



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

Kaic Miquéias Proença

DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE PAU D'ARCO – TO (ESTUDO DE CASO)

Palmas

2017



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

Kaic Miquéias Proença

DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE PAU D'ARCO – TO (ESTUDO DE CASO)

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Mestre Edivaldo Alves dos Santos.

Palmas

2017



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*

Kaic Miquéias Proença

DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE PAU D'ARCO – TO (ESTUDO DE CASO)

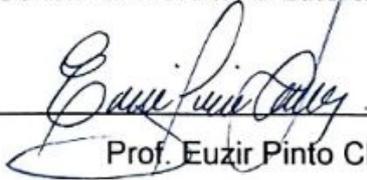
Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina TCC II do Curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Mestre Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovado em 19 de Maio de 2017

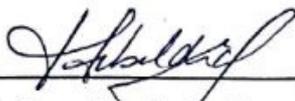
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Euzir Pinto Chagas
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas

2017

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero agradecer a Deus, que sempre me deu forças e sabedoria para superar minhas dificuldades nessa difícil etapa da minha formação acadêmica.

Quero agradecer em especial, meus pais, Lécio e Maria da Conceição, por eles terem me dado sempre todo apoio e incentivo, necessários para que eu concluísse mais essa etapa. Agradeço os meus irmãos que sempre acreditaram que eu conseguiria ter êxito neste trabalho.

À minha namorada, que sempre esteve do meu lado, me ajudando e me incentivando a alcançar meu objetivo.

Quero também agradecer o professor e mestre, Edivaldo Alves dos Santos por todas suas orientações, que me ajudaram realizar esse trabalho.

RESUMO

Obras de terras, sempre foram importantes temas de estudo para a engenharia civil, sejam elas de grande ou pequeno porte. O principal fator que influencia estes estudos é a grande dificuldade de entender o comportamento do solo, frente às varias situações que este possa ser solicitado. Um exemplo dessas várias situações e o presente caso de estudo, no qual e apresentado um dimensionamento geométrico de um muro de arrimo a flexão na encosta, da orla da cidade de Pau D`arco – TO. Na realização desse dimensionamento, foram apresentados e seguidos passos importantes para a execução do mesmo, como: determinar do desnível da encosta que é a altura da estrutura de contenção, identificar o material a ser utilizado como aterro de preenchimento da estrutura, coletar amostras deste material e também do solo da encosta a fim de determinar seus parâmetros geotécnicos (peso específico, Ângulo de atrito interno do solo e Coesão), pré dimensionar o muro de arrimo à flexão para atender da melhor maneira possível ao desnível solicitante e por fim, verificar se a contenção dimensionada atende aos fatores de segurança exigidos. Para essa verificação, utilizou-se o software Geo5, que executou a verificação da possibilidade de tombamento da estrutura, da possibilidade de deslizamento da estrutura e da possibilidade do solo não suporta a estrutura. Dentre estas três análises a ultima foi à única que não passou na verificação. Isso ocorreu devido o solo não ter boa capacidade de carga, para suportar a contenção.

Palavras chave: Dimensionamento, Estrutura de contenção, Coesão.

ABSTRACT

Land works have always been important subjects of study for civil engineering, whether large or small. The main factor that influences these studies is the great difficulty to understand the behavior of the soil, in front of the various situations that this can be requested. An example of these various situations and the present case study, in which a geometric dimensioning of a retaining wall to flexion on the slope of the city of Pau D 'arco - TO is presented. In carrying out this design, important steps were taken to follow it, such as: to determine the slope slope that is the height of the containment structure, to identify the material to be used as a backfill for the structure, to collect samples of this material And also of the slope soil in order to determine its geotechnical parameters (specific weight, angle of internal friction of the soil and Cohesion), pre dimensioning the retaining wall to flex to meet the best possible way to the requesting unevenness and, finally, verify The dimensioned containment meets the required safety factors. For this verification, the Geo5 software was used, which verified the possibility of tipping the structure, the possibility of sliding the structure and the possibility that the soil does not support the structure. Among these three analyzes the last was the only one that did not pass the verification. This occurred because the ground did not have good bearing capacity, to withstand containment.

Key words: Dimensioning, Containment structure, Cohesion.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Ilustra a situação descrita.....	22
Figura 2 – Compacidade da areia em função do SPT.....	23
Figura 3 – Consistência da argila em função do SPT	23
Figura 4 – Ensaio cisalhamento direto	25
Figura 5 – Gráfico de ensaio cisalhante	26
Figura 6 – Ensaio de cisalhamento triaxial.....	27
Figura 7 - Círculo de Mohr no plano cartesiano	27
Figura 8 - Círculo de Mohr da tensão ativa da terra de Rankine.....	28
Figura 9 - Círculo de Mohr da tensão passiva da terra de Rankine	29
Figura 10 - Análise de estabilidades de estruturas de contenção	30
Figura 11 - Centro de pressão e excentricidade	32
Figura 12 - Perfil retangular.....	34
Figura 13 - Perfil trapezoidal	35
Figura 14 – Muro de arrimo em gabiões tipo caixa	37
Figura 15 - Apresentação do perfil L e de seu pré-dimensionamento.....	38
Figura 16 - Apresentação do perfil clássico e de seu pré-dimensionamento	39
Figura 17 - Muro a flexão com tirantes.....	41
Figura 18 - Localização de Pau D´arco - TO.....	43
Figura 19 - Local do objeto de estudo	44
Figura 20 - Material a ser utilizado como aterro	45
Figura 21 - Trado tipo cavadeira	46
Figura 22 - Conjunto de ensaio com corpo de prova dentro	47
Figura 23 - Ensaio de cisalhamento direto com 100kgf de força normal.....	48

Figura 24 - Representação da encosta com o muro de arrimo a flexão.....	49
Figura 25 - Peso específico dos solos argilosos	51
Figura 26 - Coesão das argilas	57
Figura 27 – Amostra do solo de fundação preparada para ensaio.....	57
Figura 28 - Parâmetros médio do solo	58
Figura 29 - Inserção da geometria do muro a flexão no GEO5.....	59
Figura 30 - Inserção dos dados geotécnicos do solo de fundação	60
Figura 31 - Inserção dos dados geotécnicos do material de aterro.....	60
Figura 32 - Inserção da sobrecarga da calçada	61
Figura 33 - Inserção da capacidade de carga admitida pelo solo	63
Figura 34 - Verificação da estabilidade frente ao tombamento e deslizamento	64
Figura 35 - Relatório das verificações de tombamento e deslizamento	64
Figura 36 - Verificação da capacidade de carga do solo de fundação	65
Figura 37 - Relatório da verificação da capacidade de carga do solo.....	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Teor de umidade do ensaio de compactação	50
Tabela 2 - Resultados do ensaio de compactação.....	50
Tabela 3 - Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 25 Kgf	53
Tabela 4 - Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 50 Kgf	54
Tabela 5 - Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 100 Kgf	55
Tabela 6 - Tensões do ensaio de cisalhamento direto.....	56

LISTA DE GRÁFICOS

Grafico 1 - Curva do ensaio de compactação	52
Grafico 2 - Tensão x Deformação para a carga normal de 25 Kgf.....	53
Grafico 3 - Tensão x Deformação para a carga normal de 50 Kgf.....	54
Grafico 4 - Tensão x Deformação para a carga normal de 100 Kgf.....	55
Grafico 5 - Tensões do ensaio de cisalhamento direto	56

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. OBJETIVOS	14
1.1.1. Objetivo Geral	14
1.1.2. Objetivos Específicos.....	14
1.2. JUSTIFICATIVA	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1. TIPOS DE SOLOS	16
2.1.1. Solo Arenoso.....	16
2.1.2. Solo Siltooso	17
2.1.3. Solo Argiloso.....	17
2.2. O ESTADO DO SOLO	18
2.2.1. Índices Físicos	18
2.3. PROSPECÇÃO DO SUBSOLO	20
2.3.1. Sondagens de Simples Reconhecimento	20
2.3.2. Amostragem	21
2.3.3. Resistência à Penetração – SPT	22
2.4. ENSAIO NORMAL DE COMPACTAÇÃO	23
2.5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	24
2.5.1. Atrito Interno e Coesão	24
2.5.2. Principais Ensaio de Cisalhamento	25
2.5.2.1. <i>Ensaio de Cisalhamento Direto</i>	25
2.5.2.2. <i>Ensaio de Cisalhamento Triaxial</i>	26
2.6. PRESSÃO LATERAL DE TERRA DE RANKIENE	27
2.6.1. Teoria de Rankine da Pressão Ativa	27
2.6.2. Teoria de Rankine da Pressão Passiva.....	29
2.6.3. Ponto de Aplicação do Empuxo por Rankine.....	30
2.7. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURAS	30
2.7.1. Verificação do Deslizamento na Base.....	31
2.7.2. Verificação do Tombamento	31
2.7.3. Verificação da Ruptura do Solo de Fundação.....	32
2.7.4. Verificação da Ruptura Global.....	33

2.8. MURO DE ARRIMO RÍGIDO.....	34
2.8.1 Muro de Arrimo de Gravidade.....	34
2.8.1.1. Muro de Arrimo Perfil Retangular.....	34
2.8.1.2. Muro de Arrimo Perfil Trapezoidal	35
2.8.1.3. Estruturas de Contenção em Gabiões	36
2.8.2. Muro de Arrimo de Semi-Gravidade	37
2.8.3. Muro de Arrimo de Flexão.....	37
2.8.3.1. Perfil L.....	38
2.8.3.2. Perfil Clássico	39
2.8.4. Muro de Arrimo de Contraforte.....	40
2.9. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS	41
3. METODOLOGIA.....	42
3.1. SEÇÃO DE ESTUDO	42
3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA.....	44
3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO.....	44
3.3.1. Amostras Deformadas.....	44
3.3.5. Ensaio de Compactação.....	46
3.3.6. Ensaio de Cisalhamento Direto	47
3.4. ESCOLHA DO TIPO DE ESTRUTURA.....	49
4. RESULTADOS	49
4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA.....	49
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO.....	50
4.2.1. Ensaio de Compactação.....	50
4.2.2. Ensaio de Cisalhamento Direto	52
4.2.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto Para o Material do Aterro.....	53
4.2.3. Análise Tato Visual	57
4.3. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MURO DE ARRIMO A FLEXÃO..	59
5. CONCLUSÃO.....	67
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

1. INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica é muito importante nas obras de infraestruturas, pois o estudo geotécnico representa o marco inicial nas obras sejam elas em solos ou rochas. A geotécnia também tem como objetivo torna lugares mais habitáveis para atividades humanas, buscado sempre realizar estudos para prevenir desastres naturais e humanos.

Estruturas de contenção são técnicas bastante utilizadas para elevar em níveis os terrenos e também dar estabilidade a encostas de forma que garanta segurança contra possíveis desmoronamentos. Porém a utilização dessa técnica não dá a garantia exata contra esse problema, como é o caso de estruturas que não obtiverão êxito e romperam. Estruturas de contenção em geral são caracterizadas pela alta capacidade de suportar esforços gerados pelo solo. Devido a isso a determinação destes esforços, possibilita um melhor dimensionamento quanto ao tipo de estrutura.

Para execução desse tipo de obra é importante que se conheça melhor as características dos solos de base e dos aterros, pois uma avaliação geotécnica errada pode proporcionar eventuais problemas à estrutura. Por isso é importante que se realize ensaios laboratoriais a fim de determinar as propriedades dos solos.

Pela observação dos aspectos analisados *in loco* e em laboratório, poderá determinar qual tipo de contenção em muro de arrimo pode ser implantada de forma que garanta estabilidade a obra. Visto isto, a estrutura que for mais bem indicada para atender a situação proposta, deve passar por algumas verificações que apontam através de cálculos e realmente a contenção pode ser utilizada.

Contudo é importante também observar se há disponibilidade de material adequada para essa obra, pois um difícil acesso a bons materiais pode ser tecnicamente e economicamente inviável. Todos os aspectos significativos para uma estrutura de contenção devem atender os critérios da NBR 11682 (2009).

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Realizar o dimensionamento geométrico de uma estrutura de contenção em muro de arrimo a flexão na orla da cidade de Pau D'arco – TO.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Identificar as variações de cotas topográficas da encosta, por meio de levantamento planialtimétrico;
- Caracterizar as propriedades geotécnicas do solo de fundação e do material de aterro a ser utilizado;
- Dimensionar a estrutura, avaliando o tipo de contenção adequada para a solicitação e gerar as verificações de estabilidade com GEO5.

1.2. JUSTIFICATIVA

Localizada na orla da cidade de Pau D'Arco - TO, a estrutura dimensionada tem como fim, conter os esforços horizontais, provenientes do maciço de elevação e regularização do terreno, possibilitando assim a construção de um cais.

Caracterizadas por serem utilizadas como alternativa para controle de grandes volumes de terra, as estruturas de contenção devem sempre atender a todos os fatores de estabilidade que comprovam sua resistência e segurança. Também recomendado que se faça sempre um bom estudo geotécnico, tanto no solo de fundação quanto do material de aterro, pois só assim será possível ter uma melhor escolha do tipo de contenção adequada para cada necessidade.

Estruturas de contenção em muros de arrimo, quando mal dimensionado, podem apresentar problemas quanto a sua instabilidade. Visto isto à realização deste estudo de caso pode atribuir maior entendimento quanto aos parâmetros utilizados para dimensionar essas estruturas, que representam uma das principais obras de terra.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Trataremos nesse capítulo alguns assuntos de extrema relevância ao tema, buscando sempre uma aproximação do entendimento sobre o proposto problema.

2.1. TIPOS DE SOLOS

2.1.1. Solo Arenoso

Conforme Almeida (2005) o solo arenoso é um material desprovido de coesão e plasticidade, características que influenciam diretamente a sua estabilidade. Além disso apresenta na sua fração areia, compostos minerais ou sedimentos rochosos, com diâmetros variantes entre 0,06 a 2,00 mm. No que diz respeito a sua caracterização são analisadas; textura, compactação e formas dos grãos.

Pela textura da areia é possível classificá-la por sua granulometria como fina, média ou grossa. Já a sua compactação permite identificar se a areia é fofa, mediamente compacta ou compacta. A forma dos grãos permite apontar se a areia é; angulosa ou sub-angulosa, arredondada ou sub-arredondada e esféricas. (ALMEIDA, 2005).

Segundo Pinto (2000) o índice de vazios de uma areia, determina o modo como ela está. No entanto a análise desses índices de vazios da areia em estado natural, deve ser feita de modo comparativo com os máximos e mínimos índices de vazios do material. Esse dado analisado individualmente não é aconselhável, pois duas areias com o mesmo número de vazios pode apresentar estados diferentes uma compacta e a outra fofa.

Areias compactadas na sua maioria apresentam, uma maior resistência e menor deformação a ações sobre elas exercidas. Contribuem para essas características a distribuição granulométrica e a forma dos grãos, sem deixar de descartar a importância também da compactação (PINTO, 2000).

2.1.2. Solo Siltoso

O silte é um solo que se caracteriza por ter na composição maior fração silte. O diâmetro característico das partículas varia de 0.002 a 0.06 mm. Tem pouca plasticidade, podendo as vezes até mesmo não ter. Quando o silte encontra-se em estado seco, formam-se torrões, que pela finura dos seus grãos, são facilmente desagregados (ALMEIDA, 2005).

Segundo Almeida (2005), a coesão é propriedade característica de materiais finos, como o silte, que possuem partículas de alto grau de achatamento, o que proporciona maior cimentação e assim resistência ao cisalhamento. A quantidade de água, também influencia na coesão, quanto mais úmido estiver o material, menor é sua resistência.

2.1.3. Solo Argiloso

Caracterizam-se por sua grande plasticidade, as argilas apresentam coesão principal característica desejada a solos utilizados na engenharia. As partículas argilosas possuem diâmetros menores que 0,002 mm, apontando assim seu módulo de finura. A argila quando umedecida pode ser facilmente identificada, visto que quando comprimida com a mão, desagrega passando entre os dedos e quando seca tornasse sólida através de torrões que dificilmente se desfragmenta na mão. (ALMEIDA, 2005).

As argilas apresentam várias classificações, tendo como principais; a plasticidade, consistência e textura. No que diz respeito a plasticidade, a argila pode ser classificada em muito plástica (gorda) e pouco plástica (magra).

A consistência que é definida pelo seu índice, varia para cada solo tendo influência do seu teor de umidade, podendo ser apontada como mole (sendo facilmente moldada com os dedos), muito mole (quando passar por entre os dedos ao ser comprimida com a mão), mediamente mole (podendo ser moldada com os dedos), rija (quando tiver que aplicar certo esforço para que seja moldada) e dura (quando em forma de torrões, não poder ser moldada e requerer esforço para desfragmenta-los). Já a Textura tem relação com a análise granulométrica. (ALMEIDA, 2005).

Pinto (2000), aponta como um dos principais influentes na resistência das argilas, os índices de vazios, que são derivados de tensões anteriores ou que atualmente estão sendo exercidas. E também devido a estrutura própria do material. Ele frisa ainda que o comportamento tensão-deformação de uma carga axial na argila ficara dependente da relação entre a tensão de confinamento pela tensão de pré-adensamento.

Diferentemente das areias, as argilas apresentam baixa permeabilidade, devido a isso torna-se de grande importância a realização de estudos sobre a resistência que esse material apresenta, podendo estas terem relação com carregamentos drenados e também não drenados (PINTO, 2000).

2.2. O ESTADO DO SOLO

2.2.1. Índices Físicos

Em um solo no estado natural, seu volume é dividido em duas partes. A primeira sendo constituída das partículas sólidas que formam a estrutura do material através do arranjo entre os grãos. E a segunda, que representa os vazios que existem entre as partículas do solo, e a água ou ar que os preenche.

O solo e seu comportamento podem depender da quantia relativa das três fases (sólidos água e ar). Os volumes de água e de ar podem variar dependendo de algumas ações. A evaporação é uma delas, pois diminuir a quantidade de água, permitindo que os vazios sejam preenchidos por ar.

Outra ação é a compactação, que diminui os vazios do solo, provocando a saída de ar e água. Sendo ela de suma importância para solos que necessitam resistir a grandes esforços. Pois diminuindo os vazios no solo, aumentara sua resistência. (PINTO, 2000).

Com o objetivo de conhecer melhor o estado físico do solo, identificam-se os índices físicos que fazem relações dos volumes e pesos com as três fases, sólidos, ar e água. Alguns desses índices são; umidade, Índices de Vazios, Porosidade, Grau e Saturação e Peso Especifico dos Sólidos. (PINTO, 2000).

A umidade é representada pela letra w e expressa a relação entre o peso do solo com o peso da água que está contida nele. Sua determinação ocorre, pesando-

se o solo ainda em seu estado natural. Depois aquece esse material em uma estufa a 105 °C, para que ele fique seco, feito isso pesa-se novamente o solo. Tendo os pesos dele com e sem a água, calculasse a umidade. Geralmente os teores de umidade estão, entre 10 e 40%, dependendo do tipo de solo. (PINTO, 2000).

O Índice de Vazios é representada pela letra e . Sua determinação acontece através de cálculo devido a relação do volume de vazios pelo volume dos sólidos. Possui valores entre 0,5 a 1,5. (PINTO, 2000).

A Porosidade por sua vez é representada pela a letra n . A sua determinação acontece devido a relação do volume de vazios do solo, pelo volume total do solo. Sendo seus valores expressos em porcentagem, com valores variando de 30 a 70%. (PINTO, 2000).

O Grau de Saturação que é representado pela letra S_u e outro índice que faz referência a água presente no solo. Pois faz relação do seu volume de água presente no solo, com o de vazios do mesmo. Seus valores são expressos em porcentagem, podendo variar de zero, quando solo seco, a 100% quando solo rico em água. (PINTO, 2000).

E o Peso Especifico dos Sólidos, que é uma relação do peso dos grãos do solo com o seu volume. Possui pouca variação de solo para solo, porém, não permite a identificação do solo. Os valores dos pesos específicos variam sempre em torno de 27 KN/m³, fato que permite adotar este valor para o solo que não se tem conhecimento do seu peso especifica. Seu símbolo de representação é o γ_s . A determinação do Peso Especifico dos Grãos (ou sólidos) é feita em laboratório. Em um picnômetro, coloca-se o solo em estado seco, com peso conhecido e completa o volume do recipiente com água. Com isso se tem o peso total do picnômetro com água e solo.

É importante que se pese o picnômetro preenchido somente com água. Pois esse peso somado com o do solo seco, menos o do picnômetro preenchido com água e solo, dará o valor do peso da água substituída pelo solo. Tendo conhecimento desse peso, calcula-se o seu volume, que é o mesmo volume do solo. Visto que se conhece o peso e o volume dos grãos, determina-se o peso específico dos sólidos. (PINTO, 2000).

2.3. PROSPECÇÃO DO SUBSOLO

2.3.1. Sondagens de Simples Reconhecimento

2.3.1.1. Perfuração Acima do Nível D'água

Consiste inicialmente na escavação do terreno, utilizando-se o trado do tipo escavadeira, que possui diâmetro de 10 cm. Quanto mais se repete as operações mais profundo fica o furo. Com isso o material retirado pode ser classificado, de acordo com a sua composição. É interessante destacar que a compacidade do solo, pode ser inicialmente indicada através do esforço que o trado requer para penetrar no material. Porém a amostragem ainda é o melhor meio de identificar essa informação do solo. A amostragem do solo, geralmente acontece de metro em metro, ou a quando houver mudança de material. A partir de uma dada profundidade, e cravasse com golpes de martelo, um tubo de 2 1/2" de diâmetro, que reveste e permite a progressão do trado espiral que executa a amostragem. (PINTO, 2000).

2.3.1.2. Determinação do Nível D'água

Utilizando o trado para perfuração, vai se aprofundando o furo até atingir o nível d'água. Quando perceberse a presença de água no interior do tubo de revestimento, a operação é interrompida e a cota do nível d'água é registrada. Feito isso, é importante esperar alguns minutos sem executar a perfuração, para verificar se o nível continua na mesma cota inicial ou se há variação. Caso ocorra o aumento na cota, indicará que a água estava sob pressão. (PINTO, 2000).

Após o equilíbrio do nível d'água, verificasse a diferença entre as cotas iniciais e finais, que é a pressão exercida no lençol freático. A importância de se conhecer essa pressão, ocorre devido ao fato dela interferir na estabilidade de escavações executadas neste solo. (PINTO, 2000).

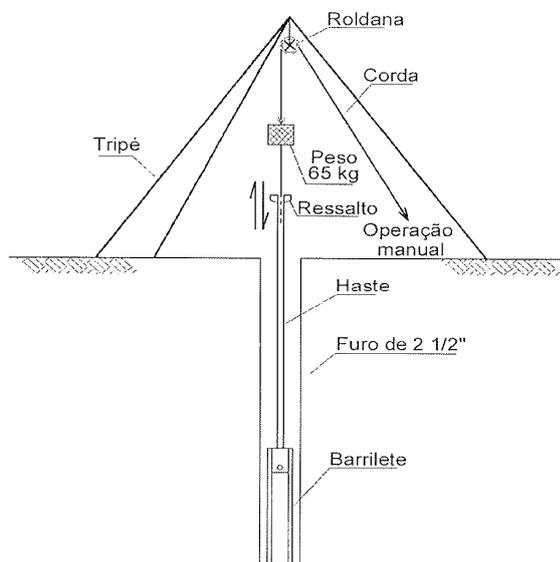
2.3.1.3. Perfuração Abaixo do Nível D'água

Depois que se atinge o lençol freático, a perfuração deve ser executada com a técnica de percussão e lavagem. No interior do tubo que reveste o furo, uma bomba lança água através de uma haste. Esta por sua vez possui um trépano afiado na ponta, de onde a água sai pressurizada por dois furos. A penetração da haste no subsolo, ocorre devido ela ser levantamento 30 cm e deixada cair, repetidas vezes. Esta queda ainda conta com a ajuda, de um movimento de rotação aplicado pelo operado da perfuração. Ao mesmo tempo, a água que é sai do trépano, facilita a desagregação e o transporte das partículas do subsolo, entre o tube de revestimento e a haste de penetração. A cada metro perfurado ou a cada alteração de subsolo, recomenda-se uma amostragem do material. Mais rápida que a perfuração a trado, a lavada só pode ser executada abaixo do nível d'água. Acima dele altera as condições de umidade do solo e posteriormente sua amostragem. (PINTO, 2000).

2.3.2. Amostragem

No processo de amostragem e utilizado um amostrador padrão, com tubo de 2" no diâmetro externo, e a sua extremidade responsável pelo corte é biselada. A outra extremidade que é fixa na haste, possui uma válvula esférica e dois furos laterais, por onde saem a água e o ar. Conecta o amostrador à haste que o levará ao fundo da perfuração. Feito isto crava-se o amostrador, aplicando nele golpes com o martelo que possui 65 kg de massa. (PINTO, 2000).

Utiliza-se um tripé, com uma roldana presa na sua parte superior. Por essa roldana passa a corda que levanta o martelo até uma altura de 75 cm, para depois deixa-lo cair sobre a haste, repetidas vezes até cravar 45cm do amostrador. Esta operação é usualmente manual, podendo as vezes ocorrer de forma mecânica. A Figura 1 ilustra a situação descrita. Elas também podem ser guardadas para serem analisadas posteriormente. (PINTO, 2000).

Figura 1 – Ilustra a situação descrita

Fonte: PINTO (2000)

2.3.3. Resistência à Penetração – SPT

Levando-se em consideração que o amostrador deve estar penetrado 45 cm, para ser considerado cravado no solo. A resistência a penetração é determinada a partir da quantidade de golpes dos três trechos de 15 cm cravado. Os números de golpes contabilizados do primeiro trecho de 15 cm são desprezados, pois só são necessários os golpes referentes aos últimos 30 cm cravados do amostrador, para determinar a resistência a penetração do solo. (PINTO, 2000).

Quando ocorrer de em um único golpe, o amostrador penetrar uma profundidade igual ou maior que 45 cm no solo, ele será considerado fraco, tendo sua resistência representada através da relação do golpe pela penetração. De acordo com a resistência à penetração, a classificação do estado do solo, ocorrerá em função da compactação em solo arenoso ou silte arenoso e da consistência para solo argiloso ou silte argiloso. As figuras 2 e 3 apresentam estas classificações. (PINTO, 2000)

Figura 2 - Compacidade da areia em função do SPT

Resistência à penetração (Número N do SPT)	Compacidade da areia
0 a 4	muito fofa
5 a 8	fofa
9 a 18	compacidade média
18 a 40	compacta
acima de 40	muito compacta

Fonte: PINTO (2000)

Figura 3 - Consistência da argila em função do SPT

Resistência à penetração (Número N do SPT)	Consistência da argila
< 2	muito mole
3 a 5	mole
6 a 10	consistência média
11 a 19	rija
> 19	dura

Fonte: PINTO (2000)

2.4. ENSAIO NORMAL DE COMPACTAÇÃO

O ensaio consiste em, pegar uma porção do solo como amostra, e umedece-la com água. Feito isto o material deve ser misturado de forma que a umidade seja bem distribuída e os torrões existentes desmanchados. Em um molde cilíndrico com volume de 1000 cm³, coloca-se a amostra, até atingir um terço da altura útil do cilindro.

Compacta-se então o solo, com a aplicação de um impacto, com uma massa de 2,5 kg que é deixada cair 26 vezes de uma altura de 30,5 cm. Este processo deve ser repetido no mínimo mais duas vezes. Estes três processos geram cada um uma camada. Após esses procedimentos pesa-se o cilindro com a porção da amostra em estado úmido. Conhecendo a quantidade de água aplicada a amostra, calcula-se peso específico seco do solo, o qual permite lançar um ponto na curva do

diagrama do Proctor. Cada ensaio gera um ponto à ser lançado no diagrama. (MASSAD, 2010).

2.5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

2.5.1. Atrito Interno e Coesão

Segundo Caputo (1988), A resistência ao cisalhamento do solo, influencia diretamente na propriedade de suporte de cargas do solo e na permanência de sua estabilidade. Sem essa resistência o solo pode sofrer ruptura quando houver aumento de seu peso, através da presença de água ou devido a cargas externas aplicadas sobre ele.

Para determinar a resistência ao cisalhamento e utilizada a equação Coulomb: $\tau_r = c' + \sigma (tg \varphi)$, que tem como principais componentes a coesão do solo e o atrito interno que ocorre no entrosamento de suas partículas. Este por sua vez é composto pela soma do atrito físico com o atrito fictício. Já a coesão, é dividida em dois tipos, coesão aparente e coesão verdadeira. É importante destacar que a resistência ao cisalhamento, leva em consideração somente as pressões efetivas. Visto isto retira-se a pressão neutra u da tensão normal, deixando a equação da seguinte forma abaixo. (CAPUTO, 1988).

$$\tau_r = c' + (\sigma - u)tg \varphi \quad \text{(Equação 1)}$$

Onde;

τ_r = Resistencia ao Cisalhamento ou Tensão de Cisalhamento, em (KN/m²);

c = Coesão do Solo, em (KN/m²);

σ = Tensão Normal, em (KN/m²);

u = Pressão Neutra, em (KN/m²);

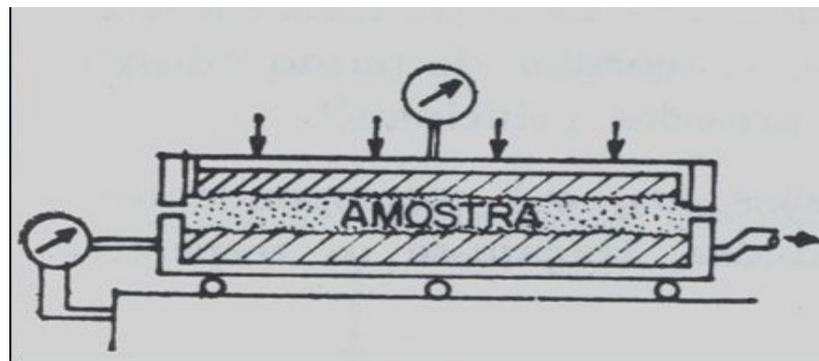
φ = Ângulo de Atrito Interno do Solo, em (Graus °).

2.5.2. Principais Ensaio de Cisalhamento

2.5.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

Este ensaio consiste em uma caixa dividida em duas partes, sendo uma superior e a outra inferior, ambas com placas de pedras porosas para favorecer a drenagem da amostra. Coloca-se o material dentro da caixa e aplica-se uma tensão normal na parte superior. A partir daí aplica-se forças em sentido opostos nas duas partes da caixa, deslizando uma sobre a outra no sentido horizontal, até causar o rompimento da amostra. Isso ocorre quando é atingido a tensão cisalhante $\tau = \tau_r$ do solo amostrado. A realização do ensaio pode ocorrer sob dois parâmetros, que são; tensão ou deformação controlada. A figura 4, ilustra todo o equipamento. (CAPUTO, 1988).

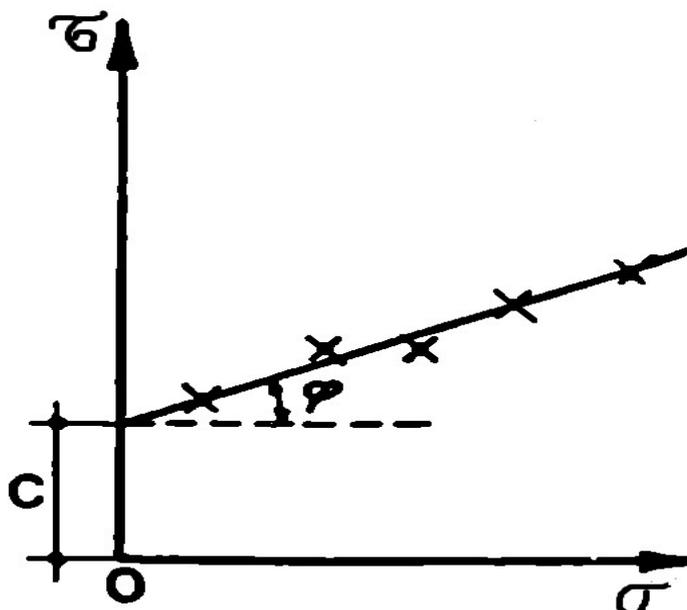
Figura 4 – Ensaio cisalhamento direto



Fonte: CAPUTO (1988)

O ensaio quando repetido com outras amostras do mesmo solo permite a obtenção de pares (σ, τ) , que podem ser referenciados em um plano cartesiano $\sigma\tau$, com a tensão normal “ σ ” no eixo das abcissas e a tensão cisalhante “ τ ” no eixo das ordenadas. Tendo esse gráfico pronto, a componente coesão “ c' ” e o ângulo de atrito interno do solo “ φ ”, podem ser facilmente determinadas, como mostra a figura 5. (CAPUTO, 1988).

Figura 5 – Gráfica de ensaio cisalhante



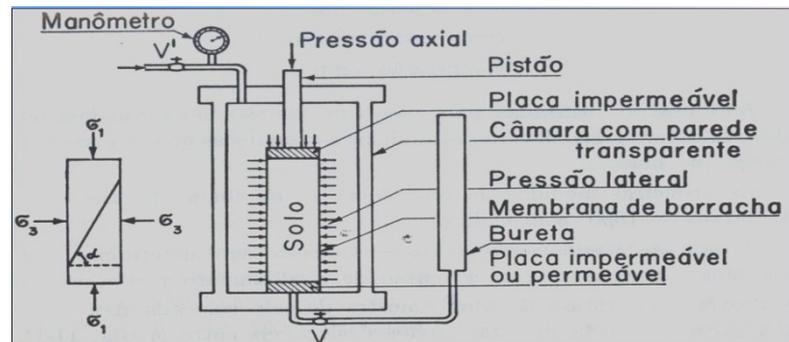
Fonte: CAPUTO (1988)

2.5.2.2. Ensaio de Cisalhamento Triaxial

Conforme Caputo (1988), o ensaio triaxial é realizado em um equipamento, com uma câmara cilíndrica de material transparente, que abriga em seu interior a amostra do solo a ser ensaiado, envolvida em uma capa de borracha formando uma membrana bastante delgada nas laterais com placas impermeáveis vedando as bases; superior e inferior, como mostra a figura 6. Através de um pistão que atravessa a base superior do cilindro, e aplicada uma pressão σ_1 na amostra para rompê-la. Além dessa, o material amostrado também será submetido a pressão σ_3 do líquido colocado dentro do cilindro, que geralmente é água.

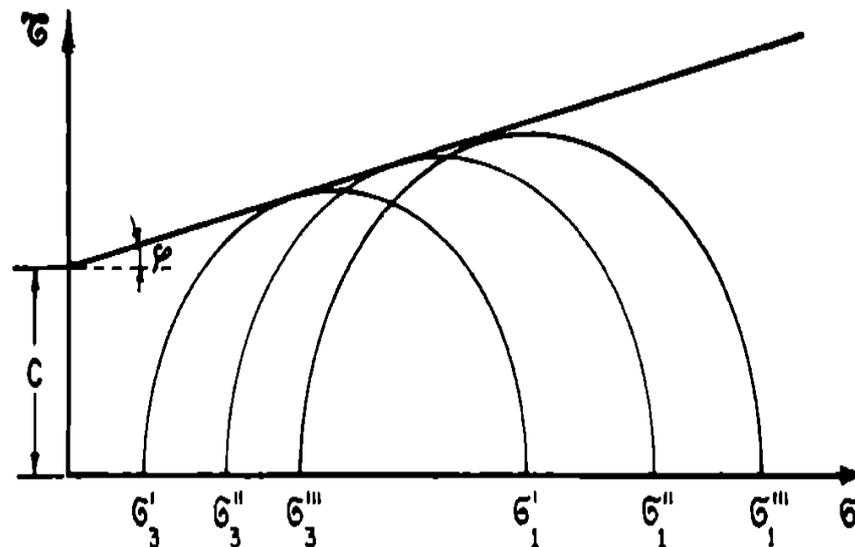
Nestas circunstâncias a porção do solo é mantida até o seu rompimento. Com os pares de tensões (σ_1, σ_2) , responsáveis por essa ruptura, traça-se o círculo de Mohr, em um plano cartesiano, orientado pelas tensões σ_1 e σ_3 no eixo das abscissas e a tensão cisalhante no eixo das ordenadas, como ilustra a figura 7. É desejável que o ensaio seja repetido mais algumas vezes, para favorecer a segurança, no momento em que o gráfico for interpretado, visando a determinação das componentes c' e ϕ . (CAPUTO, 1988).

Figura 6 – Ensaio de cisalhamento triaxial



Fonte: CAPUTO (1988)

Figura 7 - Círculo de Mohr no plano cartesiano



Fonte: CAPUTO (1988)

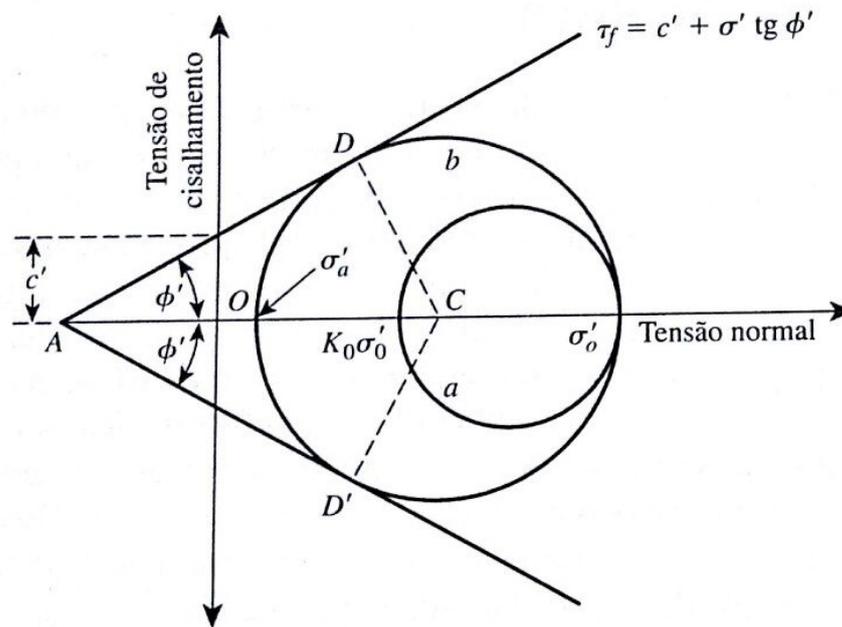
2.6. PRESSÃO LATERAL DE TERRA DE RANKIENE

2.6.1. Teoria de Rankine da Pressão Ativa

Conforme Das (2007), destaca, a expressão de equilíbrio plástico do solo, é referente a condição dos pontos da massa de solo, em iminente estado de ruptura. Ainda segundo Das (2007), Rankine estudou esses estados de equilíbrios plásticos do solo a fim de determinar, suas principais tensões (empuxos) efetivas, que são as

verticais “ σ'_0 ” e horizontais “ σ'_h ”. Quando a massa de solo atingi o equilíbrio plástico, ou seja, entrar em fase de ruptura exercendo uma tensão na estrutura, que pode ser representada pelo círculo de Mohr da figura 8. Esta representara o estado ativo de Rankine e a pressão ativa de terra “ σ'_a ”.

Figura 8 - Círculo de Mohr da tensão ativa da terra de Rankine



Fonte: DAS (2007)

Segundo Das (2007) A pressão Ativa de Terra de Rankine (empuxo Ativo), pode ser calculada pela seguinte equação.

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Equação 2})$$

Onde;

σ'_a = Pressão Ativa de Terra;

σ'_0 = Tensão Efetiva Vertical;

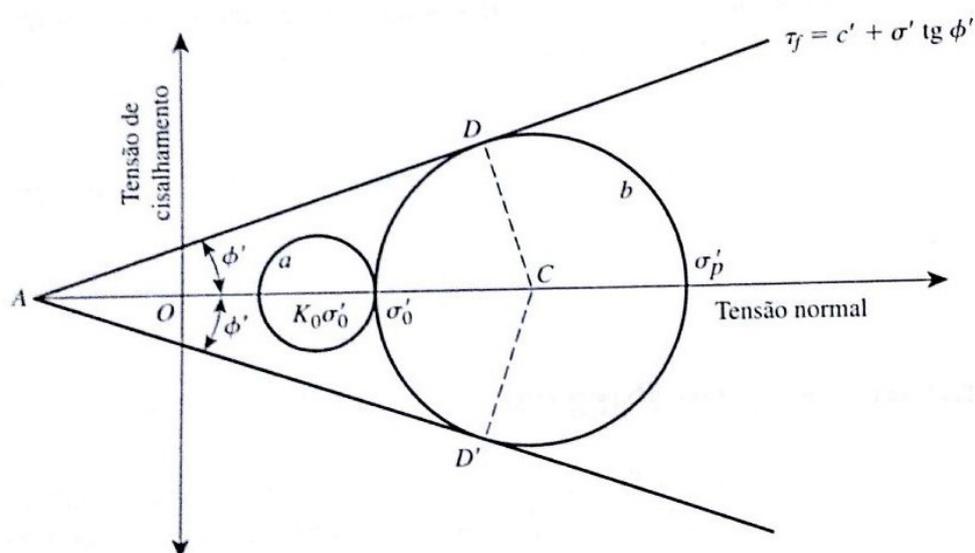
ϕ' = Ângulo de Atrito Interno do Solo;

c' = Coesão.

2.6.2. Teoria de Rankine da Pressão Passiva

Segundo Das (2007), quando ocorrer ruptura do solo, devido ao muro exercer uma tensão efetiva principal " σ'_h " no maciço, podendo ser expressa através do círculo de Mohr da figura 9. Dando início ao estado passivo de Rankine. Do qual a pressão passiva de terra (empuxo Passivo), " σ'_p " e extraída.

Figura 9 - Círculo de Mohr da tensão passiva da terra de Rankine



Fonte: DAS (2007)

Segundo Das (2007) A Pressão Passiva de Terra de Rankine (empuxo Passivo), pode ser calculada pela seguinte fórmula.

$$\sigma'_p = \sigma'_0 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Equação 3})$$

Onde;

σ'_p = Pressão Passiva de Terra;

σ'_0 = Tensão Efetiva Vertical;

ϕ = Ângulo de Atrito Interno do Solo;

c' = Coesão.

2.6.3. Ponto de Aplicação do Empuxo por Rankine

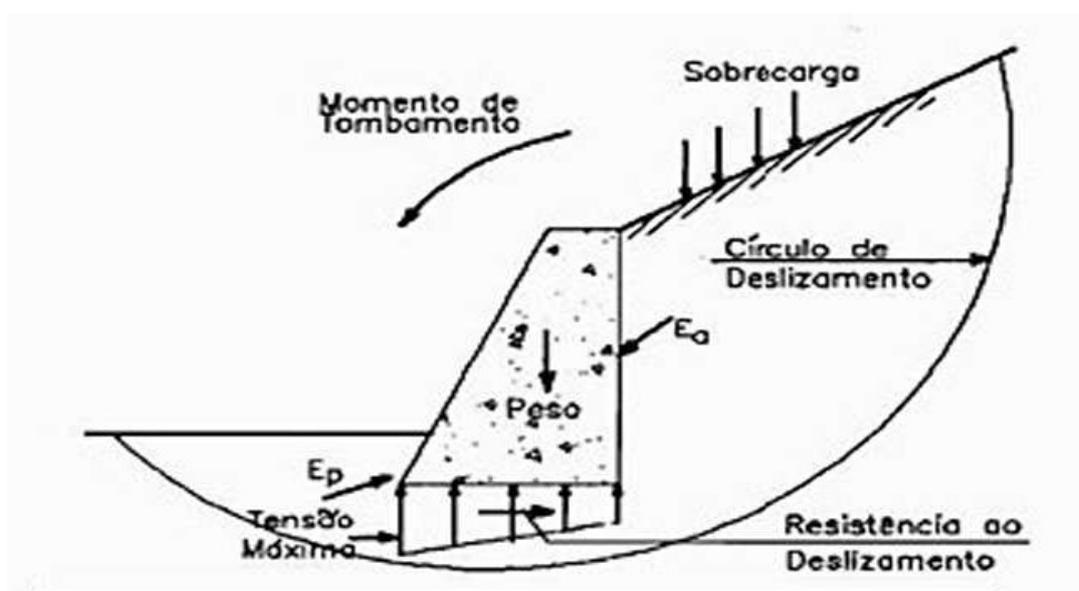
Vargas (1977), cita que a teoria de Rankine, trabalha aplicando o empuxo ativo, a uma distância igual a um terço da altura do muro, partindo da base. Isso quando a distribuição das pressões na face do muro for de modo triangular.

2.7. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURAS

Para a Análise de Estabilidade de uma estrutura de contenção, são verificadas as quatro condições básicas, citadas abaixo e demonstrada na figura 10. (KOSHIMA et al., 1998)

- Deslizamento na base;
- Tombamento;
- Ruptura do Solo de Fundação;
- Ruptura Global.

Figura 10 - Análise de estabilidades de estruturas de contenção



Fonte: KOSHIMA et al.(1998)

2.7.1. Verificação do Deslizamento na Base

Esta condição verifica, se o muro não sofrera algum deslocamento por deslizamento, permanecendo sempre em equilíbrio com os empuxos horizontais que nele estão atuando. Respeitando o coeficiente de segurança “CS” mínimo desejável de 1,5. Para essa verificação, é aceitável desprezar o empuxo passivo no muro, devido ao seu baixo valor. A verificação ocorre devido a relação entre a Somatória dos Esforços Resistentes “ $\sum ER$ ” e a Somatória dos Esforços Solicitantes “ $\sum ES$ ”. Enquanto que os esforços resistentes ocorrem pela adesão entre a base do muro com o solo e pelo atrito. Os esforços solicitantes ocorrem, devido aos empuxos de terra, as sobrecargas, as águas. (KOSHIMA et al., 1998)

$$CS = \frac{\sum ER}{\sum ES} \quad \text{(Equação 4)}$$

Onde:

CS = Coeficiente de Segurança;

ER = Esforços Resultantes;

ES = Esforços Solicitantes.

2.7.2. Verificação do Tombamento

A verificação da estabilidade do muro quanto ao tombamento e feita para identificar, se o coeficiente de segurança mínimo de 1,5, está sendo respeitado. Determinando um ponto externo na base do muro, no sentido oposto ao empuxo ativo. Calculam-se os momentos em relação a esse ponto, utilizando todas as forças que estejam atuando no muro de forma interna ou externa. Os momentos que atuam no sentido do empuxo ativo são denominados solicitantes, e os que atuam no sentido oposto a estes, são os momentos resistentes. A determinação do coeficiente de segurança ao tombamento e feita através da relação entre a somatória dos momentos solicitantes com os resistentes. (KOSHIMA et al., 1998)

$$CS = \frac{\sum MR}{\sum MS} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

CS = Coeficiente de Segurança;

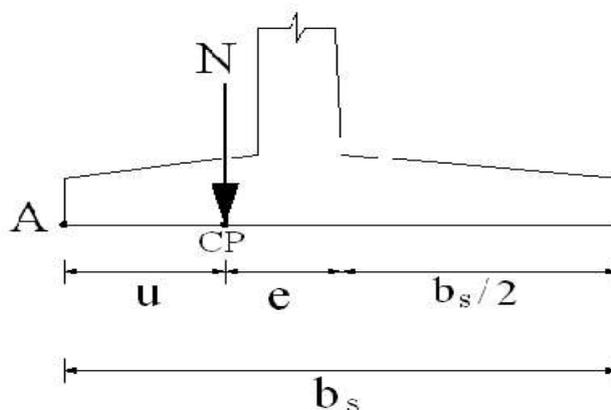
MR = Momentos Resultantes;

MS = Momentos Solicitantes.

2.7.3. Verificação da Ruptura do Solo de Fundação

Esta é uma importante verificação, pois permite saber se o solo de fundação apresenta boas características a ruptura e deformação. Todo solo apresenta uma capacidade de suporte de pressões, chamado pressão admissível. Alguns apresentam melhor resistência podendo suportar altas pressões outros não. Na realização dessa verificação são calculadas as tensões máximas σ_1 e mínimas σ_2 . Para que o solo seja considerado seguro contrarruptura, a tensão máxima tem que ser menor que a tensão admissível do solo, e a tensão mínima precisam ser de compressão. Caso essas condições não sejam atendidas, recalculam-se as tensões de base σ_1 e σ_2 para uma base com dimensões diferentes. Ou então se classifica o solo como sem resistência à tração. (KOSHIMA et al., 1998).

Figura 11 - Centro de pressão e excentricidade



Equações para o cálculo das Tensões da Base. (XAVIER, 2011)

$$\sigma_{1m\acute{a}x} = \frac{N}{b_S} \left(1 + \frac{6e}{b_S} \right) \quad (\text{Equação 6})$$

$$\sigma_{1m\acute{a}x} = \frac{2N}{3u} \quad (\text{Equação 7})$$

$$\sigma_{1m\acute{a}x} = \frac{N}{b_S} \left(1 + \frac{6e}{b_S} \right) \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

N = Força Normal;

b_S = Largura da Sapata;

e = Excentricidade;

u = Distância da Extremidade da Sapata até o Centro de Pressão.

2.7.4. Verificação da Ruptura Global

Esta verificação nada mais é que a análise da estabilidade do talude da encosta, com foco na determinação do seu coeficiente de segurança que não pode ser inferior a 1,5. Levando-se em consideração a possível linha de ruptura em que a contenção está inserida. (DAS, 2007).

Segundo Das (2007), a análise de estabilidade de um talude consiste na determinação das tensões de cisalhamento, com foco na linha de ruptura de maior probabilidade de ocorrer. Ainda segundo o autor essa análise, pode ser bem-sucedida, com uma avaliação das variáveis do solo e de seus parâmetros de resistência ao cisalhamento.

A realização da análise de Estabilidade de taludes geralmente é feita por dois métodos principais, que são; Procedimento de Massa e o Métodos das Fatias. No entanto, devido a maioria dos taludes, não serem constituídos de solo homogêneo, o método das fatias torna-se o mais utilizado. (DAS, 2007).

2.8. MURO DE ARRIMO RÍGIDO

Segundo Das (2007), são classificados como muros rígidos, todos aqueles constituídos de concreto, com ou sem utilização de armaduras. O autor, ainda cita os muros de arrimo a gravidade, semi-gravidade, de flexão e os de contraforte como principais exemplos dessa categoria.

2.8.1 Muro de Arrimo de Gravidade

Este tipo de muro é caracterizado pelo seu peso próprio, que por ser elevado, ajuda a conter o solo em nível elevado sem que sua estabilidade seja prejudicada. O concreto utilizado na construção do muro pode ser simples ou ciclópico com uso de pedras de mão. (DAS, 2007).

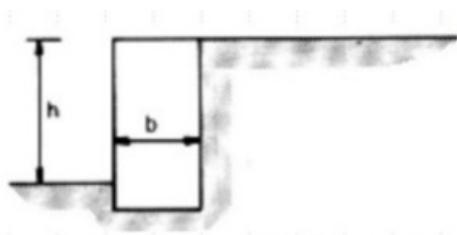
Segundo a ABNT (2009), o para o dimensionamento dessas estruturas, todos os as verificações de estabilidades devem ser atendidas, principalmente as de deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação.

Moliterno (1994) apresenta dois tipos de perfis para muros de arrimo de gravidade. São eles o perfil retangular e o trapezoidal.

2.8.1.1. Muro de Arrimo Perfil Retangular

O perfil retangular representado na figura 12, tem seu o pré-dimensionamento e executado através de sua altura, que não pode ser superior a 2 m. A base b desse muro deve ser no máximo 30% da sua altura. Devido a isso, muros com alturas superiores a máxima se tornam economicamente inviáveis. Pois seus volumes serão altos. (MOLITERNO, 1994)

Figura 12 - Perfil retangular



Fonte: MOLITERNO (1994)

Segundo Moliterno (1994), o pré-dimensionamento dessa estrutura feito através da seguinte equação;

h = altura, em (m).

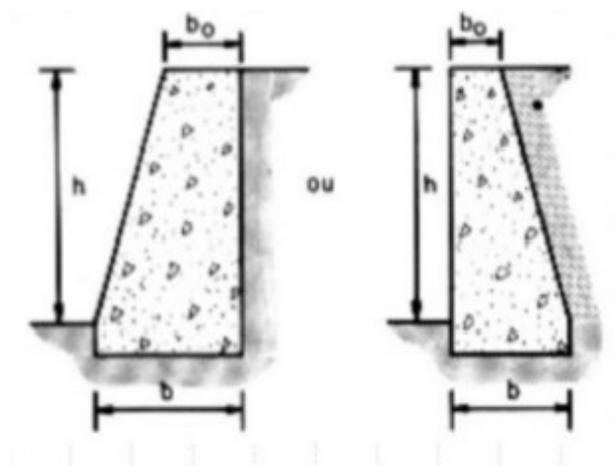
$b = 0,30h$, em (m). (Equação 9)

2.8.1.2. Muro de Arrimo Perfil Trapezoidal

O perfil trapezoidal representado na figura 13, também tem a altura como principal condicionante do pré-dimensionamento. Sua utilização deve ocorrer em desníveis de até 2 m, pois assim como o retangular, a altura influencia diretamente nas dimensões das suas bases. A base menor b_0 do trapézio equivale 14% da altura do muro.

E a base maior b é igual a altura dividida por 3, mais a base menor. Neste perfil, quando o trapézio é posicionada para dentro da encosta, forma-se uma cunha sobre a estrutura. A qual pode influenciar ainda mais sua estabilidade. (MOLITERNO, 1994)

Figura 13 - Perfil trapezoidal



Fonte: MOLITERNO (1994)

Segundo Moliterno (1994), o pré-dimensionamento dessa estrutura feito através das seguintes equações;

h = altura, em (m).

$$b_0 = 0,14 h, \text{ em (m)}. \quad (\text{Equação 10})$$

$$b = b_0 + \frac{h}{3}, \text{ em (m)}. \quad (\text{Equação 11})$$

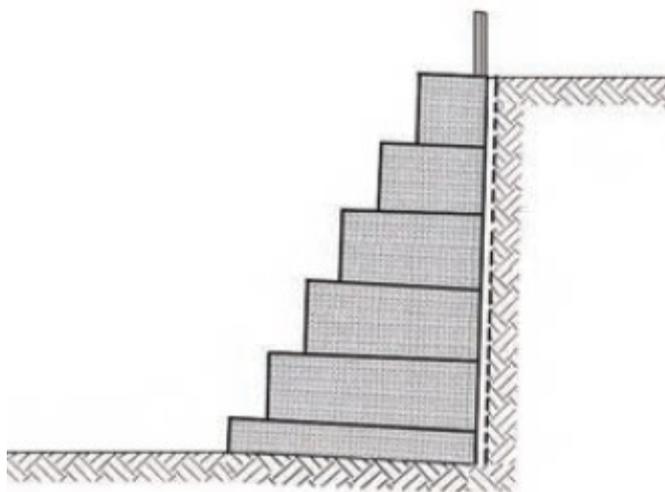
2.8.1.3. Estruturas de Contenção em Gabiões

Segundo Queiroz (2009), as estruturas em gabiões, são definidas como sendo elementos de natureza modular, confeccionadas em variadas formas. Sempre caracterizadas pela tela metálica, disposta em malha hexagonal de dupla torção, que dá a forma quadrada ou retangular que será preenchida por pedras de dimensões estabelecidas. É importante destacar que de acordo com que os blocos vão sendo executados, eles são amarrados uns nos outros para dar mais resistência a estrutura.

A malha hexagonal que possui dupla torção na região de engaste, além de dar forma ao bloco, possibilita uma melhor distribuição dos esforços de tração. No caso de rompimento pontual da malha a mesma não terá sua integridade comprometida. (QUEIROZ, 2009).

Ainda conforme Queiroz (2009), os gabiões do tipo caixa e tipo mais indicado, quando se desejar, utilizar uma estrutura de gravidade. As suas dimensões e a principal prova dessa afirmação, pois em consideração a outros tipos de estruturas de gabião o do tipo caixa apresenta as maiores dimensões. Os comprimentos e as alturas dos gabiões e de 0,50 m a 1,00 m, podendo o comprimento variar de 1,50 m a 5,50 m. já a largura e constante mente representada por 1 m. a figura 14 abaixo, representa a estrutura de gabião tipo caixa.

Figura 14 – Muro de arrimo em gabiões tipo caixa



Fonte: MACCAFERRI (2013)

2.8.2. Muro de Arrimo de Semi-Gravidade

Conforme Das (2007), os muros de arrimo de semi-gravidade, possuem as mesmas características que os de gravidade podendo ser em perfeito retangular ou trapezoidal. Sua vantagem é que com a utilização de armaduras, as seções podem ficar menores e ainda assim, continuarem com alta rigidez.

2.8.3. Muro de Arrimo de Flexão

Segundo Das (2007), os muros de arrimo de flexão são muros construídos em concreto armado, sendo constituído por uma parede presa a uma laje de fundação. Esta estrutura possui dimensões esbeltas devido a compensação do aço, que permite com que ela suporte as flexões causadas pelos esforços horizontais do solo. Este tipo de muro pode ser utilizado para conter solos com desníveis de até 8 m. acima desta altura torna-se desvantajoso economicamente sua utilização.

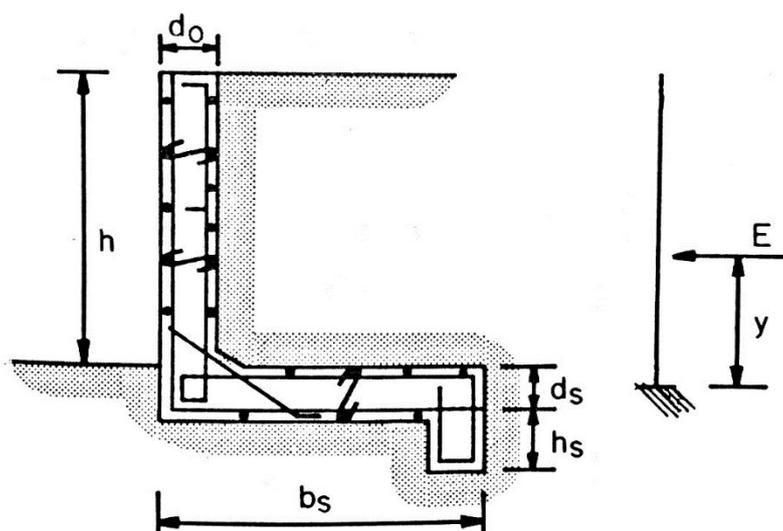
Assim como ocorre no de gravidade, o muro de arrimo de flexão também possui algumas dimensões determinadas pela altura solicitada do muro. Porém existem algumas outras dimensões desse muro, que necessitam dos momentos causados pelos empuxos ativos para serem determinadas. (MOLITERNO, 1994).

Segundo Moliterno (1994), os muros de arrimo possuem dois perfis mais utilizados, que são; os de perfil L e o de perfil clássico.

2.8.3.1. Perfil L

Conforme apresenta Moliterno (1994), o muro de arrimo de flexão com perfil em L é caracterizado por ser utilizado em desníveis de até 2 m. Em seu pré-dimensionamento a base de fundação que praticamente uma laje é igual a 50% da altura solicitada e a sua espessura, seja da cortina de contenção ou da laje de base é determinada através do momento solicitante. A figura 15, retrata bem as características citadas.

Figura 15 - Apresentação do perfil L e de seu pré-dimensionamento



Fonte: MOLITERNO (1994)

As equações utilizadas no pré-dimensionamento segundo Moliterno (1994), são;

h = altura, em (m).

$b_s = 0,50 h$, em (m).

(Equação 12)

$h_s = 0,08 h$, em (m).

(Equação 13)

$$d_0 = 12\sqrt{M}, \text{ em (cm)}. \quad (\text{Equação 14})$$

$$d_s = d_0, \text{ em (cm)}.$$

$$M = Ey \quad (\text{Equação 15})$$

Onde;

M = Momento do Empuxo Ativo, em (tfm);

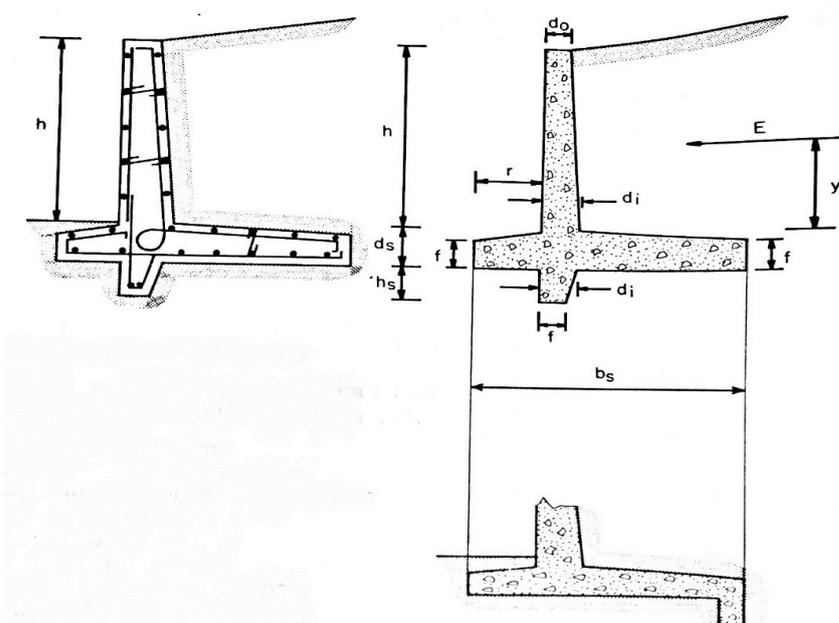
E = Empuxo Ativo, em (tf/m);

y = Distancia da Aplicação do Empuxo, em (m).

2.8.3.2. Perfil Clássico

Segundo Moliterno (1994), o perfil clássico é mais utilizado em alturas superiores a 2 metro e inferiores a 4 m. as principais dimensões determinadas no seu pré-dimensionamento, assim como no caso do perfil em L, e a laje da base que pode ser de 50% a 60% da altura solicitada e as espessuras da cortina de contenção, que nesse caso possui um formato trapezoidal com uma espessura no topo menor que a em contato com a base. O pré-dimensionamento pode ser melhor compreendido na figura 16, exposta abaixo.

Figura 16 - Apresentação do perfil clássico e de seu pré-dimensionamento



Fonte: MOLITERNO (1994)

As equações utilizadas no pré-dimensionamento segundo Moliterno (1994), são;

h = altura, em (m).

$$b_s = 0,5h \text{ ou } 0,6h, \text{ em (m)}. \quad (\text{Equação 16})$$

$$h_s = 0,07h \text{ ou } 0,08h, \text{ em (m)}. \quad (\text{Equação 17})$$

$$r = \frac{1}{6}h \text{ ou } \frac{1}{8}h, \text{ em (m)}. \quad (\text{Equação 18})$$

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

$d_0 = 10\text{cm} \rightarrow$ para concreto com brita n.º 2 ou $15\text{cm} \rightarrow$ para concreto com brita n.º 3.

$$d_i = 10\sqrt{M}, \text{ em (cm)}. \quad (\text{Equação 19})$$

$$d_s \geq d_i.$$

$$M = E \cdot y \quad (\text{Equação 20})$$

Onde;

M = Momento do Empuxo Ativo, em (tfm);

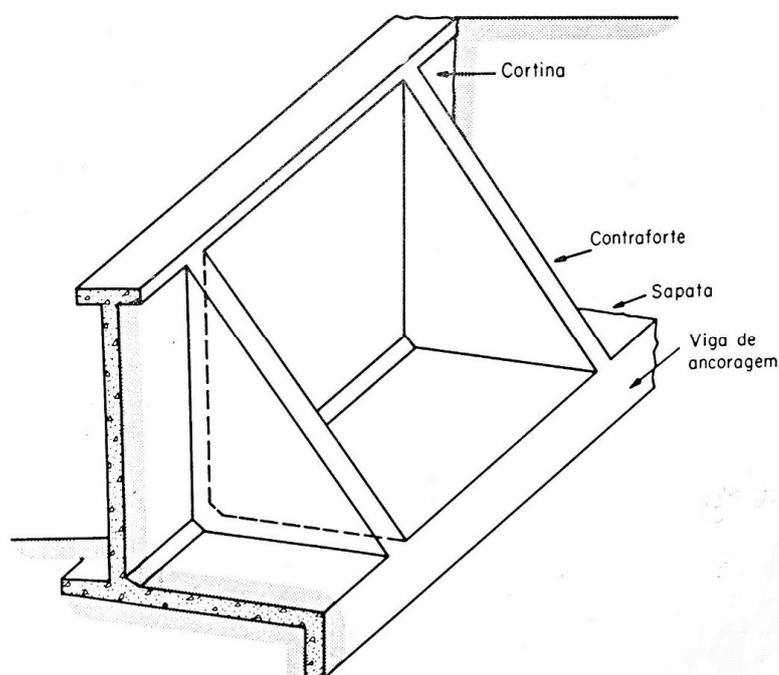
E = Empuxo Ativo, em (tf/m);

y = Distância da Aplicação do Empuxo, em (m).

2.8.4. Muro de Arrimo de Contraforte

Estes muros, segundo Das (2007), possui os mesmos perfis que os muros de flexão, tendo lajes triangulares dispostas verticalmente com espessura fina, amarrando a laje da base com a cortina de contenção como mostra a figura 17, dando mais resistência contra o cisalhamento e os momentos atuantes. A disposição desses contrafortes deve ser em distâncias regulares uns dos outros.

Estes tipos de estruturas devem ser utilizados para conter desníveis de solos acima de 6m, podendo ser utilizadas em alturas de até 9 m. (MOLITERNO, 1994).

Figura 17 - Muro a flexão com tirantes

Fonte: Adaptado MOLITERNO (1994)

2.9. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

Com o avanço da tecnologia, várias ferramentas vêm sendo desenvolvidas tendo como objetivos a resolução de problemas de maneira mais rápida e segura. Visto isso a engenharia contemporânea tem seguido esta tendência em praticamente todas as áreas, principalmente quando se trata de projetos.

Hoje os softwares permitem executar em questões de minutos, projetos que levariam dias ou meses para serem feitos nos métodos convencionais. Os parâmetros e modelos matemáticos utilizados por eles não mudaram, porém o diferencial são as máquinas que permitem processar vários cálculos ao mesmo tempo.

A geotécnica assim como as outras áreas da engenharia já possui softwares que conquistaram vários profissionais dessa área, por serem fieis aos métodos clássicos de dimensionamento, e por apresentarem resultados confiáveis nas suas análises.

Dentre os softwares geotécnicos utilizados para dimensionamento de estruturas de contenção destacam-se atualmente o Geo5 e o GawacWin. Eles são

utilizados para realizar as verificações pertinentes a estabilidades de estruturas de contenção, com uma análise bem detalhada do problema solicitado.

Para o estudo em questão será utilizado o Geo5, que consegue fazer todas as análises de forma simples e rápida. Além disso, este software possui uma versão de teste para estudantes, o que favorece ainda mais sua utilização. Para que o Geo5 realize as análises necessárias para o dimensionamento e necessário que sejam inseridos as características geométricas da estrutura, condições que o solo se apresenta e as suas propriedades físicas. Pois assim o programa poderá calcular as ações que o solo impõe a contenção e verificar se ela terá sua estabilidade prejudicada.

3. METODOLOGIA

Neste estudo de caso, será executado um dimensionamento geométrico a fim de identificar possíveis problemas encontrados nessa etapa que é primordial, não só a uma estrutura de contenção, mas para toda e qualquer obra, seja ela de grande ou pequeno porte.

Na execução do dimensionamento serão realizados vários procedimentos, tais como visita ao local da obra, buscando adquirir um conhecimento prévio da mesma e dos problemas com suas características. Observar, as condições topográficas do local assim como as condições do muro a ser pré-dimensionado.

Também serão coletadas amostras dos solos, tanto da encosta quanto a do aterro a ser utilizado, com a finalidade de posteriormente realizar ensaios laboratoriais para caracteriza-los e identificar suas propriedades físicas.

Tendo todos estes dados em mãos, o muro poderá ser dimensionando, através das verificações de estabilidades para encostas estabelecidas pela NBR 11682 (2009), para esse tipo de obra.

3.1. SEÇÃO DE ESTUDO

A figura 19 mostra o local do objeto de estudo. Localizado as margens do Rio Araguaia, no município de Pau D'arco – TO, que se encontra a aproximadamente 420 km da capital do estado. A escolha desse problema de estudo, se deu devido ao grande potencial do local para receber uma estrutura de contenção,

possibilitando a implantação de outras obras de forma mais segura e melhor estruturada.

Inicialmente foi realizada uma visita ao local a fim de observar características, topográficas e hídricas da mesma como forma de conhecer melhor inicialmente suas particularidades, assim como orienta a NBR 11682/2009.

Figura 18 – Localização de Pau D'arco - TO



Fonte: Autor (2016)

Figura 19 - Local do objeto de estudo



Fonte: Autor (2016)

3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

Os dados referentes ao desnível da encosta foram identificados através de levantamento topográfico planialtimétrico, executado com a utilização de um aparelho GPS. Primeiramente foi verificado com o aparelho as coordenadas iniciais do nível na rua, na parte superior (Crista) da encosta, e posteriormente estando com o aparelho no ponto de projeção da contenção obteve-se sua coordenada. Feito isso se identificou que a diferença de cotas e de aproximadamente 5 metros.

3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

3.3.1. Amostras Deformadas

Foram coletadas amostras em diferentes solos, sendo elas o do solo da encosta, que nada mais é que o solo de fundação da contenção e o do material a ser utilizado como aterro, retirado da jazida, que fica próxima ao perímetro urbano como mostra a figura 20. Com o material a ser utilizado no aterro definido coletou-se

amostras do mesmo através de escavações com pás, conforme as normas técnicas orientam. Já o material do subsolo da encosta, foi coletado com a utilização de um trado cavadeira, visando ter melhor conhecimento dos parâmetros geotécnicos do solo de fundação da estrutura. Todas as amostras foram caracterizadas como deformadas. Do material de fundação foram coletadas aproximadamente 5 kg de amostras, já do material a ser utilizado como aterro, foi coletado aproximadamente 30 kg de amostra.

Figura 20 – Material a ser utilizado como aterro



Fonte: Autor (2017)

Na realização da sondagem de simples reconhecimento, empregada para coletar amostras deformadas do solo de fundação, utilizou-se o trado tipo cavadeira devido ao solo ser de fácil penetração, conforme específica a NBR 9603/1936, e a profundidade da perfuração foi de 1,50 metros. A figura 21 mostra o equipamento citado anteriormente.

Figura 21 – Trado tipo cavadeira



Fonte: Autor (2017).

3.3.5. Ensaio de Compactação

Com a amostra deformada a ser utilizada no aterro da estrutura, foi feito o ensaio de compactação. Fixou-se o molde cilíndrico grande na sua base, utilizando o disco espaçador, após isto o conjunto foi posto sobre uma base rígida. Depois de ter sido colocada em uma forma metálica (75 cm x 50 cm x 5 cm), o material foi umedecido gradativamente com água destilada, tendo o auxílio de uma proveta de vidro e revolvendo de forma contínua a amostra para determinação do seu teor de umidade. Feito isto iniciou-se o processo de compactação do material, colocando o mesmo em camadas, dentro do cilindro, sendo importante compactar com 26 golpes cada camada uma a uma, atentando-se as quantidades de camadas e aos números de golpes aplicados pelo soquete em cada camada.

Finalizado a compactação da última camada, retirou-se o cilindro complementar e raspou-se o excesso de material que passou do molde cilíndrico de aproximadamente 10 mm, com a régua biselada. Após isto foi retirado à base do molde cilíndrico. Depois foi pesado o conjunto (molde e solo) na balança, para determinar o peso úmido do solo compactado (P_h). Com isso pode-se determinar a massa específico seca do solo, através da equação 21.

$$\gamma_s = \frac{Ph \times 100}{V \times (100+h)} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

γ_s = Massa Específica Aparente Seca, em g/cm³;

Ph = Peso Úmido do Solo Compactado, em g;

V = Volume Útil do Molde Cilíndrico, em cm³;

h = Teor de Umidade do Solo Compactado, em %.

3.3.6. Ensaio de Cisalhamento Direto

Para o ensaio de cisalhamento direto do material de aterro, foram utilizados os corpos de prova do ensaio de compactação. Tomando três das cinco amostras utilizadas no ensaio de compactação, dessas três amostras retirou-se os corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto, através da cravação do molde de ensaio, o qual possui dimensões; 6 x 6 x 2 cm. Com isso pode-se ter resultados próximos ao que o material de aterro terá, quando empregado na estrutura de contenção.

Para dar início aos ensaios, os corpos de prova foram colocados dentro de um conjunto de ensaio conforme a figura 22 mostra, sendo ela composto por caixa metálica, placa de base, pedra porosa, grelha inferior, grelha superior, placa de carga normal e suporte de carga horizontal.

Figura 22 – Conjunto de ensaio com corpo de prova dentro



Fonte: Autor (2017)

Para a realização do ensaio foram aplicadas três cargas normais; 25kgf, 50kgf e de 100kgf as quais representam as respectivas tensões normais ao cisalhamento do solo. É importante destacar que cada corpo de prova é submetido a uma velocidade constante de deslocamento horizontal de (0,044mm/min), até a ruptura do mesmo por cisalhamento. Durante o ensaio foram observadas as deformações horizontais e as forças cisalhantes, do extensômetro horizontal e do sensor do anel ou célula de carga respectivamente. Com esses dados extraídos, determinou-se a curva tensão x deformação. Na figura 28, podemos observar a realização do ensaio de cisalhamento direto manual.

Figura 23 – Ensaio de cisalhamento direto com 100kgf de força normal



Fonte: Autor (2017)

3.4. ESCOLHA DO TIPO DE ESTRUTURA

A estrutura de contenção pré-dimensionada será o muro de arrimo à flexão, devido à altura elevada da diferença de nível de 5 metros, com a laje de base voltada para o lado do aterro. Com isso a contenção terá uma particularidade especial, que é a utilização do peso do próprio material de aterro, como ação estabilizante das ações ativas provenientes do mesmo.

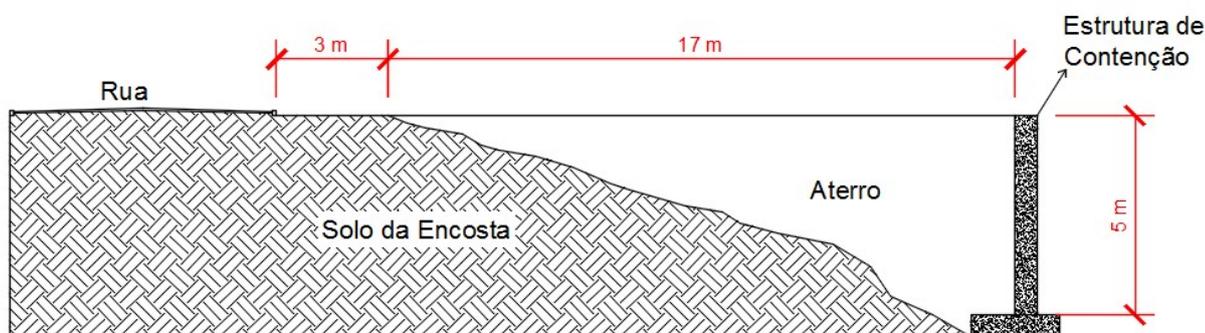
Tendo definido o tipo de estrutura, o próximo passo é analisar a estabilidade da contenção, utilizando o software Geo5. Caso a contenção proposta não venha atender as verificações analisadas, será escolhido outro tipo de contenção que atenda essas condições.

4. RESULTADOS

4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

Com o levantamento planialtimétrico, determinou-se a extensão e o desnível da encosta até o ponto de projeção da estrutura de contenção. A figura 29 apresenta essas dimensões.

Figura 24 – Representação da encosta com o muro de arrimo a flexão



Fonte: Autor (2017)

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

4.2.1. Ensaio de Compactação

Primeiramente calculou-se o teor de umidade ótima para cada um dos cinco corpos de prova. Feito isso, foi dado início a compactação, do material dentro de cada cilindro grande com o auxílio do soquete grande. Para todas as cinco amostras utilizou-se 26 golpes do soquete, para compactar cada camada. Outro dado importante é a adição de 2% de água a cada corpo de prova ensaiado. A tabela 1 apresenta os dados referentes ao teor de umidade ótima e a tabela 2, apresenta os dados referentes a compactação de cada corpo de prova.

Tabela 1 – Teor de umidade do ensaio de compactação

COMPACTAÇÃO - NBR-7182						
Teor de Umidade						
Nº Cápsula	#	1	2	3	4	5
C + S + A	(g)	83,7	88,8	120,5	106,0	94,5
C + S	(g)	79,6	83,2	110,7	96,3	84,7
C - Cápsula	(g)	16,6	17,2	20,3	17,3	17,8
A - Água	(g)	4,1	5,6	9,8	9,7	9,8
S - Solo	C	63,0	66,0	90,4	79,0	66,9
w - Umidade	(%)	6,5	8,5	10,8	12,3	14,6

Fonte: Autor (2017)

Tabela 2 – Resultados do ensaio de compactação

Dados de Compactação dos Corpos de Prova							Material Usado em Cada CP para Homogeneização		
Água Adic.	(g)	300	400	500	600	700	M _{úmida} (g)		5000
% Água Adic.	(%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	Nº		
Umidade Calc.	(%)	6,5	8,5	10,8	12,3	14,6	Peso		
Nº do Molde	#	17	7	18	20	10	Volume		
M + S + A	(g)	9530	9990	10180	10070	9750	#	(g)	(cm ³)
M - Molde	(g)	5455	5603	5420	5510	5360	7	5603	2089
S + A	(g)	4075	4387	4760	4560	4390	18	5420	2090
γ úmida	(g/cm ³)	1,953	2,100	2,278	2,186	2,102	20	5510	2086
γ seca	(g/cm ³)	1,833	1,936	2,055	1,947	1,834	10	5360	2088

Fonte: Autor (2017)

Amostra 3 – Massa Específica Aparente Seca

$$\gamma_s = \frac{4760 \times 100}{2090 \times (100 + 8)} \quad (\text{Equação 23})$$

$$\gamma_s = 2,055 \text{ g/cm}^3$$

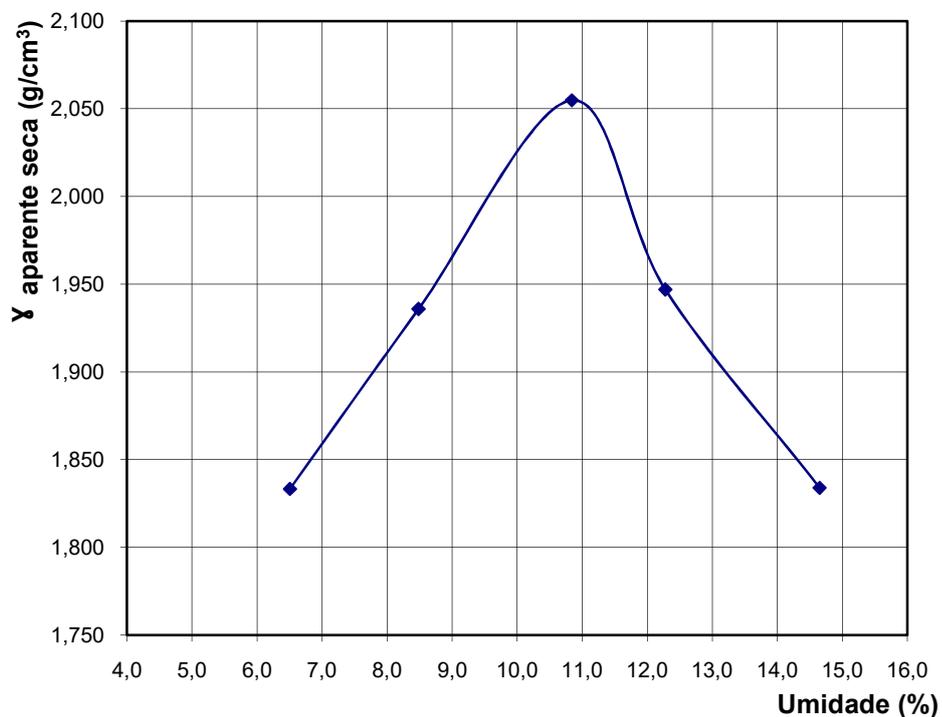
Figura 25 – Peso específico dos solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra (2011)

De acordo com a figura 25, o peso específico aparente do solo seco compactado de 20,55 kN/m³, pode ser considerado de consistência dura.

Realizado os procedimentos do ensaio e definidos os teores de umidade ótima e de pesos específicos aparentes secos, para cada uma das cinco amostras. Traçasse a curva de compactação como mostra o gráfico 1.

Gráfico 1 – Curva do ensaio de compactação

Fonte: Autor (2017)

4.2.2. Ensaio de Cisalhamento Direto

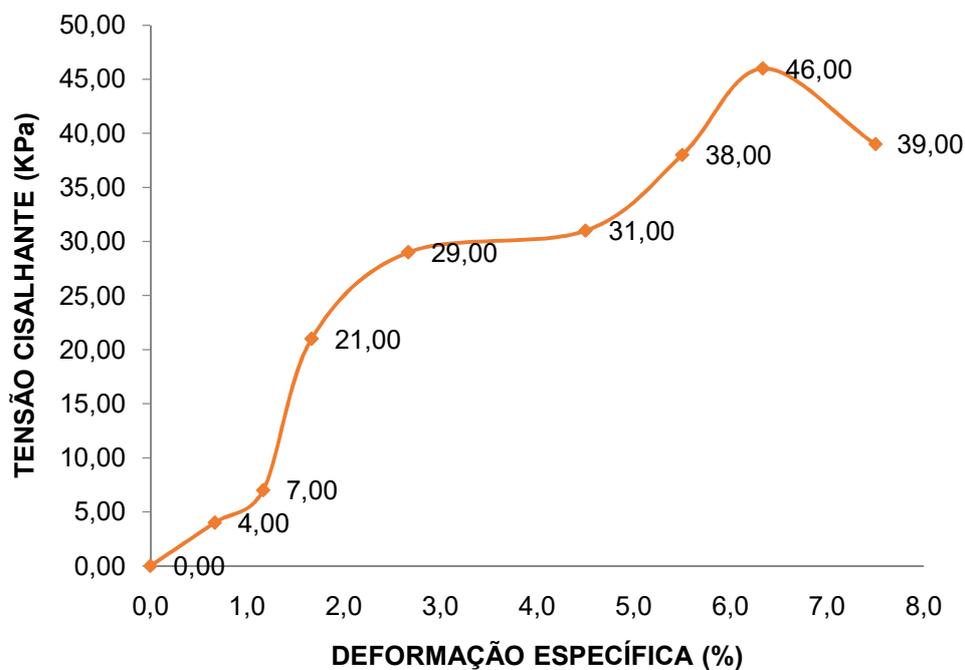
Após a execução do ensaio de cisalhamento direto, determinam-se as curvas de tensões x deformações, para cada corpo de prova com a sua carga normal, seja ela de 25, 50 e 100kgf. Com os valores máximos das tensões de cisalhamento determina-se o gráfico de tensão normal x tensão cisalhante do qual é extraído os valores de coesão e ângulo de atrito, para cada tipo de amostra.

4.2.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto Para o Material do Aterro

Tabela 3 – Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 25 Kgf

CARGA NORMAL DE 25 Kgf					
LADO DO CORPO DE PROVA (mm)		60	ÁREA DO CORPO DE PROVA (cm ²)		36
CORPO DE PROVA (C.P.)	DEFORMAÇÃO HORIZONTAL (mm)	FORÇA CISALHANTE (Kgf)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO CISALHANTE (Kgf/cm ²)	TENSÃO CISALHANTE (KPa)
1	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
	0,4	1,40	0,7	0,04	4,00
	0,7	2,60	1,2	0,07	7,00
	1,0	7,50	1,7	0,21	21,00
	1,6	10,40	2,7	0,29	29,00
	2,7	11,20	4,5	0,31	31,00
	3,3	13,70	5,5	0,38	38,00
	3,8	16,50	6,3	0,46	46,00
	4,5	14,10	7,5	0,39	39,00

Fonte: Autor (2017)

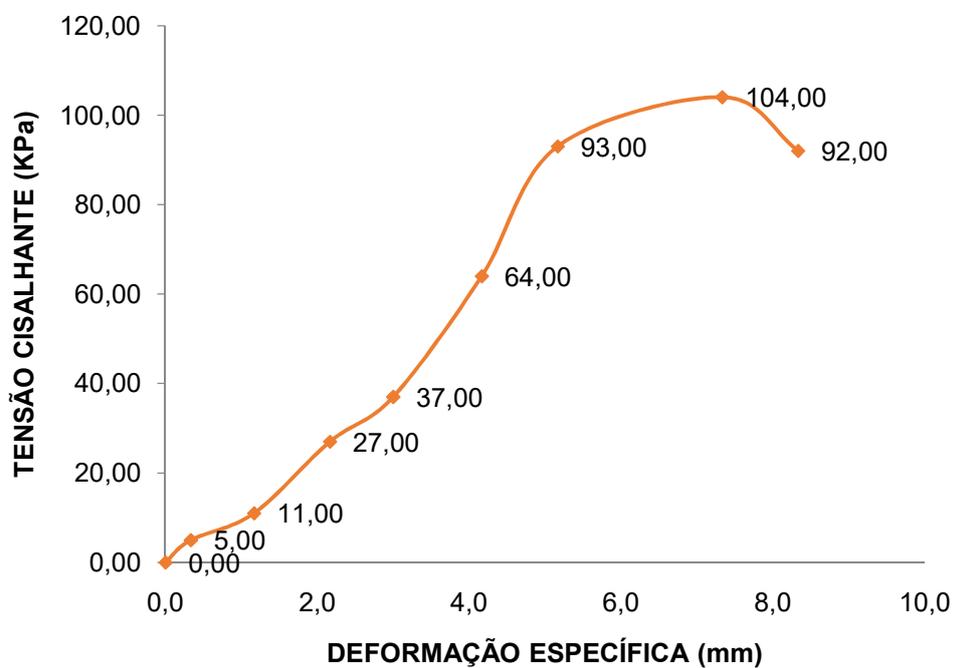
Gráfico 2 – Tensão x Deformação para a carga normal de 25 Kgf

Fonte: Autor (2017)

Tabela 4 – Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 50 Kgf

CARGA NORMAL DE 50 Kgf					
LADO DO CORPO DE PROVA (mm)		60	ÁREA DO CORPO DE PROVA (cm ²)		36
CORPO DE PROVA (C.P.)	DEFORMAÇÃO HORIZONTAL (mm)	FORÇA CISALHANTE (Kgf)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO CISALHANTE (Kgf/cm ²)	TENSÃO CISALHANTE (KPa)
2	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
	0,2	1,70	0,3	0,05	5,00
	0,7	3,80	1,2	0,11	11,00
	1,3	9,60	2,2	0,27	27,00
	1,8	13,30	3,0	0,37	37,00
	2,5	23,20	4,2	0,64	64,00
	3,1	33,40	5,2	0,93	93,00
	4,4	37,50	7,3	1,04	104,00
	5,0	33,10	8,3	0,92	92,00

Fonte: Autor (2017)

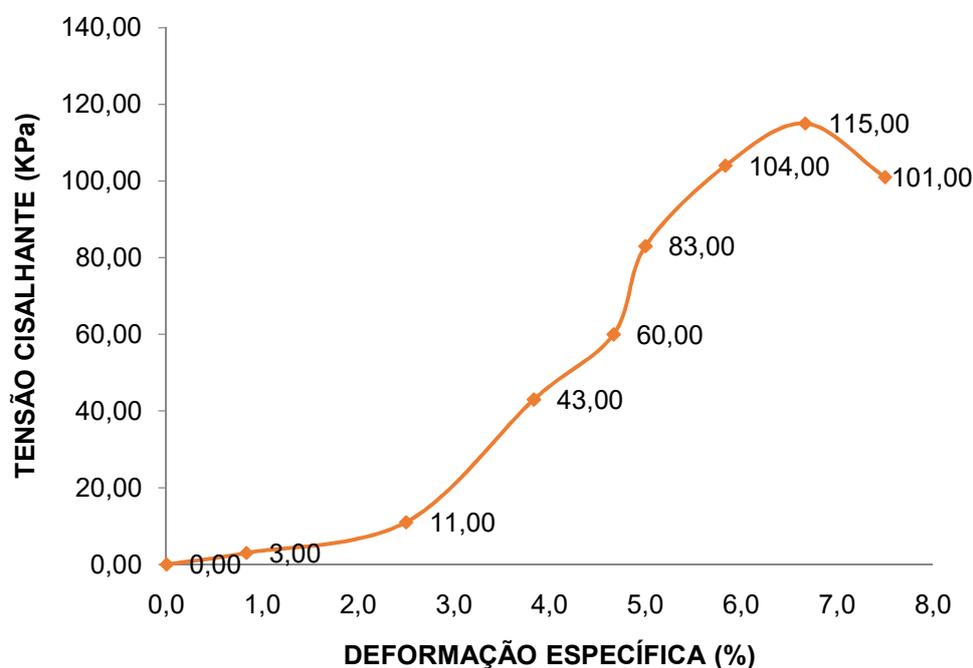
Gráfico 3 – Tensão x Deformação para a carga normal de 50 Kgf

Fonte: Autor (2017)

Tabela 5 – Ensaio de cisalhamento direto com carga normal de 100 Kgf

CARGA NORMAL DE 100 Kgf					
LADO DO CORPO DE PROVA (mm)		60	ÁREA DO CORPO DE PROVA (cm ²)		36
CORPO DE PROVA (C.P.)	DEFORMAÇÃO HORIZONTAL (mm)	FORÇA CISALHANTE (Kgf)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO CISALHANTE (Kgf/cm ²)	TENSÃO CISALHANTE (KPa)
3	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
	0,5	1,20	0,8	0,03	3,00
	1,5	4,10	2,5	0,11	11,00
	2,3	15,40	3,8	0,43	43,00
	2,8	21,70	4,7	0,60	60,00
	3,0	29,90	5,0	0,83	83,00
	3,5	37,60	5,8	1,04	104,00
	4,0	41,50	6,7	1,15	115,00
	4,5	36,30	7,5	1,01	101,00

Fonte: Autor (2017)

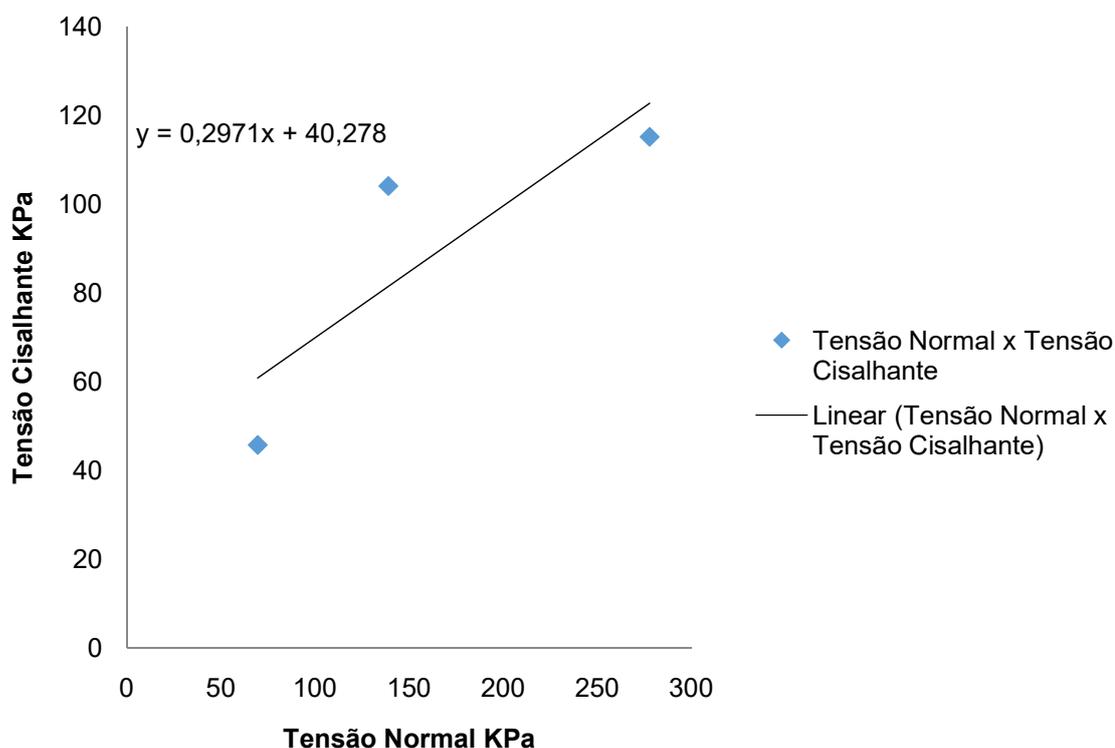
Gráfico 4 – Tensão x Deformação para a carga normal de 100 Kgf

Fonte: Autor (2017)

Tabela 6 – Tensões do ensaio de cisalhamento direto

MATERIAL DO ATERRO				
Força Normal (KN)	Tensão Norma (KPa)	Força Cisalhante (KN)	Tensão Cisalhante (KPa)	Area Cisalhante (m ²)
0,25	69,444	0,165	45,833	0,0036
0,50	138,889	0,375	104,167	
1,00	277,778	0,415	115,278	

Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5 – Tensões normais x tensões cisalhantes máximas

Fonte: Autor (2017)

$$y = 0,2971x + 40,278$$

$$\tau = \text{tang } \phi \cdot \sigma + c'$$

$$c' = 40,278 \text{ KPa}$$

$$c' = 40,28 \text{ KPa}$$

$$\phi = \text{tang}^{-1} \cdot 0,2971 \therefore \phi = 16,55^\circ$$

Figura 26 – Coesão de argilas

N (golpes)	Consistência	Coesão (kPa)
< 2	Muito mole	< 10
2 – 4	Mole	10 – 25
4 – 8	Média	25 – 50
8 – 15	Rija	50 – 100
15 – 30	Muito Rija	100 – 200
>30	Dura	> 200

Fonte: Alonso (1983)

Comparando a coesão do material de aterro com os dados da figura 26, que apresenta as coesões de argilas em função da sua consistência, podemos considerar o material de aterro que é uma argila arenosa pouco siltosa com pedregulho, de consistência média. Devido sua coesão de aproximadamente 40,28 KPa, estar no intervalo de 25 – 50 KPa.

4.2.3. Análise Tato Visual

Tendo retirado o material da encosta, com o trado tipo cavadeira, realizou-se uma análise tato visual dessa amostra em estado deformada, após a passagem desse material na peneira de nº 4,8 como mostra a figura 27. Com essa análise pôde-se classificar esse material como uma argila orgânica.

Figura 27 – Amostra do solo da fundação preparada para ensaio

Fonte: Autor (2017)

Após a classificação deste material, foram identificados os parâmetros médios desse solo de fundação, através da figura 28 que apresenta a tabela nº 13 do livro, Fundações e contenções de edifícios, do autor Ivan Joppert Junior. Para o presente estudo será utilizado o peso específico natural $\gamma = 1,2 \text{ t/m}^3$ que equivale a 12 KN/m^3 , o ângulo de atrito interno do solo $\phi = 15^\circ$ e a coesão $c = 1 \text{ tf/m}^2$ que equivale a 10 KN/m^2 .

Figura 28 – Parâmetros médios do solo

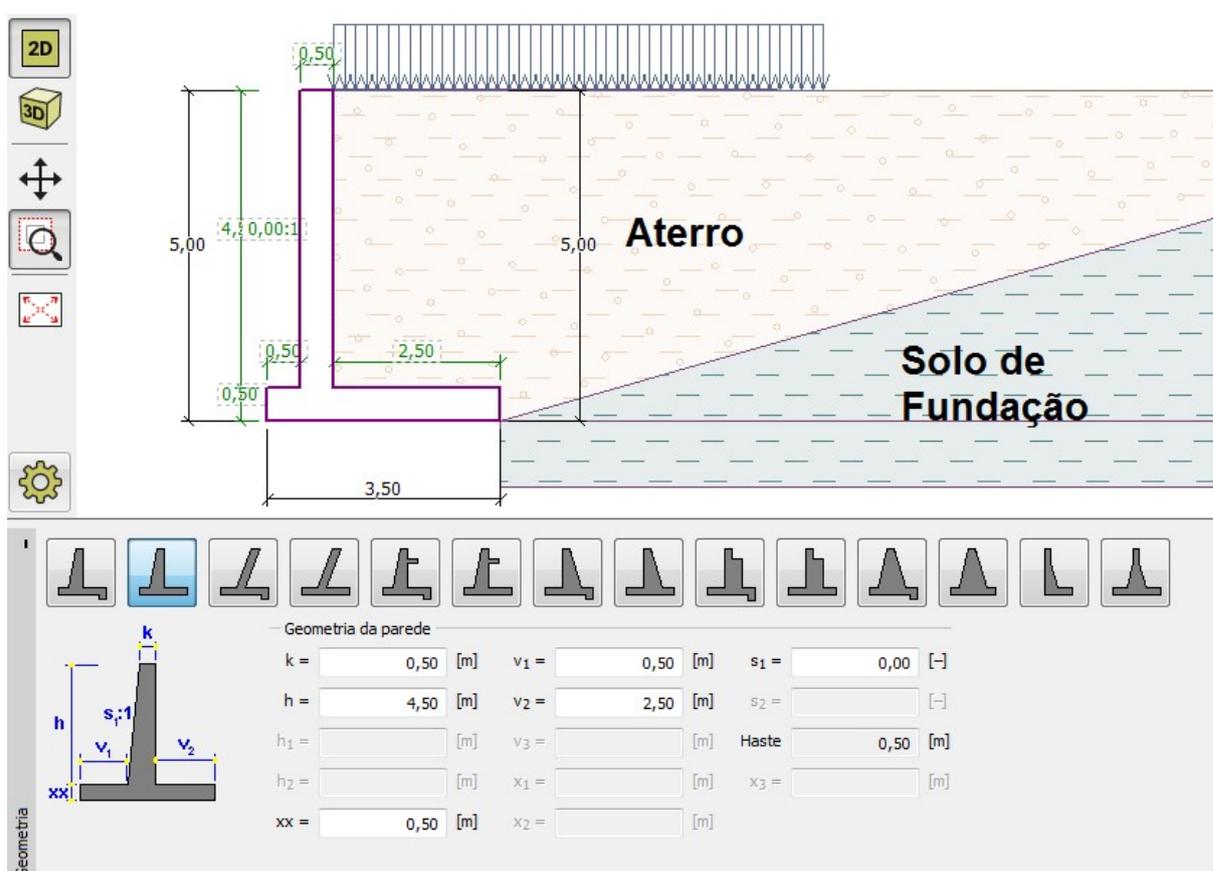
TABELA Nº 13 - PARÂMETROS MÉDIOS DO SOLO						
Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade $e \text{ (t/m}^2\text{)}$	Peso específico (g/cm^3)		Ângulo de atrito efetivo ϕ	Coesão efetiva (tf/m^2)
			Natural (t/m^3)	Saturado (t/m^3)		
Turfa/ argila orgânica (quaternária)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0

Fonte: Adaptação, Joppert Junior (2007)

4.3. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MURO DE ARRIMO A FLEXÃO

Com o auxílio do software GEO5, foram feitas as três verificações de seguranças (Tombamento, Deslizamento e Capacidade de carga do solo), necessárias para o a finalização do dimensionamento geométrico de uma estrutura de contenção. O primeiro passo foi lançar o perfil geométrico do muro de arrimo a flexão, como mostra a figura 29.

Figura 29 – Inserção da geometria do muro a flexão no GEO5



Fonte: Autor (2017)

Nesse processo de pré dimensionamento foi utilizado o livro “Muros de arrimo” do autor Osvaldemar Marchetti, que apresenta de forma detalhada parâmetros para as dimensões das faces do muro a flexão. Depois da geometria, foi a vez de inserir os parâmetros geotécnicos do solo de fundação e do material de aterro, a figura 30 e 31 mostram como são inseridos esses dados.

Figura 30 – Inserção dos dados geotécnicos do solo de fundação

Adicionar novos solos

Identificação
Nome : Fundação

Dados básicos
Peso específico : $\gamma = 12,00$ [kN/m³]
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 15,00$ [°]
Coesão do solo : $c_{ef} = 10,00$ [kPa]
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00$ [°]

Empuxo no repouso
Solo : característica coesiva

Elevação da pressão
Cálculo da pressão hidrostática : padrão
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 12,00$ [kN/m³]

Desenhar
Cor
Categoria de modelos : GEO
Relação : Argila

Classificação
Classificar
Limpar
Adicionar
Cancelar

Fonte: Autor (2017)

Figura 31 – Inserção dos dados geotécnicos do material de aterro

Adicionar novos solos

Identificação
Nome : Aterro

Dados básicos
Peso específico : $\gamma = 20,55$ [kN/m³]
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 16,55$ [°]
Coesão do solo : $c_{ef} = 40,28$ [kPa]
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00$ [°]

Empuxo no repouso
Solo : característica coesiva

Elevação da pressão
Cálculo da pressão hidrostática : padrão
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 20,55$ [kN/m³]

Desenhar
Cor
Categoria de modelos : GEO
Relação : Argila pedregulhosa

Classificação
Classificar
Limpar
OK + [enter]
OK
Cancelar

Fonte: Autor (2017)

Após inserção dos dados dos solos no programa, aplicam-se os solos em suas respectivas camadas e adiciona sobre elas uma sobrecarga referente a uma calçada com 10 cm de espessura, cobrindo todo o material do aterro, a figura 32 apresenta este processo.

$$q = \gamma_c \times e_c \quad (\text{Equação 24})$$

$$q = 24,00 \times 0,10$$

$$q = 2,40 \text{ KN/m}^2$$

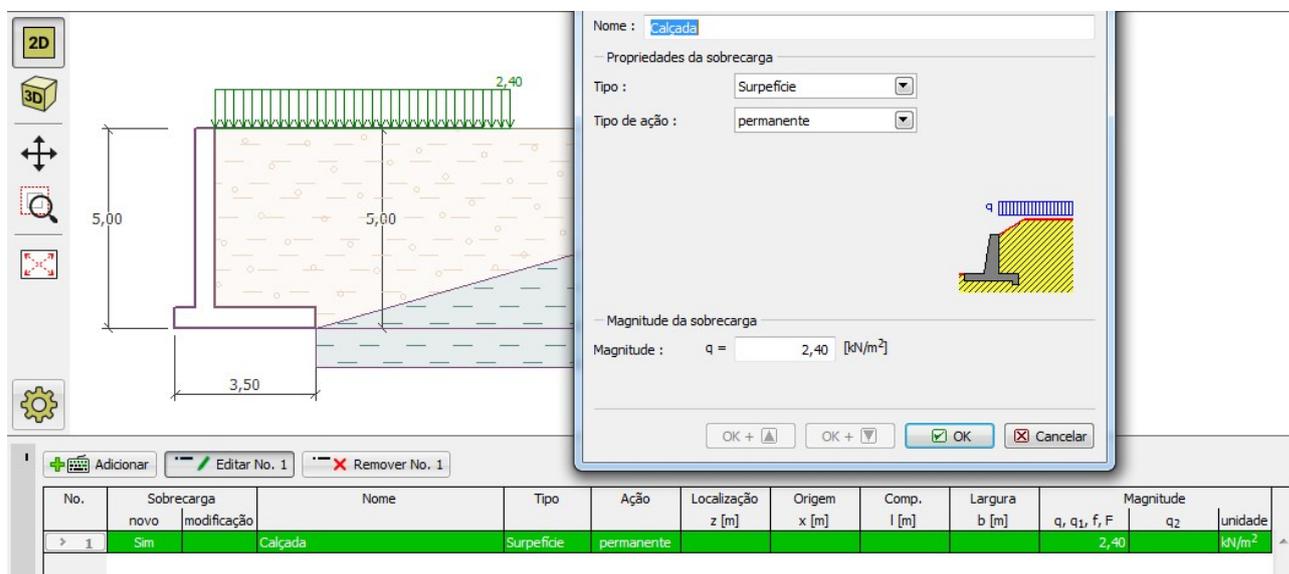
Onde:

q = Sobrecarga aplicada sobre o aterro da contenção, em (KN/m²);

γ_c = Peso específico do concreto simples, em (KN/m³);

e_c = Espessura da calçada, em (m).

Figura 32 – Inserção da sobrecarga da calçada



Fonte: Autor (2017)

Depois de aplicar a sobrecarga referente a calçada, foi inserido a capacidade de carga do solo de fundação, estimada pelo método empírico de Terzaghi, exposta pelo autor Ivan Joppert Junior, em seu livro “Fundações e Contensões de Edifícios”.

Além do modelo matemático, o livro também apresenta os fatores de carga e de forma, necessários para as ponderações de cálculo.

Com o método empírico de Terzaghi (1967), determina-se a tensão de ruptura local de solos argilosos moles e arenosos fofos, e através da relação dessa tensão de ruptura com o fator segurança, obtém-se a tensão admissível que o solo suporta.

$$\sigma_r = \frac{2}{3} \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + h \cdot \gamma \cdot N_q \cdot S_q \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

c = Coesão do solo, em (KN/m²);

γ = Peso específico do solo, em (KN/m³);

B = Menor dimensão da fundação, em (m);

h = Altura da laje de fundação, em (m);

N_c , N_γ e N_q = Fatores de carga;

S_c , S_γ e S_q = Fatores de forma.

Os fatores de carga e os fatores de forma são identificados através do ângulo de atrito do solo. Para o ângulo de atrito (ϕ) = 15°, os fatores de cargas e os de forma são:

$$N_c = 9,7, N_\gamma = 0,9 \text{ e } N_q = 2,7$$

$$S_c = 1,1, S_\gamma = 0,9 \text{ e } S_q = 1,0$$

$$\sigma_r = \frac{2}{3} \cdot 10 \cdot 9,7 \cdot 1,1 + \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 3,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 + 0,5 \cdot 12 \cdot 2,7 \cdot 1$$

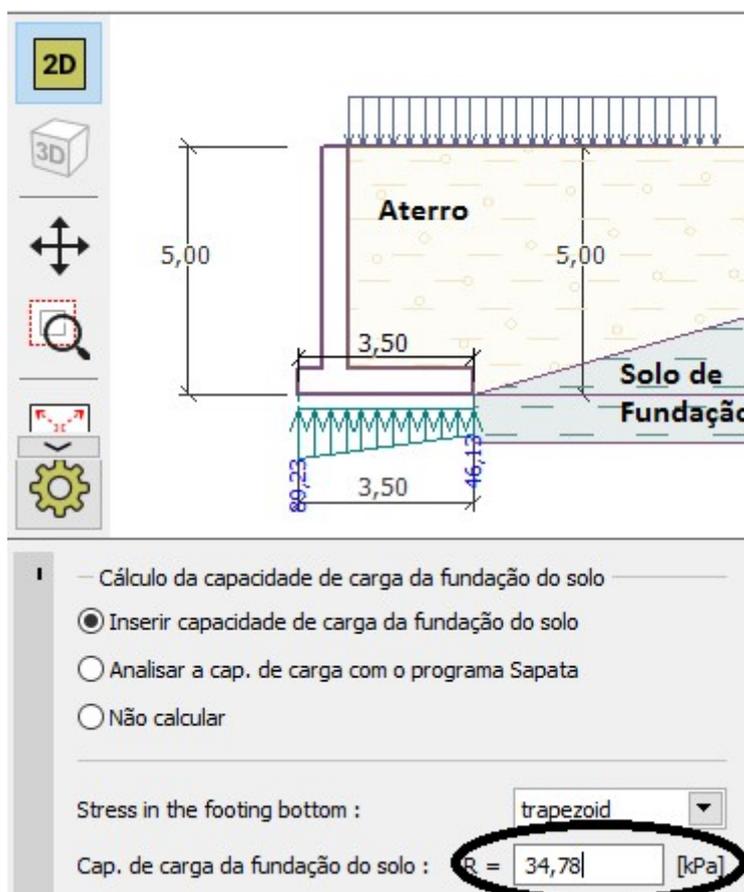
$$\sigma_r = 104,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{\text{Fator de segurança para capacidade de carga de fundações superficiais} = 3}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{104,34}{3}$$

$$\sigma_{adm} = 34,78 \text{ KPa}$$

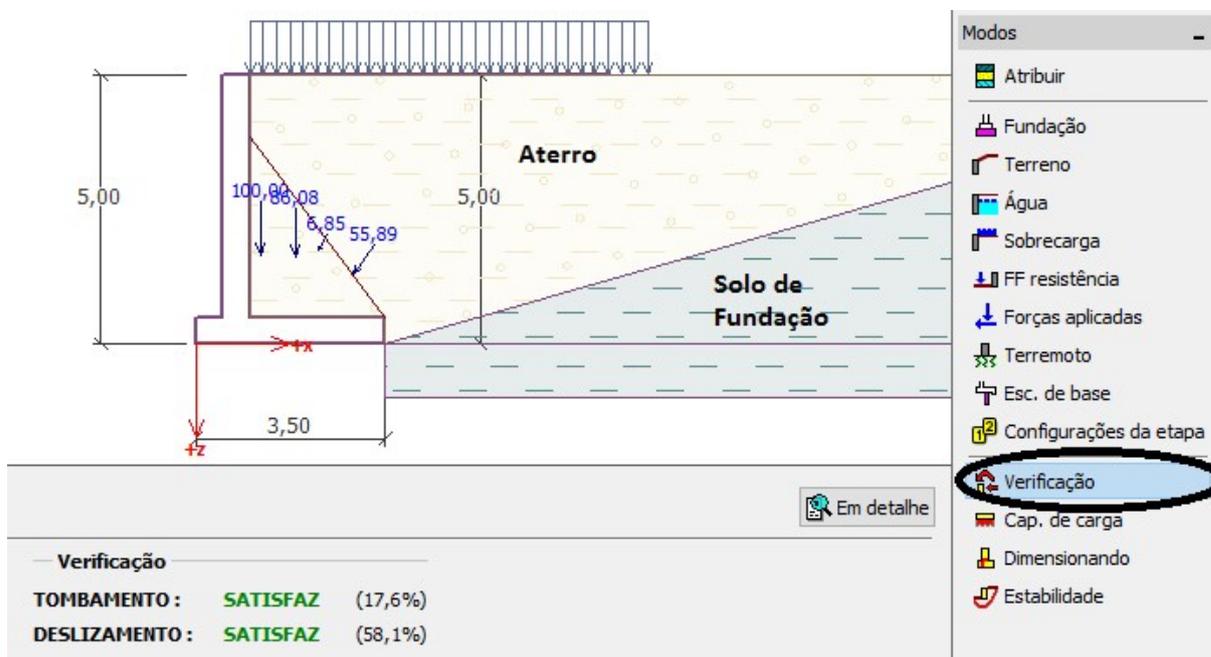
Figura 33 – Inserção da capacidade de carga admitida pelo solo



Fonte: Autor (2017)

Tendo seguido todos esses passos, foram feitas as verificações para identificar os fatores de segurança, os quais determinam a estabilidade da estrutura. As primeiras verificações feitas foram referentes ao tombamento e ao deslizamento da contenção em função dos esforços horizontais, provocados pelo material de aterro. A figura 34 mostra a função que gera essas verificações.

Figura 34 – Verificação da estabilidade frente ao tombamento e deslizamento



Fonte: Autor (2017)

Figura 35 – Relatório das verificações de tombamento e deslizamento

Verificação da parede completa

Verificação para estabilidade de tombamento

Resistência de momento $M_{res} = 419,92 \text{ kNm/m}$

Momento de tombamento $M_{Ovr} = 49,39 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = 8,50 > 1,50

Parede para tombamento é **SATISFATÓRIO**

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 94,76 \text{ kN/m}$

Força horizontal ativa $H_{act} = 36,73 \text{ kN/m}$

Fator de segurança = 2,58 > 1,50

Parede para deslizamento é **SATISFATÓRIO**

Total de verificação - **PAREDE É SATISFATÓRIO**

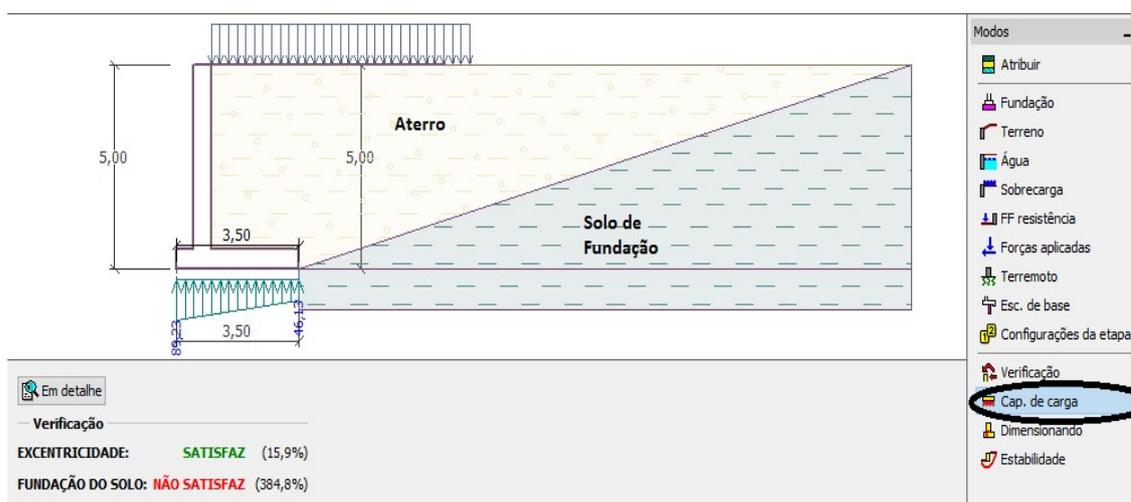
Fonte: Autor (2017)

As verificações apresentaram resultados satisfatórios como mostra a figura 35, devido o muro de arrimo à flexão ter alcançado fatores de segurança superiores a 1,5. Visto isto, pode-se concluir que esta estrutura, com as condições que foram

analisadas, não apresenta risco de tombar ou deslizar. Porém ainda resta uma verificação a ser feita, que é a da capacidade de carga do solo de fundação.

Para a verificação da capacidade de carga do solo de fundação, o processo é semelhante ao do tombamento e deslizamento. Sendo preciso apenas selecionar a função capacidade de carga. A figura 36 mostra o comando a ser selecionado.

Figura 36 – Verificação da capacidade de carga do solo de fundação



Fonte: Autor (2017)

Ao selecionar a verificação da capacidade de carga do solo de fundação, foi gerado o relatório detalhado com os resultados da análise. Vistos estes resultados, constatou-se que devido à capacidade de carga do solo de fundação não ser satisfatório, o solo não daria estabilidade a ao muro a flexão. Com isso o fator de segurança calculado é de 0,39 que é bem abaixo que mínimo admitido de 1,5 para que a estrutura possa ser considerada estável. A figura 37 mostra os resultados determinados na verificação.

Frente a estes resultados, uma possível opção de resolução do problema, seria a utilização da fundação em estacas, visando atingir camadas mais profundas do solo com melhores capacidades de cargas. Porém para tal solução, seria necessário realizar estudos mais aprofundados sobre o assunto. E como todos os objetivos deste estudo de caso já foram atingidos, esta resolução não será estudada.

Figura 37 – Relatório da verificação da capacidade de carga do solo

Forças atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]	Excentricidade [-]	Tensão [kPa]
1	44,00	236,88	36,73	0,053	75,72

Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	44,00	236,88	36,73

Verificação do solo de fundação

Stress in the footing bottom : trapezoid

Verificação de excentricidade

Max. excentricidade da força normal $e = 0,053$

Excentricidade máxima $e_{alw} = 0,333$

Excentricidade da força normal é SATISFATÓRIO

Verificação da cap. de carga da sapata

Max. tensão na sapata $\sigma = 89,23$ kPa

Cap. de carga da fundação do solo $R_d = 34,78$ kPa

Fator de segurança = $0,39 < 1,50$

Cap. de carga da fundação do solo Não é satisfatório

Verificação total - capacidade de carga da fundação do solo Não é satisfatório

Fonte: Autor (2017)

5. CONCLUSÃO

O estudo de caso em questão foi executado com o intuito de realizar um dimensionamento geométrico de uma estrutura de contenção em muro de arrimo, para atender a solicitação do local proposto. Visto que este local possui um desnível de 5 metros, foi escolhido o muro de arrimo à flexão, para ser dimensionado.

Tendo definido o tipo de contenção, foram executados os ensaios para determinação dos parâmetros geotécnicos do solo de fundação e do material de aterro, pois com esses dados, o software GEO5 pôde mensurar os esforços atuantes na estrutura. Estes ensaios laboratoriais foram executados, conforme as normas técnicas brasileiras e por esse motivo eles tiveram resultados satisfatórios.

A utilização do Geo5, também foi algo bastante satisfatório, pois com ele foi possível calcular os fatores de segurança, necessários para comprovar a estabilidade do muro de arrimo à flexão de maneira simples e segura. Em relação às verificações feitas com essa ferramenta computacional é importante destacar que dentre as três verificações feitas pelo programa, apenas uma não foi satisfatória. As verificações que avaliaram a estabilidade do muro de arrimo à flexão, em função da possibilidade de tombamento e deslizamento, foram satisfatórias, devido os seus fatores de segurança de 8,50 e 2,58 respectivamente, terem superados o valor mínimo de 1,5.

Porém a ultima verificação, que avalia a capacidade de carga do solo não foi satisfatório, pois o solo de fundação tem baixa capacidade de carga e não suportar a estrutura, devido a isso o fator de segurança de 0,39 dessa verificação, ficou muito inferior a 1,5. Para solucionar esse problema, uma possível solução poderia ser a utilização da fundação com estacas, o que poderia atingir camadas de solos com melhor capacidade de carga, e assim garantir a estabilidade do muro. Contudo pode-se concluir que o estudo de caso foi bastante satisfatório, tendo em vista que todos os objetivos traçados foram alcançados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. 2005. 145 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2005. Cap. 02.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983. 202 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009. 33 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603**: Sondagem a Trado. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 6 p.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica Dos Solos e Suas Aplicações**. 14. ed. Rio de Janeiro: Ltc - Livros Técnicos e Científicos Editora S.a., 1988. 231 p.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 561 p.
- JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundamentos e Contensões em edifícios**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007. 221 p.
- KOSHIMA, Akira et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, 1998. 751 p.
- MACCAFERRI. **Gabiões e Outras Soluções em Malha Hexagonal de Dupla Torção**. Jundiaí, 2013. 24p.
- MASSAD, Façal. **Obras de Terra - Curso Básico de Geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de Muro de Arrimo**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1994. 194 p.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de Arrimo**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2007. 146 p.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247 p.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e Geotecnia Básica Para a Engenharia Civil**. São Carlos: Rima Editora, 2009. 392 p.

VARGAS, Milton. **Introdução a Mecânica dos Solos**. São Paulo: Mc Graw-hill do Brasil, 1977. 509 p.

XAVIER, André de Melo. **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial**. 2011. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011. Cap. 14.