



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

GEOVANNA DA SILVA GUIMARÃES

ELABORAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO TIPO À FLEXÃO: ESTUDO DE
CASO

Palmas – TO
2019

GEOVANNA DA SILVA GUIMARÃES

ELABORAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO TIPO À FLEXÃO: ESTUDO DE
CASO

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

Orientador: Prof. M.eEdivaldo Alves dos Santos.

GEOVANNA DA SILVA GUIMARÃES

ELABORAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO TIPO À FLEXÃO: ESTUDO DE CASO

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

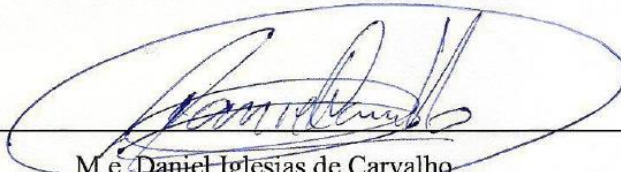
Orientador: Prof. M.e Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovado em: ____ / ____ / ____

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.e. Edivaldo Alves dos Santos
Orientador
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



M.e. Daniel Iglesias de Carvalho
Avaliador
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



M.e. Roldão Pimentel de Araújo Junior
Avaliador
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO
2019

Dedico este trabalho em primeiro lugar a Deus, que me deu saúde e forças para superar todos os momentos difíceis a que eu me deparei ao longo da minha graduação, ao meu pai e minha mãe, por serem essenciais na minha vida e a toda minha família e amigos por me incentivarem a ser uma pessoa melhor e não desistir dos meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, obrigada por sempre me incentivarem a ir mais além, pelos sacrifícios que fizeram em razão da minha educação, pela parceria durante essa longa caminhada, sem vocês, essa conquista não teria o mesmo gosto.

As minhas irmãs, por sempre me compreenderem, e me ajudarem sempre que possível para que eu chegasse a esse tão sonhado momento. Sem vocês, essa conquista não seria tão especial.

Ao meu orientador Prof. M.e. Edivaldo Alves dos Santos, pelo apoio e incentivo na realização desse projeto, e por toda ajuda e contribuição durante a graduação.

Aos meus amigos e futuros colegas de profissão que foram essenciais durante essa trajetória, minha eterna gratidão. Obrigada pela disponibilidade, carinho e amizade.

A todos os professores do curso de engenharia Civil que através de pequenos gestos contribuíram com a minha formação.

Aos amigos que passaram e ainda permanecem em minha vida, obrigada pela amizade e carinho, pelo incentivo e por sempre estarem ao meu lado, pela alegria, atenção e vibração com as minhas conquistas e pelo ombro amigo em cada momento difícil que vocês me ajudaram a atravessar.

“A verdadeira viagem de descobrimento não consiste em procurar novas paisagens, mas em ter novos olhos.”

(Marcel Proust)

RESUMO

GUIMARAES, Geovanna da Silva. **Elaboração de estrutura de contenção tipo à flexão: estudo de caso.** 2019. 45 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

As obras de contenção são estruturas construídas com o intuito de assegurar a estabilidade das encostas e a segurança dos projetos. Essas estruturas visam como funcionalidade principal, conter maciços de solos, no qual requerem o máximo de segurança estrutural possível, a fim de evitar e proteger a integridade da estrutura e/ou de bens e pessoas. As mesmas proporcionam suporte ao maciço de solo cujo estado de equilíbrio foi alterado por alguma escavação, evitando o escorregamento. Este presente trabalho tem como objetivo geral dimensionar uma estrutura de contenção para escavação de um subsolo. Trata-se de uma pesquisa para elaborar a estrutura que melhor atende ao maciço em questão. A caracterização geotécnica do local em estudo foi feita através de análise de laudos dos ensaios de campo (sondagem SPT), do terreno em questão. Mediante correlação com o N_{SPT} foi definido os parâmetros físicos. Com a caracterização geotécnica do terreno feita, foram identificados e calculados os esforços horizontais atuantes no solo. Para a análise e comparação, foram adotadas como opções de contenção, muro de arrimo de concreto armado e cortina de estacas de concreto armado. Para o dimensionamento, foi levada em consideração, inicialmente, a altura desejada do muro. A partir dessa altura, o pré-dimensionamento foi feito. Após a estimativa dos parâmetros geotécnicos a partir dos resultados das sondagens e correlações com N_{SPT} , achou-se uma coesão de 25 KPa na primeira e terceira camada de solo e 50KPa na segunda camada, e um ângulo de atrito interno de 25° e $29,83^\circ$ para primeira e terceira camada e segunda camada respectivamente. Devido suas características geotécnicas, alta coesão, o solo não apresentou ação em relação ao muro, assim nos esforços atuantes obteve-se um empuxo ativo nulo, significando que o reaterro ao se compactar estabiliza.

Palavras-chave: Dimensionamento. Muro de Arrimo. Contenção.

ABSTRACT

GUIMARAES, Geovanna da Silva. **Elaboration of bending type containment structure: case study.** 2019. 45 f. Course Completion Work (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas / TO, 2019.

Containment works are structures constructed with the purpose of ensuring the slope stability and project safety. These structures are intended as main functionality, contain soil masses, in which they require as much structural security as possible, in order to avoid and protect the integrity of the structure and / or goods and people. They provide support to the soil mass whose equilibrium state was altered by some excavation, avoiding slipping. This work has as general objective to design a containment structure for excavation of a subsoil. It is a research to elaborate the structure that best suits the massif in question. The geotechnical characterization of the site under study was made through the analysis of field trial reports (SPT survey) of the land in question. By means of correlation with the NSPT the physical parameters were defined. With the geotechnical characterization of the land made, the horizontal forces acting on the soil were identified and calculated. For the analysis and comparison, they were adopted as containment options, retaining wall of reinforced concrete and curtain of stakes of reinforced concrete. For the sizing, the desired height of the wall was initially taken into account. From that time, the pre-dimensioning was done. After estimating the geotechnical parameters from the results of the probes and correlations with NSPT, a cohesion of 25 KPa was found in the first and third soil layers and 50KPa in the second layer, and an internal friction angle of 25° and $29, 83^\circ$ for first and third layer and second layer respectively. Due to its geotechnical characteristics, high cohesion, the soil did not present any action in relation to the wall, so in the working forces a null active thrust was obtained, meaning that the backing when compacting stabilizes.

Key words: Sizing. Wall of Arrimo. Containment

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema do equipamento de sondagem SPT	14
Figura 2 - Sequência de cravação em um SPT	15
Figura 3 - Aparelho para realização de ensaio de cisalhamento direto	17
Figura 4 - Empuxo passivo	20
Figura 5 - Método de Coulomb para o caso ativo	22
Figura 6 - Diagrama da distribuição de tensão horizontal no estado ativo e passivo.....	24
Figura 7 - Cortina Tipo Berlim multiancorada.....	26
Figura 8 - Cortinas de estacas prancha constituída por perfis tipo Larssen	27
Figura 9 - Parede de estacas justapostas	28
Figura 10 - Muro de peso ou gravidade.....	29
Figura 11 - Muro de pedra.....	30
Figura 12 - Contenção com gabiões	31
Figura 13 - Gabião tipo caixa	32
Figura 14 - Gabião tipo saco	33
Figura 15 - Gabião tipo colchão	34
Figura 16 - Muro de concreto ciclópico	35
Figura 17 - Muro de arrimo de concreto armado, seção "T invertido".	36
Figura 18 - Muro de arrimo de concreto armado com contraforte, seção "L"	37
Figura 19 - Pré-dimensionamento de muros de gravidade	37
Figura 20 - Pré dimensionamento de muros de flexão	38
Figura 21 - Deslizamento da base.....	38
Figura 22 - Tombamento	38
Figura 23 - Capacidade de carga	39
Figura 24 - Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros	39
Figura 25 - Segurança contra o tombamento.....	40
Figura 26 - Capacidade de carga da fundação.....	41
Figura 27 – Laudo de Sondagem.....	45
Figura 28 – Perfil do Solo	46
Figura 29 – Classificação do Solo	46
Figura 30 – Empuxo Ativo	47
Figura 31 – Empuxo Passivo.....	47
Figura 32 – Empuxo Ativo Desprezando Coesão	48
Figura 33 – Empuxo Passivo Desprezando Coesão	48

Figura 34 – Pré Dimensionamento	49
Figura 35 - Material	49
Figura 36 – Verificação quanto ao Tombamento e Deslizamento	50
Figura 37 – Verificação de Tensão de Base	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coesão das argilas	16
Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos.....	17
Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos	18
Tabela 4 - Dimensões do gabião tipo caixa.....	32
Tabela 5 - Dimensões do gabião tipo saco	33
Tabela 6 - Dimensões do gabião tipo colchão.....	34
Tabela 7 – Parâmetros do Solo.....	46
Tabela 8 - Resumo de aço do Muro à Flexão	52
Tabela 9 - Resumo de aço da Parede de Contenção	52
Tabela 10 - Resumo de aço Bloco de Fundação.....	52

SUMÁRIO

1.0.	INTRODUÇÃO	12
1.1.	Objetivos	13
1.1.1.	<i>Objetivos Gerais.....</i>	<i>13</i>
1.1.2.	<i>Objetivos Específicos</i>	<i>13</i>
1.2.	JUSTIFICATIVA.....	13
2.0.	REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1.	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	14
2.1.1.	<i>(SPT) STANDARD PENETRATION TEST</i>	<i>14</i>
2.2.	PARAMETROS GEOTÉCNICOS	15
2.2.1.	<i>COESÃO EFETIVA DO SOLO</i>	<i>16</i>
2.2.2.	<i>ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....</i>	<i>16</i>
2.2.3.	<i>PESO ESPECÍFICO DO SOLO.....</i>	<i>17</i>
2.2.4.	<i>ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO</i>	<i>18</i>
2.3.	EMPUXOS DE TERRA	18
2.3.1.	<i>TEORIA DE COULOMB</i>	<i>19</i>
2.3.2.	<i>TEORIA DE RANKINE</i>	<i>23</i>
2.4.	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	25
2.4.1.	<i>CORTINAS TIPO BERLIM</i>	<i>26</i>
2.4.2.	<i>CORTINA DE ESTACA PRANCHA.....</i>	<i>27</i>
2.4.3.	<i>PAREDE DE ESTACAS JUSTAPOSTAS.....</i>	<i>28</i>
2.4.4.	<i>MUROS DE ARRIMO</i>	<i>28</i>
2.4.4.1.	MUROS DE GRAVIDADE.....	29
2.4.4.1.1.	MUROS DE PEDRA	29
2.4.4.1.2.	MURO DE GABIÃO	30
2.4.4.1.2.1.	GABIÃO CAIXA.....	31
2.4.4.1.3.2.	GABIÃO TIPO SACO	32
2.4.4.1.3.3.	GABIÃO TIPO COLCHÃO	33
2.4.4.1.3.	MURO DE CONCRETO CICLÓPICO	34
2.4.4.2.	MURO TIPO FLEXÃO	35
2.5.	DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO	37
2.5.1.	<i>ESTABILIDADE DOS MUROS DE ARRIMO</i>	<i>38</i>
2.5.1.1.	DESLIZAMENTO	39
2.5.1.2.	TOMBAMENTO	40

2.5.1.3.	CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO.....	41
3.0.	METODOLOGIA	43
3.1.	LOCAL E PERÍODO DE PESQUISA	43
3.2.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO EM ESTUDO	43
3.3.	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS.....	43
3.4.	ESCOLHA DO TIPO DE CONTENÇÃO.....	43
3.5.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	44
4.0.	RESULTADOS.....	45
4.1.	CARACTERIZAÇÃO	45
4.2.	ESFORÇOS ATUANTES	47
4.3.	DIMENSIONAMENTO	48
5.0.	CONCLUSÃO	53
	REFERÊNCIAS	54

1.0. INTRODUÇÃO

As obras de contenção são estruturas construídas com o intuito de assegurar a estabilidade das encostas e a segurança dos projetos. Estas estruturas proporcionam suporte ao maciço de solo cujo estado de equilíbrio foi alterado por alguma escavação, evitando o escorregamento. Dentre as obras de contenção frequentemente utilizadas estão os muros de arrimo e as cortinas de estacas, que podem ou não envolver elementos auxiliares de estabilização como tirantes e chumbadores.

Estas obras estão crescentemente mais presentes nos projetos de engenharia civil, em consequência da acentuada ocupação das áreas urbanas, executadas para melhor aproveitar os espaços. É frequente a execução de obras de contenção em diferentes tipos de projetos como subsolo de edificações, cortes e aterros, aberturas de valas para instalação de dutos, canalizações, estradas e estabilização de encostas.

A maioria das obras de escavação carece de estruturas de contenção. A contenção é feita por meio da introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez diferente daquela do terreno que conterà.

Cabe ao engenheiro antes de se decidir sobre a solução para atender ao projeto de contenção, procurar conhecer a natureza geológica da região onde precisará ser implantada a obra de contenção, considerando cuidadosamente as construções vizinhas, a ocorrência de movimentos lentos de encostas, rupturas de canalizações, águas pluviais e analisar os relatórios de sondagens do solo. Para então apresentar uma solução eficaz e econômica de contenção.

Atualmente há a necessidade crescente de se construir em profundidade ou proteger maciços com paramentos e muros de contenção eficientes. O subsolo desempenha um papel importantíssimo neste tipo de construções que se tornam cada vez mais frequentes. O estudo do solo merece especial atenção em estruturas enterradas para que não haja assentamentos prejudiciais à obra. A fase de projeto tem especial importância na garantia da boa interação das estruturas com o solo ao longo da obra durante o seu período de utilização.

Cada obra de contenção é um empreendimento específico, e isso é o que trás a importância de ser avaliado, dentro dos mais diferentes métodos, o que atende de forma mais adequada a cada situação, propondo sempre uma solução economicamente mais vantajosa.

No cálculo de estruturas do tipo muros de arrimo, é indispensável um pré-dimensionamento considerando a altura de solo, que necessita ser contida, para, então, analisar se a estabilidade da estrutura é garantida.

Hoje em dia existem várias soluções para contenções de terras. O objetivo deste trabalho é apresentar a melhor solução para conter um maciço de terra para construção de um estacionamento em subsolo de prédio localizado em Palmas – TO. O tema central de estudo será o dimensionamento do muro de contenção de terras e a análise das características do solo de modo a adotar a melhor configuração fisionômica do muro respeitando as especificações de segurança.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivos Gerais

Elaborar dimensionamento de estrutura de contenção para escavação de subsolo de obra em Palmas - TO.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Análise do estudo de sondagem;
- Identificação dos esforços horizontais;
- Escolha do tipo de contenção;
- Dimensionamento da estrutura;

1.2. JUSTIFICATIVA

As estruturas de contenção são obras de engenharia civil imprescindíveis quando o estado de equilíbrio natural de um maciço de solo ou de rocha é modificado por solicitações que podem provocar deformações excessivas e até mesmo o colapso.

As escavações provocam a movimentação das massas de solo a seu redor, devido à variação no seu estado de tensões, adensamento de solos saturados, por rebaixamento do lençol freático, entre outras causas. A estrutura deverá então suportar as pressões laterais do material a ser contido de forma a garantir segurança.

Essas estruturas visam como funcionalidade principal, conter maciços de solos, no qual requerem o máximo de segurança estrutural possível, a fim de evitar e proteger a integridade da estrutura e/ou de bens e pessoas. A intensa ocupação urbana faz com que surja a necessidade de execução de obras subterrâneas, o que se torna de importância fundamental o presente estudo.

2.0. REFERENCIAL TEÓRICO

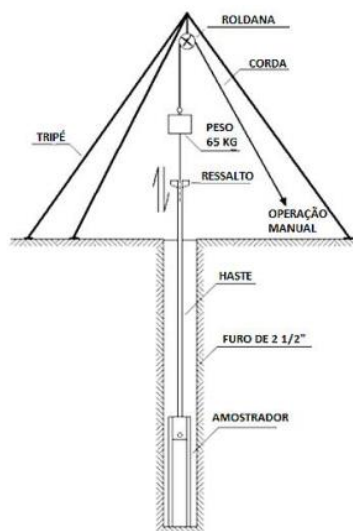
2.1. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A construção de projetos geotécnicos exige um conhecimento apropriado dos solos. É indispensável realizar a identificação e à classificação das distintas camadas componentes do substrato a ser investigado, assim como suas características de engenharia. As definições das propriedades do solo podem ser feitas, de forma mais precisa por meio de ensaios de laboratório; ou de forma empírica através de ensaios de campo, como a Sondagem (SPT), cujos resultados permitem uma definição das propriedades do solo. (DÉCOURT & QUARESMA et al, 2012).

2.1.1. (SPT) STANDARD PENETRATION TEST

A sondagem a percussão (SPT) é um mecanismo geotécnico de campo, cujos propósitos, para uso na Engenharia, são: determinação dos tipos de solo em suas respectivas alturas de ocorrência, localização do nível do lençol freático e indicação dos índices de resistência à penetração (NSPT) a cada metro perfurado. (REBELLO,2008).

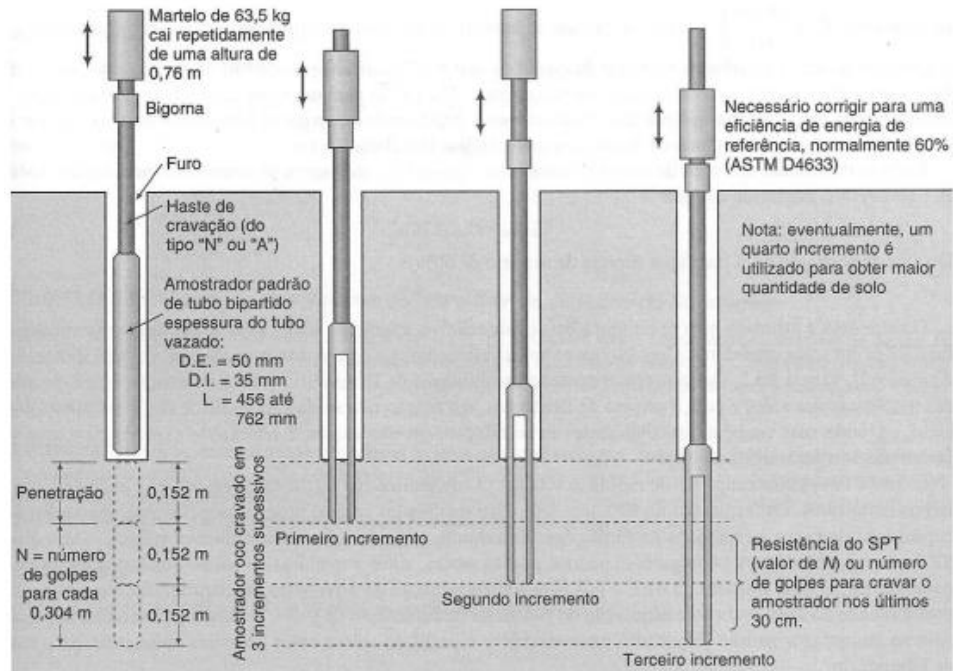
Figura 1 - Esquema do equipamento de sondagem SPT



Fonte: (Pinto, 2013).

O índice de resistência à penetração (NSPT) é determinado, com base na soma do número de golpes do martelo para se cravar o amostrador padrão nos últimos 30 cm. Com esse número pode-se indicar a resistência, a consistência, a compactidade e a coesão do solo. (BUDHU, 2013).

Figura 2 - Sequência de cravação em um SPT



Fonte: (BUDHU, 2013).

O número de sondagens e a sua posição em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. Este número deve ser admissível para oferecer um quadro, o melhor possível, da provável alteração das camadas do subsolo do local em estudo. A altura a ser analisada pela sondagem (SPT) depende do porte da obra, das cargas transmitidas ao terreno, das condições geotécnicas e topográficas do local. A profundidade mínima a ser conhecida pela sondagem deve ser de 6m, desde que se encontre rocha ou outro material muito compacto. (NBR 8036/1983), (BUDHU, 2013).

São muitos os meios de se relacionar o índice de resistência à penetração (NSPT) com as características do solo. Diferentes autores apresentam correlações e métodos semi-empíricos e empíricos que possibilitam obter os parâmetros geotécnicos do solo em função do NSPT. Na prática da engenharia, estes parâmetros são empregados no estudo de problemas em, (fundações, obras de contenção, barragens) e no dimensionamento de fundações e contenções, em projetos de pequeno e médio porte e em anteprojetos de obras de maior vulto. (AOKI & CINTRA, 2014).

2.2. PARAMETROS GEOTÉCNICOS

Os solos são materiais geológicos feitos a partir do intemperismo químico e físico das rochas. Os solos são caracterizados como solos grossos (pedregulhos e areias) e solos finos (siltes e argila). Os solos grossos apresentam boa capacidade de carga e são drenantes. Os

solos finos têm menor capacidade de carga e são praticamente impermeáveis. Outro fator importante a ser observado é a existência de água na massa de solo. A fração de água no solo pode modificar seu desempenho, seu estado e baixar sua resistência. (CAPUTO, 2012).

2.2.1. COESÃO EFETIVA DO SOLO

A coesão (C'), é a força de atração química natural entre as partículas de argila existente nos solos, é um tipo de cimentação natural presente em solos com alguma parcela de argila em sua estruturação. (CAPUTO, 2012).

A coesão não drenada do solo pode ser determinada através de ensaios de laboratório, ou estimada de forma aproximada, de acordo com o índice de resistência a penetração (NSPT) e da consistência da argila. (AOKI & CINTRA, 2014).

Tabela 1 - Coesão das argilas

N_{SPT}	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, 2013)

2.2.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Este tipo de ensaio é utilizado para obtenção de coordenadas de pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para obtenção dos parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito (Φ). Informações quanto à deformação volumétrica do solo durante cisalhamento também pode ser obtido (LabGEO/UFSCar, 2018).

LabGEO/ufscar (2018) afirma que o cisalhamento direto consiste num aparato que promove o deslizamento de uma metade do corpo de prova de solo em relação à outra, determinando assim, para cada tensão normal (σ) à superfície do deslizamento, o valor da tensão cisalhante (τ) necessária para provocar a deformação do corpo de prova até a ruptura. O ensaio é executado mantendo-se constante a tensão vertical e medindo-se a tensão cisalhante correspondente a cada deformação horizontal imposta ao corpo de prova, gerando dessa maneira a curva tensão-deformação. As deformações verticais são também monitoradas durante o processo de cisalhamento, possibilitando avaliações da variação volumétrica.

De acordo com LabGEO/UFSCar (2018), este ensaio pode ser executado em três modalidades: Ensaio rápido, Ensaio Adensado Rápido e Ensaio lento. Entretanto, como não há controle e drenagem e nem medida de pressões neutras, a realização de cada um destes ensaios está condicionada às características do solo testado e a velocidade de deslocamento cisalhante imposta ao corpo de prova.

Figura 3 - Aparelho para realização de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: (<http://www.labgeo.ufscar.br/ensaios>)

2.2.3. PESO ESPECÍFICO DO SOLO

Para determinar o peso específico do solo, pode-se adotar o peso específico efetivo do solo com base nos valores das tabelas 2 e 3 de acordo com a consistência da argila e da compactidade da areia. As condições de consistência dos solos finos e de compactidade dos solos grossos estão em função do N_{SPT} , conforme a NBR6484/2001. (AOKI & CINTRA, 2014).

Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (Aoki & Cintra, 2014).

Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compacidade	Peso específico (KN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: (Aoki & Cintra, 2014).

2.2.4. ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO

O ângulo de atrito interno (Φ) ou ângulo de cisalhamento é um dos fatores primordiais de resistência ao cisalhamento do solo, e é determinado como sendo o ângulo em que uma quantidade de solo, em sua condição natural, continua em equilíbrio estável indefinido, desde que não seja afetada por intervenções externas que levem a situações de equilíbrio instável. Coulomb (1773) explicou o ângulo de atrito interno do solo como sendo a resistência de um grupo de partículas de solo ao longo de um plano de deslizamento. O ângulo de atrito do solo pode ser determinado em laboratório, ou através das correlações empíricas, com índice de resistência a penetração (N_{SPT}). Dentre elas:

- Godoy (1983), apud Aoki & Cintra (2014).

$$\Phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (1)$$

- Teixeira (1996), apud Aoki & Cintra (2014).

$$\Phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (2)$$

2.3. EMPUXOS DE TERRA

De acordo com Gerscovich et al (2016), o empuxo de terra pode ser compreendido como a resultante da distribuição de tensões horizontais formada por uma massa de solo sobre as estruturas com ele em contato. Sua definição é de grande importância para o projeto de estruturas de contenção, tais como cortinas de estaca-prancha, muros de arrimo, paredes diafragma e outras estruturas onde ocorra o processo de interação solo-estrutura.

Dentre os fatores que auxiliam neste processo de interação, Guerrin e Lavaur(2003) cita os seguintes como principais:

- Os dependentes do elemento vertical do muro: altura, rugosidade, deformabilidade e inclinação;

- Os dependentes do solo: densidade, estrutura (não-coesivo, coesivo), ângulo de atrito interno, recalque, umidade, chuvas, lençóis aquíferos, trepidações e solicitações próprias do terrapleno por sobrecarga (verticais ou horizontais);
- Os dependentes do elemento horizontal do muro (sapata de fundação): deformabilidade por rotação e translação (vertical ou horizontal).

O empuxo de terra praticado pelo solo nas estruturas de contenção pode ser ativo, passivo ou em repouso. O empuxo ativo (E_a) é definido como a resultante das pressões de solo contra a contenção (verificado no tardo dos muros de arrimo). O empuxo passivo (E_p), é definido por aquele que se refere à compressão do maciço de solo. O empuxo no repouso é a condição natural do solo, sem deformações laterais, estado de equilíbrio elástico, não ocorre ruptura do solo. (CAPUTO, 2014).

Segundo Gerscovich et al (2016), são muitos os casos em que as estruturas interagem com o solo por meio de forças horizontais, ou seja, o empuxo de terra, que pode ser dividido em duas categorias: A primeira se observa quando uma estrutura é construída para suportar um maciço de solo, nominada como empuxo ativo. Já na segunda categoria, de outro modo, é a estrutura que é empurrada contra o solo. Diante disso, a força exercida pela estrutura sobre o solo é de natureza passiva.

2.3.1. TEORIA DE COULOMB

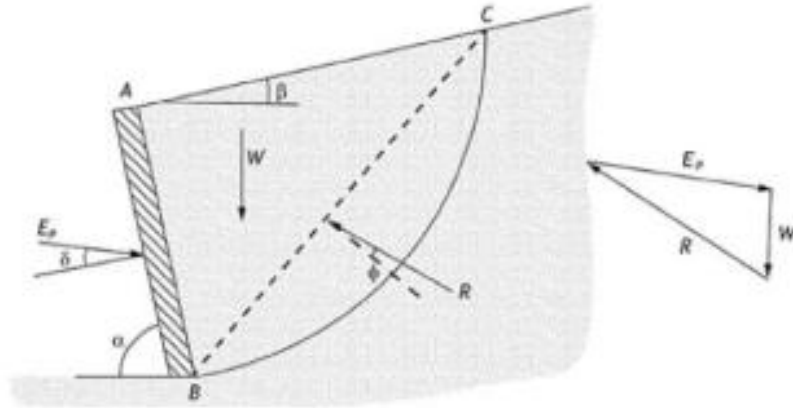
Segundo Budhu (2015), Coulomb foi o pioneiro no desenvolvimento de teorias que trataram do empuxo de terra. Seu método foi fundamentado no equilíbrio limite com ou sem atrito entre o muro e o solo. De acordo esta teoria, existe uma condição de equilíbrio limite através da qual uma massa de solo atrás de um muro de contenção vertical irá deslizar ao longo de um plano inclinado em relação à horizontal. Desta forma, Coulomb determinou o plano de deslizamento pela procura de um plano no qual o máximo de empuxo atua.

Considerando que no instante da mobilização total da resistência do solo formam-se superfícies de deslizamento ou ruptura no interior do maciço. Estas delimitam a parcela de maciço que se movimentaria e contribui assim para o empuxo. Esta parcela é considerada um corpo rígido, sendo o empuxo determinado através do equilíbrio das forças atuantes neste. Sendo as superfícies consideradas planas, o empuxo considerado se dá na mais crítica (BARROS, 2011).

Para o empuxo passivo, os sentidos dos deslocamentos relativos entre a cunha e o restante do maciço e entre a cunha e o muro são inversos em relação ao ativo.

Neste cenário, as forças atuantes estão no outro lado da normal à superfície de deslizamento e da normal à parede. (GERSCOVICH ET AL, 2016).

Figura 4 - Empuxo passivo



Fonte: (GERSCOVICH ET AL, 2016).

Na cunha de solo ABC, atuam três forças: E_p , W e R , sendo esta última a resultante das forças E_p e W . A força W engloba o peso do solo e de eventuais sobrecargas no terreno e pode ser expressa por:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \quad (3)$$

Ao se aplicar a lei dos senos no polígono formado na Figura 1, tem-se:

$$\frac{P_p}{\sin(\theta + \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \varphi - \delta)} \quad (4)$$

Ou

$$P_p = \frac{W \sin(\theta + \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \varphi - \delta)} \quad (5)$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \varphi - \delta)} \quad (6)$$

Derivando da equação anterior:

$$\frac{dP_p}{d\theta} = 0 \quad (7)$$

Chega-se a:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_P \quad (8)$$

Em que:

$$k_P = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Onde:

E_P = Empuxo passivo

k_P = Coeficiente de empuxo passivo

P_P = força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

W = Peso da massa de solo deslizando

H = Altura do muro

γ = Peso específico

θ = Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

φ = Ângulo de atrito do solo

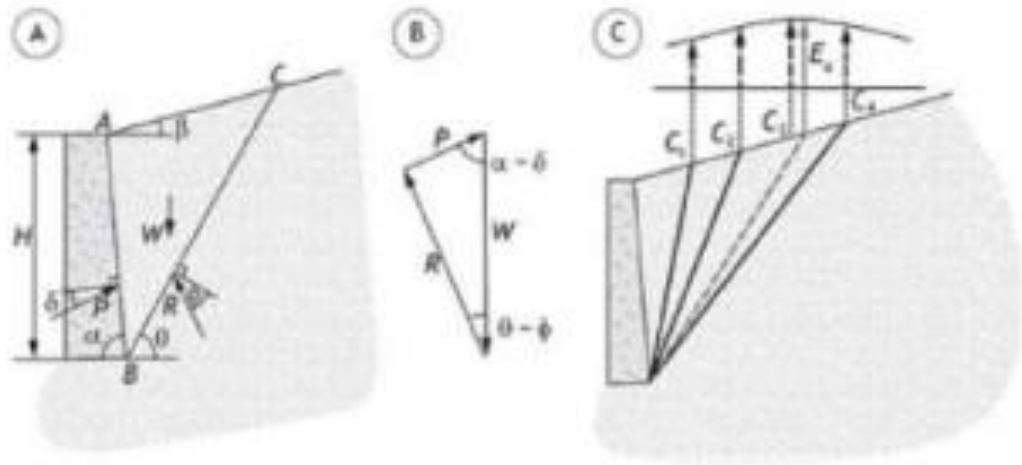
δ = Ângulo de atrito solo-muro

β = Ângulo de inclinação do terreno adjacente

De acordo com os deslocamentos de massa de solo próximo à parede, pode-se originar cunhas de empuxo ativo. Baseado no equilíbrio das forças atuantes na cunha de solo calcula-se o valor da reação que a estrutura deve realizar para se opor ao deslizamento da cunha. Como a cunha crítica é desconhecida, o processo deve ser repetido para determinar a condição mais desfavorável (GERSCOVICH ET AL, 2016).

A Figura 4 esquematiza a prática do método de Coulomb para a definição do empuxo ativo. Na cunha do solo ABC, atuam três forças: W, P e R, sendo esta última a resultante das forças W e P.

Figura 5 - Método de Coulomb para o caso ativo



Fonte: (GERSCOVICH ET AL, 2016).

Da mesma forma que para o empuxo passivo, aplicando-se a lei dos senos no polígono da Figura 2, item B, tem-se:

$$\frac{P}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad (10)$$

Com isso:

$$P = \frac{W \sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad (11)$$

Substituindo o peso da cunha

$$P = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad (12)$$

Derivando a equação anterior e igualando a derivada a zero (para o empuxo máximo):

$$\frac{dP_p}{d\theta} = 0 \quad (13)$$

Chega-se a:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (14)$$

Em que:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (15)$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo

k_a = Coeficiente de empuxo ativo

P = força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

W = Peso da massa de solo deslizante

H = Altura do muro

γ = Peso específico

θ = Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

φ = Ângulo de atrito do solo

δ = Ângulo de atrito solo-muro

β = Ângulo de inclinação do terreno adjacente

2.3.2. TEORIA DE RANKINE

A teoria de Rankine baseia-se na equação de ruptura de Mohr e analisa o interior de uma determinada massa de solo. Esta massa é considerada um semi espaço infinito, sendo apenas limitada pela superfície do solo e ainda, sem sobrecargas. (CAPUTO, 1987).

Pode-se calcular o empuxo ativo ou passivo através do método do equilíbrio limite. Sabendo-se o ângulo de atrito do solo, a equação do coeficiente de empuxo ativo K_a é dada por (BARROS, 2011):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (16)$$

Onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo

ϕ = ângulo de atrito como o solo, em graus

Assim, a tensão horizontal causada pelo solo é calculada pela equação (BARROS, 2011):

$$\sigma_h = K_a \gamma H - 2c\sqrt{k_a} \quad (17)$$

Onde:

σ_h = tensão horizontal (kN/m)

γ = Peso específico do solo (kN/m³)

H = altura da estrutura (m)

c = coesão do solo (kPa)

K_a = coeficiente de empuxo ativo

A tensão horizontal causada pela massa de solo pode ser expressa graficamente da seguinte forma:

Figura 6 - Diagrama da distribuição de tensão horizontal no estado ativo e passivo



Fonte: (BARROS, 2011)

Segundo (GERSCOVICH, 2010), Quando apontado um solo homogêneo, seco, com coesão igual a zero, os valores dos empuxos totais ativos e passivos podem ser alcançados pelas expressões:

$$E_a = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} \quad (18)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} \quad (19)$$

Onde,

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (20)$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (21)$$

Em que E_a é o empuxo ativo, E_p o empuxo passivo, k_a o coeficiente de empuxo ativo, k_p o coeficiente de empuxo passivo, h a altura do muro, γ o peso específico e φ o ângulo de atrito do solo.

Admitindo-se que a superfície do maciço possua uma inclinação em relação à horizontal, representada por um ângulo β , as tensões atuantes não são as tensões principais.

Dessa maneira, é necessário reescrever as equações dos coeficientes de empuxo (e) e as equações de empuxo (e). (GERSCOVICH, 2010).

$$k_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (22)$$

$$E_a = \frac{\gamma h^2 k_a}{2} \cos \beta \quad (23)$$

Para o caso passivo, o equacionamento é exposto da seguinte maneira:

$$k_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (24)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} \cos \beta \quad (25)$$

2.4. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Segundo Ranzine & Negro Jr (2012), estrutura de contenção “é todo elemento ou estrutura designado a rebater ao empuxo ou tensões geradas em maciços cuja condição de equilíbrio foi modificada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”. São empregados quando se deseja preservar uma diferença de nível no terreno, e o espaço não é suficiente para vencer o desnível por meio de taludes com inclinações compatíveis com a estabilidade do solo.

Barros (2006) define as obras de contenção ou de arrimo como construções civis cuja finalidade é oferecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que sustentam estes maciços e impedem o escorregamento originado de seu próprio peso ou de cargas externas. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas obras de contenção sejam muito diferentes, sua finalidade permanece a mesma, ou seja, a contenção de uma eventual ruptura do maciço, de modo a suportar as pressões laterais exercidas sobre ele.

A escolha do tipo de contenção a ser utilizada, conforme Barros (2011) deve levar em consideração três fatores básicos: fator físico, fator geotécnico e fator econômico. O fator físico compreende, de forma resumida, a altura da estrutura de contenção e o espaço disponível para a execução da mesma. Já o fator geotécnico leva em consideração o tipo de solo a conter e capacidade de suporte do solo da base, além da presença (ou não) de lençol freático. Por fim, o fator econômico está relacionado à disponibilidade de mão-de-obra qualificada e materiais, tempo de execução e custo final da estrutura.

2.4.1. CORTINAS TIPO BERLIM

Matos, (2010) afirma que este método consiste na cravação no terreno de perfis metálicos espaçados de alguns metros, sendo depois encaixados entre eles pranchas (painéis) que podem ser de madeira, metálicos ou de betão pré-fabricado. Ao longo do faseamento da escavação o suporte é ainda materializado por escoras ou ancoragens.

Este tipo de estrutura é utilizado, quando existe a necessidade de realizar uma contenção provisória e pouco dispendiosa, pois não precisa de cofragens nem betonagem in situ e ainda possibilita a recuperação dos materiais, quando construída a contenção definitiva ou a escavação volte a ser aterrada. A Figura 6 apresenta um exemplo de uma contenção tipo Berlim, em que os perfis verticais são do tipo H, o solo entre perfis é contido por pranchas de madeira e se usam ancoragens para se equilibrarem as pressões de terras. Na Figura vê-se ainda as vigas de distribuição das ancoragens, materializadas por dois perfis UNP (MATOS, 2010).

Figura 7 - Cortina Tipo Berlim multiancorada



Fonte: (<http://www.franki-geotechnics.be>)

As limitações desta técnica segundo Matos (2010) prendem-se com o fato da leveza da estrutura de suporte e conseqüente resistência limitada. Este tipo de contenção não deve ser utilizada em solos incoerentes ou em que o nível freático seja interferente com a estrutura, sendo nestes casos necessário o rebaixamento do nível freático. As cortinas do tipo Berlim não permitem a contenção a grandes profundidades e produzem grande descompressão nos solos após a escavação o que pode levar a assentamentos das fundações vizinhas, devido à sua

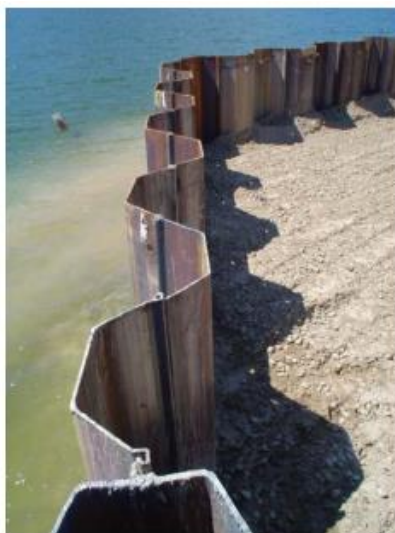
elevada flexibilidade. São, no entanto uma solução relativamente econômica e de execução rápida.

2.4.2. CORTINA DE ESTACA PRANCHA

São construídas com elementos de aço, concreto ou madeira, cravados individualmente, um ao lado do outro, com engates laterais, que permitem a sua conexão para construir a cortina. As estacas de madeira são geralmente utilizadas para escoramento de valas rasas, em solo de baixa consistência, onde os problemas de cravação não são muito importantes. Para resistir aos esforços da cravação sem flambagem as estacas de aço tem configurações especiais que garantem a rigidez necessária, mesmo com pequena espessura (MOTA, 2008).

Segundo Matos (2010), além do uso como contenção de taludes verticais de escavação, este tipo de contenção é também indicado para interceptar fluxos de água, sendo, portanto frequentemente utilizado em obras com uma forte componente hidráulica. Para a correta execução de uma cortina deste tipo, é necessária a cravação vertical dos perfis pré-fabricados e posterior união de todos os perfis de modo a criar uma parede idealmente estanque. Os perfis mais utilizados são os Larssen, em forma de “U” conforme a figura 7.

Figura 8 - Cortinas de estacas prancha constituída por perfis tipo Larssen



Fonte: (www.belgomineira.com.br)

Ainda na fala de Matos (2010), as principais vantagens deste tipo de contenção é o facto de ser viável em terrenos não muito competentes, pode ser utilizada em terreno com elevado nível freático, exige pouca mão-de-obra, ocupam muito pouco espaço tanto em armazém como depois de realizada a contenção. Além disso, a possível recuperação dos

perfis, quando utilizados de forma provisória pode-se revelar como um aspecto económico altamente atractivo.

2.4.3. PAREDE DE ESTACAS JUSTAPOSTAS

A construção de contenções através de estacas de concreto moldadas in loco justapostas é uma solução bastante simples e económica. Após o concreto adquirir resistência suficiente, o solo escavado e a face aparente podem receber um acabamento em concreto. A forma mais viável de execução consiste na escavação alternada, de modo que a distância entre cada estaca seja igual ao seu diâmetro. Para completar a sequência, as estacas faltantes devem ser executadas antes que as anteriores atinjam maior resistência ($>5\text{MPa}$), cerca de 24 horas evitando assim o aparecimento de frestas.

Figura 9 - Parede de estacas justapostas



Fonte: (<http://serki.com.br>)

2.4.4. MUROS DE ARRIMO

Segundo Gerscovich et al., (2016), muros são estruturas corridas de parede vertical ou quase vertical, escoradas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras), em concreto (simples, ciclópico ou armado) ou, ainda, de elementos especiais. Os muros de arrimo podem ser de diferentes tipos: de gravidade, de flexão (com ou sem contraforte), armado ou não e com ou sem tirantes.

“Os muros de arrimo podem ser de gravidade (construídos de alvenaria ou de concreto simples ou ciclópico), de flexão ou contraforte (em concreto armado (CAPUTO, 2014, p.142).

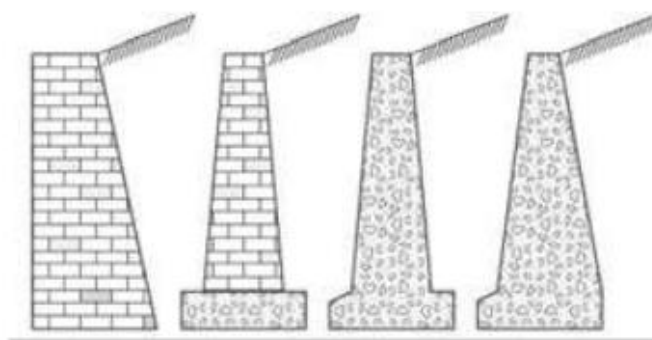
O sistema estrutural dos muros de arrimo constitui-se por paramento e fundação, que podem ou não incluir elementos auxiliares de estabilização. Além desses elementos, integram o muro de arrimo, sistemas drenantes e filtrantes como filtros

de areia ou brita, drenos profundos, barbacãs, drenos sub-horizontais e canaletas. (CARVALHO et al, 1991).

2.4.4.1. MUROS DE GRAVIDADE

De acordo com Menezes (2010), muros de gravidade são estruturas corridas que utilizam o peso próprio para combater aos empuxos horizontais, normalmente utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, menores de cinco metros. A resistência ao tombamento e ao escorregamento pela base é reconhecida na sua maior parte pelo peso da estrutura de suporte. O desempenho destes tipos de estruturas é condicionado pelos deslocamentos. As forças internas nos muros têm apenas uma importância secundária porque estes são sempre considerados como um corpo rígido.

Figura 10 - Muro de peso ou gravidade



Fonte: (MARCHETTI, 2008).

2.4.4.1.1. MUROS DE PEDRA

De acordo com Jesus (2013), esta é a técnica mais simples de ser executada, todavia, não aplicável a estruturas de contenção com 2 m ou mais de altura. São construídos basicamente de forma manual, onde rochas de tamanhos similares são encaixadas umas sobre as outras sem nenhum tipo de ligante cimentício. Mantém a estabilidade apenas pelo atrito entre as rochas. A grosso modo, a base mede aproximadamente a metade da altura da estrutura.

De acordo com Mattos (2009), a simplicidade de construção reduz o seu custo, pois não utiliza fôrmas e nenhum outro tipo de material que não seja pedras. É também isento de dispositivos de drenagem, pois a água existente no talude se infiltra através das fendas deixadas pelas pedras.

Carvalho (1991), afirma que os muros de pedra argamassada são quase idênticos aos muros de pedra seca, tendo como diferenças apenas o emprego de

pedras com diâmetros diferenciados e a utilização de argamassa de cimento e areia como material colante, aumentando a aderência interior. A argamassa ao mesmo tempo em que une as pedras, para formar uma estrutura rígida, funciona como uma vedação da passagem de água, sendo de extrema necessidade a utilização de drenos. Por ser mais rígida, essa estrutura permite contenções de até 3 metros de altura.

Figura 11 - Muro de pedra



Fonte:(<http://minadaveloso.blogspot.com>).

2.4.4.1.2. MURO DE GABIÃO

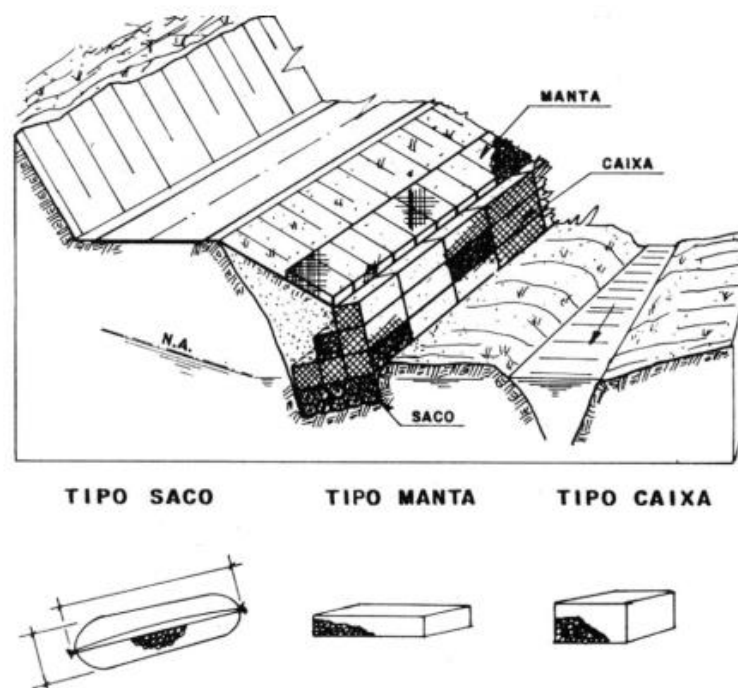
Os muros de Gabiões são estruturas de contenção criadas por gaiolas metálicas de fios de aço galvanizado, desenvolvidas com telas de malhas hexagonal de dupla torção, no formato de saco, manta ou caixa. Estas gaiolas são colocadas no local da contenção, em sucessivas fiadas, preenchidas com pedras de mão e costuradas entre si com arame galvanizado, formando a estrutura do muro de arrimo. (BARROS, 2006).

A vantagem da utilização do gabião é devido a sua flexibilidade, apesar de não conter estruturas de aço em seu interior, as gaiolas se acomodam facilmente em suas interações, permitindo até recalques diferencias durante a extensão da estrutura, logicamente em proporções moderadas. Além dessa absorção, uma característica positiva é também a porosidade, pois não possuem nada dentro da estrutura que impeça a saída de água, favorecendo a diminuição da poropressão. Devido a essa porosidade, que gira em torno dos 30%, é necessário a utilização de mantas geotêxteis, na face a tardoz (interna), separando a contenção do maciço e, assim, garantindo a passagem de água sem a presença de finos do solo, que podem

ocupar os vazios existentes entre as rochas e diminuir a porosidade da estrutura. (CARVALHO, 1991).

De acordo com (Barros, 2006), estruturas que possuem escalonamento, ou seja, construídas como degraus, na face interna ou externa, possuem maior resistência. Porém, para contenções que ultrapassam 5 metros de altura, é necessário que o escalonamento seja executado na face exterior, para que o centro de gravidade do muro fique dentro do maciço.

Figura 12 - Contenção com gabiões



Fonte: (Carvalho et al,1991).

2.4.4.1.2.1. GABIÃO CAIXA

Esse tipo de gabião é mais utilizado como muro, compondo o corpo da contenção, ou ainda na contenção de encostas de canais de passagem de água, vinculando resistência à estabilidade. (BARROS, 2006).

Segundo o mesmo autor, como a abertura da malha de aço possui 8 x 10cm, em todos os tipos de gabião, é necessário utilizar rochas de enchimento com diâmetro médio entre 12 e 15cm, sendo mais frequente o uso de calcário compactado, calcário mole, granito, basalto, arenito, traquito e pedra porosa. Por ser um sistema muito resistente, é executado com mais frequência em locais com grandes alturas, dependendo sempre

das especificações dos projetos. A seguir estão expostas as principais dimensões de fornecimento.

Tabela 4 - Dimensões do gabião tipo caixa

Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,50	1,00	0,50
2,00	1,00	0,50
3,00	1,00	0,50
4,00	1,00	0,50
5,00	1,00	0,50
6,00	1,50	0,50

Fonte: (Barros, 2006)

Figura 13 - Gabião tipo caixa



Fonte: (Workmedia, 2014)

2.1.1.4.3.2. GABIÃO TIPO SACO

De acordo com (BARROS, 2006), é uma malha metálica retangular de estrutura hexagonal que, após o preenchimento com pedras, é fechada nas bordas com um arame especial, formando um cilindro. Seu preenchimento é rápido e não depende de um arranjo tão criterioso das rochas quanto aos gabiões do tipo caixa. Existem duas formas de enchimento dos cilindros, sendo divididas em gabiões do tipo saco e gabiões do tipo bolsa.

O primeiro surge quando o saco de malha metálica é fechado, com um arame especial, em suas extremidades. Já o tipo bolsa recebe esse nome por ser fechado somente na lateral, também com arame especial que, assim como nos gabiões do tipo saco, passa alternadamente entre os furos da malha, o que

possibilita sua montagem até mesmo no canteiro de obras. Geralmente empregado em locais de acesso difícil, em solos com capacidade baixa de suporte ou ainda totalmente saturados. Podem ser fabricados com dimensões variadas, dependendo da disponibilidade do fornecedor, mas são encontrados no mercado com as seguintes dimensões padrões. (BARROS, 2006).

Tabela 5 - Dimensões do gabião tipo saco

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Volume (m ³)
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00

Fonte: (Barros, 2006).

Figura 14 - Gabião tipo saco



Fonte: (LAND, 2012)

2.4.1.1.3.3. GABIÃO TIPO COLCHÃO

Segundo o mesmo autor, é uma estrutura flexível com área grande e espessura pequena, composto por uma base na forma de paralelepípedo, preenchida no local e fechada com arame especial. É mais utilizada como revestimento de taludes, plataforma de apoio para pequenas pontes e para proteção do fundo e das margens de canais d'água. Devido a essas aplicações os preenchimentos dos colchões devem ser conformes e arranjados, garantindo a robustez e esbeltez estrutural. Para a utilização em canais, deve ser executado um revestimento com argamassa, com o intuito de deixar a superfície lisa para o perfeito escoamento d'água. Os colchões, como podem ser

vistos na FIG. 10, assim como os gabiões saco, podem ser encomendados por medidas especiais, mas seguem os seguintes padrões.

Tabela 6 - Dimensões do gabião tipo colchão

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)
4,00	2,00	0,17
4,00	2,00	0,23
4,00	2,00	0,30
5,00	2,00	0,17
5,00	2,00	0,23
5,00	2,00	0,30
6,00	2,00	0,17
6,00	2,00	0,23
6,00	2,00	0,30

Fonte: (Barros, 2006).

Figura 15 - Gabião tipo colchão



Fonte: (ARTUSA, 2010)

2.4.4.1.3. MURO DE CONCRETO CICLÓPICO

São muros de gravidade, construídos de concreto e agregados de grandes dimensões. Sua execução consiste no preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de proporções diferentes. Podem ser empregados para contenção de taludes com altura superior a 3 metros. Em consequência da impermeabilidade do muro, é fundamental a execução de um sistema adequado de drenagem, evitando o acúmulo de água no maciço de solo arrimado. (CARVALHO et al, 1991).

Para Onodera (2005), esse tipo de estrutura pode ser utilizada em taludes superiores a 3 metros de altura, mas não se torna viável em taludes superiores a 5 metros, pois não possui armaduras que auxiliam na flexão, trabalhando apenas como estrutura de gravidade. Necessita, assim, de grande área de base para

suportar o empuxo causado pelo maciço de terra, elevando consideravelmente o custo final da obra.

Para evitar a sensação óptica de tombamento, os muros de concreto ciclópico devem ser especificados com angulações que permitem disfarçar essa impressão. De acordo com Jesus (2013), geralmente, para muros de face vertical e plana, são adotadas escalas que criam ângulos de, pelo menos, dois graus com a vertical, sempre no sentido do retro aterro.

Muros de concreto ciclópico não são auto-drenantes. A fim de que se conserve o terreno o mais enxuto possível, e não provocar deslocamentos por excesso de poropressão deve-se atentar para detalhes construtivos da drenagem, conforme Moliterno (1983).

Figura 16 - Muro de concreto ciclópico



Fonte: (<http://aconstrutoravion.blogspot.com.br>).

2.4.4.2. MURO TIPO FLEXÃO

São estruturas esbeltas, com seção transversal em forma de “L” ou “T invertido”, que resistem aos empuxos por flexão, em geral estão relacionados à execução de aterros e reaterros, uma vez que, para preservar sua estabilidade, contam com o peso próprio e com o peso do maciço de solo arrimado, que se apoia sobre a base da fundação em sapata corrida. Os muros de concreto armado podem ser ancorados com contrafortes, tirantes e chumbadores. Estas soluções de projeto são empregadas para conservar a estabilidade do conjunto contra o tombamento. Este tipo de estrutura de contenção se torna antieconômica, para alturas maiores que 7 metros, e para solos com capacidade de carga inferior a 2kgf/cm². (RANZINI & NEGRO Jr, 2012).

Gerscovich (2010) explica que muros de flexão são antieconômicos para alturas superiores a 5 metros. No entanto, podem-se alcançar alturas mais elevadas empregando-se contrafortes ou vigas de enrijecimento.

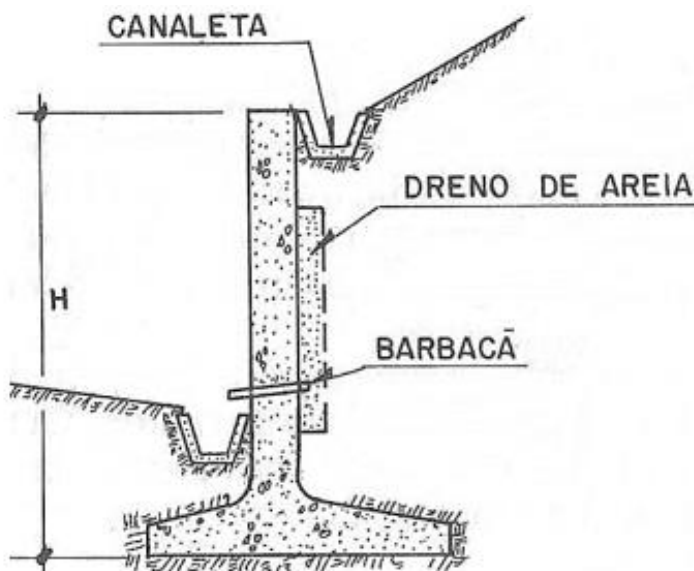
Patrício e Teixeira (2006) complementam explicando que um muro de concreto armado com contrafortes é armado em duas direções. As armaduras horizontais possuem a função de limitar as deformações além de fornecerem espessuras de muro menores. Já as armaduras verticais têm o objetivo de suportar os esforços decorrentes dos carregamentos que a estrutura está sujeita.

O DNER (2005) salienta que os muros de flexão podem ou não ter contrafortes, tendo seção transversal no formato “L” ou “T invertido”, sendo constituídos de alvenaria estrutural ou concreto armado tendo a possibilidade de fundação direta ou profunda. No entanto, o autor ressalta que este tipo de muro é indicado apenas para pequenas alturas.

A laje da base do muro em sapata corrida em geral apresenta largura entre 50% a 60% da altura do muro, para manter o equilíbrio estático do conjunto. (MOLITERNO, 2014).

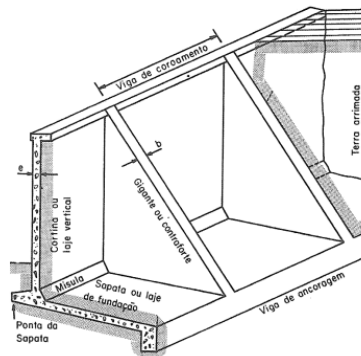
A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, e deve ser realizada através de barbacãs, dreno de areia ou brita e canaletas. (CARVALHO et al, 1991).

Figura 17 - Muro de arrimo de concreto armado, seção "T invertido".



Fonte: (Carvalho et al,1991).

Figura 18 - Muro de arrimo de concreto armado com contraforte, seção “L”

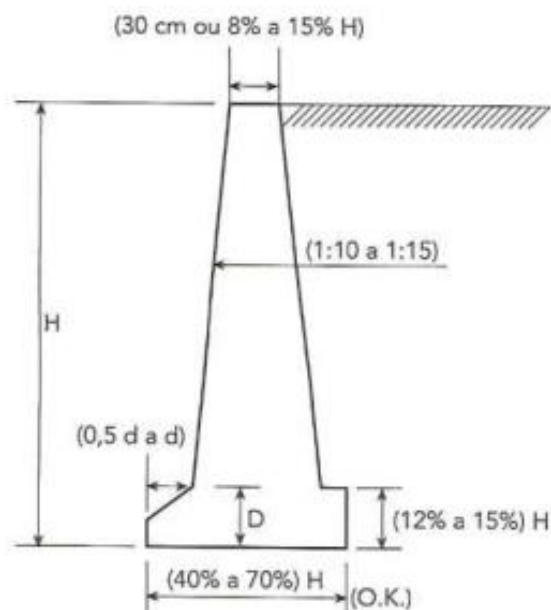


Fonte: (Moliterno, 2014).

2.5. DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

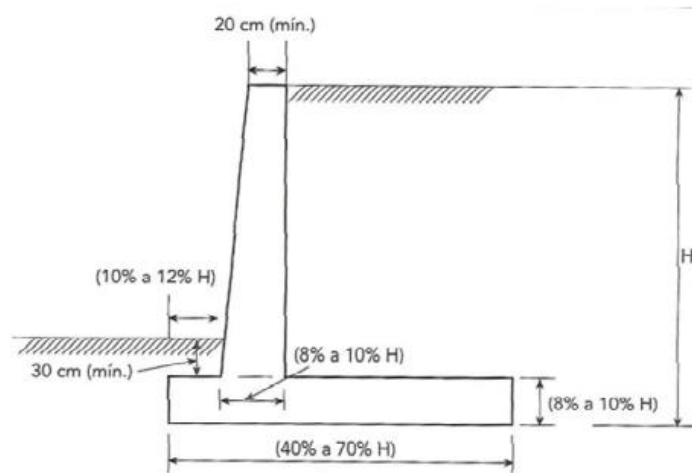
Segundo Moliterno (1980), para dimensionar um muro de arrimo, é preciso partir com a estrutura pré-dimensionada para, então, ser analisada a sua estabilidade. Assim, as dimensões são alcançadas por meio de critérios empíricos e comparação com projetos executados.

Figura 19 - Pré-dimensionamento de muros de gravidade



Fonte: (MARCHETTI, 2007).

Figura 20 - Pré dimensionamento de muros de flexão

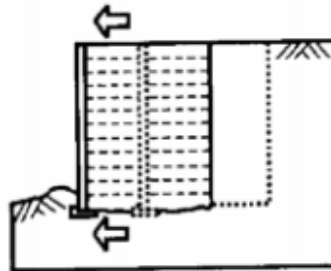


Fonte: (MARCHETTI, 2007).

2.5.1. ESTABILIDADE DOS MUROS DE ARRIMO

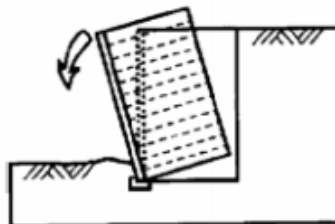
Segundo (GERSCOVICH, 2010), na verificação de um muro de arrimo, seja qual for a sua seção, devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global. O projeto é conduzido assumindo-se um pré-dimensionamento e, em seguida, verificando-se as condições de estabilidade.

Figura 21 - Deslizamento da base



Fonte:(GERSCOVICH, 2010).

Figura 22 - Tombamento



Fonte: (GERSCOVICH, 2010).

Figura 23 - Capacidade de carga



Fonte: (GERSCOVICH, 2010).

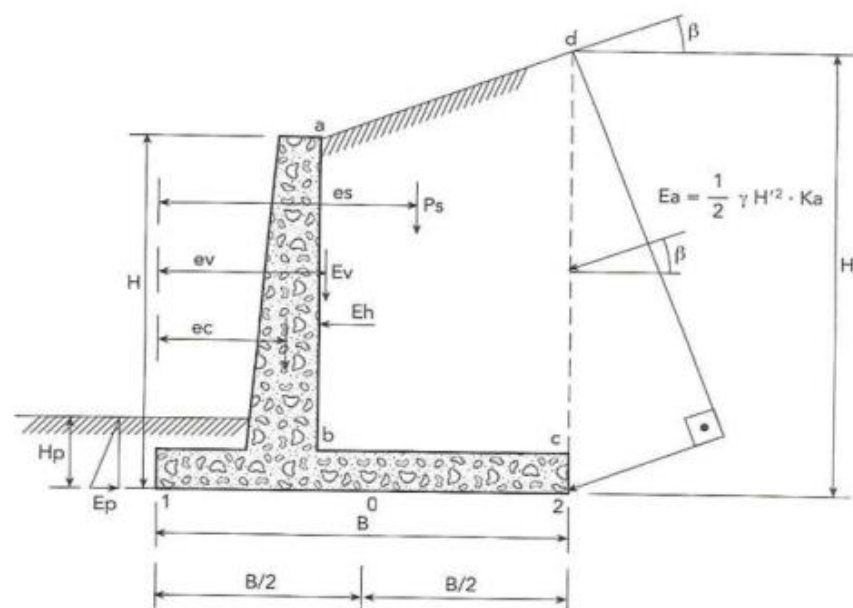
2.5.1.1. DESLIZAMENTO

Ocorre quando a resistência ao escorregamento e o empuxo passivo disponível a jusante do muro somados são inferiores ao empuxo ativo à montante do mesmo (BARROS, 2011).

A resistência ao deslizamento é função da normal multiplicado o coeficiente de atrito da estrutura. Como é difícil aumentar um destes dois itens, normalmente a solução é aumentar a profundidade (ficha) da estrutura para acrescer a disponibilidade de empuxo passivo.

A investigação ao deslizamento é executada com o objetivo de evitar deslocamento da estrutura de contenção devido aos esforços atuantes. Para isso, a segurança contra o deslizamento é determinada pelo equilíbrio de esforços solicitantes como as componentes horizontais do empuxo, sobrecarga, água e esforços resistentes como os de adesão e atrito na base do muro. (LUIZ, 2014).

Figura 24 - Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros



Fonte: (MARCHETTI, 2007).

De acordo com (GERSCOVICH, 2010), 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:

$$FS_{DESLIZ} = \frac{\sum F_{RES}}{\sum F_{SOLIC}} \geq 1,5 \quad (26)$$

Onde:

$\sum F_{RES}$ = somatório dos esforços resistentes;

$\sum F_{SOLIC}$ = somatório dos esforços solicitantes

FS_{DESLIZ} = fator de segurança contra o deslizamento.

O fator de segurança contra o deslizamento será:

$$FS_{DESLIZ} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5 \quad (27)$$

Onde:

E_p = empuxo passivo;

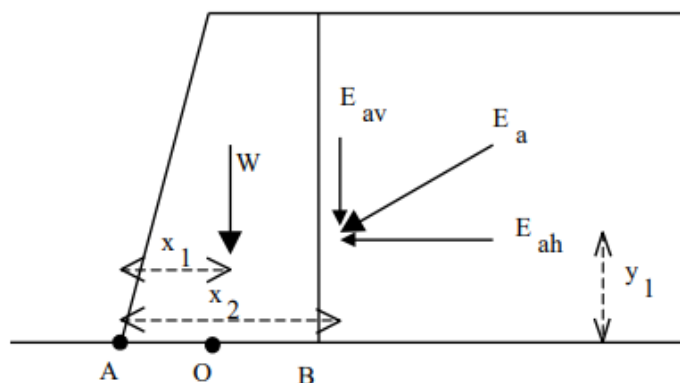
E_a = empuxo ativo;

S = esforço cisalhante na base do muro.

2.5.1.2. TOMBAMENTO

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. O momento resistente (M_{res}) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento solicitante (M_{solic}) é definido como o momento do empuxo total atuante. (GERSCOVICH, 2010).

Figura 25 - Segurança contra o tombamento



Fonte: (GERSCOVICH, 2010).

O coeficiente de segurança contra o tombamento é definido como a razão:

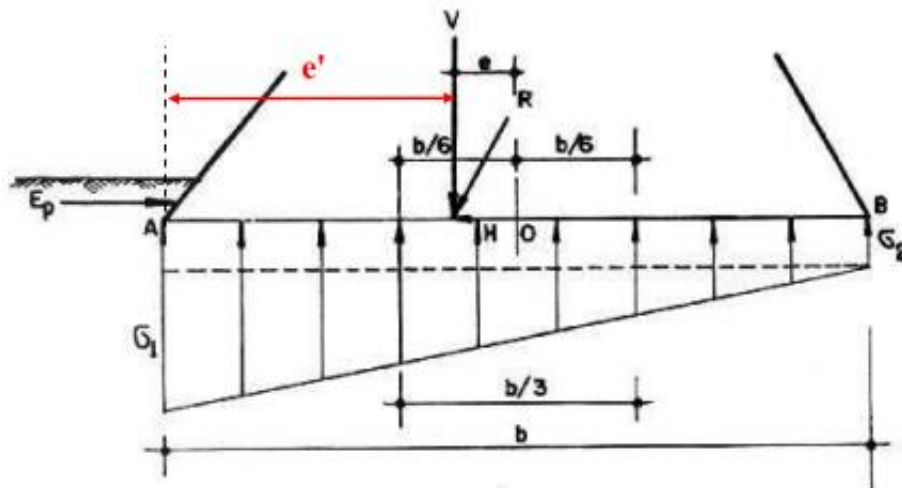
$$FS_{\text{TOMB}} = \frac{M_{\text{RES}}}{M_{\text{SOLIC}}} \geq 1,5 \quad (28)$$

$$FS_{\text{TOMB}} = \frac{WX_1 + E_{av}X_2}{E_{ah}Y_1} \geq 1,5 \quad (29)$$

2.5.1.3. CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

A capacidade de carga consiste na conferência da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. O estudo geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base. Se a resultante das forças atuantes no muro encontrar-se no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal. O terreno estará submetido apenas a tensões de compressão. (GERSCOVICH, 2010).

Figura 26 - Capacidade de carga da fundação



Fonte: (GERSCOVICH, 2010).

A Figura apresenta os esforços atuantes na base do muro. A distribuição de pressões verticais na base do muro apresenta uma forma trapezoidal e esta distribuição não uniforme é devida à ação combinada do peso W e do empuxo E sobre o muro. As equações de equilíbrio serão:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (30)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (31)$$

Onde:

V = somatório das forças verticais;

e = excentricidade;

b = largura da base do muro.

A excentricidade é calculada pela resultante de momentos:

$$V = \sum F_V \quad (32)$$

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F_V} \rightarrow e = \left(\frac{b}{2}\right) - e' \quad (33)$$

Deve-se garantir que a base esteja submetida a tensões de compressão ($\sigma_{\min} \geq 0$) a resultante deve estar localizada no terço central; ou seja, $e \leq B / 6$, para evitar pressões de tração na base do muro. (GERSCOVICH, 2010).

3.0. METODOLOGIA

3.1. LOCAL E PERÍODO DE PESQUISA

Os estudos dos procedimentos metodológicos tiveram início em agosto de 2018 e foi concluído em maio de 2019. A pesquisa ocorreu em Palmas - TO através de pesquisas bibliográficas, que buscaram definir conceitos e parâmetros de cálculos para a execução dos componentes geotécnicos, geométricos e estruturais de um projeto de estrutura de contenção. Foi analisado o levantamento dos dados que criaram resultados que confirmaram a hipótese levantada, assegurando assim, a estabilidade das escavações do subsolo de um edifício localizado no município de Palmas - TO.

3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO EM ESTUDO

A caracterização geotécnica do local em estudo foi feita através de análise de laudos já prontos dos ensaios de campo (sondagem SPT), do terreno em questão.

Mediante correlação com o N_{SPT} foi definido os parâmetros físicos, de resistência ao cisalhamento e de deformação dos solos, como a coesão, o peso específico do solo, através das tabelas 01, 02 e 03 citadas no presente estudo, e o ângulo de atrito por meio da equação (2).

$$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ$$

3.3. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS

Com a caracterização geotécnica do terreno feita, foram identificados e calculados os esforços horizontais atuantes no solo através da teoria de Rankine, que divide esses esforços em ativo e passivo, que foram obtidos através das equações (20 e 18) e (21e 19), respectivamente:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad E_a = \frac{\gamma h^2 k_a}{2} \quad k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2}$$

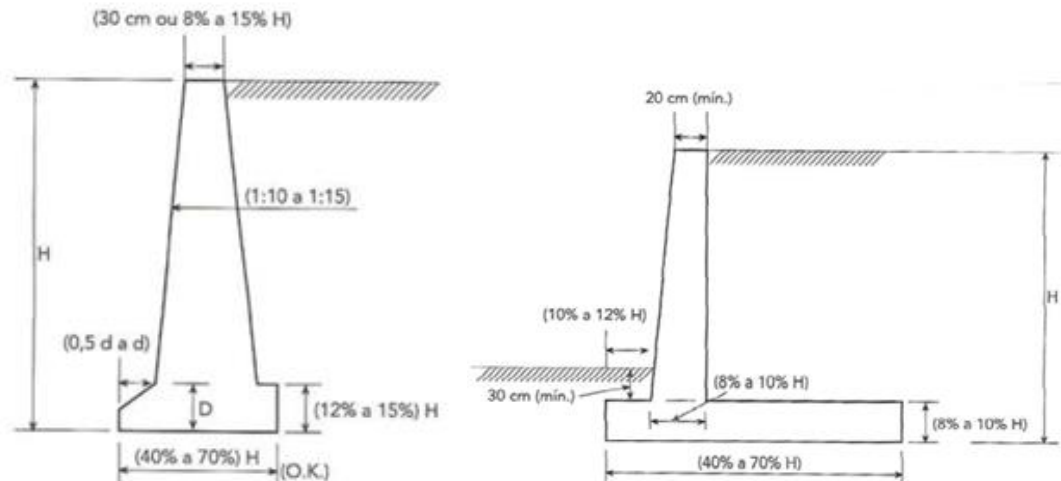
3.4. ESCOLHA DO TIPO DE CONTENÇÃO

Para a análise e comparação, foram adotadas as seguintes opções de contenção: muro de arrimo de concreto armado (opção 01) e cortina de estacas de concreto armado (opção 02).

Com os resultados obtidos foi possível avaliar qual tipo de estrutura atende melhor as características do terreno e da obra, sendo a escolha do muro de arrimo para profundidades de até 5 ou 6 metro e para cortina de estacas maiores alturas.

3.5. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Para a realização do cálculo, foi levada em consideração, inicialmente, a altura desejada do muro. A partir dessa altura, o pré-dimensionamento foi feito, de forma a conhecer as pré-dimensões previstas da base, topo e largura da base (para muros de gravidade e flexão), além da seção mais solicitada (para muros de flexão).



A verificação da segurança foi calculada em seguida. O escorregamento foi analisado de acordo com a força resistente e o empuxo horizontal exercido pelo solo no muro (equação 27). O tombamento foi calculado com auxílio dos momentos atuantes e resistentes, tanto do muro quanto do solo (equação 29) e as tensões da base foram encontradas através das forças e momentos (equação 33). No caso dos muros de flexão, além dos critérios citados anteriormente, foi necessário o cálculo da armadura necessária para o muro resistir aos esforços gerados devido à flexão.

$$FS_{\text{DESLIZ}} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{TOMB}} = \frac{M_{\text{RES}}}{M_{\text{SOLIC}}} \geq 1,5$$

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F_v} \Rightarrow e = \left(\frac{B}{2}\right) - e'$$

4.0. RESULTADOS

Na seqüência, serão apresentados resultados da caracterização do solo a partir dos laudos de sondagem, a determinação dos esforços horizontais, escolha de qual estrutura atende melhor a solicitação do maciço em questão, e dimensionamento da estrutura.

4.1. CARACTERIZAÇÃO

A caracterização geotécnica do local em estudo foi feita através de análise de laudos já prontos dos ensaios de campo (sondagem SPT), do terreno em questão.

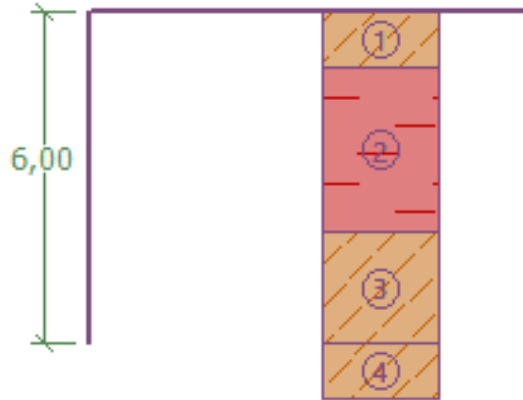
Figura 27 – Laudo de Sondagem

-1,00	01										molé*	Silte argiloso de cor vermelha.
-2,00	02	4	5								molé*	
-3,00	03	8	10								média*	
-4,00	04	9	10								média*	Argila siltosa de cor vermelha.
-5,00	05	11	13								rja*	
-6,00	06	11	10								média*	Silte argiloso de cor amarela com traços de vermelho.
-7,00	07	11	12								rja*	
-8,00	08	10	11								rja*	
-9,00	09	8	9								média*	Silte argiloso de cor amarela.
-10,00	10	9	11								rja*	
-11,00	11	8	8								pouco compacta**	Silte arenoso de cor amarela com pedregulho laterítico de graduação fina.
-12,00	12	5	7								média*	
-13,00	13	6	9								média*	Silte areno-argiloso de cor amarela.
-14,00	14	10	14								rja*	
-15,00	15	12	13								rja*	Silte argilo-arenoso de cor variegado.
-16,00	16	12	15								rja*	
-17,00	17											
-18,00	18											
-19,00	19											
-20,00	20											

Fonte: Autora (2019).

De acordo com relatório, são encontrados dois tipos de solos, silte argiloso e argila siltosa, apresentando um valor de SPT igual a 12 golpes a seis metros abaixo do nível do solo, local em que o muro estará assentado.

Figura 28 – Perfil do Solo



Fonte: Autora (2019).

Mediante correlação com o N_{SPT} foi definido os parâmetros físicos, de resistência ao cisalhamento e deformação dos solos, obtendo-se os seguintes resultados:

Tabela 7 – Parâmetros do Solo

1ª Camada		2ª Camada		3ª Camada	
Coesão	25 KPa	Coesão	50 KPa	Coesão	50 KPa
Peso Específico	15 KN/m ³	Peso Específico	19 KN/m ³	Peso Específico	19 KN/m ³
Ângulo de Atrito	25°	Ângulo de Atrito	29,83°	Ângulo de Atrito	29,83°

Fonte: Autora (2019)

Figura 29 – Classificação do Solo

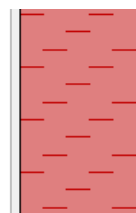
Solo 1

Peso volúmico : $\gamma = 15,00 \text{ kN/m}^3$
 Estado de tensão : efetivo
 Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Coesão do solo : $c_{ef} = 25,00 \text{ kPa}$
 Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
 Solo : não coesivo
 Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 15,00 \text{ kN/m}^3$



Solo 2

Peso volúmico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Estado de tensão : efetivo
 Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 29,83^\circ$
 Coesão do solo : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$
 Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
 Solo : não coesivo
 Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$



Solo 3
 Peso volúmico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Estado de tensão : efetivo
 Ângulo de atrito interno : $\phi_{ef} = 29,83^\circ$
 Coesão do solo : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$
 Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
 Solo : não coesivo
 Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$



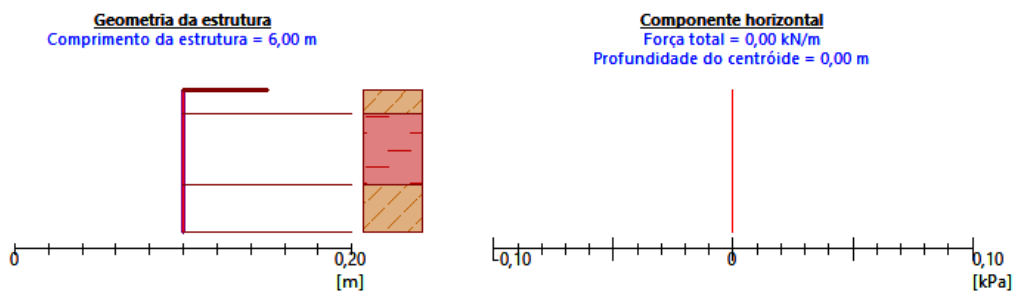
Fonte: Autora (2019).

4.2. ESFORÇOS ATUANTES

Para obtenção dos esforços atuantes foi utilizado o software Geo5 – Empuxo de Terra. O qual foi alimentado com os dados do maciço em questão, apresentados anteriormente.

Como podemos ver no gráfico apresentado abaixo, devido à alta coesão (resistência ao cisalhamento) do solo em questão, a força exercida pelo solo sobre a estrutura (empuxo ativo) é nula.

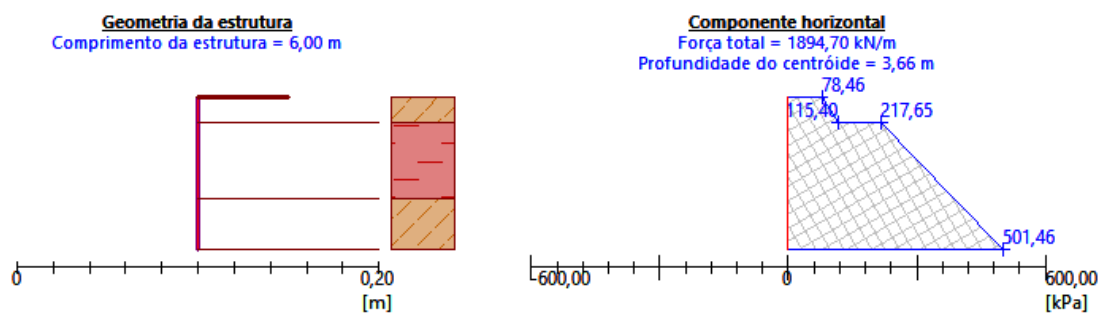
Figura 30 – Empuxo Ativo



Fonte: Autora (2019).

Enquanto a força exercida pela estrutura sobre o solo (empuxo passivo) é alta, 1.894,70 KN/m, a uma distância de 2,34m de onde o muro estará assentado.

Figura 31 – Empuxo Passivo

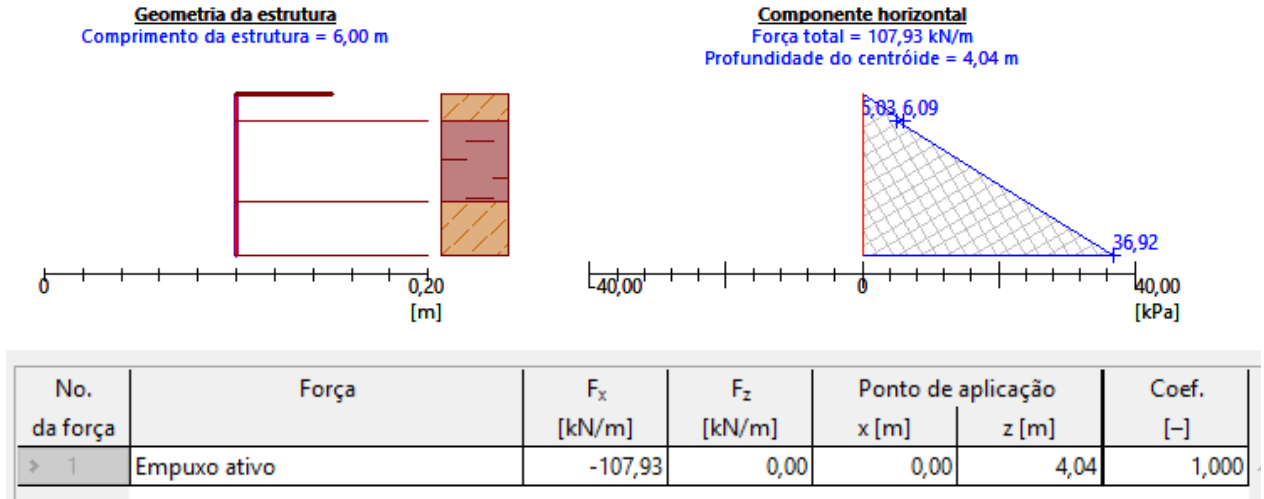


No. da força	Força	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Ponto de aplicação		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
> 1	Empuxo passivo	-1894,70	0,00	0,00	3,66	1,000

Fonte: Autora (2019).

Para um dimensionamento mais seguro foi utilizado uma coesão nula para o solo, obtendo-se assim um empuxo ativo de 107,93 kN/m a 1,93m do nível onde está assentado o muro.

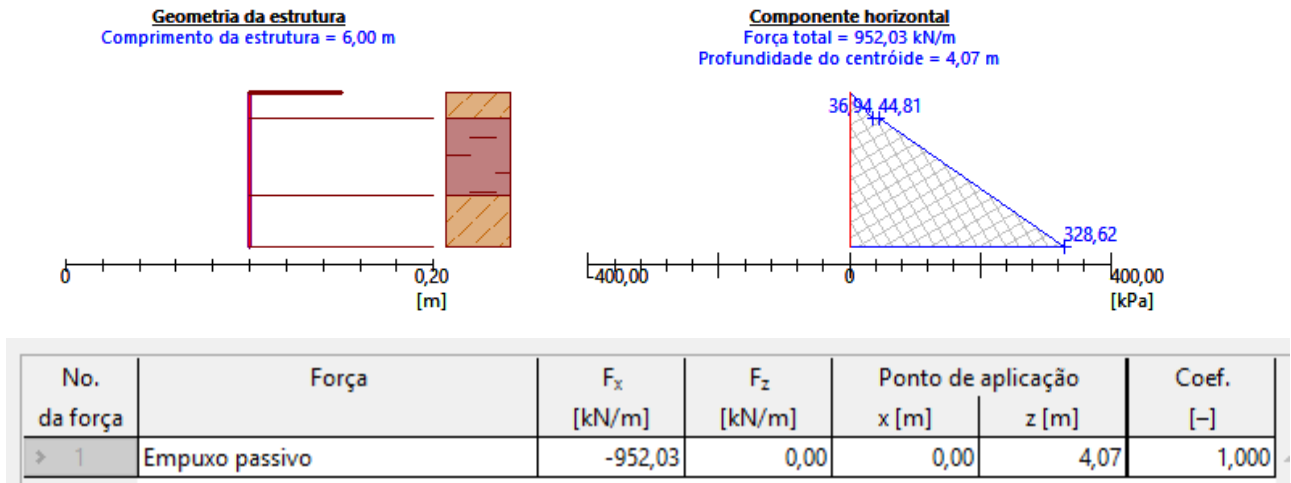
Figura 32 – Empuxo Ativo Desprezando Coesão



Fonte: Autora (2019).

Com o aumento da coesão houve uma diminuição do empuxo passivo, chegando a um valor de 952,03 kN/m a 1,93m da base do muro.

Figura 33 – Empuxo Passivo Desprezando Coesão

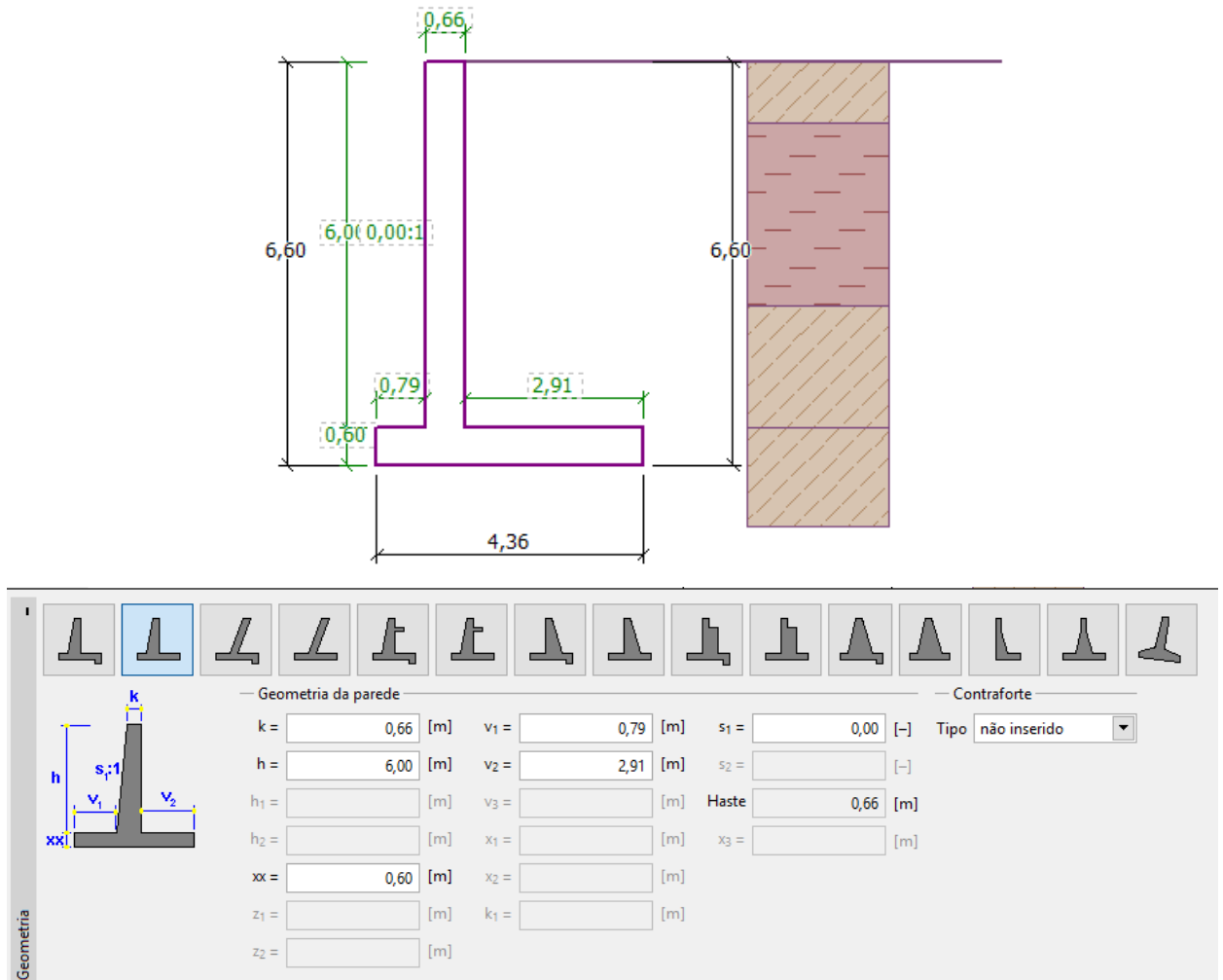


Fonte: Autora (2019).

4.3. DIMENSIONAMENTO

Para o pré-dimensionamento foi utilizada a altura desejada do muro, onde a partir desta, foram obtidas as demais dimensões, chegando à seguinte forma e material:

Figura 34 – Pré Dimensionamento



Fonte: Autora (2019).

Figura 35 - Material

Peso volúmico da parede : $\gamma =$ [kN/m³]

— Concreto

C 20/25
 $f_{ck} = 20,00$ MPa
 $f_{ctm} = 2,20$ MPa

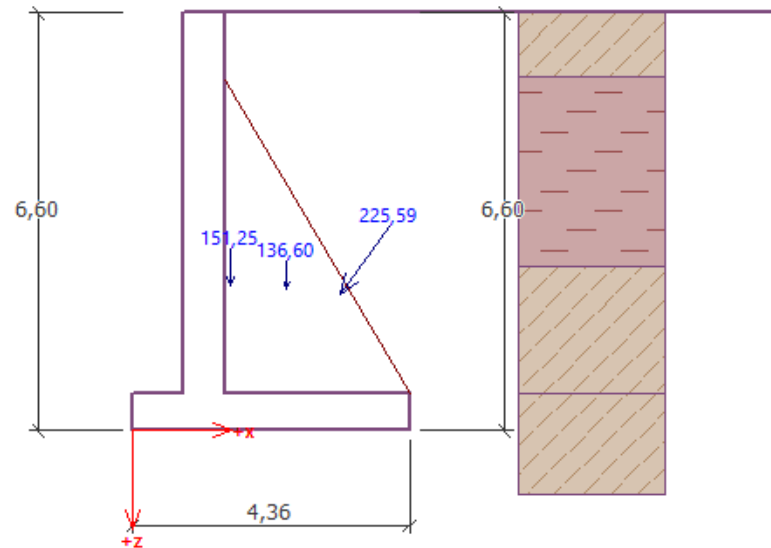
— Armadura longitudinal

B500
 $f_{yk} = 500,00$ MPa

Fonte: Autora (2019).

Definidas as pré-dimensões, foi feita a verificação quanto ao deslizamento, tombamento e tensões da base, onde tivemos resultados satisfatórios para todos.

Figura 36 – Verificação quanto ao Tombamento e Deslizamento



No. de força	Força	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Ponto de aplicação		Coef. [-]	Verificação	
				x [m]	z [m]		TOMBAMENTO :	DESILIZAMENTO :
1	Peso - parede	0,00	151,25	1,54	-2,29	1,000	SATISFAZ	(36,6%)
2	Peso - cunha de terra	0,00	136,60	2,42	-2,25	1,000	SATISFAZ	(72,8%)

Verificação da parede completa

Verificação para estabilidade de tombamento

Resistência de momento $M_{res} = 1163,07 \text{ kNm/m}$

Momento de tombamento $M_{ovr} = 283,61 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = $4,10 > 1,50$

Parede para tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 270,27 \text{ kN/m}$

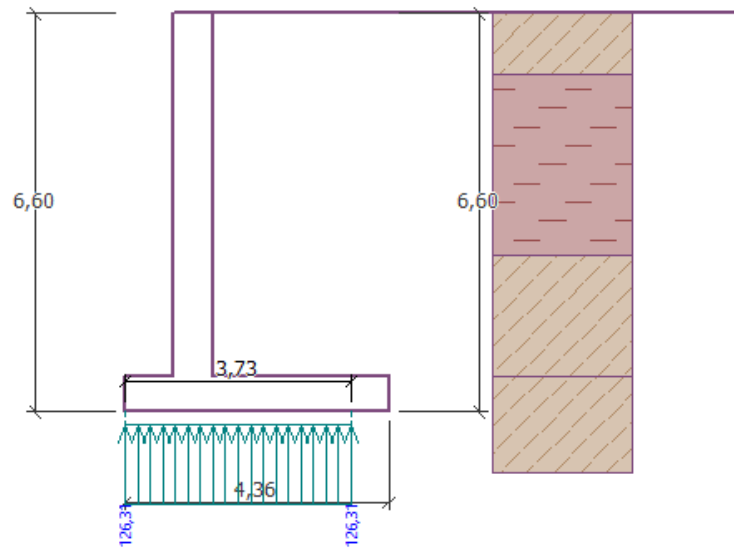
Força horizontal ativa $H_{act} = 131,21 \text{ kN/m}$

Fator de segurança = $2,06 > 1,50$

Parede para deslizamento É SATISFATÓRIA

Total de verificação - PAREDE É SATISFATÓRIA

Figura 37 – Verificação de Tensão de Base



— Cálculo da capacidade de carga do solo de fundação — Em detalhe

Inserir capacidade de carga do solo de fundação

Analisar a cap. de carga com o programa "Sapata"

Analisar a cap. de carga com o programa "Sapata CPT"

Não calcular

Verificação

EXCENTRICIDADE: SATISFAZ (21,6%)

SOLO DE FUNDAÇÃO: SATISFAZ (94,7%)

Tensão na base da fundação : retangular

Cap. de carga da fundação do solo : R = 200,00 [kPa]

Comprimento total da fundação da parede : [m]

Executar programa

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	148,08	471,35	131,21	0,072	126,31

Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	148,08	471,35	131,21

Verificação do solo de fundação

Tensão na base da fundação : retangular

Verificação de excentricidadeMax. excentricidade da força normal $e = 0,072$ Excentricidade máxima $e_{alw} = 0,333$

Excentricidade da força normal É SATISFATÓRIA

Verificação da cap. de carga da sapataMax. tensão na sapata $\sigma = 126,31$ kPaCap. de carga do solo de fundação $R_d = 200,00$ kPaFator de segurança = $1,58 > 1,50$

Cap. de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA

Verificação total - capacidade de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA

Por ser um muro à flexão, além das verificações feitas, foi necessário o cálculo das armaduras para resistir os esforços gerados devido à flexão com o auxílio do software Eberick, onde seu detalhamento encontra-se em anexo, e seu resumo de aço apresentado na tabela 8.

Tabela 8 - Resumo de aço do Muro à Flexão

RESUMO DE AÇO			
AÇO	DIAM (mm)	COMP. (cm)	PESO + 10% (kg)
CA50	6,3	2104,8	566,6
	10	939,3	637
	16	628,9	1091,9
PESO TOTAL (kg)			2295,5

Fonte: Autora (2019).

A partir do seu pré-dimensionamento, pôde ser verificado que o muro seria muito robusto, com grandes dimensões, tornando a construção do mesmo inviável economicamente, levando a uma concepção alternativa, uma parede de contenção. Por também apresentar esforços gerados devido à flexão, foi calculada sua malha de aço com auxílio do software Eberick, chegando ao detalhamento em anexo, e seu resumo de aço apresentado na tabela 9.

Tabela 9 - Resumo de aço da Parede de Contenção

RESUMO DE AÇO			
AÇO	DIAM (mm)	C. TOTAL (cm)	PESO + 10% (kg)
CA50	10	8052,8	5461,3
	16	4697,6	8155,8
PESO TOTAL CA50 (kg)			13617,2

Fonte: Autora (2019).

Tabela 10 - Resumo de aço Bloco de Fundação

RESUMO DE AÇO			
AÇO	DIAM (mm)	C. TOTAL (cm)	PESO + 10% (kg)
CA50	6,3	20,2	5,4
	10	86,6	58,7
CA60	5	52,5	8,9
PESO TOTAL CA50 (kg)			64,1
PESO TOTAL CA60 (kg)			64,1

Fonte: Autora (2019).

5.0. CONCLUSÃO

O trabalho elaborado abordou o estudo de opções de estrutura de contenção em concreto para uma situação real através do dimensionamento geotécnico.

Após a estimativa dos parâmetros geotécnicos a partir dos resultados das sondagens e correlações com N_{SPT} , achou-se uma coesão de 25 KPa na primeira e terceira camada de solo e 50KPa na segunda camada, e um ângulo de atrito interno de 25° e $29,83^\circ$ para primeira e terceira camada e segunda camada respectivamente. Devido suas características geotécnicas, alta coesão, o solo não apresentou ação em relação ao muro, assim nos esforços atuantes obteve-se um empuxo ativo nulo, mantendo-se estável após o corte.

A opção considerada no trabalho foi do tipo à flexão, confirmando a hipótese do começo deste estudo, obtendo os fatores de segurança satisfatórios, ficando acima dos preconizados pela literatura técnica, para cada verificação quanto ao dimensionamento da estrutura.

O trabalho proporcionou experiência de conhecer e desenvolver todas as etapas de um projeto geotécnico de uma estrutura de contenção desde a estimativa dos parâmetros geotécnicos a partir das sondagens, as verificações da segurança quanto ao deslizamento, ao tombamento, a capacidade de carga da fundação para o dimensionamento.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens desimples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

BARROS, P. L. A. **Obras De Contenção: Manual Técnico**. Maccaferri do Brasil Ltda. São Paulo, 2006.

BARROS, P. L. de A. **Obras de Contenção - Manual Técnico**. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2011. Disponível em: <http://www.maccaferri.com.br/downloadDe.php?idioma=0&download=81>. Acesso em: 15 de setembro de 2018.

BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de contenção**. 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2013. Disponível em: http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_talude.aspx. Acesso em: 15 de setembro de 2018.

CARVALHO, P. A. S. (Coord.); DER/SP- Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo. **Taludes de Rodovias: Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. São Paulo, 1991.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. v. 2, ed. 6. Rio de Janeiro: LTC, 1987.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2012.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das rochas – Fundações – Obras de Terra**. 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2014.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2014.

DNER. **Projeto de Muro de Arrimo**. São Paulo: 2005. Disponível em: ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-C00-005_A.pdf. Acesso em: 15 de setembro de 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

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

JESUS, L. P. de. **Muro de arrimo**. 2013. 52 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Goiás PUC/GO, Goiânia, 2013.

LUIZ, B. J. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. São Paulo: Blucher, 2007.

MATOS, M. A. S. **Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão projectado**. Dissertação de Mestrado, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

MENEZES, J. E. T. Q. de. **Dimensionamento Dinâmico de muros de suporte**. Juiz de Fora, 2010. Disponível em: <https://blogdopetcivil.com/tag/muro-degravidade/> Acesso em: 15 de setembro de 2018.

MOLITERNO, A. Caderno de muros de arrimo, Editora Edgard Blucher, 1983.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. 2ª edição. São Paulo: Editora Edgard, 2014.

MOTA, R. J. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção da cidade de Goiânia-GO**. Dissertação de Mestrado, Brasília: Universidade de Brasília, 2008.

ONODERA, L. T. **Uso de gabiões como estrutura de contenção**. 2005. 63 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil com ênfase Ambiental)-Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.

PATRÍCIO, A.; TEIXEIRA, R. **Dimensionamento e Execução de Cortinas do Tipo Berlim**. 2006. Disponível em: www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Muros%20de%20Berlim.pdf. Acesso em: 15 de setembro de 2018.

QUARESMA, A. R.; DÊCORT, L.; et al. Investigação geotécnica. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 3, p.119-162.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR, A. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 13, p.497-515

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4ª edição. São Paulo: Editora ZIGURATE, 2008.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS. **Ensaio Realizado: Resistência ao cisalhamento**. 2018. Disponível em: <http://www.labgeo.ufscar.br/ensaios.php?item=7>. Acesso em: 09 de outubro de 2018

APÊNDICE I – DETALHAMENTO MURO DE ARRIMO

APÊNDICE II – DETALHAMENTO PAREDE DE CONTEÇÃO

TCC - Geovanna.docx (11/05/2019):

Documentos candidatos

[docplayer.com.br/476...](#)
[2,26%]

[deciv.ufscar.br/inde...](#) [0,23%]

[passeidireto.com/arq...](#) [0,16%]

[labgeo.ufscar.br/ens...](#) [0,06%]

[geoserver.ing.puc.cl...](#) [0,05%]

[deciv.ufscar.br/inde...](#) [0,01%]

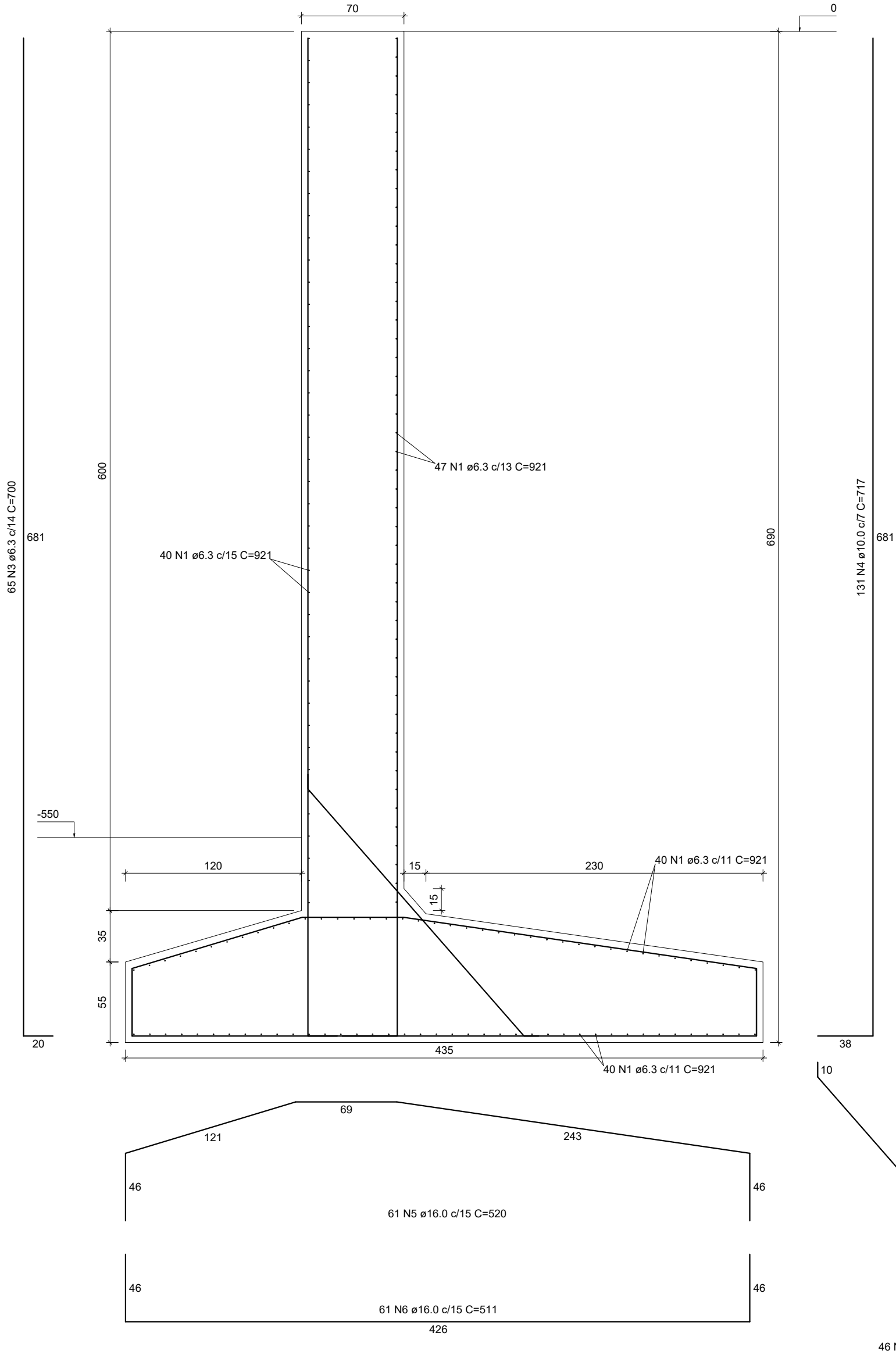
[www2.ufscar.br/](#) [0,01%]

[academia.edu/3422716...](#) [0%]

Arquivo de entrada: TCC - Geovanna.docx (7631 termos)

Arquivo encontrado		Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)
docplayer.com.br/476...	Visualizar	23380	687	2,26
deciv.ufscar.br/inde...	Visualizar	862	20	0,23
passeidireto.com/arq...	Visualizar	788	14	0,16
labgeo.ufscar.br/ens...	Visualizar	153	5	0,06
geoserver.ing.puc.cl...	Visualizar	4685	7	0,05
deciv.ufscar.br/inde...	Visualizar	135	1	0,01
www2.ufscar.br/	Visualizar	437	1	0,01
academia.edu/3422716...	Visualizar	139	0	0

M1
ESC 1:30



RELAÇÃO DO AÇO

M1

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	167	921	153807
	2	6.3	46	243	11178
	3	6.3	65	700	45500
	4	10.0	131	717	93927
	5	16.0	61	520	31720
	6	16.0	61	511	31171

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	2104.8	566.6
	10.0	939.3	637
	16.0	628.9	1091.9

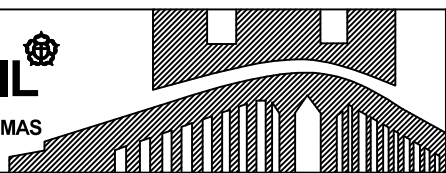
PESO TOTAL (kg)	
CA50	2295.5

Volume de concreto (C-25) = 68.93 m³
Área de forma = 200.71 m²



ULBRA

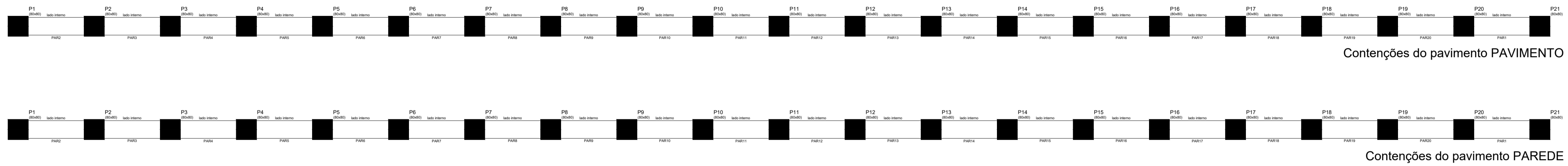
ENGENHARIA CIVIL
CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS



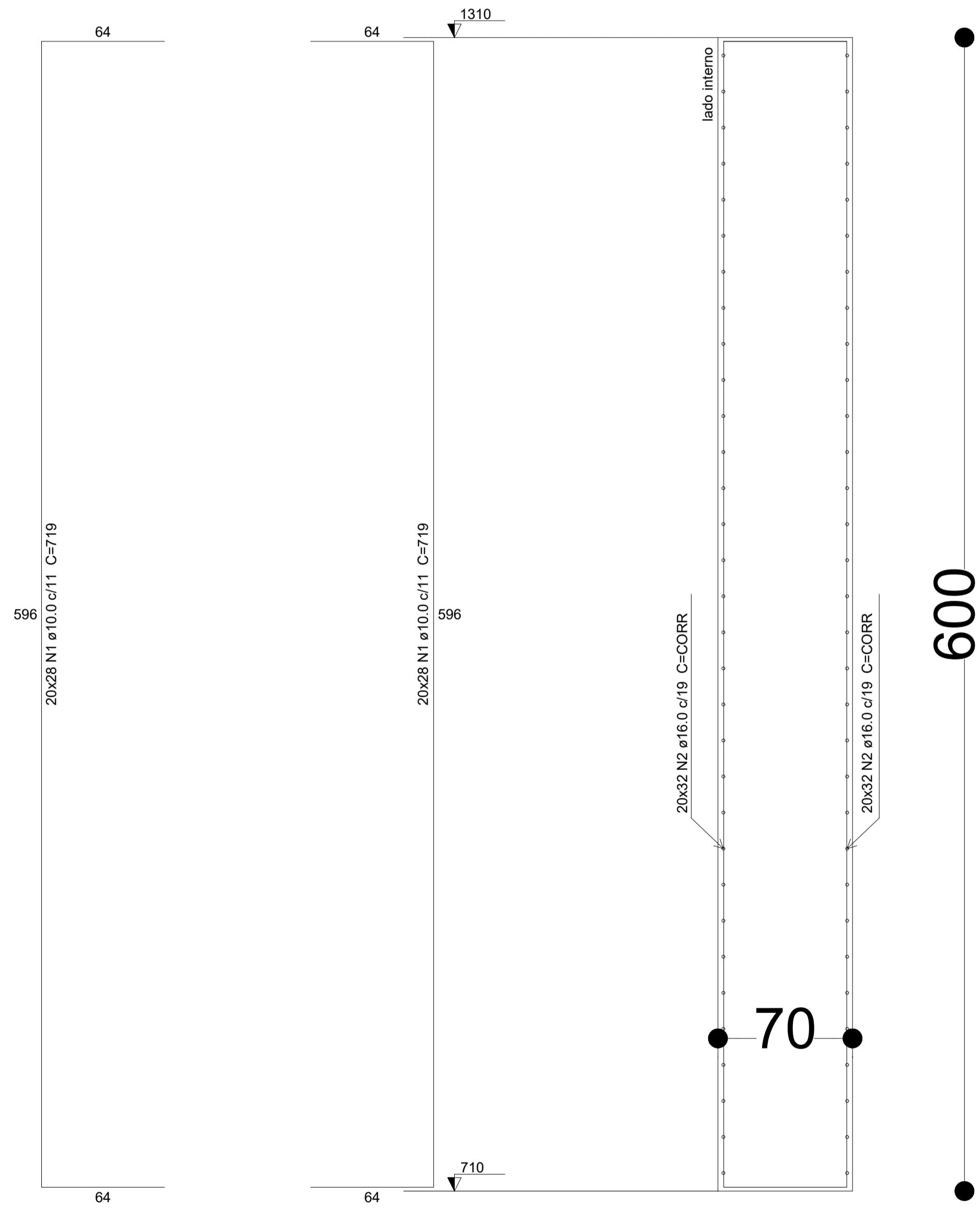
CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS
PELA PORTARIA MINISTERIAL N° 3.607 DE 17/10/2005 – D.O.U N° 202 DE 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

PROJETO: Detalhamento Muro de Contenção	ESCALA: 1/30
ACADÊMICA: GEOVANNA GUIMARÃES	FOLHA: 1/3
CURSO: ENGENHARIA CIVIL	ORIENTADOR: EDIVALDO DOS SANTOS
DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso 2 (TCC 2)	PERÍODO: 2019/1
ENDEREÇO: PALMAS – TO	



ESC. 1:100



PAR1 = PAR2 = PAR3 = PAR4 = PAR5 =
 PAR6 = PAR7 = PAR8 = PAR9 = PAR10 =
 PAR11 = PAR12 = PAR13 = PAR14 = PAR15 =
 PAR16 = PAR17 = PAR18 = PAR19 = PAR20

ESC. 1:20

Relação do aço

Contenções

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	1120	719	805280
	2	16.0	1280	CORR	469760

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 10 % (Barras)	PESO + 10 % (kg)
CA50	10.0	8052.8	739	5461.3
	16.0	4697.6	431	8155.8
PESO TOTAL (kg)				
CA50				13617.2

Volume de concreto (C-30) = 252 m³
 Área de forma = 762 m²

CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS
 COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO" RECREDENCIADA
 PELA PORTARIA MINISTERIAL N° 3.607 – D.O.U N° 202 DE 20/10/2005



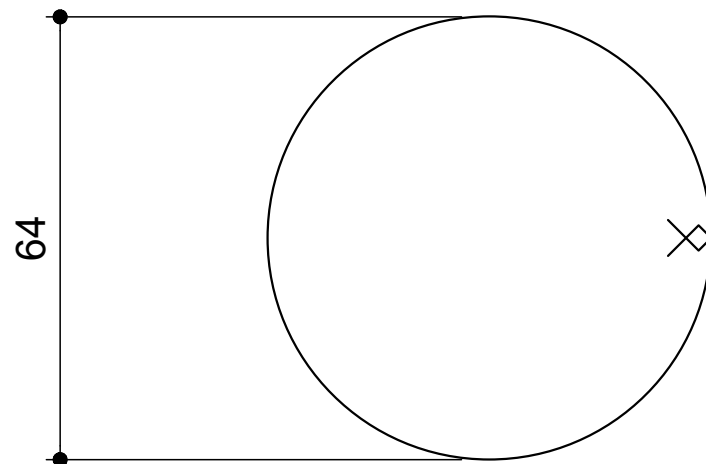
OBRA:
ESTRUTURA DE CONTENÇÃO
 ENDEREÇO:
 NENHUM
 CONTEÚDO
 DETALHAMENTO DA PAREDE DE CONTENÇÃO

PRANCHA:
2/3

DATA: 14/05/2019
 ESCALA: INDICADA

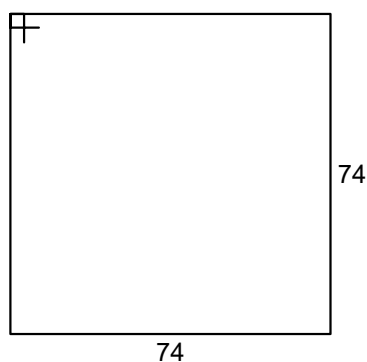
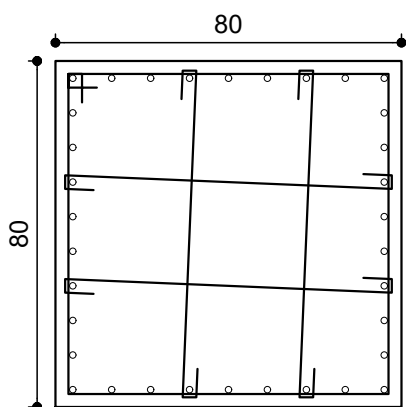
ACADÊMICOS: GEOVANA DA SILVA GUIMARÃES
 CURSO: ENGENHARIA CIVIL
 DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II
 ORIENTADOR (A): EDIVALDO DOS SANTOS
 PERÍODO: 2019/1

SEÇÃO
ESC 1:50



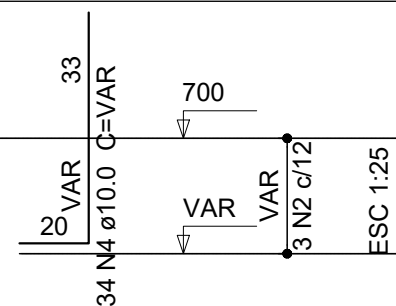
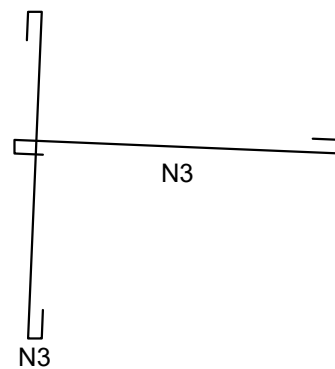
25 N1 ø5.0 C=210

P1
FUNDAÇÃO - L1
ESC 1:20



3 N2 ø6.3 C=308
6 N3 ø6.3 C=91

6 N3 ø6.3 C=91



Relação do aço

B1

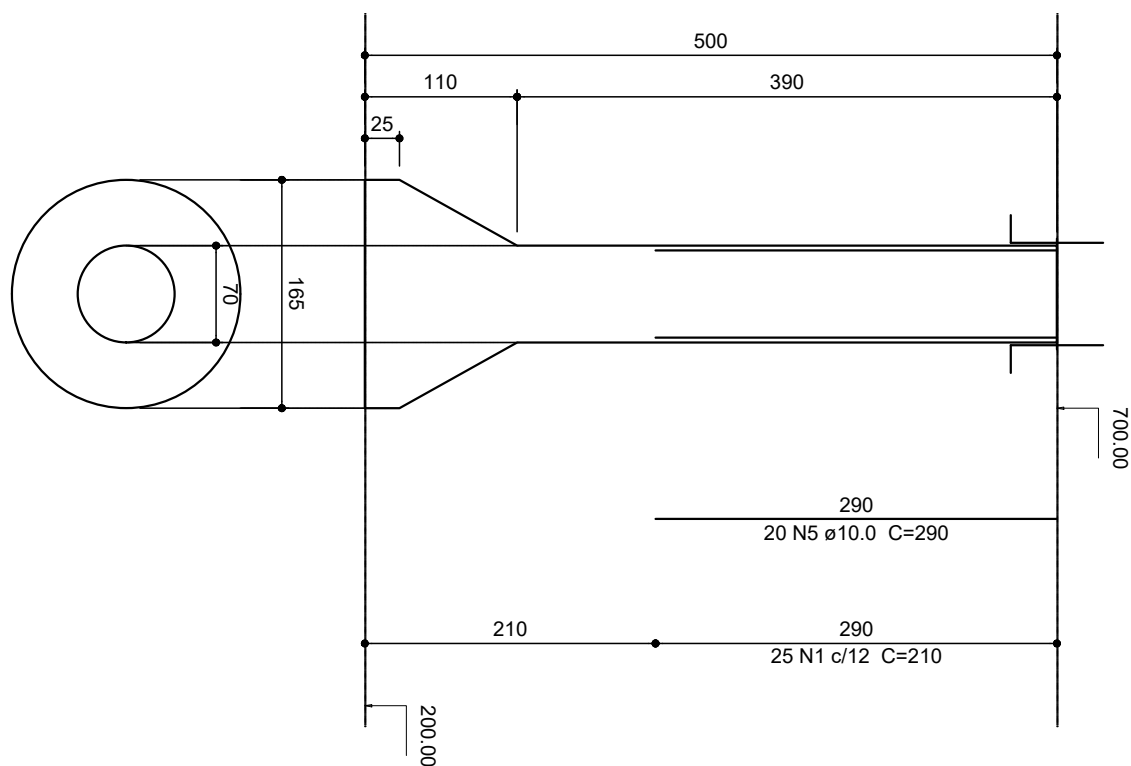
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	25	210	5250
CA50	2	6.3	3	308	924
	3	6.3	12	91	1092
	4	10.0	34	VAR	VAR
	5	10.0	20	290	5800

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 10 % (Barras)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	20.2	2	5.4
	10.0	86.6	8	58.7
CA60	5.0	52.5	5	8.9

PESO TOTAL (kg)	
CA50	64.1
CA60	8.9

Volume de concreto (C-30) = 3.32 m³
Área de forma = 1.07 m²



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

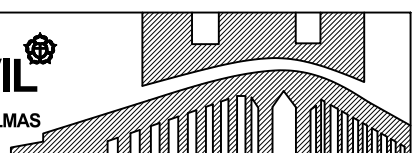
PELA PORTARIA MINISTERIAL N° 3.607 DE 17/10/2005 – D.O.U N° 202 DE 20/10/2005

ULBRA

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL



ENGENHARIA CIVIL
CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS



PROJETO:	Detalhamento Muro de Contenção	ESCALA:	1/30
ACADÊMICA:	GEOVANNA GUIMARÃES	FOLHA:	3/3
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	ORIENTADOR:	EDIVALDO DOS SANTOS
DISCIPLINA:	Trabalho de Conclusão de Curso 2 (TCC 2)	PERÍODO:	2019/1
ENDEREÇO:	PALMAS – TO		