calcular a massa específica, foi utilizado o seguinte cálculo:

$$\gamma_s \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{\text{Amostra Peso}}{\text{Massa de Água}} + \text{Amostra Peso} - \text{Massa do Piquinometro com agua}$$

Quadro 6:
Dados do
ensaio de
massa
específica

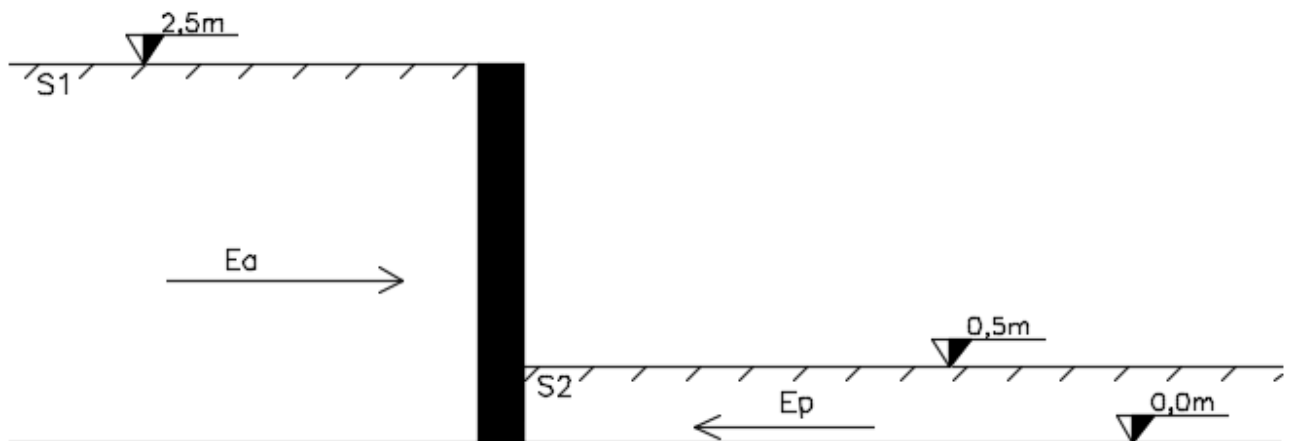
| MASSA ESPECÍFICA - Grãos que passam na # 4,8mm - NBR-6458/2016 | | | |
|--|----------------------|----------|----------|
| Picnômetro Nº | # | 1 | 2 |
| Teor de Umidade | (%) | 68,88889 | 68,88889 |
| Massa Solo Úmido | (g) | 76 | 76 |
| Massa Picnômetro+Solo+Água, T°C de Ensaio | (g) | 659,00 | 659,00 |
| Massa Picnômetro Cheio de Água | (g) | 636,00 | 637,00 |
| Temperatura de Ensaio | (°C) | 27 | 27 |
| Massa Solo Seco | (g) | 45,00 | 45,00 |
| Massa Específica da Água, T°C de Ensaio | (g/cm ³) | 1,0000 | 1,0000 |
| Massa Específica dos Grãos | (g/cm ³) | 2,05 | 1,96 |
| Massa Específica dos Grãos Média | (g/cm ³) | 2,00 | |

Fonte: Autora (2018).

Tendo como base a Norma que estabelece o método de determinação da massa específica, com a realização deste ensaio e obtivemos como resultado, uma massa específica média de $2,00 \text{ g/cm}^3$.

4.5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Figura 63: Representação dos esforços



Fonte: Autora, (2018).

Tabela 3: Dados para cálculo

| PARÂMETROS PARA CÁLCULO | VALOR |
|----------------------------------|---------------------|
| S1 – Areia silto-argilosa | |
| Coesão | 17,601 KPa |
| Ângulo de atrito interno | $5,55^\circ$ |
| Peso Específico | 20 KN/m^3 |
| S2- Pedregulho | |
| Coesão | 1,6 KPa |
| Ângulo de atrito interno | 26° |
| Peso Específico | 21 KN/m^3 |

Fonte: Autora, (2018).

Como o solo em questão é coesivo e tem seu plano reto. Foram utilizadas as fórmulas da teoria de Rankine 19 e 21, para se obter os coeficientes. A formula 9, para encontrar as tensões verticais (σ_v). As fórmulas 20 e 22 para obter os empuxos, para se obter o empuxo ativo e passivo, atuantes nesse maciço de terra. Com auxílio da tabela abaixo, usou-se como

Quadro 7: Coeficientes de acordo com o ângulo de atrito parâmetro.

| ϕ | Ka | Kp |
|--------|-----------|-----------|
| 0° | 1,00 | 1,00 |
| 10° | 0,70 | 1,42 |
| 20° | 0,49 | 2,04 |
| 25° | 0,41 | 2,47 |
| 30° | 0,33 | 3,00 |
| 35° | 0,27 | 3,69 |
| 40° | 0,22 | 4,40 |
| 45° | 0,17 | 5,83 |
| 50° | 0,13 | 7,55 |
| 60° | 0,07 | 13,90 |

Fonte:
(QUEIROZ,2009).

Adaptação

4.5.1 Empuxo Ativo

Neste caso, o solo sofre uma distensão ao reagir contra esta ação de afastamento do plano interno da estrutura de contenção, provocando na massa uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento.

Coeficiente de empuxo ativo (Ka):

$$Ka = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Ka = tg^2\left(45^\circ - \frac{5,55^\circ}{2}\right) \approx \mathbf{0,824}$$

- Tensões Verticais (σ_v):

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_{v1} = 20 \times 0 = \mathbf{0 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_{v2} = 20 \times 2,5 = \mathbf{50 \text{ KPa}}$$

- Tensões Horizontal (σ_H):

$$\sigma_H = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_{H1} = \sigma_{v1} \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

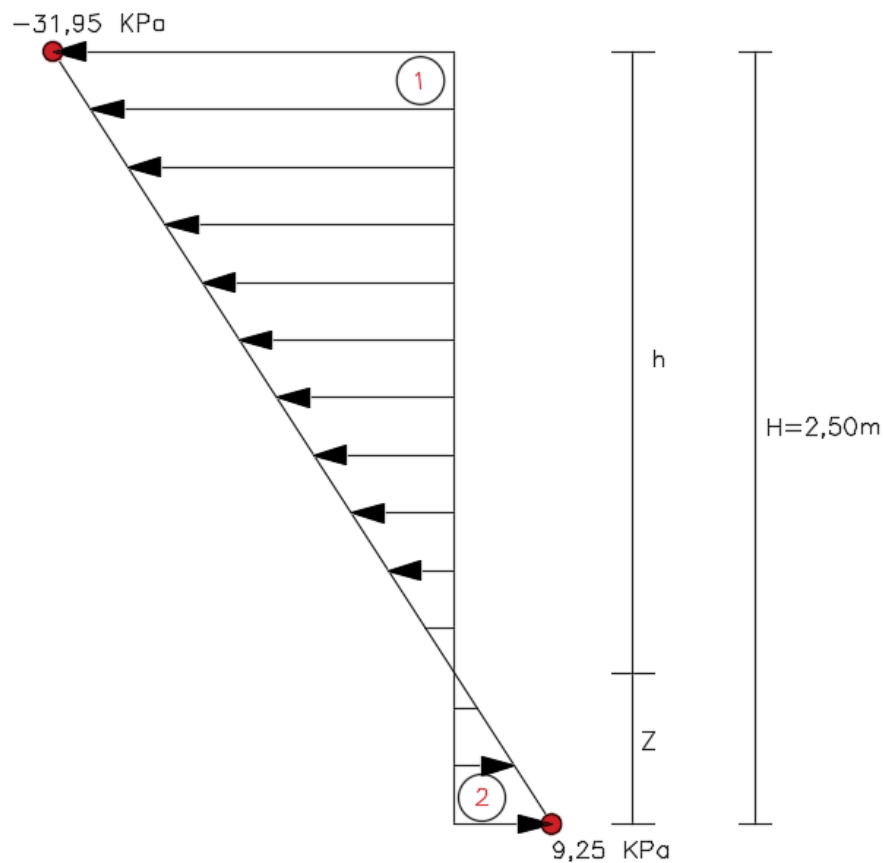
$$\sigma_{H1} = 0 \times 0,824 - 2 \times 17,601 \times \sqrt{0,824} \approx \mathbf{-31,95 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_{H2} = \sigma_{v2} \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_{H2} = 50 \times 0,824 - 2 \times 17,601 \times \sqrt{0,824} \approx \mathbf{9,25 \text{ KPa}}$$

Diagrama das Tensões Horizontais Representadas abaixo:

Figura 64: Diagrama das Tensões Horizontais - Empuxo Ativo



Fonte: Autora (2018).

Achando o valor de Z, através da semelhança de triângulos:

$$\frac{2,5}{31,95} = \frac{Z}{9,25}$$

$$31,95Z = 23,125$$

$$Z \approx 0,72 \text{ m}$$

Assim temos a altura do triângulo 1 igual à:

$$h = H - Z$$

$$h = 2,5 - 0,72 = 1,78 \text{ m}$$

Tabela 4: Áreas das figuras empuxo ativo

| FIGURA | A | Y | A.Y |
|----------|--------|------|---------|
| 1 | -28,43 | 1,31 | 37,2433 |
| 2 | 3,33 | 0,24 | 0,7992 |
| Σ | -25,10 | | 38,0425 |

Fonte: Autora (2018).

Empuxo ativo:

$$E_a = \Sigma A = 25,10 \text{ KPa}$$

Ponto de atuação:

$$Y' = \frac{\Sigma A.Y}{\Sigma A} = \frac{25,10}{30,0425} \approx 0,66 \text{ m}$$

4.5.2 Empuxo Passivo

Para o cálculo do empuxo, o procedimento será análogo, variando, apenas o coeficiente de empuxo, que, neste caso será (K_p):

Coeficiente de Empuxo passivo:

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{26^\circ}{2}\right) \approx 2,561$$

Tensões Verticais:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_{v1} = 21 \times 0 = 0 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{v2} = 21 \times 0,5 = 10,50 \text{ KPa}$$

Tensões Horizontal:

$$\sigma_H = \sigma_v \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p a}$$

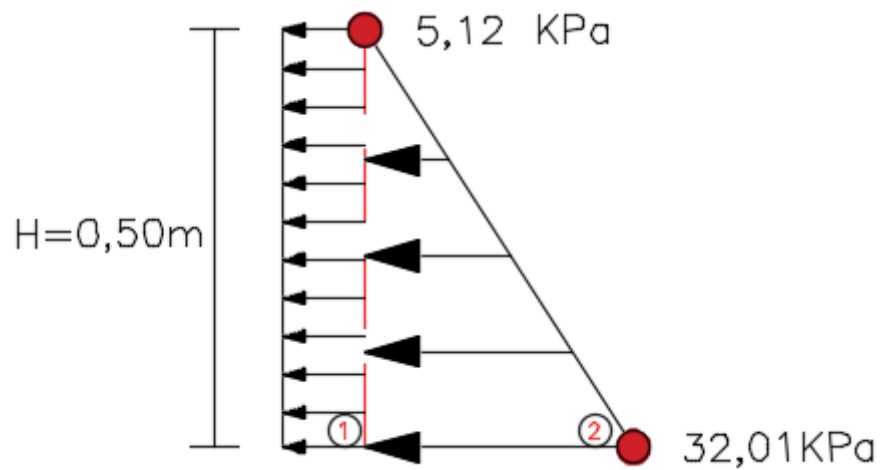
$$\sigma_{H1} = \sigma_{v1} \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p a}$$

$$\sigma_{H1} = 0 \times 2,561 + 2 \times 1,6 \times \sqrt{2,561} \approx 5,12 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{H2} = \sigma_{v2} \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p a}$$

$$\sigma_{H2} = 10,50 \times 2,561 + 2 \times 1,6 \times \sqrt{2,561} \approx 32,01 \text{ KPa}$$

Figura 65: Diagrama das Tensões Horizontais - Empuxo Passivo



Fonte: Autora (2018).

| FIGURA | A | Y | A.Y |
|----------|-------|-------|-------|
| 1 | 2,56 | 0,25 | 0,64 |
| 2 | 8,00 | 0,167 | 1,336 |
| Σ | 10,56 | | 1,976 |

Tabela 5: Área das figuras Empuxo passivo

Fonte: Autora (2018).

Assim se dá o Empuxo passivo:

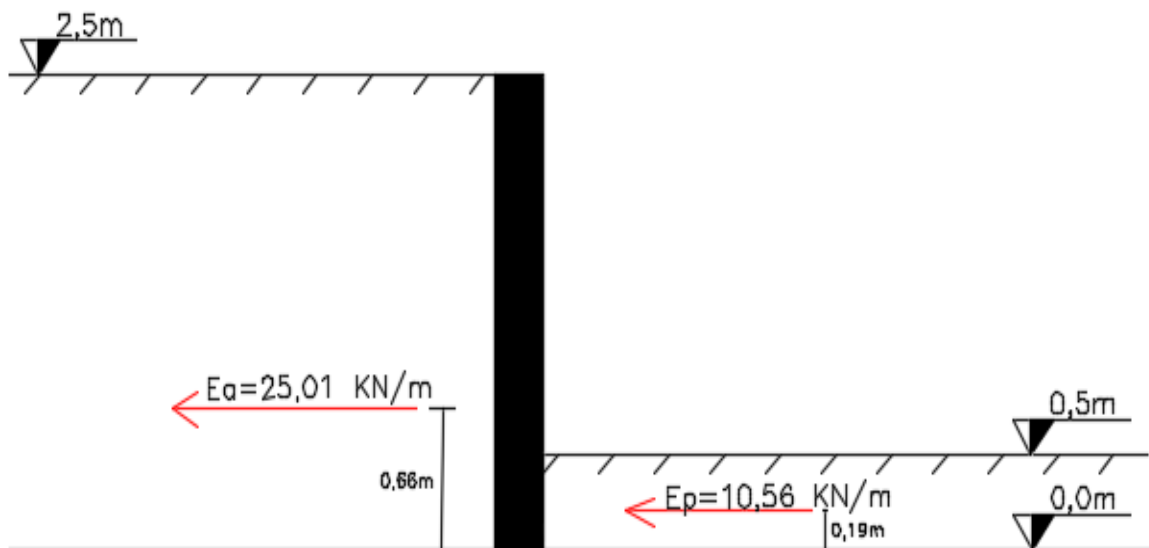
$$E_p = \Sigma A = \mathbf{10,56 \text{ KPa}}$$

Ponto de atuação:

$$Y' = \frac{\Sigma A.Y}{\Sigma A} = \frac{1,976}{10,56} = \mathbf{0,187 \approx 0,19m}$$

A seguir a representação dos Empuxos atuantes no solo:

Figura 66: Esquematização dos Empuxos

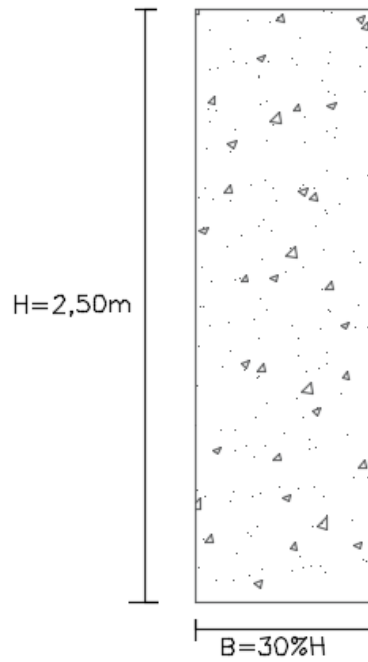


Fonte: Autora (2018).

4.6 DIMENSIONAMENTO

4.6.1 Muro Retangular - Concreto

Figura 67: Pré- dimensionamento muro retangular



Fonte: Autora (2018).

Largura da base:

$$B = 30\% \times H$$

$$B = 0,3 \times 2,5 = \mathbf{0,75m}$$

Área da Seção:

$$A = B \times H$$

$$A = 0,75 \times 2,5 = \mathbf{1,875m^2}$$

Volume da Estrutura:

$$V = A \times L$$

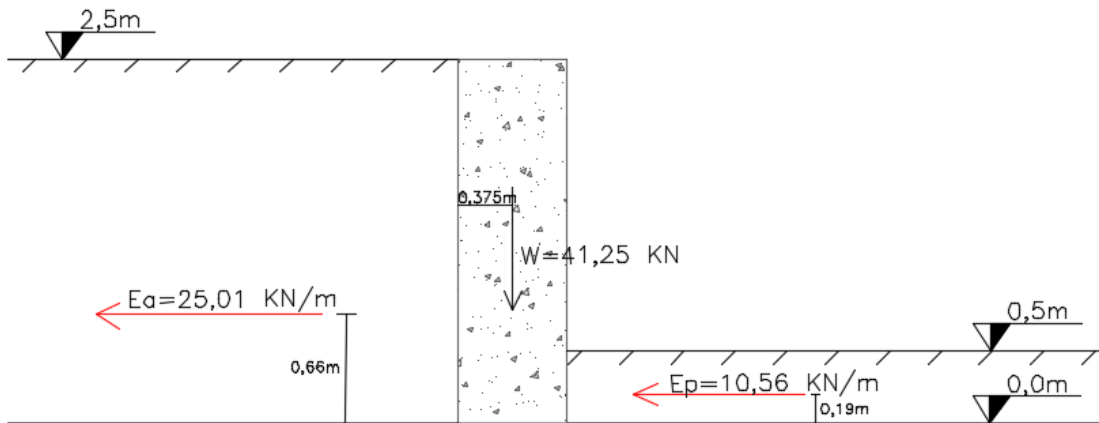
$$V = 1,875 \times 1,0 = \mathbf{1,875m^3}$$

Peso da Estrutura:

$$W = V \times \gamma_c$$

$$W = 1,875 \times 22 = 41,25 \text{ KN}$$

Figura 68: Representação do muro Retangular - Concreto



Fonte: Autora (2018).

Verificação quanto capacidade de Carga:

A Verificação da capacidade suporte do solo foi feita através das fórmulas 28, 29 e 30.

O parâmetro de qual Tensão admissível usada, foi do autor BERBERIAN, (2011), através da fórmula empírica obteve-se os resultados para cada tipo de solo, conforme mostra abaixo:

Tabela 6: Pressões (admissíveis) - NBR 6122- ampliada por Berberian (2011)

| CLASSE | DESCRIÇÃO | MPa | Kg/cm ² |
|---------------|--|----------|--------------------|
| 1 | Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinais de decomposição | 3,0 | 30 |
| 2 | Rochas estratificadas, com pequenas fissuras, | 1,5 | 15 |
| 3 | Rochas alteradas ou em decomposição (Saprolito) | Ver nota | 3 |
| 4 | Solo granulares concrecionado conglomerado | 1,0 | 10 |
| 5 | Solo pedregulhoso Compactos a Muito Compactos | 0,6 | 6,0 |
| 6 | Solo pedregulhoso fofo | 0,3 | 3,0 |
| Areias | | | |
| 7 S | Areia Muito Compacta SPT > 40 | 0,5 | 5,0 |
| 8 S | Areia Compacta 19 ≤ SPT < 40 | 0,4 | 4,0 |
| 9 S | Areia Medianamente Compacta 9 ≤ SPT < 19 | 0,2 | 2,0 |
| 10 S5C | Areia Argilosa Mto. Comp SPT > 40 | 0,4 | 4,0 |
| 11 S5C | Areia Argilosa Comp 19 ≤ SPT < 40 | 0,3 | 3,0 |
| 12 S | Areia Medianamente. Comp 9 ≤ SPT < 19 | 0,4 | 1,5 |
| 13 SMC | Areia Silto Argilosa Mto Comp SPT > 40 | 0,4 | 4,0 |
| 14 SMC | Areia Silto Argilosa Comp. 19 ≤ SPT < 40 | 0,3 | 3,0 |
| 15 S5M | Areia Siltosa Med. Comp 9 ≤ SPT < 19 | 0,15 | 1,5 |

Fonte: BERBERIAN, (2011).

Segundo o autor a capacidade de carga admissível considera-se um fator de segurança FS=3,0, aplicada ao valor de tensão de ruptura – ELU (estado de limite ultimo).

Ponto de Aplicação da Resultante:

$$X = \frac{\sum Resist - \sum Atuantes}{\sum F verticais}$$

$$X = \frac{(41,25 \times 0,375) - (10,56 \times 0,19)}{41,25}$$

$$\mathbf{X = 0,326m}$$

Cálculo da Excentricidade:

$$e = X - \frac{b}{2}$$

$$e = 0,326 - 0,75/2$$

$$\mathbf{e \approx - 0,049 m}$$

Tensão de Trabalho:

$$\sigma \max = \frac{\sum F verticais}{b} \cdot \left(1 + \frac{6.e}{b}\right) \leq \sigma adm$$

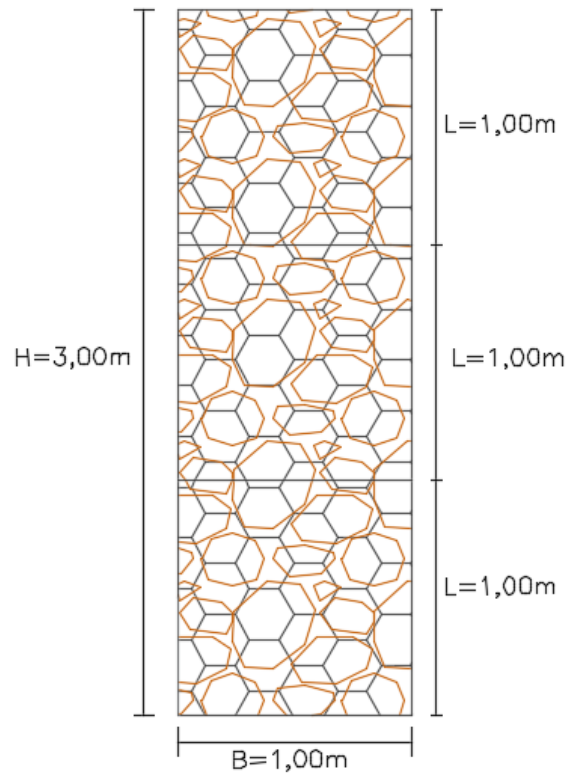
$$\sigma \max = \frac{46,88}{0,75} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0,049}{0,75}\right)$$

$$\mathbf{\sigma \max = 87,01 KN/m^2}$$

$$\sigma \max < \sigma adm$$

$$87,01 < 294,21 \text{ (OK)}$$

Figura 69: Pré dimensionamento muro gabião



4.5.2 Muro Retangular - Gabião

Fonte: Autora (2018).

Área da Seção:

$$A=B \times H$$

$$A=1,00 \times 3,00 = \mathbf{3,00\text{m}^2}$$

Volume da Estrutura:

$$V=A \times L$$

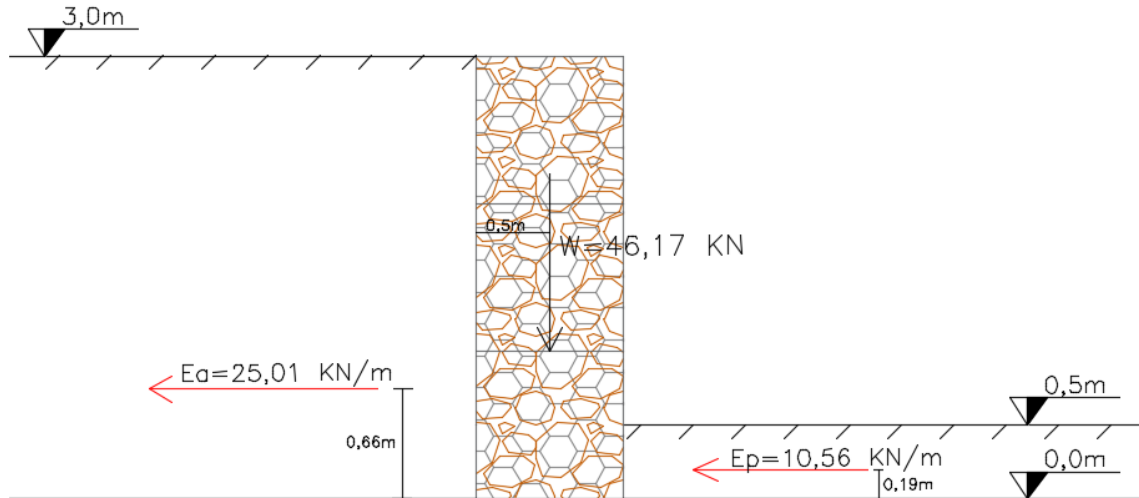
$$V=3,00 \times 1,0 = \mathbf{3,0\text{m}^3}$$

Peso da Estrutura:

$$W=V \times \gamma_g$$

$$W = 3,0 \times 15,39 = \mathbf{46,17 \text{ KN}}$$

Figura 70: Representação do muro retangular – Gabião



Fonte: Autora, (2018).

Verificação quanto Capacidade de Carga:

Conforme foi feito para o muro retangular de concreto a Verificação da capacidade suporte do solo foi feita através das fórmulas 28, 29 e 30. A tensão admissível adotada foi do autor BERBERIAN, (2011), através da fórmula empírica obteve-se os resultados para cada tipo de solo, conforme mostra logo abaixo.

Segundo o autor a capacidade de carga admissível considera-se um fator de segurança $FS=3,0$, aplicada ao valor de tensão de ruptura – ELU (estado de limite ultimo).

Tabela 7: Pressões (admissíveis) - ampliada por Berberian (2011)

| CLASSE | DESCRIÇÃO | MPa | Kg/cm ² | |
|---------------|--|---------------|--------------------|-----|
| 1 | Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinais de decomposição | 3,0 | 30 | |
| 2 | Rochas estratificadas, com pequenas fissuras, | 1,5 | 15 | |
| 3 | Rochas alteradas ou em decomposição (Saprolito) | Ver nota | 3 | |
| 4 | Solo granulares concrecionado conglomerado | 1,0 | 10 | |
| 5 | Solo pedregulhoso Compactos a Muito Compactos | 0,6 | 6,0 | |
| 6 | Solo pedregulhoso fofo | 0,3 | 3,0 | |
| Areias | | | | |
| 7 S | Areia Muito Compacta | SPT > 40 | 0,5 | 5,0 |
| 8 S | Areia Compacta | 19 ≤ SPT < 40 | 0,4 | 4,0 |
| 9 S | Areia Medianamente Compacta | 9 ≤ SPT < 19 | 0,2 | 2,0 |
| 10 S5C | Areia Argilosa Mto. Comp | SPT > 40 | 0,4 | 4,0 |
| 11 S5C | Areia Argilosa Comp | 19 ≤ SPT < 40 | 0,3 | 3,0 |
| 12 S | Areia Medianamente. Comp | 9 ≤ SPT < 19 | 0,4 | 1,5 |
| 13 SMC | Areia Silto Argilosa Mto Comp | SPT > 40 | 0,4 | 4,0 |
| 14 SMC | Areia Silto Argilosa Comp. | 19 ≤ SPT < 40 | 0,3 | 3,0 |
| 15 S5M | Areia Siltosa Med. Comp | 9 ≤ SPT < 19 | 0,15 | 1,5 |

Fonte: Berberian, (2011).

Ponto de Aplicação da Resultante:

$$X = \frac{\sum Resist - \sum Atuantes}{\sum F \text{ verticais}}$$

$$X = \frac{(46,17 \times 0,5) - (10,56 \times 0,19)}{46,17}$$

$$\mathbf{X = 0,456m}$$

Cálculo da Excentricidade:

$$e = X - \frac{b}{2}$$

$$e = 0,456 - 0,5/2$$

$$\mathbf{e = 0,206}$$

Tensão de Trabalho:

$$\sigma \text{ máx} = \frac{\sum F \text{ verticais}}{b} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \leq \sigma adm$$

$$\sigma \text{ máx} = \frac{46,17}{1,0} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0,206}{1,0}\right)$$

$$\sigma \text{ máx} = 103,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma \text{ máx} < \sigma \text{ adm}$$

$$103,39 < 294,21 \text{ (OK)}$$

4.7 ANÁLISE DE CUSTOS

Foi feita uma análise dos custos dos maiores insumos, para escolha do muro. Os valores foram retirados do SINAPI (Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil), na competência de setembro de 2018. Abaixo segue a exemplificação feita em quadros dos preços e os cálculos para obtenção do valor aproximado.

Quadro 8: Insumos muro de concreto ciclópico

| CÓDIGO | DESCRIÇÃO | UNIDADE | DATA | VALOR DESONERADO |
|--------|--|----------------|---------|------------------|
| 14041 | M3 274,48 CONCRETO USINADO CONVENCIONAL (NAO BOMBEAVEL) CLASSE DE RESISTENCIA C10, COM BRITA 1 E 2, SLUMP = 80 MM +/- 10 MM (NBR 8953) | m ³ | 09/2018 | R\$ 274,48 |
| 39323 | MANTA GEOTEXTIL TECIDO DE LAMINETES DE POLIPROPILENO, RESISTENCIA A TRACAO = *25* KN/M | m ² | 09/2018 | R\$ 16,60 |
| | TUBO DRENO, CORRUGADO, ESPIRALADO, FLEXIVEL, PERFURADO, EM POLIETILENO DE ALTA | | | |

| | | | | |
|-------|---|---|---------|-----------|
| 38054 | DENSIDADE (PEAD), DN *200* MM, (8") PARA DRENAGEM - EM BARRA (NORMA DNIT 093/2006 - EM) | m | 09/2018 | R\$ 20,59 |
|-------|---|---|---------|-----------|

Fonte: SINAPI, (09/2018).

Volume de Concreto = A x L = 1,875 x 27,0 = 50,625 m³

Total em Reais = 50,625 x R\$ 274,48 = **R\$ 13.895,55**

Volume de Tubo drenante = L = 27,0 = 27,0 m

Total em Reais = 27,0 x R\$ 20,59 = **R\$ 555,93**

Quantidade de Manta = L x H = 27,0 x 2,50 = 67,5 m²

Total em Reais = 67,5 x R\$ 16,60 = **R\$ 1.120,50**

TOTAL = R\$ 15.568,98

Quadro 9: Insumos muro de gabião

| CÓDIGO | DESCRIÇÃO | UNIDADE | DATA | VALOR DESONERADO |
|--------|--|----------------|---------|------------------|
| 40436 | GABIAO TIPO CAIXA, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZN/AL), FIO DE 2,7 MM, DIMENSOES 5,0 X 1,0 X 1,0 M (C X L X A | Und | 09/2018 | R\$ 277,89 |
| 04730 | PEDRA DE MAO OU PEDRA RACHAO PARA ARRIMO/FUNDAÇÃO (POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE) | m ³ | 09/2018 | R\$ 78,41 |
| 40408 | GABIAO TIPO CAIXA, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZN/AL), FIO DE 2,7 MM, DIMENSOES 2,0 X 1,0 X 1,0 M (C X L X A) | Und | 09/2018 | R\$ 202,86 |

Fonte: SINAPI, (09/2018).

Foi utilizado 5 caixas por camada, do gabiao de 1mx1mx5m, sendo total de 3 camadas, assim temos 15 caixas, para os primeiros 25 metros.

Total em Reais = 15 x R\$ 277,89 = **R\$ 4.168,35**

Para os 2 metros restante foi usado o gabiao de 1mx1mx2m, usando 3 camadas em um total de 3 caixas desse modelo, completando os 27 metros de extensão.

Total em Reais = 3 x 202,86 = **R\$ 608,58**

Volume de pedra = $A \times L = 3,0 \times 27,0 = 81,0 \text{ m}^3$

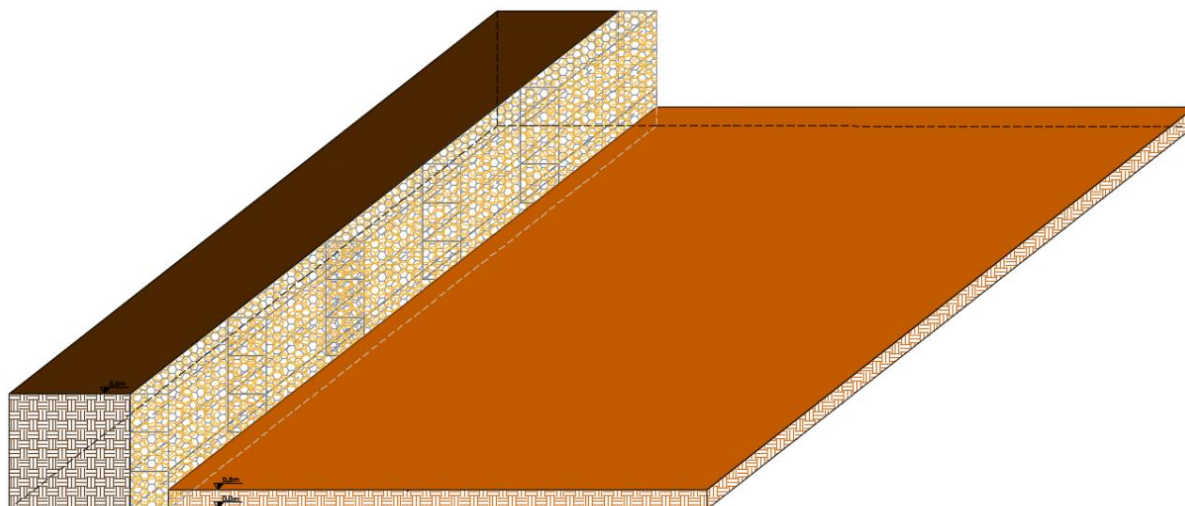
Total em Reais = 81,0 x R\$ 78,41 = **R\$ 6.351,21**

TOTAL = R\$ 11.128,14

4.8 REPRESENTAÇÃO 3D

A Representação do muro de contenção foi feita com o auxílio do Software Autocad.

Figura 71: Representação 3D



Fonte: Autora, (2018).

5 CONCLUSÃO

Contrariando a hipótese do começo desse estudo de caso, na caracterização geotécnica o solo mostrou com uma característica diferente, o solo não apresentou ação em relação ao muro por conta das suas características geotécnicas, alta coesão e baixo ângulo de atrito interno. Através do ensaio de granulometria foi classificado de acordo com SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), como areia silto-argilosa (SP –SC finos CL-ML), o solo no ensaio de cisalhamento direto, apresentou uma coesão de 17,601 KPa, e um ângulo de atrito interno de 5,55°. Assim nos cálculos dos esforços atuantes, obteve-se um empuxo ativo negativo de 25,10 KPa, significando que o reaterro ao se compactar estabiliza, fazendo com que o muro tenha primeiramente uma função de “forma”, para esse solo.

Devido ao valor do empuxo, a área transversal adotada para o muro foi a menor possível, respeitando é claro os critérios de segurança. O muro possui a função além de suporte para esse solo, á de conter eventuais cargas que poderão surgir no maciço. A fim, após a comparação dos valores dos maiores insumos usados no muro de concreto que teve o valor total de R\$ 15.568,98, e o muro de gabiao que teve um custo total de R\$ 11.3128,14. Assim o muro adotado foi o gabião, pois foi o mais econômico, em torno de 30 % em relação ao muro de concreto.

6 REFERÊNCIAS

ABNT NBR 5734/80- Série de peneiras de abertura de malhas conhecidas.

ABNT NRB 6122 – Projeto e Execução de Fundações.

ABNT NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

ABNT NBR 6458/1984 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.

ABNT NBR 6459 - Solo - determinação do Limite de Liquidez.

ABNT NBR 6502 - Rochas e Solos.

ABNT NBR 6508 - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica.

ABNT NBR 7180 - Solo - determinação do Limite de Plasticidade.

ABNT NBR 7181 - Solo - análise granulométrica.

ABNT NBR 7182 - Solo - Ensaio de Compactação.

ABNT NBR 7185/86 -Solo - Determinação da massa específica aparente, "in situ", com emprego do frasco de areia.

ABNT NBR 9813/87 - Determinação da massa específica aparente in situ com o emprego do cilindro de cravação.

Bastos, C.A.B.; Dias, C.R.R.; Alves, A.M.L.; Pedreira, C.L.S. e Schuler, A.R. **Contribuição de novas investigações geotécnicas na caracterização do subsolo do Superporto de Rio Grande/RS**. Anais do XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS: Armação de Búzios/RJ, v.1, p.1342-1348 (2008).

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de fundações**. 32ª Edição, Brasília: 2011.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. São Paulo: Livros.

CARDOSO F.F.; **Sistemas de contenção**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

CARLOS DE SOUSA PINTO. **Curso Básico de Mecânica dos Solos** – Com Exercícios Resolvidos. 3ª edição. Oficina de Textos – SP, 2006.

CYPE, engenheiros SA. **Gerador de preços, espaços urbanos no Brasil**. Disponível em:<http://www.brasil.geradordeprecos.info/espacos_urbanos/Fundacoes/Contencoes/Muros_de_gabioes/Muro_de_gabioes.html> Acesso em: 10 de outubro de 2018.

DAS, Braja. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson, 2007.

DNER-ME 052/94 -**Solos e agregados miúdos** - determinação da umidade pelo método expedito "Speedy".

GERSCOVICH D.M.S.; **Estruturas de contenção - Muros de arrimo**. Rio de Janeiro: UERJ/Departamento de Estruturas e Fundações. Notas de Aula.

K. TERZAGHI & R. B. PECK Tradução de A. J. DA COSTA NUNES – **Mecânica dos Solos na prática da engenharia**. Ao Livro Técnico, RJ 1962.

MAIA, Danilo de S.; SILVA, Dyogenes B. da; ZAIA, Juliana C. **Drenagem na construção civil**, 2011, Sorocaba-SP.

MASSAD, F., **Obras de Terra**. 2ed. São Paulo, Editora Oficina de Textos. 2003.

MOLITERNO, A., **Caderno de Muros de Arrimo**. São Paulo, Editora Blucher, 1980.

SINAPI<file:///D:/Desktop/TCC/TCC%20II/SINAPI%2009%202018/SINAPI_Preco_Ref_Insumos_TO_092018_Desonerado.PDF>Referencia: Setembro de 2018

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Editora McGraw – Hill, 1981.

ANEXOS

Fórmulas usadas nos cálculos dos resultados:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (7)$$

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v = k_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (8)$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (9)$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (10)$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (11)$$

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_a}{2} \quad (12)$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (13)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_p}{2} \quad (14)$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (15)$$

$$K_a = \cos i \left(\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right) \quad (16)$$

$$E_p = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (17)$$

$$K_p = \cos i \left(\frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right) \quad (18)$$

$$E_a = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \sqrt{K_a} \quad (19)$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (20)$$

$$E_p = \sigma_v \cdot K_p + 2 \cdot c \sqrt{K_p} \quad (21)$$

$$K_p = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (22)$$

