



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

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

Thaynara Bueno Batista

PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO

Palmas – TO

2019

Thaynara Bueno Batista

PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO

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. Ms. Edivaldo Alves dos Santos

Palmas – TO

2019

Thaynara Bueno Batista

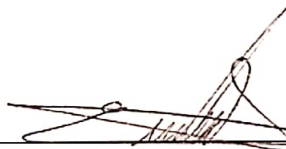
PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO

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. Ms. Edivaldo Alves dos Santos

Aprovado em: 12 / 11 / 2019

BANCA EXAMINADORA



Prof. Ms. Edivaldo Alves dos Santos.

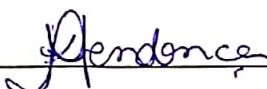
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Kênia Parente Lopes Mendonça

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2019

Dedico este trabalho aos meus pais Elza Bueno e Geraldo Pereira Batista por todo amor a mim dedicado, e pelo apoio e incentivo recebido ao longo dessa jornada de estudos.

Agradecimentos

- Agradeço a Deus pelo dom da vida e por me tornar forte nos momentos que eu mais precisava.
- Ao meu companheiro Josiel, pelo apoio e incentivo diário ao longo desses anos.
- À minha filha Ana Julia, por me dar mais sentido a vida.
- Ao meu professor orientador Ms. Edivaldo Alves dos Santos, pelas orientações e conhecimento a mim transmitido.
- Aos meu colegas, que contribuíram diretamente ou indiretamente para a conclusão não somente desse trabalho, mas do curso de engenharia civil.

RESUMO

BATISTA, Thaynara Bueno. **PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO**. 2019. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

Esse trabalho teve por finalidade apresentar um projeto de estrutura de contenção em concreto armado para a construção de uma garagem subterrânea, em uma obra residencial em Palmas, Tocantins. Seguido o levantamento bibliográfico, utilizou-se o software Geo5 para definir o carregamento do muro e verificações das análises de pré-dimensionamento, sendo em seguida verificadas ainda as condições de estabilidade do conjunto solo-muro pelos métodos de Bishop e Fellenius. Assim, determinado os esforços solicitantes nos elementos do muro foram posteriormente calculados a armadura resistente, utilizando o Eberick como ferramenta auxiliadora. Dessa maneira, as ferramentas computacionais auxiliaram no desenvolvimento das etapas de um projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto armado e fundação superficial.

Palavras-chave: Estrutura de contenção, Estabilidade, Muro de concreto.

ABSTRACT

BATISTA, Thaynara Bueno. **GEOTECHNICAL DESIGN OF A CONCRETE CONTAINMENT STRUCTURE**. 2019. 76 f. Course Conclusion Paper (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Lutheran Palmas Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

This work aimed to present a reinforced concrete containment structure project for the construction of an underground garage in a residential project in Palmas, Tocantins. Following the bibliographic survey, the Geo5 software was used to define the wall loading and pre-sizing analysis checks, and then the stability conditions of the soil-wall ensemble were verified by the methods of Bishop and Fellenius. Thus, determining the stressing forces on the wall elements were subsequently calculated the resistant reinforcement, using Eberick as an auxiliary tool. In this way, the computational tools assisted in the development of the stages of a geotechnical design of a reinforced concrete retaining structure and surface foundation.

Keywords: Retaining structure, Stability, Concrete wall.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Tipos de estruturas de muro	18
Figura 2. Seções de muro a flexão.....	19
Figura 3. Seção transversal de cortina ancorada.....	20
Figura 4. Plano de Ruptura	21
Figura 5. Esquema do ensaio de cisalhamento direto.....	22
Figura 6. Equipamento para ensaio de SPT.....	24
Figura 7. Correlação entre NSPT, densidade relativa e ângulo efetivo do solo.....	26
Figura 8. Situações de estados ativo e passivo	28
Figura 9. Círculos de Mohr representativos dos estados limites e repouso.....	29
Figura 10. Círculo de mohr em solo coesivo.....	30
Figura 11. Empuxo passivo com poropressão nula.....	32
Figura 12. Diagrama de corpo livre para solos não coesivos	32
Figura 13. Deslizamento da base.....	34
Figura 14. Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros.....	34
Figura 15. Tombamento	36
Figura 16. Esforço na base do muro	36
Figura 17. Ruptura no solo de fundação.....	37
Figura 18. Verificação da capacidade de suporte do solo da fundação.....	38
Figura 19. Massa de Solo dividida em fatias.....	40
Figura 20. Fatia de solo analisada individualmente	40
Figura 21. Análise do Dimensionamento.....	44
Figura 22. Lançamento do Muro	45
Figura 23. Lançamento do Empuxo.....	46
Figura 24. Lançamento da Geometria do Muro.....	47
Figura 25. Lançamento de Cargas sobre o Solo	48
Figura 26. Entrada da Geometria e do Tipo de Muro.....	50
Figura 27. Verificação da Estabilidade Externa e Estabilidade do Muro.....	51
Figura 28. Croqui de Locação.....	61
Figura 29. Croqui de Sondagem.....	62
Figura 30. Laudo de Sondagem.....	63
Figura 31. Forças atuantes e dimensões do muro.....	65
Figura 32. Verificação de estabilidade.....	66
Figura 33. Forças atuantes na fundação.....	67
Figura 34. Detalhamento do muro.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Coeficiente de Poisson.....	27
Tabela 2. Classificação dos solos.....	53
Tabela 3. Avaliação dos Parâmetros de Resistência edeformabilidade em Função do SPT.....	54
Tabela 4 Peso específico de solos argilosos.....	55
Tabela 5 Correlação entre NSPT e Tensão Admissível para solos granulares.....	56
Tabela 6 Correlação entre NSPT e Tensão Admissível para solos coesivos.....	56

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Dados do solo com base no NSPT.....	64
Quadro 2. Características do solo.....	69
Quadro 3. Geometria do muro.....	69
Quadro 4. Empuxos ativos.....	70
Quadro 5. Cargas verticais e momentos resistentes.....	70
Quadro 6. Verificação do muro.....	71
Quadro 7. Dimensionamento armadura.....	71
Quadro 8. Resumo de aço.....	71
Quadro 9. Volume de concreto e área de forma.....	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CEULP Centro Universitário Luterano de Palmas

ELU Estado Limite Último

FS Fator de Segurança

SPT *Standard Penetration Test*

ULBRA Universidade Luterano do Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

c - Coesão
 q_{\max} - Capacidade de carga máxima
 q_s - Sobrecarga efetiva
 B ou b - Largura da base do muro
 E_a - Empuxo ativo
 E_{a1} - Empuxo ativo na seção do muro
 E_h - Empuxo ativo horizontal
 E_p - Empuxo passivo
 E_v - Empuxo ativo vertical
 F_r - Força resistente
 FS - Fator de segurança
 h - altura da seção
 H - Altura do muro
 H_1 - Altura do muro na seção
 M - Momento fletor
 M_a - Momento atuante
 M_o - Momento em relação ao centro de gravidade da sapata
 M_{r1} - Momento resistente
 MS_1 - Momento relativo ao empuxo ativo.
 N_c, N_q, N_γ - Fatores de capacidade de carga
 P ou P_p - Força exercida pelo muro para evitar o escorregamento
 P_{a1} - Parcela do empuxo na seção
 P_c - Peso do muro de concreto
 P_s - Peso do solo
 W - Peso da massa de solo deslizando
 V - Carga vertical

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 PROBLEMA DA PESQUISA	15
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivos Específicos	15
1.3 JUSTIFICATIVA	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	16
2.1.1 Muro	17
2.1.2 Solo Grampeado	19
2.1.3 Cortina	20
2.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	21
2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto	21
2.2.2 Ensaio de Sondagem	23
2.3 EMPUXOS DE SOLO	27
2.3.1 Tipos de Empuxo	27
2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	33
2.4.1 Condições de Estabilidade	33
2.4.2 Métodos Determinísticos	38
2.5 ARMADURA	41
2.6 SOFTWARE	42
2.6.1 Eberick	42
2.6.2 Geo 5	48
3. METODOLOGIA	52
3.1 DESENHO DO ESTUDO	52
3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA	52
3.3 OBJETO DE ESTUDO	52
3.4 INSTRUMENTOS DE COLETA DE DADOS E ANÁLISE	52
3.4.1 Definição de Escopo e Levantamento Bibliográfico	52
3.4.3 Características Geotécnicas	53
3.4.4 Pré-dimensionamento	56

3.4.4 Determinação dos Esforços Atuantes	57
3.4.5 Verificação das Condições de Estabilidade	58
4. RESULTADOS	61
4.1 DIMENSIONAMENTO.....	61
4.2 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA	67
4.2.1 GEO5	67
4.2.2 EBERICK.....	68
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
REFERÊNCIAS	74
APÊNDICES	76

1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento alcançado pelo homem nas últimas décadas e devido ao crescimento da população, surgiu-se a necessidade de ocupar regiões de difícil acesso, como por exemplo, encostas de morros e montanhas para construir moradias, edifícios e vias de transporte. Neste sentido, gerou-se a necessidade de desenvolver artifícios que possibilitem a utilização dessas áreas que possuem a topografia desfavorável (Massad, 2003).

As obras de terra como a construção de uma barragem, de uma estrada, a implantação de um loteamento em região montanhosa requer cortes de taludes, o que modifica diretamente a natureza. Tais ações interferem o equilíbrio natural, onde surge à necessidade de obras de contenção para evitar escorregamentos e erosão (Massad, 2003).

A engenharia civil como responsável por grandes empreendimentos de impressionantes formas e tamanhos utiliza técnicas que garantem estabilidade e segurança às edificações durante e após a construção. Essas técnicas são as estruturas de contenção que dão estabilidade a obras que não possuem um estado natural de equilíbrio. Além disso, as obras de contenção são utilizadas em situações em que o espaço disponível não permite construir um talude para estabilizar a encosta.

Segundo Luiz (2014), estruturas de contenção são obras necessárias quando o estado de equilíbrio natural de um maciço de solo ou rocha é alterado. A estrutura devera exercer pressão sobre o solo, assim como suportar pressões laterais (empuxos) do material contido para garantir a estabilidade, evitando deformações excessivas e até mesmo o seu colapso.

O projeto e a execução das estruturas de contenção exigem um conhecimento geotécnico amplo da massa de solo a ser contida, para determinar as forças que atuam contra a estrutura, somente após estar ciente dos carregamentos que estarão submetidas tais estruturas, podemos realizar a escolha da estrutura que será utilizada, bem como realizar o seu dimensionamento.

No Brasil é ainda muito incipiente a utilização de estudo e análise das condições que deflagram os deslizamentos sendo estes uma ferramenta que podem ser utilizadas pelo poder público para prevenção de acidentes e prejuízos.

Nesse sentido, o presente trabalho propõe o dimensionamento de uma estrutura de contenção em concreto para uma garagem subterrânea de uma residência em Palmas-TO, apresentando para isso o método construtivo que melhor se adequa às características da obra.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

Na construção civil, é comum verificar na execução de determinada obra, regiões que apresentam uma topografia desfavorável em seus terrenos ou exigências arquitetônicas que modifiquem o terreno natural local. Surgindo assim, a necessidade do uso de técnicas que possibilitem a estabilização do maciço de solo, garantindo segurança na execução e assegurando a vida útil da estrutura.

Ainda na etapa de concepção, essas técnicas podem ser consideradas, impactando diretamente no futuro do projeto, sendo necessário, em alguns casos, a utilização de estruturas de contenções.

O sucesso da estabilização de um maciço de solo depende de vários fatores que estão diretamente ligados à característica do solo local, sendo necessário estudá-lo, para que a estrutura suporte as pressões laterais do material a ser contido, garantindo a segurança e estabilidade do maciço de solo.

Tendo em vista a necessidade de estudos que permitam controle sobre o comportamento do solo e estrutura, além de minimizar as falhas decorrentes ao processo, o dimensionamento de uma estrutura de contenção em concreto, voltada para as características do local e todas suas necessidades, favorecem a segurança da obra e controle das variáveis no processo.

Dessa forma, o presente trabalho propõe a investigar o seguinte problema: qual o tipo de estrutura de contenção de concreto mais adequado para a construção de uma garagem subterrânea de uma residência em Palmas- TO?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Projetar uma estrutura de contenção, que suportará os empuxos exercidos pelo solo, para a construção de uma garagem subterrânea, em obra residencial, em Palmas - TO.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar geotecnicamente o solo.
- Determinar os empuxos atuantes com o uso do software Geo5.
- Escolher a estrutura de contenção.
- Dimensionar estrutura de contenção de solo para a construção de uma garagem subterrânea.

1.3 JUSTIFICATIVA

Cada vez mais, os estudos de estabilização de maciço de solo, juntamente com suas formas de contenção se tornam necessários devido aos grandes desastres acarretados pelos deslizamentos de terras ou movimentos de blocos rochosos. Escorregamentos esses oriundos do aumento da urbanização, que tem se expandindo para locais inapropriados. Os estudos geotécnicos desempenham um papel de grande importância em empreendimentos civis, pois através desses estudos que se podem conhecer as particularidades de cada camada do solo, como índices físicos, caracterização e resistência.

A realização dessa pesquisa se justifica ao verificar os ganhos de segurança com a execução de uma estrutura de contenção de solo, devido à corte em terreno, para realização de uma garagem subterrânea em um projeto residencial a ser executado em Palmas-TO.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Nessa etapa serão apresentados os conceitos que norteiam e embasam o presente trabalho, apresentando os conceitos pertinentes para a elaboração de um projeto de contenção.

2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Estruturas de contenção é todo elemento que recebe solicitações de empuxos ou tensões advindas de um maciço de solo, onde esse tipo de estrutura se destina a contrapor essas ações e estabilizar um terreno alterado por escavação, corte ou aterro.

Para o dimensionamento da estrutura de contenção deve-se conhecer os esforços atuantes sobre ela, bem como o empuxo de terra, sobrecarga sobre o terreno, nível d'água atingindo a estrutura, outros fatores relevantes.

As contenções podem ser classificadas como provisória ou definitiva. Sendo a provisória caracterizada como uma estrutura temporária, com contenções flexíveis escoradas ou não, podendo ser removida quando cessada sua necessidade. Indica-se para esses casos as cortinas e estacas. Já para a contenção definitiva, indica-se o uso de estrutura mais robusta, uma vez que é empregada de modo permanente, não permitindo reaproveitamento dos componentes.

Para que haja um bom dimensionamento de uma estrutura de contenção, deve-se previamente analisar os esforços no qual a estrutura está submetida e verificar os possíveis problemas quanto a estabilidade da contenção.

As estruturas de contenção podem ser muros, solos grampeados ou cortinas, que estão submetidas aos esforços provenientes do solo contido.

2.1.1 Muro

Os muros podem ser divididos em muro de peso ou gravidade, construídos de alvenaria de pedras, concreto ciclópico, gabiões, solo-cimento ou solo reforçado e muro de flexão, constituídos de concreto armado e podem ser com ou sem contraforte e com ou sem ancoragens.

2.1.1.1 Muro de peso ou gravidade

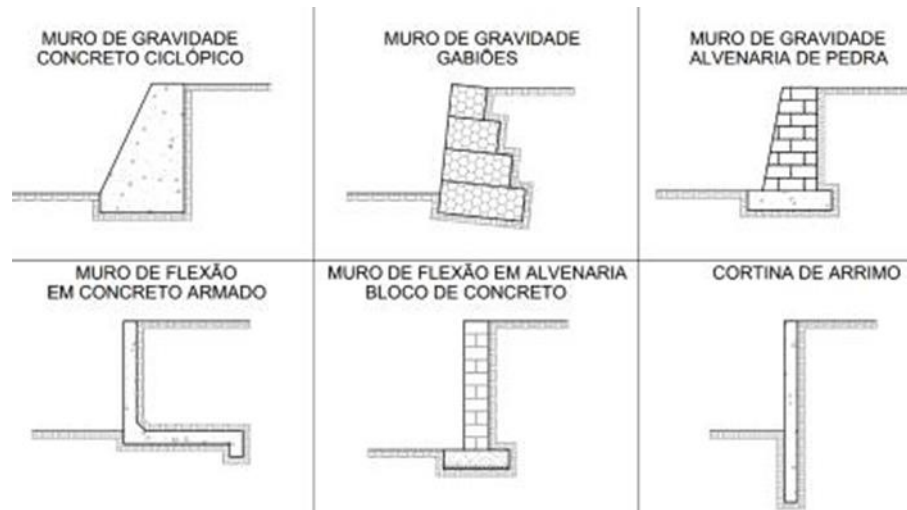
Muros de peso ou gravidade são estruturas de contenção corridas, robustas, que utilizam o seu peso próprio e esforços na base como forma de contenção do empuxo de terra, garantindo a estabilidade. Esses tipos de estrutura são geralmente empregados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5 metros.

Os muros a gravidade devem ser dimensionados de forma a não apresentar tensões de tração e resistir ações laterais. Os mesmos podem ser projetados em perfis retangular, trapezoidal e escalonado, e os principais materiais empregados são alvenaria de pedra, concreto ciclópico e solo-cimento ensacado (GEO-RIO, 2014).

- Alvenaria de pedra: são constituídos de pedras com dimensões regulares, organizadas manualmente, normalmente empregado em muro de até 2 m de altura.
- Gabiões: constituído de pedra arrumadas manualmente em gaiolas metálicas de fios de aço galvanizado com dupla torção. As gaiolas são de seções transversais quadradas ou retangulares, sobrepostas umas às outras e amarradas entre si, enquanto as pedras possuem os diâmetros entre 1 a 2 vezes maior que a dimensão da malha de aço.
- Concreto ciclópico: são construídas concreto e blocos de rochas de dimensões diferentes, tipicamente pedra de mão. Sua execução é feita através da montagem da forma e preenchimento com concreto e blocos. É indicado para pequenas alturas e geralmente possui seção transversal trapezoidal.
- Solo-cimento ensacado: é constituído de sacos preenchidos por solo e cimento dispostos em camadas. Sua maior vantagem é sua facilidade de adaptação à topografia do local, além de ser de fácil execução.

A figura 1 apresenta alguns tipos de estrutura de muro existente, entre os citados e demais tipos.

Figura 1. Tipos de estruturas de muro



Fonte: Luiz (2014).

2.1.1.2 Muro de flexão

Diferentes do muro de gravidade, os muros de flexão são estruturas elásticas, feitos com concreto armado, que dependem de parte do peso próprio da estrutura para resistir a esforços de flexão provocados pelo empuxo (DOMINGUES, 1997).

O autor ressalta ainda que, usualmente os muros de flexão são construídos em concreto armado, e em sua maioria possuem fundação direta, apesar de alguns casos especiais necessitarem de fundações profundas. Devido a isso, apresenta como principal vantagem o menor volume da estrutura para conter o empuxo de terra, sendo ideal em casos de aplicação de limitação de espaço disponível.

Quando há limitação de espaço para base e a fundação for resistente, podem ser utilizadas ancoragens ou chumbadores na base do muro, atentando-se sempre para que a execução destes não prejudique obras no futuro. No caso de fundações em solos menos resistentes, há a possibilidade de substituir esse material de baixa capacidade por um material com boa resistência, através da compactação ou mistura com cimento (LUIZ, 2014).

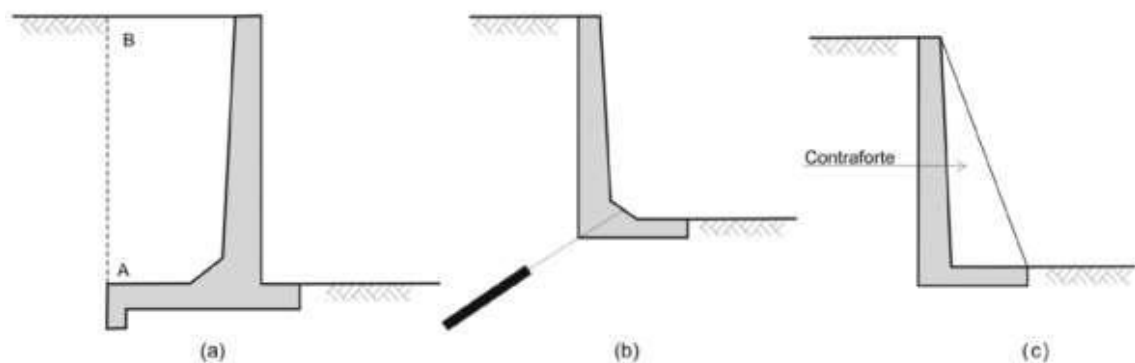
Suas seções transversais na maior parte dos casos são em L, ou em T invertido para proporcionar alturas maiores. Podem ser construídos em concreto simples ou armado, e possui

custo elevado para alturas acima de 5 a 7 metros. A largura apresenta entre 50 e 70% da altura do muro. Para o caso de alturas maiores, utiliza-se ancoragem com tirantes ou a construção de contrafortes, que possibilita um melhor desempenho estrutural diminuindo a espessura da parede (LUIZ, 2014).

“Os muros com perfil L podem apresentar ou não dente de ancoragem. O dente de ancoragem é usado para aumentar a resistência ao escorregamento, garantindo assim, maior ancoragem no terreno.” (DOMINGUES, 1997, p.07).

A figura 2 traz várias seções de um muro a flexão, sendo o exemplo (a) seção T invertido; (b) seção em L com ancoragem e (c) seção com contrafortes.

Figura 2. Seções de muro a flexão



Fonte: GEO-RIO, (2014).

2.1.2 Solo Grampeado

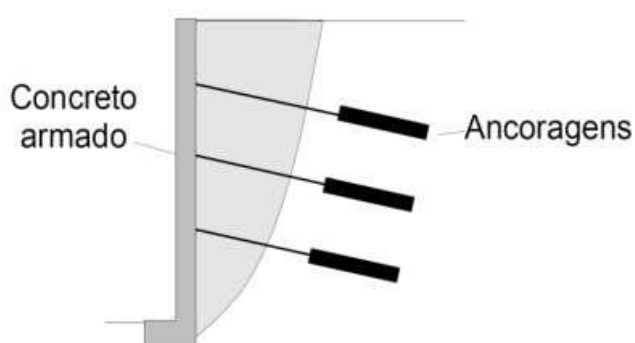
Solo grampeado é uma contenção feita através de grampos introduzidos no terreno, resistentes à flexão composta, reduzindo a deformação do solo. Esses grampos, são elementos passivos que só são solicitados quando o solo sofre deformação, sendo no projeto considerado sua resistência a tração e em alguns casos sua resistência ao cisalhamento GEO-RIO (2014).

A execução é realizada através da escavação em etapas. Em cada etapa uma espessura de solo, em geral de 1 a 2 m, é escavado e em seguida instalado o grampo, que devem receber tratamento anticorrosivo, antes da perfuração. A instalação é feita perfurando em aproximadamente 15° com horizontal o talude já escavado, com perfuração de diâmetros entre 75 mm e 125 mm. Após a perfuração, o grampo é inserido e injeta-se calda de cimento sem pressão.

A execução da face é de fundamental importância para evitar a erosão superficial e a estabilidade do solo entre os grampos. A face comumente é realizada em concreto projetado, porém pode ser empregado a revegetação ou blocos pré-moldados. O concreto projetado é empregado com uma tela metálica para garantir a estabilidade superficial, sendo usado em áreas de fácil acesso.

A Figura 3 apresenta a seção transversal de uma cortina ancorada, de forma a garantir a estabilidade do terreno.

Figura 3. Seção transversal de cortina ancorada



Fonte: GEO-RIO, (2014).

2.1.3 Cortina

“As cortinas diferem estruturalmente dos muros de sustentação, por serem flexíveis e terem peso próprio desprezível em face das demais forças atuantes” (CAPUTO, 1988, p.150).

Cortina ancorada destinam-se a resistir às pressões laterais devidas à terra e à água. Funciona como uma contenção através de paredes verticais ou subverticais de concreto armado com ancoragens fixadas no terreno. As paredes apresentam espessura entre 20 e 40 cm, sendo está definida através do espaçamento entre as ancoragens e das cargas solicitadas.

Quando a cortina é executada para conter um talude que vai ser cortado, sua execução é realizada pelo método descendente em nichos. Cada faixa é escavada em nichos alternados, executando as ancoragens nos trechos cortados. Já os trechos não cortados terão a realização das ancoragens em seguida. Após a execução de todos os tirantes da fileira, a cortina deve ser construída (forma, armadura e drenagem), finalizando esta e repete-se o mesmo procedimento nas fileiras seguintes. A escavação em nichos garante a estabilidade durante a obra,

minimizando deformações principalmente no caso de existir construções vizinhas. As ancoragens devem ser fixadas em uma região estável e receber uma proteção a fim de evitar a corrosão.

2.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

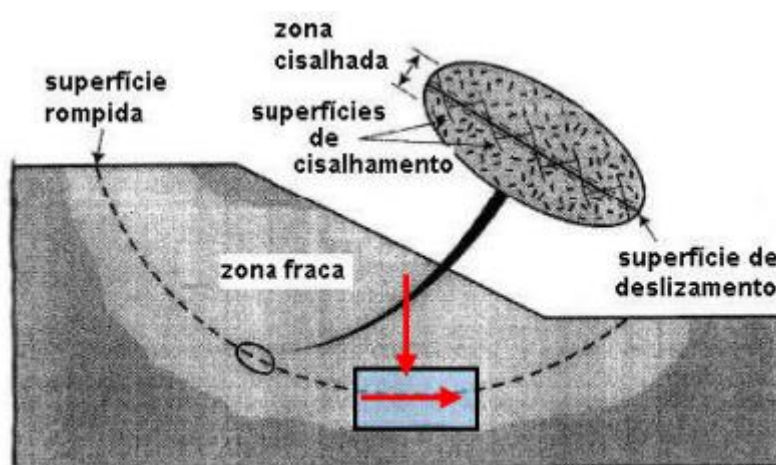
A resistência ao cisalhamento é a resistência interna por área unitária que a massa de solo pode oferecer para resistir a ruptura e a deslizamento ao longo de qualquer plano no seu interior.

BornSales Engenharia (2018) descreve que o plano de investigação geotécnica consiste no planejamento e execução de ensaios de campo e laboratório, com o objetivo de identificar as camadas de solo e substrato rochoso, permitindo definir o modelo de comportamento do terreno de fundação e os valores de parâmetros geotécnicos.

Dessa maneira, o ensaio de cisalhamento direto O ensaio de cisalhamento direto é utilizado para determinar parâmetros de resistência do solo, que são a tensão de cisalhamento, coesão e ângulo de atrito interno.

Consiste em um ensaio relativamente simples, onde a principal função é verificar a variação que o solo sofre sob ação de uma força cisalhante, determinando a máxima força cortante admissível, por meio da imposição de um plano de ruptura em uma amostra, conforme demonstrado na figura 4.

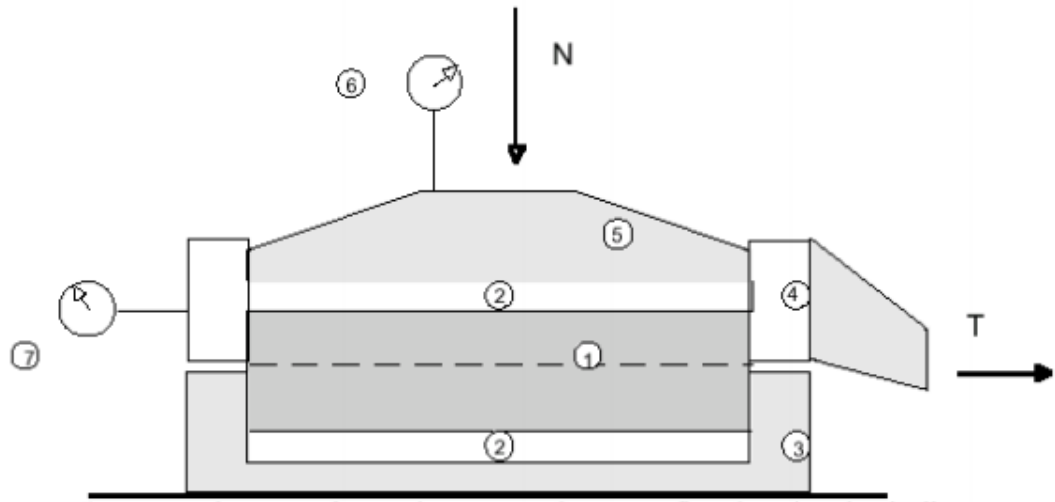
Figura 4. Plano de Ruptura



Fonte: Gerscovich (2010).

O ensaio relaciona diretamente tensões normal e cisalhante, que são aplicadas a um corpo de prova confinado em uma caixa bipartida. Que, quando este é levado à ruptura, o par de valores definem o ponto sobre a envoltória de tensões do solo.

Figura 5. Esquema do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Gerscovich (2010).

Onde: 1 - Corpo de prova; 2 - pedra porosa; 3 - parte fixa da caixa de cisalhamento; 4 - parte móvel da caixa de cisalhamento; 5 - cabeçote metálico; 6 - extensômetro para medida de variação de altura do corpo de prova; 7 - extensômetro para medida do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de cisalhamento.

A amostra é colocada em uma caixa bipartida, onde se aplica a força normal N , constante, aumentando-se progressivamente a força tangencial T e provocando se o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura. Durante o ensaio a área correspondente ao plano de ruptura vai sendo reduzida. Com isso as tensões normal e cisalhante vão sendo alteradas durante o ensaio; isto é:

$$\sigma = N/A_c \text{ e } \tau = T/A_c \quad (1)$$

Onde A_c é a área corrigida da seção transversal da amostra.

2.2.2 Ensaio de Sondagem

O ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*) é um método de grande utilização e apresenta facilidade na execução do procedimento do ensaio de sondagem, sendo esse utilizado para investigação do solo.

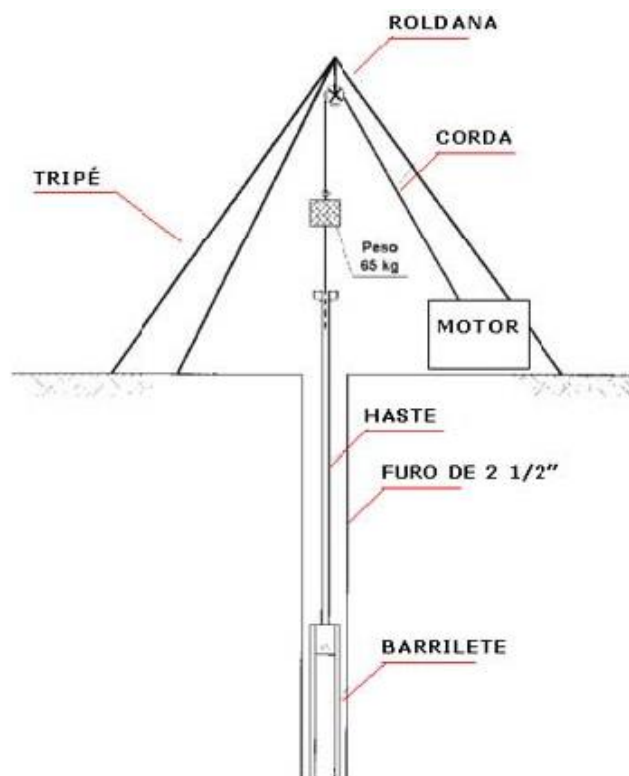
Esse tipo de sondagem define a densidade de solos granulares e indica e indica a consistência de solos coesivos e rochas brandas (SCHAIID,2000).

A NBR 8036:1983 – Programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios, estabelece a quantidade mínima de perfuração para realização do ensaio. Ressaltando como critério:

- Fazer dois furos se a área for inferior a 200 m².
- Fazer três furos se essa área for entre 200 e 400 m².
- De 400 a 1.200 m², um furo a cada 200 m².
- Entre 1.200 e 2.400 m², um furo por 400 m² e,
- Acima disso, o número de sondagens fica a critério do engenheiro responsável.

O ensaio consiste na perfuração do solo, a uma profundidade que varia de acordo com o tipo de obra e o tipo de terreno, ficando em geral entre 10 a 20 m. Enquanto não se encontra água, o avanço da perfuração é feita em geral, com um trado espiral (helicoidal). A figura 6 traz a ilustração do equipamento utilizado a realização do ensaio.

Figura 6. Equipamento para ensaio de SPT.



Fonte: Coelho (2015).

Durante a perfuração, a cada metro de avanço é feito um ensaio de cravação do amostrador no fundo do furo, para medir a resistência do solo e coletar amostras, que é cravado através do impacto de uma massa metálica de 65 kg caindo em queda livre de 75 cm de altura.

Na sondagem à percussão são coletadas amostras, que devem ser acondicionadas em sacos plásticos ou ordenadas nas próprias caixas de amostragem. As amostras retiradas por sedimentação da água de lavagem ou de circulação também devem ser guardadas.

O resultado do teste SPT, ou seja, o índice SPT foi definido por Terzaghi-Peck, que nos diz que o índice de resistência à penetração (SPT) é a soma do número de golpes necessários à penetração no solo, dos 30 cm finais do amostrador. Desprezando-se, portanto, o número de golpes correspondentes à cravação dos 15 cm iniciais do amostrador, conhecido com NSPT.

2.2.2.1 Correlação do NSPT com o solo

Para definir o valor do NSPT deve-se levar em consideração que a energia aplicada na prática é correspondente a 70% da energia teórica no Brasil, porém, internacionalmente, é considerado 60% da energia teórica considerada, conforme demonstra a equação abaixo (SCHNAID, 2000).

$$N_{60} = \frac{(NSPT * Energia Aplicada)}{0,60} \quad (2)$$

Os parâmetros do solo como ângulo de atrito interno, peso específico, coesão, dentre outros, normalmente são definidos por meio de ensaios laboratoriais que fazem uso de amostras do solo a ser estudado. Em determinados casos, onde não se dispõe de tais ensaios é possível fazer a determinação desses parâmetros de maneira semi-empírica a partir de correlações feitas com os resultados do ensaio SPT (SCHNAID, 2000).

Segundo a NBR 6122:96, são considerados métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais, estimados com base em correlações, são usadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos.

Alonso (2010) diz que, os parâmetros de resistência do solo designam a tensão máxima de cisalhamento que o solo pode suportar sem colapsar, sendo esse arbitrado, em função do atrito interno efetivo e coesão do solo.

O autor ainda afirma que, o ângulo de atrito interno consiste na relação entre a tensão cisalhante máxima e a tensão normal. Sendo, a coesão a parcela de resistência independente da tensão normal aplicada no solo (ALONSO, 2010).

Schnaid (2000) relaciona o NSPT com a densidade relativa do solo (D_r), por meio das equações abaixo:

$$D_r = \left(\frac{N}{0,23 \cdot \sigma'_v \cdot 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

$$D_r = \left(\frac{N}{0,28 \cdot \sigma'_v \cdot 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

Sendo, D_r a densidade relativa do solo; $N=N_{60}$ e σ'_v = tensão vertical efetiva.

Já para a determinação do ângulo de atrito interno efetivo, deve-se aplicar as equações abaixo, com base no valor da densidade relativa do solo encontrado anteriormente.

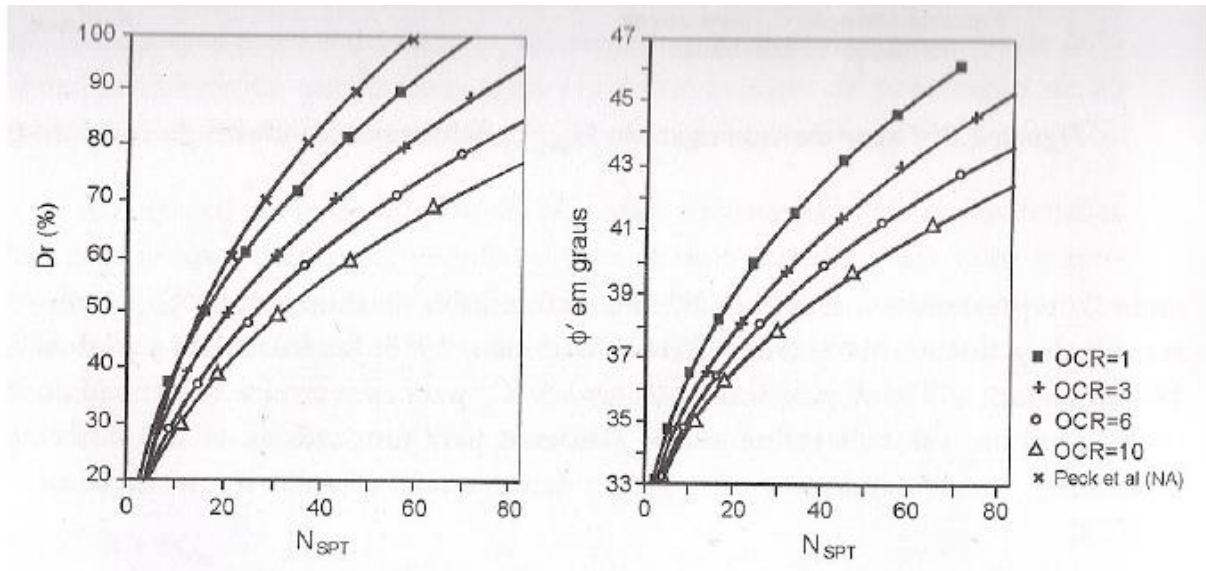
$$(1,49 - D_r) \cdot \tan \varphi' = 0,712 \quad (5)$$

$$\varphi' = 33 + \{3 \cdot [D_r \cdot (10 - \ln \rho) - 1]\} \quad (6)$$

Onde, φ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo; ρ' = tensão efetiva média.

Os valores podem ainda ser determinado por meio de ábaco que correlacionam os valores destes com o NSPT corrigido (N_{60}).

Figura 7. Correlação entre NSPT, densidade relativa e ângulo efetivo do solo.



Fonte: Schnaid e Milititsky (1995).

Quanto aos parâmetros de deformabilidade, é definido por meio do módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), que apontam para o sentido das deformações que ocorrerão no solo, em função de aplicação de determinada tensão.

Schnaid (2012), aponta as equações abaixo, como determinantes do módulo de elasticidade para solos residuais, sendo $N_{SPT,60}$, o valor do NSPT multiplicado por 1,17.

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} \quad (7)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} + 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (8)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} - 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (9)$$

Mas, segundo Ruver (2005), o valor do módulo de elasticidade para solo residual, pode ser obtido na fórmula abaixo, que sofreu ajuste linear dos resultados de gráfico resultante de estudos do módulo de elasticidade e $NSPT_{60}$, de vários casos de estudo.

$$E = 1,89 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

Enquanto que, o coeficiente de Poisson, é determinado por meio da tabela 1, que demonstra os variados tipos de solos.

Tabela 1 Coeficiente de Poisson.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Cintra et al., 2003.

O autor cita ainda, que para os tipos de solos argilosos e arenosos, é utilizado os valores abaixo, conforme recomenda Mayne e Poulos (1999).

$$\nu' = 0,15 \pm 0,05 \quad (10)$$

2.3 EMPUXOS DE SOLO

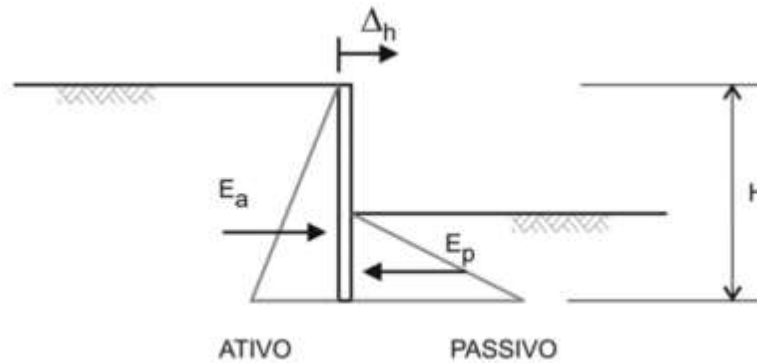
2.3.1 Tipos de Empuxo

O empuxo de terra é a resultante das tensões provocadas pela massa de solo numa determinada superfície, como em uma estrutura de contenção, que são causadas por carregamento externo ou pelo peso próprio do solo e por cargas aplicadas no solo, fazendo-se com que a estrutura em contato com o solo desempenhe a função de contenção para resistir a estes esforços. A distribuição de tensões e o conseqüente valor do empuxo dependem da interação entre estrutura e solo mais especificamente da magnitude e sentido do deslocamento da estrutura.

As tensões no solo são classificadas de acordo com o deslocamento lateral, que são:

- Empuxo Ativo (E_a): quando o solo exerce esforço contra o muro diminuindo as tensões horizontais.
- Empuxo Passivo (E_p): quando o muro exerce esforço contra o solo, aumentando as tensões horizontais.
- Empuxo em Repouso: quando não há deformações laterais.

Figura 8. Situações de estados ativo e passivo



Fonte: GEO-RIO (2014).

Para os empuxos passivos e ativos são realizados cálculos por meio das teorias de Estado Limite, que podem ser de utilização ou de ruptura, a depender dos deslocamentos existentes, estimados de acordo com o tipo de movimento da estrutura (translação e rotação do pé).

E, o valor do coeficiente de empuxo no repouso depende de parâmetros geotécnicos do solo, como, por exemplo, índice de vazios, ângulo de atrito e razão de pré-adensamento.

2.3.1.1 Empuxo em Repouso

A situação do empuxo em repouso se dá quando não foram introduzidas nenhuma deformação associada à realização de operações afetando este solo. As tensões existentes no solo são exclusivamente às ações resultantes do peso próprio.

Em virtude da simetria existente, as pressões laterais são iguais, acarretando a ausência de tensões tangenciais no plano vertical e horizontal pelo que as tensões principais terão exatamente as direções horizontal e vertical.

A relação entre as pressões lateral e vertical, que consiste no coeficiente de empuxo em repouso, é dada pela seguinte expressão:

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (11)$$

Onde, σ_h é a direção horizontal das tensões e σ_v é a direção vertical das tensões.

Já o valor de K_0 é constante com a profundidade para solos de origem sedimentar natural, de forma que, quando apenas o peso próprio do solo atuar, as pressões laterais irão variar de maneira linear. Já para solos argilosos e arenosos, Jaky (1994), determinou K_0 como:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi) \quad (12)$$

Sendo, φ o ângulo de atrito interno do solo.

2.3.1.2 Empuxo Ativo e Passivo

Os empuxos ativos e passivos, podem ser melhor estudados por meio de teorias que serão mais exploradas a seguir.

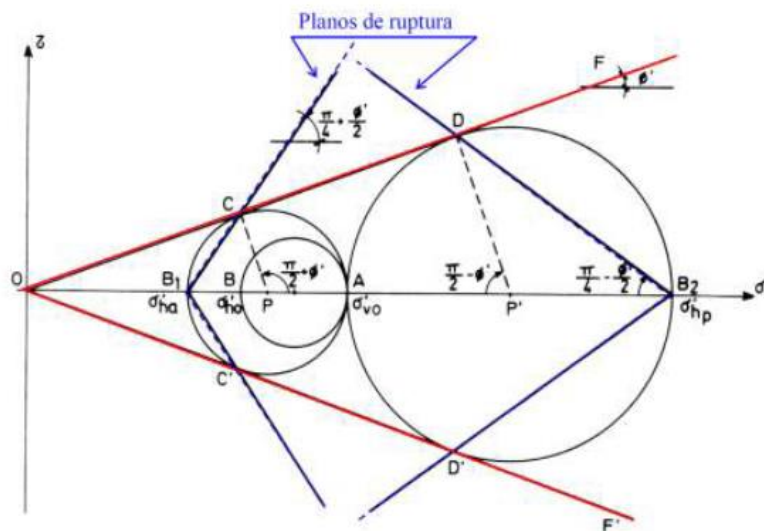
2.3.1.2.1 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine para determinação do empuxo de terra sobre estruturas de contenção baseia-se na teoria de equilíbrio plástico, em que uma deformação de solo é o suficiente para gerar um estado limite plástico em toda massa de solo que pode se movimentar, atingindo a máxima resistência ao cisalhamento do solo.

A teoria é desenvolvida a partir do círculo de Mohr, considerando as hipóteses de solo homogêneo, solo isotrópico, superfície do terreno plana, parede vertical da estrutura de contenção em contato com solo, sem atrito entre estrutura/solo, com empuxo paralelo à superfície do terreno.

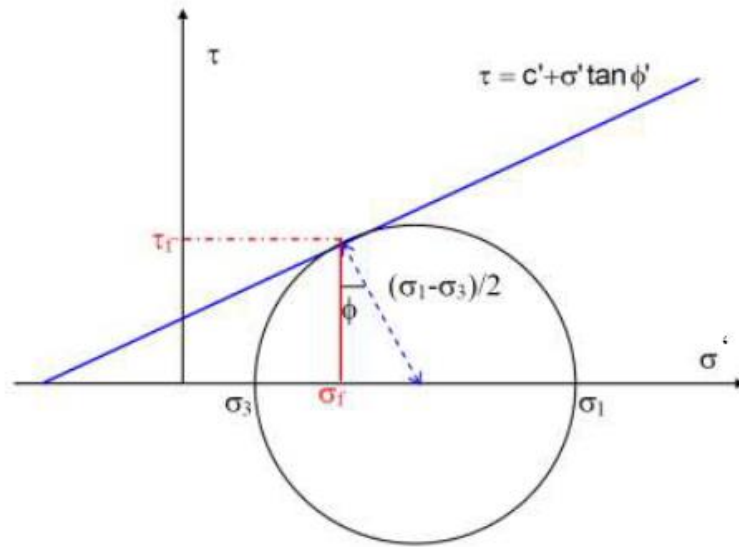
Ocorrendo um deslocamento da contenção, a tensão horizontal (σ'_h) reduz, podendo chegar até a condição de ruptura (condição ativa). Ou, a tensão horizontal (σ'_h) aumenta até a condição de ruptura (condição passiva). Para os dois casos a tensão efetiva vertical não muda.

Figura 9. Círculos de Mohr representativos dos estados limites e repouso



Fonte: (GERSCOVICH, 2007)

Figura 10. Círculo de Mohr em solo coesivo



Fonte: GERSCOVICH, (2007).

Segundo GERSCOVICH (2007), as tensões de ruptura nos estados ativo e passivo podem ser calculadas da seguinte forma:

Para $\sigma_1 = \sigma'_v$ e $\sigma_3 = \sigma_h$, tem-se para o caso ativo a equação:

$$\sigma_{h_{ativo}} = \sigma'_v \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) - 2c' \sqrt{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} \Rightarrow \sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (13)$$

Para $\sigma_1 = \sigma'_h$ e $\sigma_3 = \sigma'_v$, tem-se para o caso passivo a equação:

$$\sigma_{h_{passivo}} = \sigma'_v \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) + 2c' \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \Rightarrow \sigma'_h = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p} \quad (14)$$

Segundo Marchetti (2007), para terreno inclinado, utiliza-se as fórmulas abaixo na determinação dos coeficientes de empuxo passivo e ativo:

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (15)$$

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

Enquanto que para terreno horizontal, para os coeficientes de empuxo passivo (K_p) e ativo (K_a) respectivamente, o autor recomenda:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (17)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (18)$$

2.3.1.2.2 Teoria de Coulomb

Segundo Coulomb, o empuxo é determinado pela teoria de equilíbrio limite, em que se pode considerar a existência de atrito entre o muro e o solo, sendo esse homogêneo e isotrópico.

Budhu (2015), afirma que Coulomb foi o pioneiro no desenvolvimento de teorias que trataram do empuxo de terra. O método foi baseado no equilíbrio limite com ou sem atrito entre o muro e o solo.

A teoria, ressalta que 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. Dessa maneira, Coulomb determinou o plano de deslizamento pela procura de um plano no qual o máximo de empuxo atua.

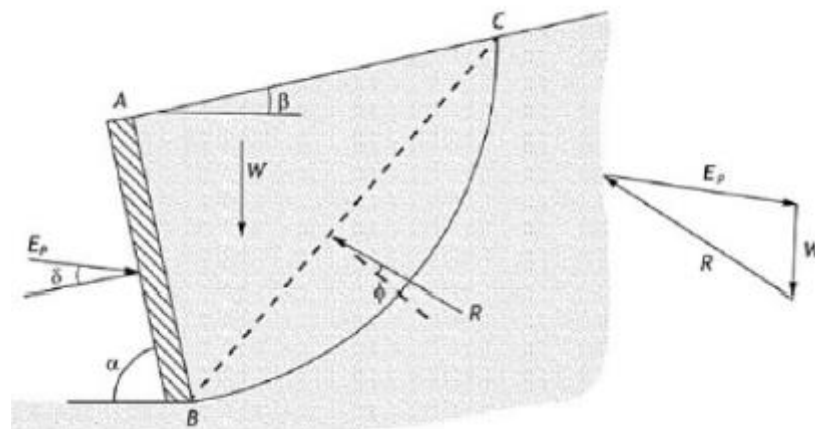
Para aplicar a teoria, Coulomb partiu dos princípios básicos da Teoria do Equilíbrio Limite. São eles:

- Seleção de um mecanismo de ruptura possível;
- Determinação de forças atuantes na superfície de ruptura; e
- Uso das equações de equilíbrio para determinar o empuxo máximo.

A teoria de Coulomb analisa por tentativa o equilíbrio das superfícies potenciais de ruptura planas, chamadas de cunhas, onde determina-se a cunha com valor de empuxo limite, chamada de cunha crítica, através da variação de um ângulo de inclinação de ruptura da cunha.

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 invertidos com relação ao ativo. Neste caso, as forças atuantes situam-se no outro lado da normal à superfície de deslizamento e da normal à parede, demonstrado na figura 7 (GERSCOVICH et al, 2016).

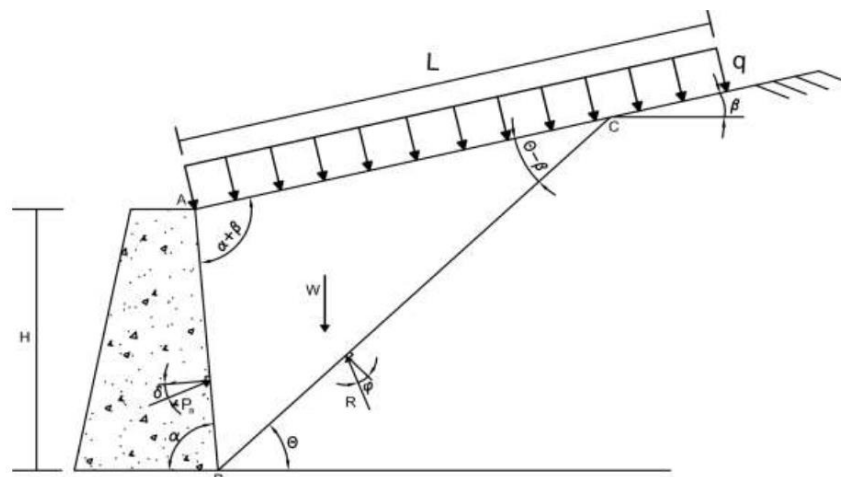
Figura 11. Empuxo passivo com poropressão nula.



Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

Em solos não coesivos, na determinação do coeficiente de empuxo ativo e na determinação da inclinação crítica, devem ser consideradas a inclinação do terrapleno, do tardo e do empuxo de terra, conforme apresentado no diagrama de corpo livre da Figura 20.

Figura 12. Diagrama de corpo livre para solos não coesivos



Fonte: GERSCOVICH, (2007).

Onde:

α – inclinação da parede do muro em contato com o terreno;

P_a - reação de empuxo ativo;

θ - ângulo de inclinação da cunha;

W - peso da cunha;

R - resultante da resistência ao cisalhamento e

φ – ângulo entre a resultante ao cisalhamento e a normal á superfície de ruptura.

2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

2.4.1 Condições de Estabilidade

As condições de estabilidade são consideradas no pré-dimensionamento, onde os equilíbrios são baseados no coeficiente de segurança para cada condição, estando dentro dos limites estabelecidos.

Segundo Moliterno (1994), é através de critérios empíricos e projetos já executados, com as dimensões definidas, que se realizam as análises necessárias e verifica-se se as dimensões definidas atendem à segurança estabelecida em projeto.

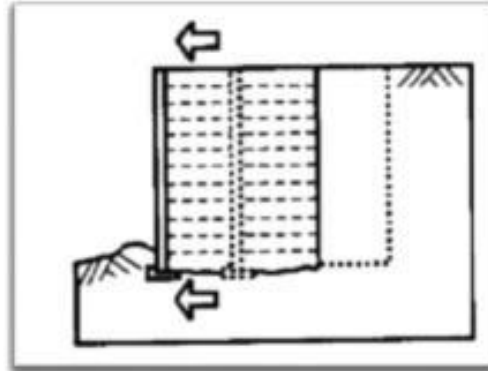
Para isso, é necessário o conhecimento prévio das forças atuantes na estrutura de contenção, bem como o peso próprio para estruturas robustas, empuxo de terra e eventuais cargas aplicadas no topo do muro.

Na análise de estabilidade, devem ser analisados em relação a ruptura devido ao deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação.

2.4.1.1 Segurança contra o deslizamento da base

Existe uma tendência do empuxo provar um deslizamento horizontal, que ocorre na base dos muros de arrimo à gravidade e na sapata dos muros à flexão, onde, a tensão de resistência ao cisalhamento na base é a força de atrito existente na face inferior do muro.

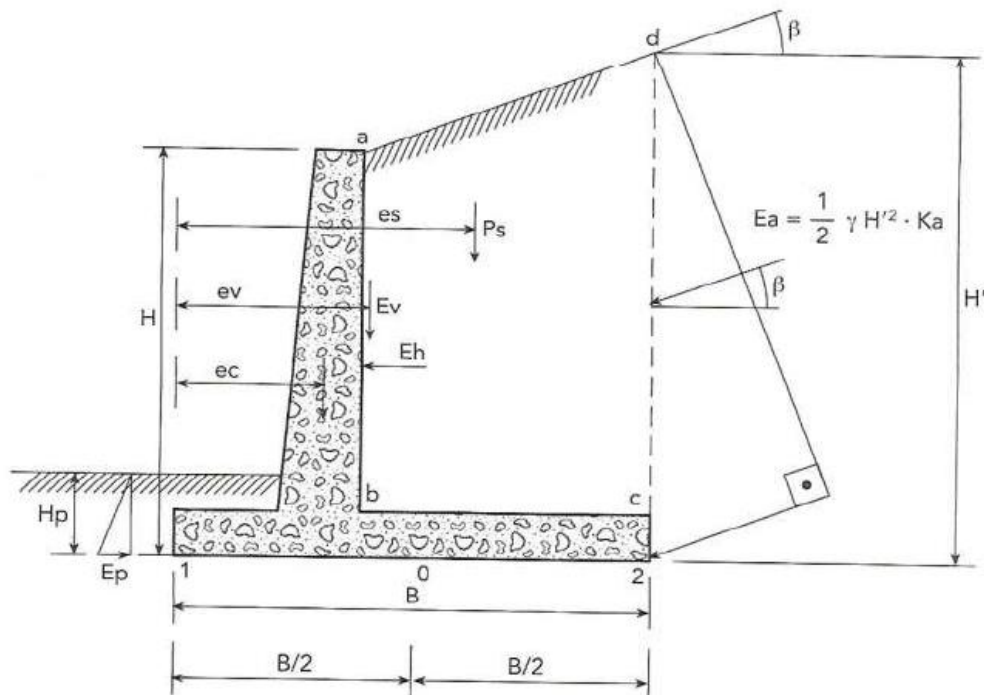
Figura 13. Deslizamento da base



Fonte: Gerscovich (2010).

A verificação ao deslizamento é realizada com o intuito 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 (SOUZA, 2017).

Figura 14. Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros



Fonte: MARCHETTI (2007).

Onde:

Ev - empuxo ativo na vertical;

Eh - empuxo ativo na horizontal;

Fr - força resistente;

Pc - peso do muro de concreto;

Ps - peso do solo em abcd.

MARCHETTI (2007) afirma que, para obter a estabilidade desejada quanto ao deslizamento, a seguinte relação deve ser atendida:

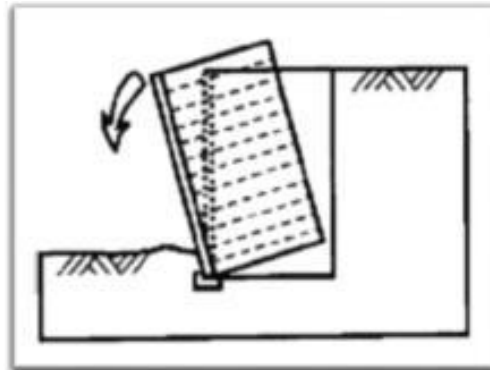
$$\frac{Fr}{Eh} \geq (1,5 \text{ solo não coesivo}; 2,0 \text{ solo coesivo}) \quad (19)$$

Vale ressaltar que, para aumentar significativamente esse fator de segurança, geralmente a base do muro é construída inclinada, de modo a aumentar a resistência contra o empuxo no plano da base, ou ainda, executar “dentes” na base da estrutura a fim de proporcionar melhor ancoragem.

2.4.1.2 Segurança contra o tombamento

O tombamento ocorre em torno da extremidade externa da base que segura o maior peso, quando não há uma resistência contrária suficiente, conforme figura 11. Assim, para esse caso de verificação, deve ser considerado que o momento resistente deve ser maior que o momento ativo.

Figura 15. Tombamento

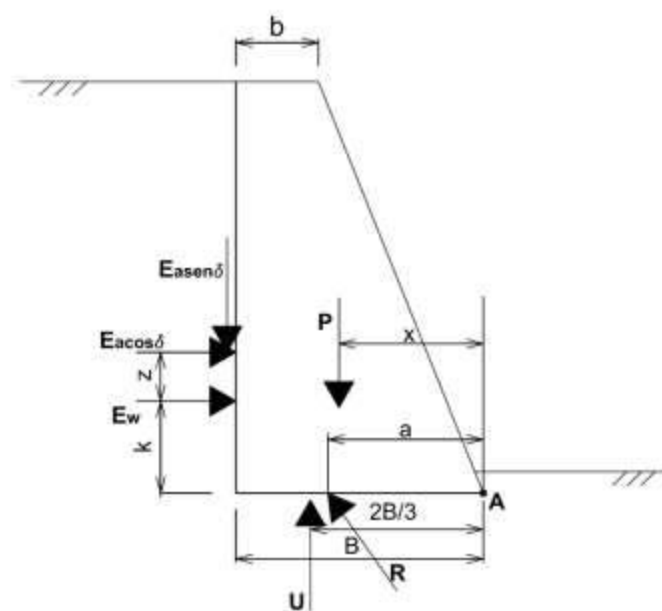


Fonte: Gerscovich (2010).

Entende-se por momento resistente (M_{resist}) o momento gerado pelo peso próprio do muro e o momento ativo (M_{ativo}) é o momento de empuxo total atuante em determinado ponto na extremidade externa.

A figura 12 traz a análise de segurança ao tombamento para que o muro não tombe em torno do ponto definido como “A”.

Figura 16. Esforço na base do muro



Fonte: Luiz (2014).

Por fim, para atender a estabilidade quanto ao tombamento, a seguinte relação deve ser atendida (MARCHETTI, 2007):

$$\frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momento atuantes}} = \frac{Mr1}{Ma} \geq (1,5 ; 2,0) \quad (20)$$

2.4.1.3 Capacidade de carga da fundação

Como última análise, a capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

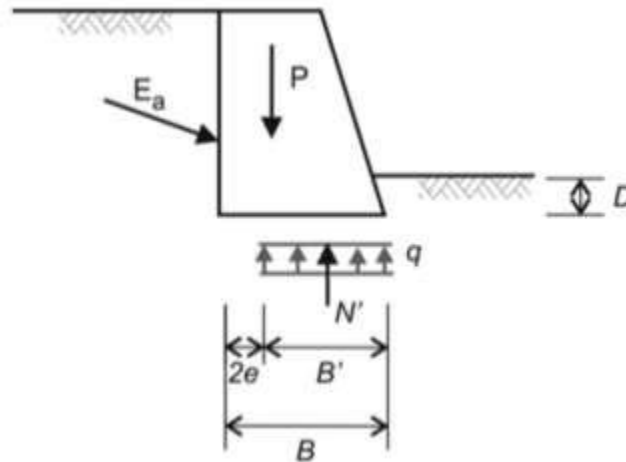
Figura 17. Ruptura no solo de fundação



Fonte: Gerscovich (2010).

A condição é atendida quando a maior das pressões é menor do que a pressão admissível do terreno. As forças atuantes para essa situação estão dispostas na figura 14 abaixo.

Figura 18. Verificação da capacidade de suporte do solo da fundação



Fonte: GEO-RIO, (2014).

Assim, percebe-se que a base do muro está submetida a uma tensão de compressão em relação ao terreno. O que demonstra que, quanto mais próxima as forças atuantes estiverem do núcleo central da base do muro, maior a possibilidade do diagrama de pressões ser um trapézio.

O diagrama é em formato de trapézio devido a distribuição não ser uniforme, uma vez que há uma excentricidade entre a resultante R e o centro da base. A dimensão maior do trapézio é a tensão máxima (σ_1) e, de modo arbitrário, a menor é a tensão mínima (σ_2), ambas dadas em KN/m^2 , obtidas por meio das seguintes equações:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{b} \right) \quad (21)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{b} \right) \quad (22)$$

2.4.2 Métodos Determinísticos

Existem duas hipóteses para a análise de estabilidade global de um talude, sendo o equilíbrio limite e a análise de tensões. A análise é necessária para que se conheça o fator de

segurança do maciço de solo instável, uma vez que a possibilidade de ruptura de um talude e sua forma nem sempre é previsível.

2.4.2.1 Métodos de Equilíbrio Limite

A análise dos resultados no método de equilíbrio limite, são em sua maioria apresentados em termos de um fator de segurança que indica a razão entre a resistência disponível e a resistência mobilizada, sendo esse a razão entre as forças estáveis e instáveis.

O método admite que todos os pontos da superfície potencial de ruptura atinjam à um fator de segurança igual a 1. E ainda que o solo apresente um comportamento rígido-plástico, tendo sua superfície de ruptura conhecida ou arbitrada.

Segundo Rodrigues (2013), para esse tipo de análise, adotam-se as seguintes hipóteses:

- A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida e ocorre ao longo de uma superfície bem definida;
- A massa de solo comporta-se como material rígido-plástico e encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada, ou seja, rompe-se bruscamente sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura do talude, ou seja, no estado onde a resistência da massa de solo é igual solicitação imposta a ele;
- O fator de segurança, FS, é constante ao longo da superfície potencial de ruptura, ignorando-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

2.4.2.2 Método das Fatias

Segundo GERSCOVICH (2012), o método das fatias é o mais utilizado, dentre os métodos de estabilidade baseado no equilíbrio limite, pois não apresenta ressalva quanto à homogeneidade do solo e geometria do talude.

Nesse método, a massa de solo instável é dividida em fatias, considerando a superfície de escorregamento circular ou complexa (poligonal). Para cada fatia é analisado o equilíbrio de forças por meio de equações que admite tensões na base geradas pelo peso da fatia.

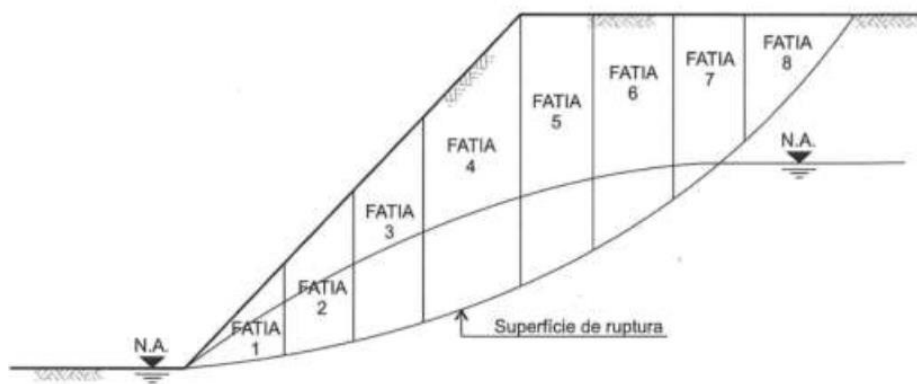
Para tal, analisam-se equações de forças (ou momentos) para cada fatia ou para a massa toda. Exemplos de métodos com superfície circular: Fellenius (1936), Taylor (1949) e Bishop

(1955). Exemplos com superfície qualquer: Janbu (1973), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

O método de solução consiste nas seguintes etapas:

- Subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear;
- Efetuar o equilíbrio de forças de cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia;
- Calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

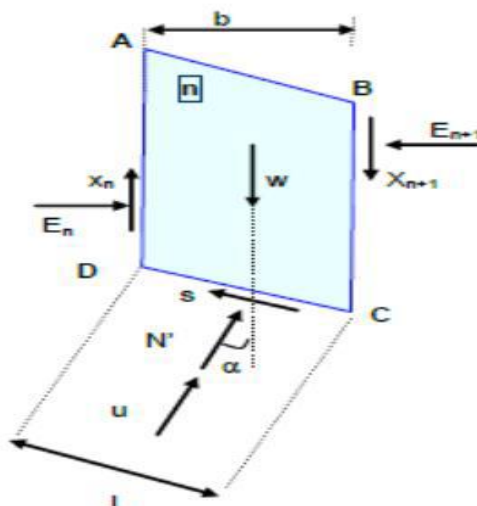
Figura 19. Massa de Solo dividida em fatias



Fonte: GEO-RIO, (2014).

A figura 16 demonstra a análise individual de uma parcela do solo, sendo possível verificar as forças a serem consideradas nos cálculos posteriores.

Figura 20. Fatia de solo analisada individualmente



Fonte: Gerscovich, (2009).

Onde:

W – Peso da Fatia;

X_n e X_{n+1} – resultantes das tensões cisalhantes às laterais da fatia;

E_n e E_{n+1} – resultantes das tensões normais às laterais da fatia;

u – resultante da poro-pressão na base da fatia;

N' – resultante das tensões efetivas normais à base;

s – resistência mobilizada na base da fatia.

A solução para o problema é estaticamente indeterminada, uma vez que há mais incógnitas por fatia do que equações para solucionar. Dessa maneira, há alguns métodos baseados em hipóteses simplificadoras para solucionar a equação.

2.4.2.3 Método De Bishop Simplificado

Para projetos preliminares e classificados como risco desprezível, o tempo consumido em análises detalhadas não é justificado. Recomenda-se, nestes casos, o uso de métodos convencionais e simplificados, com superfícies circulares de ruptura (DUTRA, 2013).

Conforme Bishop e Morgenstern (1960), é possível omitir os termos de esforços horizontais entre fatias, ($X_n - X_{n+1}$), com uma perda de precisão de menos de 1%. Faz-se o equilíbrio de forças em cada fatia na direção vertical à superfície de ruptura, desprezando as parcelas de esforço horizontal entre as lamelas. Com isso chega-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{sen}\alpha} \sum \left([c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \text{tg}\phi'] \frac{1}{\cos\alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\phi'}{FS} \right\}} \right) \quad (23)$$

O cálculo deverá ser realizado estimando-se um valor inicial FS1, para em seguida seja extraído um novo valor de fator de segurança, FS2, que deve ser comparado com FS1, sendo necessária somente precisão decimal no valor de FS em análises correntes, que, caso não seja alcançada, o processo deverá ser repetido até obter a precisão desejada.

2.5 ARMADURA

Para o cálculo e detalhamento dos elementos fletidos, deve ser utilizado o Método dos Estados-Limite, com base na NBR 6118:2003, onde deve ser atendido as condições de segurança, conforme a recomendação da norma.

Para o cálculo da armadura, é considerado o tardoiz da estrutura como uma laje em balanço engastado na sapata. E o cálculo é realizado por metro de muro ao longo do seu comprimento e a cada metro de muro ao longo da sua altura.

Onde, as solicitações correspondentes às cargas devem ser menores que as solicitações últimas e, para o cálculo da armadura, as resistências são minoradas, enquanto as ações são majoradas.

Para armação do tardoiz, deve-se calcular as respectivas áreas de aço para as seções que foram determinadas os esforços solicitantes, devendo ser determinado a área de aço (AS), encontrando assim o valor da armadura simples (XAVIER, 2011).

Para armadura de distribuição, a NBR 6118:2003 recomenda que seja 20% da armadura principal por metro de muro vertical.

Moliterno (1982), diz que para facilitar a execução deve-se projetar um muro com espessura que não necessite armadura transversal para combater tensões cisalhantes. O seja, os valores de V_{sd} (força cortante de cálculo, em KN) deve ser menor que o valor de V_{Rd1} (força resistente de projeto ao cisalhamento, dado em KN).

$$V_{sd} = 1,4 * V_S \quad (24)$$

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} * K * (1,2 + 40 * \rho_1)] * b_w * d \quad (25)$$

Com a finalidade de amenizar os efeitos da diferença de temperatura entre as faces internas e externas e da retração do concreto, embora seja desnecessário sob o ponto de vista da resistência (MOLITERNIO, 1982).

A armadura suplementar deve estar entre 0,1% a 0,3% da armadura transversal distribuída ao longo da altura e a mesma área de aço ao longo do comprimento (XAVIER, 2011).

2.6 SOFTWARE

Segundo Kimura (2007), a utilização de uma ferramenta computacional, quando feita de maneira responsável e criteriosa, traz vantagens à elaboração de um projeto, tais como produtividade, qualidade e segurança.

2.6.1 Eberick

A AltoQi foi fundada em 1989. Tendo seu primeiro software, o PROVIGA, desenvolvido para o sistema operacional MS- 25 DOS, por profissionais que acompanharam o cálculo e detalhamento de vigas de um edifício de concreto armado, realizado por um Engenheiro Civil. Em seguida, foram criados outros softwares, como o PROPILAR, PROLAJE

e PROINFRA. E, em 1996, surgiu o Eberick surgiu em 1996, desenvolvido para o sistema operacional Microsoft, que integrava, em um único sistema, todos os softwares lançados anteriormente (MARIANO, 2015).

O Eberick [...] engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a ABNT NBR 6118:2003, além de visualização tridimensional da estrutura modelada. (ALTOQI, 2014).

Com a finalidade de atender as necessidades de cada usuário, a AltoQi criou os módulos adicionais que poderão ser escolhidos livremente para complementar os recursos, já que o Eberick 2019 dispõe de diferentes pacotes de módulos para complementar a sua solução, de acordo com as necessidades dos projetos que você desenvolve. Hoje, é possível escolher entre três diferentes pacotes (ALTOQI, 2019):

- Light: indicado para edificações de pequeno porte e conta com 14 módulos;
- Essencial: recomendado para projetos de médio porte e possui 29 módulos;
- Top: indicado para projetos de grande porte com 37 módulos.

Entre as vantagens, é que o software gera automaticamente os detalhamentos dos elementos estruturais adequando os desenhos ao gosto do usuário. Além disso, gera relatórios de cálculo, de estabilidade da estrutura e de resumo dos materiais, listando o volume de concreto, peso de aço, área de forma, entre outros.

2.6.1.1 Lançamento da estrutura de muro de arrimo

O software permite análise e dimensionamento de muro de arrimo, sendo disponíveis os muros de gravidade e muros de concreto armado, onde, dentro de cada tipo existem diversos formatos possíveis.

O dimensionamento de muros, no Eberick, não é considerado como parte da estrutura, e é realizado de maneira isolada, não havendo conexão destes elementos com outros elementos estruturais, sejam outros muros de arrimo ou a própria estrutura em si. Ou seja, a análise e dimensionamento de muros de arrimo no programa é realizada inteiramente na própria janela de lançamento, existindo a planilha de dimensionamento do muro para apresentar os resultados do dimensionamento e o detalhamento do muro (ALTOQI, 2014).

De forma que, ao ser lançamento, toda a geometria do muro e do solo será informada, e se houver algum critério de dimensionamento que não seja atendido, será possível a verificação e visualização na janela de dimensionamento.

Figura 21. Análise do Dimensionamento.

The screenshot shows the 'Muro de arrimo' (Retaining Wall) software interface. The window title is 'Muro de arrimo'. The 'Geral' (General) tab is active, showing the following fields:

- Nome: M1
- Altura: 2 m
- Tipo: Concreto armado
- Elevação: 0 cm
- Formato: (Icon of a retaining wall)

Below the general settings are three tabs: 'Empuxo', 'Geometria', and 'Cargas'. The 'Geometria' tab is selected, showing the following parameters:

- Parede (Wall):**
 - Largura do topo: 0.3 m
 - Inclinação interna: 5 °
 - Inclinação externa: 0 °
 - Largura da base: 0.47 m
- Base (Foundation):**
 - Base interna: 1.5 m
 - Base externa: 0 m
 - Altura maior: 0.5 m
 - Altura menor: 0.2 m
- Dente (Toe):**
 - Base: 0.2 m
 - Altura: 0 m

To the right of the input fields is a diagram of a retaining wall cross-section. The wall is shown with a top width of 0.3 m and a base width of 0.47 m. The soil behind the wall is indicated by a hatched area. An orange arrow points to the base of the wall with the text 'Dimensionamento automático durante o lançamento' (Automatic dimensioning during launch). Below the arrow, the text 'ERRO: Deslizamento' (Error: Sliding) is displayed, indicating a failure mode.

At the bottom of the window are four buttons: 'OK', 'Cancelar', 'Desenho...', and 'Ajuda'.

Fonte: (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br>. Acesso em: set. 2019.)


Ao iniciar o lançamento do muro, é necessário definir os valores dos campos altura e elevação, além de selecionar o tipo e o formato do muro.

A altura deve ser lançada no campo Altura, sendo considerado a dimensão da base ao topo do muro. A elevação já é compreendida como a diferença de nível entre o topo do muro e do pavimento.

Figura 22. Lançamento do Muro

Muro de arrimo ? X

Geral

Nome: Altura: cm Formato: 

Tipo: Elevação: cm

Empuxo Geometria Cargas

Geometria

Elevação do solo: cm

Inclinação: °

Altura lado interno: cm

Solo

Peso específico: kN/m³

Coesão: kN/m²

Ângulo de atrito: °

Pressão admissível: kN/m²

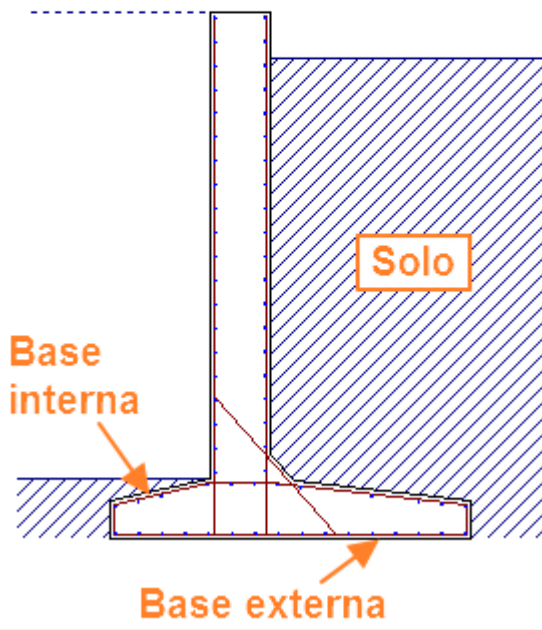
Coef. de recalque: kN/m²

Água

Presença de NA

Elevação da água: cm

Peso específico submerso: kN/m³



OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br>. Acesso em: set. 2019.)

Para o lançamento do empuxo, serão cadastrados os parâmetros do solo e sua posição em relação ao muro, na aba Empuxo. Devendo preencher informações de elevação do solo, inclinação horizontal da superfície de solo na parte externa, altura do lado interno do muro. Informações essas que abrangem a geometria e parâmetros do solo.

Além disso, deve-se informar a existência de água ou não no solo, indicando a presença do nível de água na posição do solo.

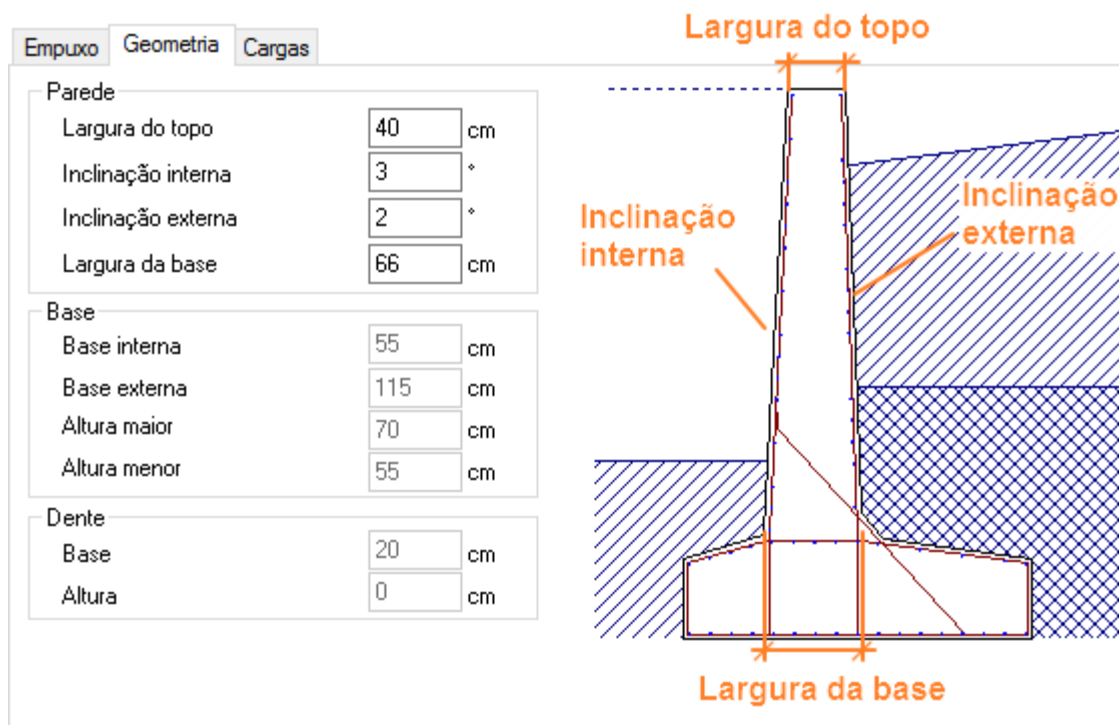
Figura 23. Lançamento do Empuxo.

Empuxo	Geometria	Cargas
Geometria		
Elevação do solo	-50	cm
Inclinação	7	°
Altura lado interno	50	cm
Solo		
Peso específico	30	kN/m ³
Coesão	50	kN/m ²
Ângulo de atrito	40	°
Pressão admissível	200	kN/m ²
Coef. de recalque	20000	kN/m ²
Água		
<input checked="" type="checkbox"/> Presença de NA		
Elevação da água	-200	cm
Peso específico submerso	9	kN/m ³

Fonte: (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br>. Acesso em: set. 2019.)

Já na aba Geometria, serão inseridos Parede, Base e Dente. Sendo, necessário informar apenas a largura do topo do muro e a inclinação de cada lado do muro, sendo a largura da base calculada automaticamente. Pode-se informar a largura do topo e da base, deixando que o programa calcule a inclinação de cada face do muro.

Figura 24. Lançamento da Geometria do Muro.

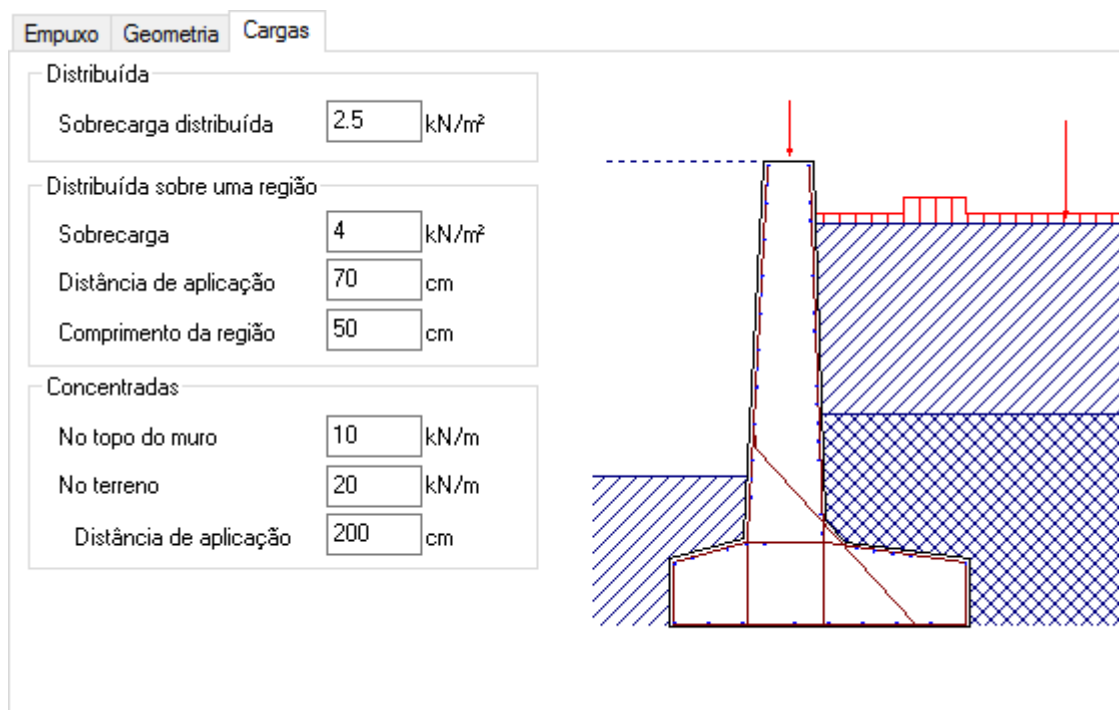


Fonte: (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br>. Acesso em: set. 2019.)

Para as Cargas, é possível considerar cargas atuando na superfície do solo, consideração que altera significativamente o empuxo atuante no muro. Podem-se lançar três tipos de cargas:

- Distribuída uniformemente sobre o maciço de solo: informar o valor da carga e esta será considerada como carga distribuída sobre o maciço.
- Distribuída em uma região: além do valor da carga, necessita que seja informada a distância de aplicação da região e seu comprimento.
- Concentradas: considerar uma carga concentrada no topo do muro e uma carga concentrada em uma determinada posição do maciço.

Figura 25. Lançamento de Cargas sobre o Solo



Fonte: (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br>. Acesso em: set. 2019.)

Seguido os lançamentos de todos os parâmetros do muro, é feita a verificação do dimensionamento do muro, vendo se há algum erro demonstrado na janela de lançamento. E, havendo, deve ser alterado o lançamento, até que seja aceito os parâmetros de dimensionamento pelo software, e posicionado o muro em planta.

2.6.2 Geo 5

O Geo5 é um conjunto de programas de interface simples e intuitiva, destinados a resolver problemas geotécnicos, onde cada programa aborda um tipo específico de construção. Dessa forma, o cliente pode escolher apenas os programas que necessita.

O software foi projetado para lidar com a maioria dos problemas geotécnicos, desde os básicos, como verificação de fundações, muros, estabilidade de taludes, até os mais sofisticados, como projeto de túneis, verificação de danos devido à escavação de túneis, estabilidade de taludes rochosos.

O Geo5 disponibiliza vários programas de análise estrutural e muro de arrimo, sendo cada um deles eficazes na verificação da estrutura, bem como seus componentes e seção transversal, além de contar na modelagem com a influenciada água, situações de emergências

naturais. Além disso, verifica a capacidade de carga, assentamento da fundação e estabilidade global da estrutura.

Entre as principais vantagens do Geo5, pode-se destacar:

- Personalização da estrutura do relatório, usando menu em árvore.
- Imagens variadas, que podem ser facilmente adicionadas e editadas
- Alteração dos dados de entrada

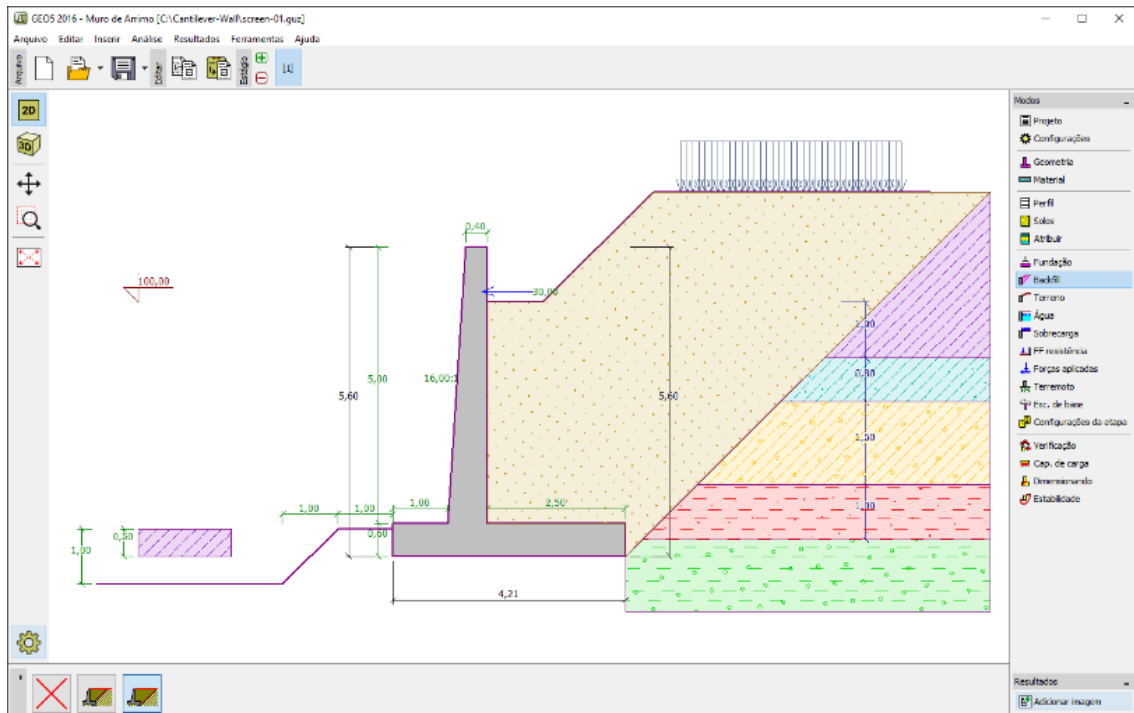
E, como características principais, pode-se citar:

- Análise por meio de teoria do estado limite e fator de segurança
- Modelo de água na frente e atrás da estrutura, além da água artesianas
- Cálculo das pressões efetivas e totais
- Considera terreno atrás da estrutura
- Admite arbitrariedade de forças aplicadas à estrutura
- Camadas de solo generalizada
- Aplicação de forças e momentos específicos.

O programa Muro de Flexão é utilizado para verificar o dimensionamento de muros de flexão, disponibilizando uma série de formas de muros, sendo possível analisar secções transversais em concreto armado.

A figura 26 mostra o lançamento da geometria e tipo de muro no software, sendo possível determinar a estrutura do muro, os tipos de solo, as cargas envolvidas no dimensionamento, entre outras características e parâmetros fundamentais.

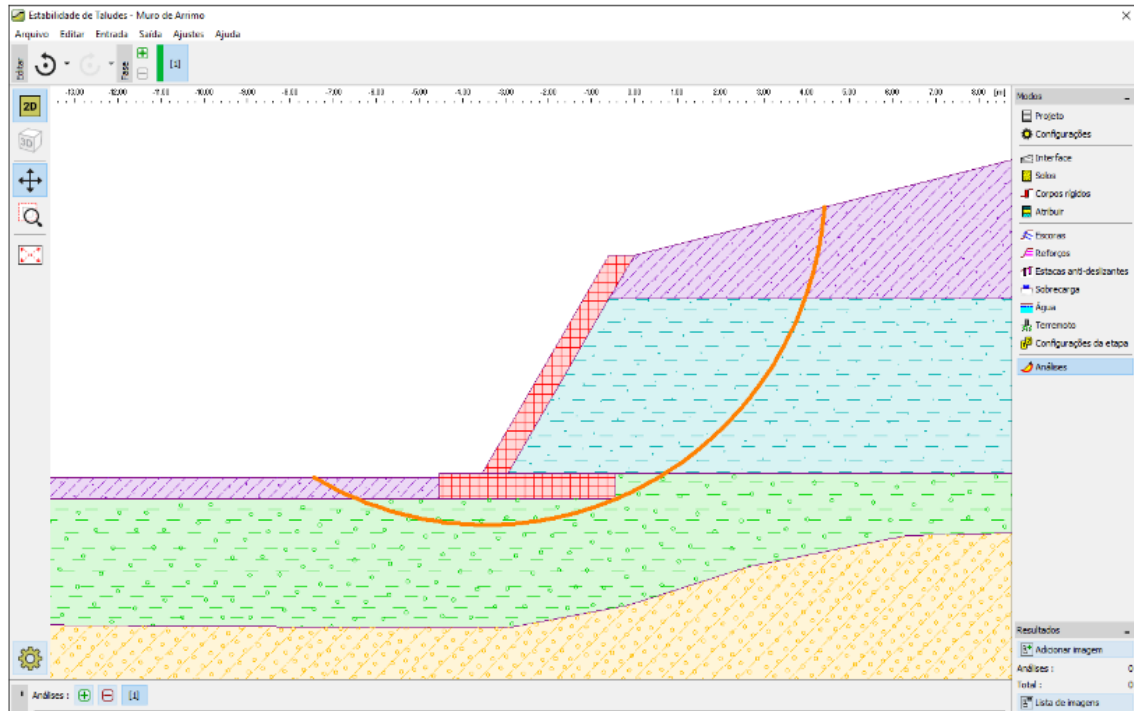
Figura 26. Entrada da Geometria e do Tipo de Muro.



Fonte: (Disponível em: <https://www.finesoftware.com.br>. Acesso em set. 2)

E, seguido aos lançamentos e definições do muro, é realizada a verificação do mesmo e verificação da estabilidade do maciço de solo, permitindo uma melhor garantia quanto à segurança no dimensionamento, conforme mostra a figura 27.

Figura 27. Verificação da Estabilidade Externa e Estabilidade do Muro.



Fonte: (Disponível em: <https://www.finesoftware.com.br>. Acesso em set. 2)

3. METODOLOGIA

Nesta etapa do trabalho estão descritos os métodos e técnicas, bem como se desenvolveu este estudo, a fim de alcançar os objetivos estabelecidos.

3.1 DESENHO DO ESTUDO

O trabalho trata-se de um estudo de caso, permitido por meio de documentações e pesquisa de campo, segundo orientação de Prodanov e Freitas (2013), o que permite a observação e coleta de dados e posteriormente a análise e interpretação de dados, de forma a compreender e apresentar o problema a ser pesquisado.

A metodologia traz para o debate autores e estudiosos que embasam e ratificam todos os descritos, por meio de pesquisa em artigos, monografias, fontes eletrônicas e livros.

3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será realizada na cidade de Palmas-TO. E os seus resultados serão definidos entre os meses de agosto a outubro de 2019.

3.3 OBJETO DE ESTUDO

O objeto de estudo é um subsolo em uma obra residencial no município de Palmas. Para Prodanov e Freitas (2013), o objeto de estudo pode ser especificado, com o intuito de solucionar a problemática da pesquisa. Assim, tendo em vista a situação problema, faz-se necessário propor um modelo a ser utilizado, bem como mapear e analisar o maciço de solo do local.

3.4 INSTRUMENTOS DE COLETA DE DADOS E ANÁLISE

A Coleta de Dados se dará por meio da pesquisa documental, entrevistas e observação no canteiro de obra, onde serão verificados projetos de edificações e seus procedimentos de execução.

3.4.1 Definição de Escopo e Levantamento Bibliográfico

Para realização do projeto, será inicialmente definido o escopo, onde será determinar o objeto de estudo e o escopo do projeto de forma que os objetivos da pesquisa sejam alcançados.

Posteriormente, será realizado o Levantamento Bibliográfico, com o intuito de ratificar os objetivos da pesquisa, onde serão buscados autores com publicações (em livros, artigos, revistas e outras fontes), que embasarão todos os conceitos explorados no trabalho.

3.4.2 Investigação Geotécnica

Foi realizada uma investigação geotécnica, permitindo a caracterização do solo local, facilitado as análises que embasarão a escolha do tipo de contenção para a obra que mais se adequará ao projeto, bem como o material construtivo a ser utilizado.

Para isso, foi realizado o ensaio de sondagem à percussão (SPT), segundo as recomendações da NBR 6484:2001. Onde, por meio de dois furos, foi feita a escavação do solo a cada metro, identificando as camadas de solo que compõem o subsolo, a classificação tátil visual de cada camada de solo, indicando ou não a presença de lençol freático no local e capacidade de carga do solo.

3.4.3 Características Geotécnicas

Com base nas características do solo, determinadas pelo ensaio de sondagem à percussão, determinou-se os parâmetros dos solos, por meio de correlações entre estes e o NSPT disponibilizado no laudo de sondagem.

Dessa maneira, a NBR traz a classificação do solo, segundo as recomendações da NBR 7250:1982, conforme mostra a Tabela 2, facilitando o posterior dimensionamento.

Tabela 2. Classificação dos solos.

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco fofa (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

Fonte: NBR 7250:1982.

Em seguida, a Tabela 3 traz a avaliação dos parâmetros de resistência e de fedormabilidade em função do SPT, sendo possível determinar o peso específico natural do solo, ângulo de atrito interno, módulo de elasticidade.

Tabela 3. Avaliação dos Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT.

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E (t/m²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E' (t/m²)	v
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Fonte: Marangon (2018).

A Tabela 4 proposta por Alonso (2010), traz a correlação que se dá entre NSPT, os estados de consistência e a coesão dos solos coesivos e entre NSPT, D_r e ϕ' dos solos granulares.

Tabela 4 Correlação entre NSPT, D_r e ϕ' para solos granulares.

Areia	Densidade Relativa (D_r)	Standard Penetration Test (SPT)	ϕ' (°)
Fofa	< 0,2	< 4	< 30
Pouco compacta	0,2 a 0,4	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	0,4 a 0,6	10 a 30	35 a 40
Compacta	0,6 a 0,8	30 a 50	40 a 45
Muito Compacta	> 0,8	> 50	> 45

Fonte: Alonso (2010).

Para a determinar a densidade relativa, deve-se verificar os valores da mesma e do ângulo, no valor do SPT já determinado anteriormente, conforme segue a tabela 3.

Já a correlação exposta na Tabela 5, apresenta os valores de ângulo de atrito em função no (N1) 60, que, é a razão entre a tensão de confinamento de 100 kPa ($(\sigma'_{oct})_1$) e a tensão

efetiva vertical multiplicado pelo valor do NSPT corrigido para uma eficiência de 60%. Onde, conforme Décourt (1989), é o valor de NSPT multiplicado por 1,2. De forma que o ângulo de atrito interno seja definido de acordo com o valor de $(N_1)_{60}$, conforme demonstra a tabela abaixo.

Tabela 5 Ângulo de atrito interno ϕ x $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$	ϕ (°)	$(N_1)_{60}$	ϕ (°)
6,41	30	19,40	37
7,63	31	22,48	38
9,02	32	26,04	39
10,59	33	30,17	40
12,37	34	34,99	41
14,41	35	40,64	42
16,73	36	47,28	43

Fonte: Hachich et al. (1998).

O peso específico efetivo do solo pode ser definido a partir de valores aproximados expostos na Tabela 6 em função da consistência da argila, dessa maneira, associa-se tal valor ao índice de resistência à penetração NSPT.

Tabela 4 Peso específico de solos argilosos

NSPT	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Dessa maneira, ao verificar o valor do NSPT da camada de solo, deve-se adotar no intervalo dado na tabela, que traz a consistência desse solo segundo o NSPT, correlacionando com a mesma linha, chega-se ao peso específico do solo.

E, para verificar a tensão admissível do solo, as Tabelas 5 e 6 a correlacionam com o NSPT, segundo a compactidade de cada tipo de solo.

Tabela 5 Correlação entre NSPT e Tensão Admissível para solos granulares.

Descrição (compacidade)	N _{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		L=0,75 m	L=1,50 m	L=3,0 m
Muito compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30 – 50	300 – 600	250 – 500	200 – 450
Med. Compacto	10 – 30	100 – 300	50 – 250	50 – 200
Pouco compacto	5 – 10	50 – 100	< 50	< 50
Fofo	< 5	A estudar		

Fonte: Schnaid (2000).

Tabela 6 Correlação entre NSPT e Tensão Admissível para solos coesivos.

Descrição (consistência)	N _{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		L=0,75 m	L=1,50 m	L=3,0 m
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 – 500	200 – 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 – 250	100 – 200	75 – 150
Média	4 – 8	75 – 125	50 – 100	25 – 75
Mole	2 – 4	25 – 75	< 50	-
Muito Mole	< 2	A estudar		

Fonte: Schnaid (2000).

3.4.4 Pré-dimensionamento

O projeto foi conduzido assumindo um pré-dimensionamento, onde foi determinado ou estimado as dimensões da estrutura, de forma a garantir sua condição de estabilidade, e verificar sua resistência aos esforços atuantes.

Para a escolha da estrutura e pré-dimensionamento da estrutura, foi levada em consideração as características locais da obra, afim de definir uma contenção que melhor se adeque às necessidades do empreendimento.

DOMINGUES (1997) diz que, para o cálculo do muro de contenção devemos fazer um pré-dimensionamento da estrutura onde, o único dado conhecido é a altura do muro delimitado pelas cotas inferior e superior do terreno e as demais dimensões são determinadas com a experiência do projetista e, posteriormente devem ser confirmadas na verificação das resistências das seções e se preciso, alterá-las.

Assim, para a estrutura projetada, Huntington citado por DOMINGUES (1997) sugere que a espessura tanto da parede quanto da sapata, deve estar compreendida entre os seguintes valores:

$$D = \frac{H}{12} \text{ a } \frac{H}{10} \quad (27)$$

Onde, H refere-se à altura do muro. E, quanto à largura da base, recomenda-se que esta esteja dentro do intervalo correspondente abaixo:

$$B = 0,4 \text{ a } 0,7 H \quad (28)$$

Já a crista, que corresponde ao topo da estrutura, deve estar entre 20 e 30cm,

3.4.4 Determinação dos Esforços Atuantes

Logo que determinado as dimensões da estrutura de contenção, os esforços atuantes no solo e estrutura foram calculados, ou seja, o cálculo de determinação dos empuxos de terra. Verificando a ação produzida pelo maciço terroso sobre as obras em contato.

Para tal, foi adotado o Método Analítico de Rankine, que supõe o cálculo dos empuxos totais: E_a (Empuxo Ativo) e E_p (Empuxo Passivo).

Assim, foi utilizado para a determinação do empuxo ativo (E_a) e o coeficiente de empuxo ativo (K_a) a seguinte fórmula, dado em KN/m:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot K_a \quad K_a = \frac{\cos i - \sqrt{(\cos^2 i - \cos^2 \emptyset)}}{\cos i + \sqrt{(\cos^2 i - \cos^2 \emptyset)}} \quad (29)$$

E, para o empuxo passivo (E_p) e o coeficiente de empuxo passivo (K_p), a expressão:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot K_p \quad K_p = \frac{\cos i + \sqrt{(\cos^2 i - \cos^2 \emptyset)}}{\cos i - \sqrt{(\cos^2 i - \cos^2 \emptyset)}} \quad (30)$$

Além dos empuxos, foram calculados o peso da estrutura, bem como o momento atuante, levando em consideração as características do material utilizado, que no projeto foi adotado uma estrutura em concreto armado.

Para a determinação dos empuxos, foi utilizado o software Geo5, que permitiu uma melhor visualização e análise das forças atuantes. Com o programa é possível determinar o tipo

de estrutura, dimensões adequadas, verificando possíveis erros de lançamento ou dos parâmetros adotados.

No Geo5 foi lançado o tipo de muro, geometria da estrutura, como altura, base, inclinação, a indicação do nível de água no solo, as camadas de solo, as cargas sobre o solo, entre outros parâmetros e informações relevantes para o dimensionamento. De maneira tal, que o mesmo valide a estrutura de contenção.

3.4.5 Verificação das Condições de Estabilidade

Com a determinação das dimensões da estrutura de contenção e das cargas verticais e horizontais, foi realizado a verificação da estabilidade do conjunto com base no que se tem estabelecido referente ao projeto.

Assim, seguiu as verificações da estrutura quanto ao tombamento, deslizamento, ruptura do terreno de fundação, de maneira tal que se ratifique a concepção inicial da estrutura pré-estabelecida.

Para garantir a estabilidade estática da estrutura quanto ao tombamento (rotação) em torno do ponto extremo inferior da ponta da sapata (A), adotou-se um coeficiente de segurança (FS) de 1,5, estabelecido pela NBR 11682:2009. Onde, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante.

$$\sum M_{res} > \sum M_{sol}$$

Sendo, o Momento Resistente (M_{res}) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro e o Momento Solicitante (M_{solic}) foi definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto A.

Na verificação da estabilidade quanto ao deslizamento, há a força de atrito entre o solo e a sapata resistindo à componente tangencial do empuxo de terra. Dessa maneira, o tipo de solo influencia no fator de segurança a ser adotado. Sendo que, para solos arenosos, o coeficiente deve ser maior ou igual a 1,5. Já, para solos argilosos, o coeficiente de segurança, deve ser maior ou igual a 2,0 (BUENO E VILAR,1985).

Ou seja, as verificações devem atender à seguinte equação:

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

(31)

E, se após a verificação quanto ao deslizamento, a mesma não for atendida de acordo com a estrutura do solo, uma alternativa a ser adotada é aumentar as dimensões da sapata o que, na maioria dos casos consiste em uma solução não econômica.

A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. Para a análise, geralmente considera-se o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base. Se a resultante das forças atuantes no muro localizar-se no núcleo centra da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal.

Para evitar a ruptura do solo de fundação do muro, o critério usualmente adotado recomenda-se a fórmula abaixo, dada em KN/m²:

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \approx \frac{q_{\max}}{2,5} \quad (32)$$

Onde, q_{\max} , a capacidade de suporte calculada pelo método clássico de Terzaghi Prandtl (Terzaghi e Peck, 1967), considerando a base do muro como sendo uma sapata, conforme mostra a equação:

$$q_{\max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (33)$$

Levando em consideração largura da base do muro, o peso específico e coesão do solo de fundação, além dos fatores de capacidade de carga.

O Geo 5, como ferramenta de suporte no dimensionamento da estrutura, permitirá as verificações de estabilidade do solo, de acordo com as informações já estabelecidas e validadas anteriormente. Uma vez que o software permite uma análise mais aprofundada dentro das condições de estabilidade, dentro dos parâmetros de segurança necessário.

3.4.6 Dimensionamento de Armadura

Para o dimensionamento da armadura resistente aos esforços solicitantes no muro e na sapata, é necessário levar em consideração os esforços solicitantes e atuantes, já determinado nas etapas anteriores.

Deve ser levado em consideração ainda o cobrimento para armadura, segundo classe de agressividade ambiental, disposta na NBR 6118:2003. E, calculado as áreas de aço para cada seção que foram determinados os esforços solicitantes.

Levando em consideração a classificação e critério para engastamento, o cálculo e equilíbrio do momento negativo, para que só assim se chegue à equação de área de aço mínima (cm^2/m) para a peça:

$$AS = \frac{(K3 * M)}{d} \quad (34)$$

$$AS_{\text{min}} = 0,0015 * bw * h \quad (35)$$

Onde: As: área de aço; M: momento; K3: coeficiente; ASmin: área de aço mínima; h: altura; bw: largura. K3: parâmetro relacionado ao tipo de aço

Para armadura de distribuição (cm^2/m), a NBR 6118:2003 recomenda que a mesma deva corresponder a 20% de AS, ou seja:

$$A_{\text{distr}} = \frac{1}{5} * AS \quad (36)$$

E, para espaçamento mínimo, a NBR 6118:2003 recomenda que seja de 7 cm, enquanto que para espaçamento máximo a recomendação é de 33 cm para armadura secundária.

Para auxiliar no dimensionamento estrutural, será utilizado o software Eberick, que permite o lançamento de toda a estrutura de contenção, das características desta, posicionamento da estrutura, além das cargas existentes.

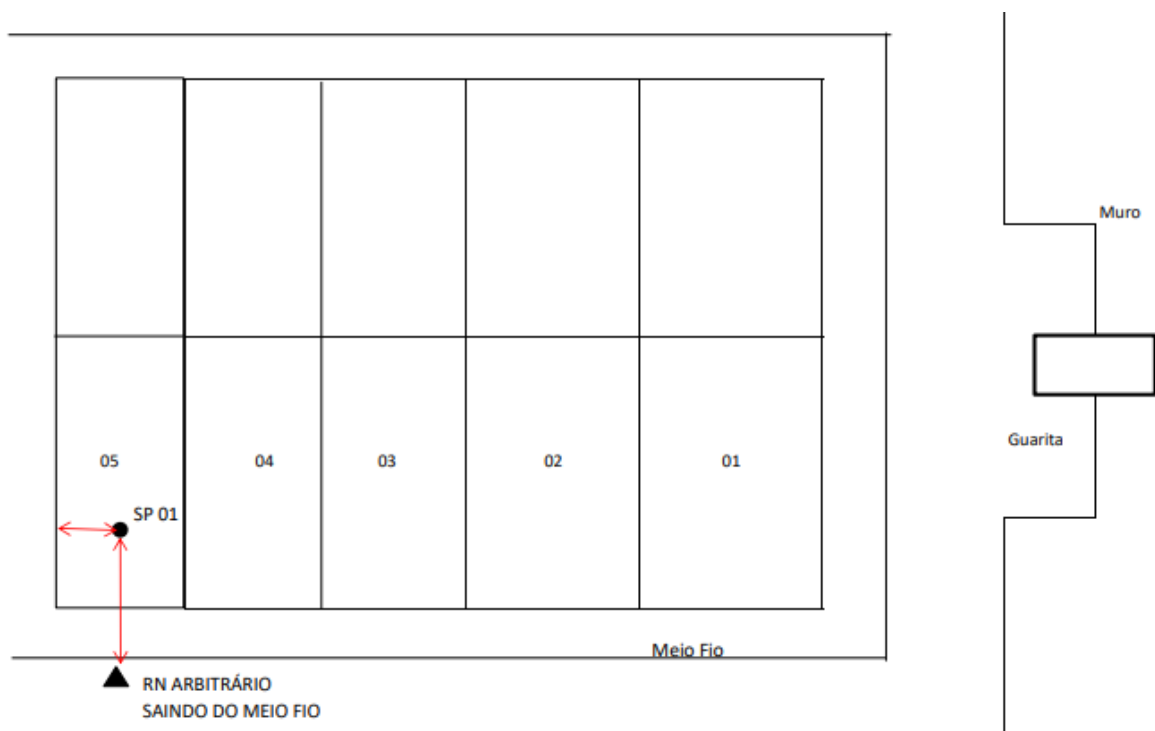
Assim, será possível a visualização dos esforços solicitantes da estrutura de contenção, de forma que seja possível o detalhamento da armadura necessária para combater os esforços da peça estrutural.

4. RESULTADOS

4.1 DIMENSIONAMENTO

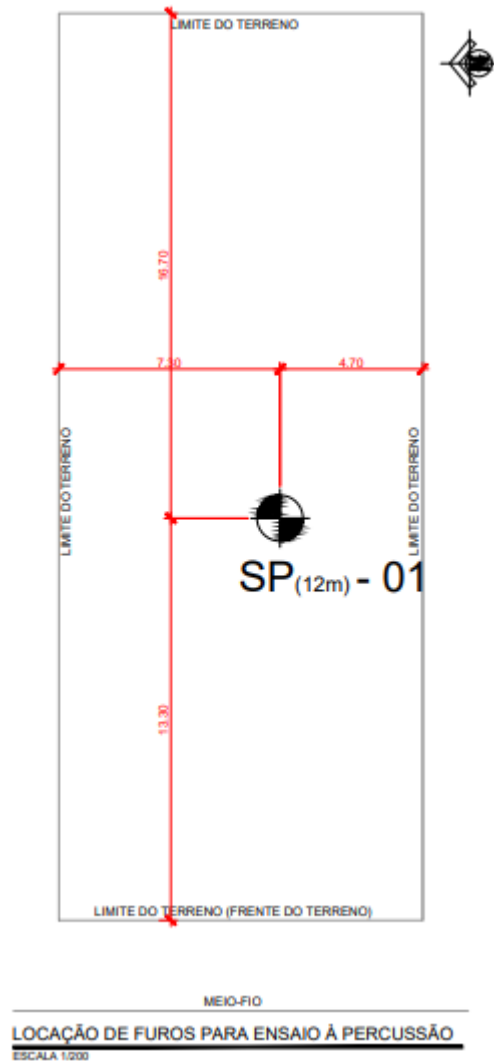
Para que seja analisado os parâmetros de resistência das camadas de solo foi analisado o resultado da sondagem realizado. A figura 28 apresenta o croqui de locação do furo de sondagem, sendo realizado apenas um, como consta abaixo.

Figura 28. Croqui de Locação.



E, o croqui de locação da sondagem à percussão, mostra a representação e disposição do mesmo no terreno, de forma que se verifique os distanciamentos entre o furo e os limites do terreno.

Figura 29. Croqui de Sondagem.



O laudo de sondagem, apresentado na figura 30, caracteriza o solo local a cada profundidade, facilitando e embasando as escolhas que atendam às exigências do projeto de contenção. É válido ressaltar que não foi alcançado nível de água no ensaio, que foi feito até uma profundidade de 12,45 metros.

profundidades das amostras extraídas são referidas à superfície do terreno, cuja cota está ligada a um R.N (Referencial de Nível, arbitrariamente considerado como cota 100,00).

Tendo em vista a caracterização do solo quanto ao NSPT, descrição do solo e seu grau de consistência, foi realizada uma correlação, tendo como base as tabelas 2, 3 e 4, conforme mostra o Quadro 1.

Quadro 1. Dados do solo com base no NSPT

Z (m)	Descrição do Solo	NSPT	Designação (NBR 7250)	C' (Kpa)	θ (°)	Y (KN/m ³)
1						
2	Silte arenoso com pedregulho	10	Mediamente compacta	0,00	35	19
3	Silte arenoso com pedregulho	26	Compacta	0,00	35	20
4	Silte arenoso com pedregulho	16	Mediamente compacta	0,00	35	19
5	Silte arenoso com pedregulho	17	Mediamente compacta	0,00	35	19

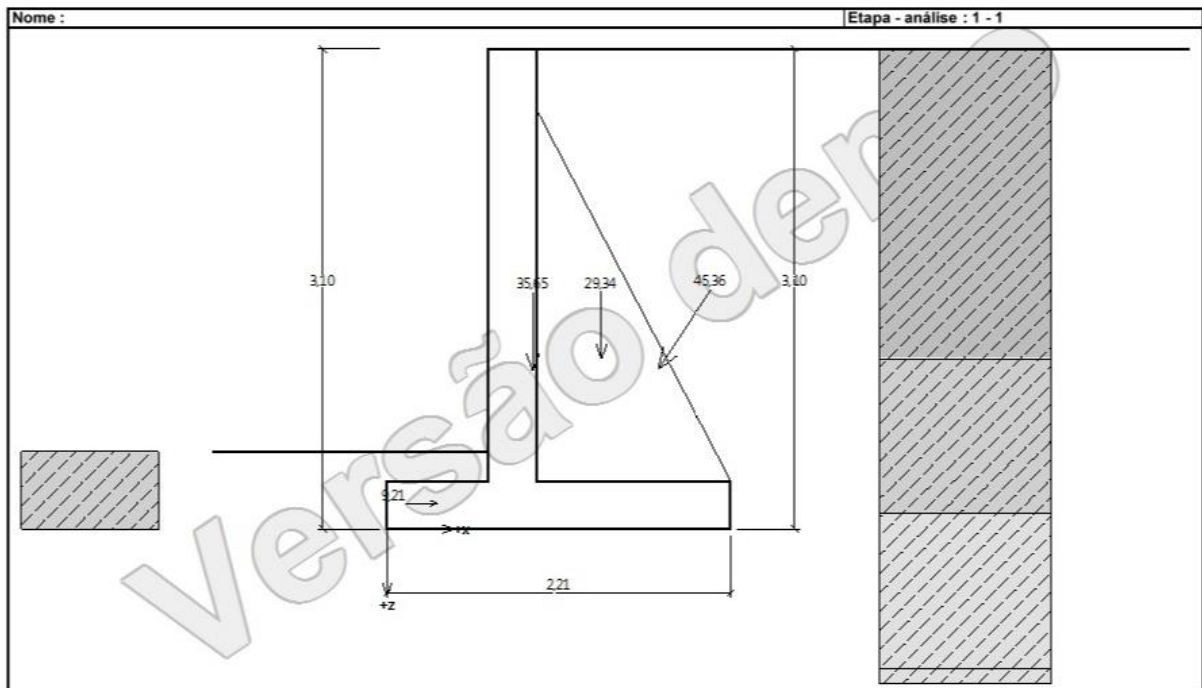
Fonte: Autor (2019).

O Quadro 1 traz a descrição do solo, bem como sua designação estabelecida pela NBR 7250:1982, traz a coesão, ângulo de atrito e peso específico de cada camada de solo, em conformidade com os dados da amostra disposta no laudo técnico de sondagem, chegando a uma Tensão Admissível de 345 KPa.

Vale ressaltar que o solo foi caracterizado como siltoso, apresentando coesão 0 (zero), uma vez que esse tipo de solo não apresenta coesão apreciável, já que não há resistência ao cisalhamento de um solo quando não há nenhuma pressão externa sobre ele.

Para o dimensionamento do muro à flexão, foi utilizado o software Geo5, onde foi determinado para o muro uma geometria retangular, sendo de concreto armado e com dimensões que respeitem o projeto arquitetônico, conforme mostra a figura 31.

Figura 31. Forças atuantes e dimensões do muro.

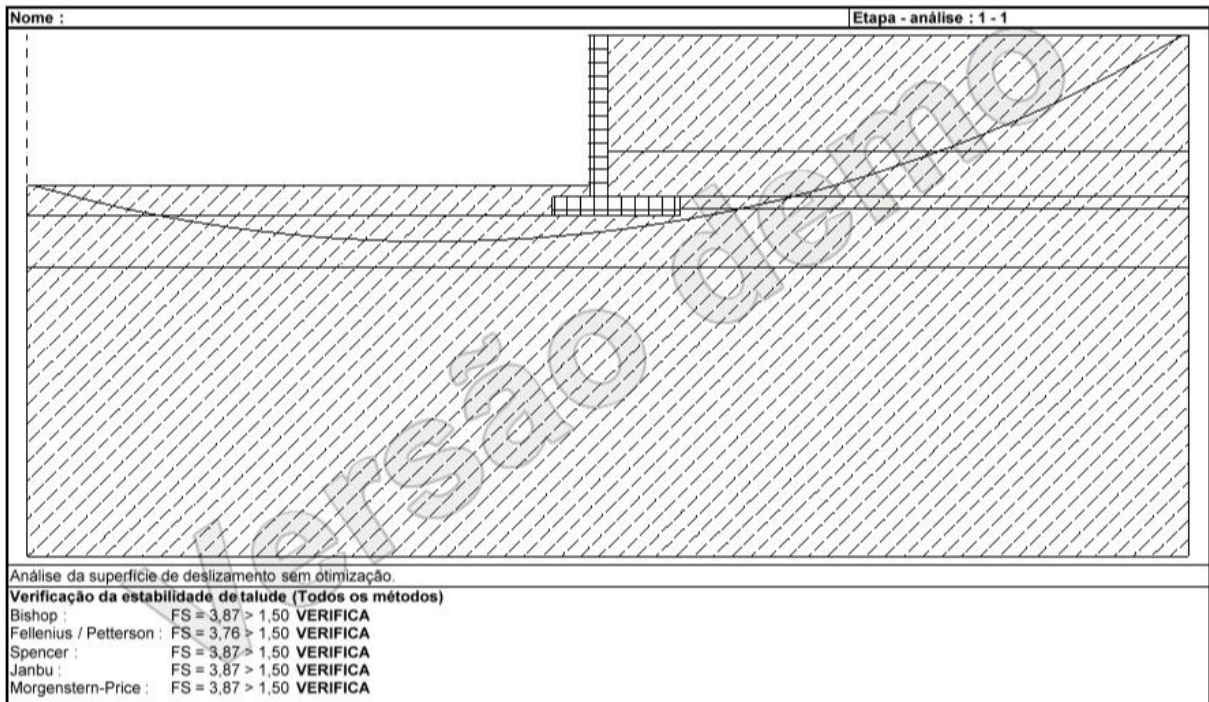


Fonte: Geo5 (2019).

Com o perfil de solo caracterizado, as devidas correlações e dimensão de muro definida, foi possível determinar os empuxos atuantes conforme verificados na figura 31. Trazendo ainda o comportamento dos componentes horizontais e verticais das camadas de solo, permitindo uma melhor análise da estrutura.

A determinação dos empuxos, auxilia a verificação das condições de estabilidade do solo. Dessa maneira, o software verificou a superfície de deslizamento e estabilidade do maciço de solo por meio dos métodos de Bishop e Fellenius, como demonstrado na figura **x**

Figura 32. Verificação de estabilidade.



Fonte: Geo5 (2019).

Levando em consideração as forças atuantes (ativas e passivas), as análises pelos métodos que embasam o estudo, chegou-se a um fator de segurança de 3,87 para método de Bishop e 3,76 para o método de Fellenius, confirmando que a verificação quanto ao deslizamento atende às recomendações, uma vez que o fator de segurança deve ser maior que 1,5.

A análise de estabilidade quanto ao deslizamento traz uma reação horizontal de 72,05 KN/m e uma reação horizontal ativa de 15,09 KN/m, chegando para esses dados a um fator de segurança de 4,59 KN, atendendo assim aos limites mínimos de segurança desejável.

E, quanto à resistência do muro ao tombamento, bem como a estabilidade global do maciço de solo foi satisfatória, uma vez o momento de tombamento foi de 24,09 KNm/m, enquanto o momento resistente apresentado foi de 140,02 KNm/m, o que equivale a um fator de segurança igual a 5,81, sendo maior que a condição satisfatória para o projeto.

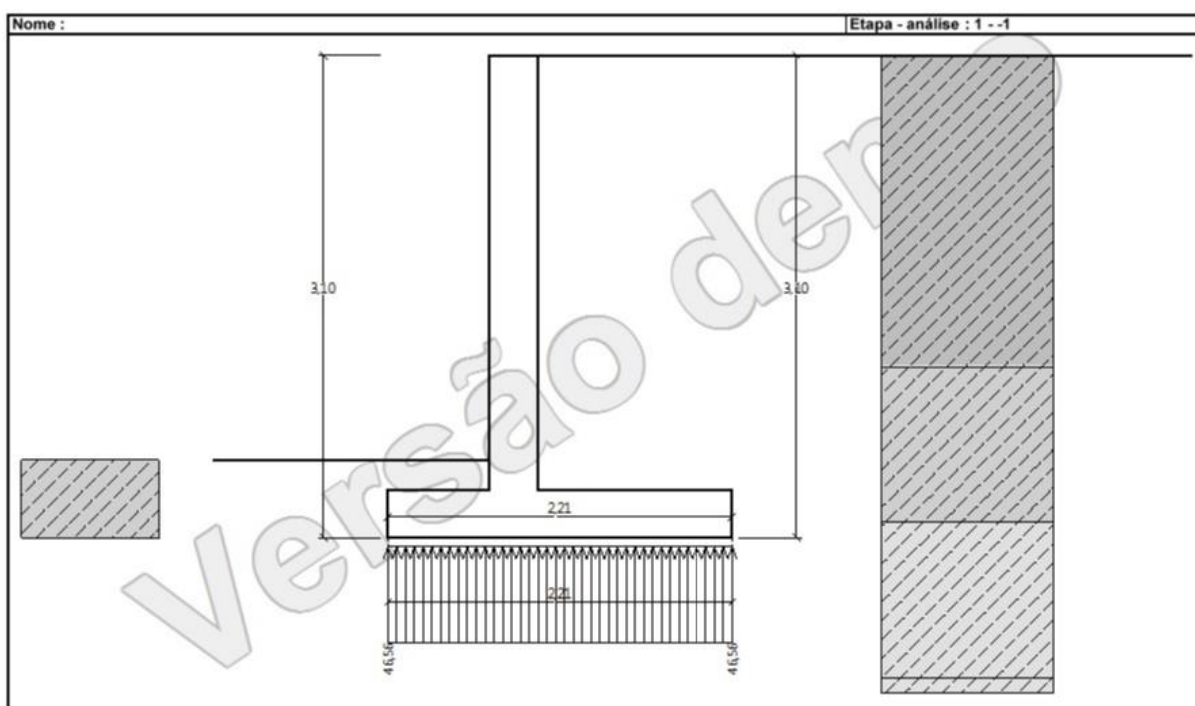
A fundação da estrutura possui base retangular, e apresentou excentricidade máxima de 0,333, sendo essa considerada satisfatória. E, quanto a verificação da capacidade de carga da sapata, foi apresentado uma tensão máxima na base de 46,56 KPa.

Dessa maneira, pode-se dizer que a capacidade de carga do solo de fundação foi de 345,0 KPa, sendo considerada satisfatória. E fator de segurança de 7,41. Alguns dados foram

observado, configurando o contexto satisfatório para a fundação, aos quais pode-se citar uma Força Normal de 102,90 KN/m, Momento de 2,21 KN.m/m e Força de Cisalhamento equivalente a 15,69 KN/m.

A figura 34 traz as forças atuantes na base da fundação, de forma a facilitar a compreensão, por meio da visualização destas.

Figura 33. Forças atuantes na fundação.



Fonte: Geo5 (2019).

4.2 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA

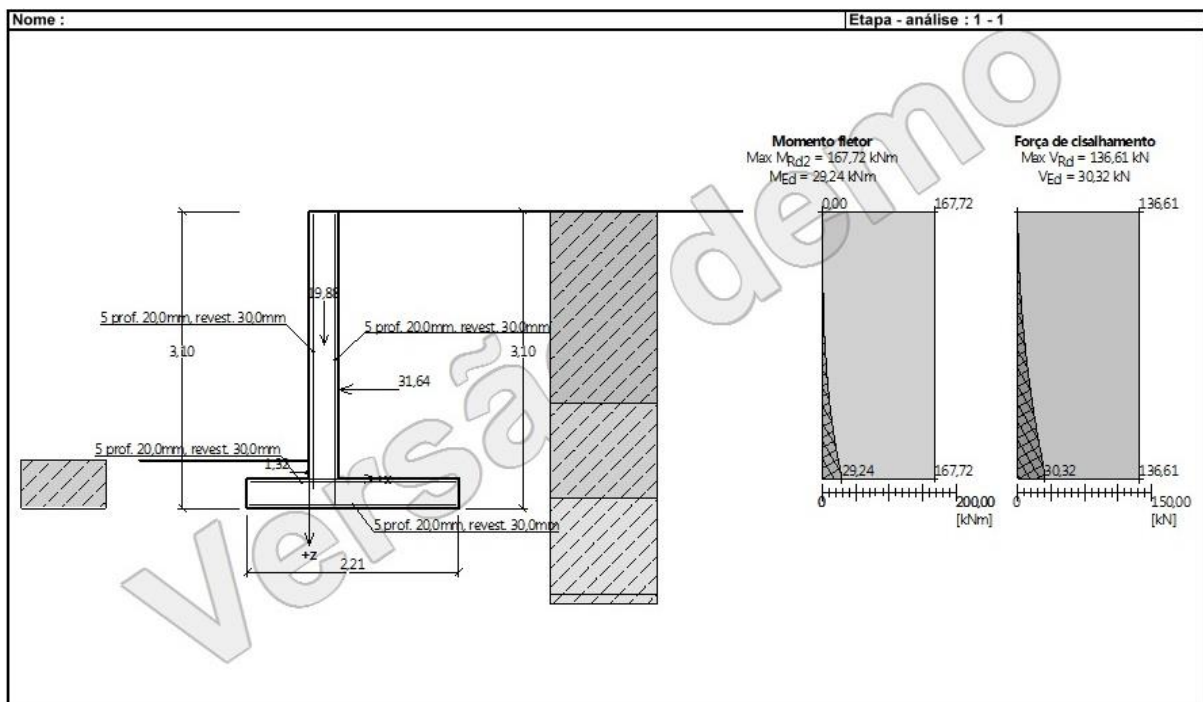
A seguir serão expostos a determinação da armadura para a estrutura, comparando o que sugere o Geo5 e o Eberick.

4.2.1 GEO5

Com base nas forças solicitantes do conjunto solo-muro, o Geo5 traz as armaduras resistentes para cada componente do muro, tendo essas a capacidade de resistir os esforços aos quais a estrutura está submetida.

Vale ressaltar que, para todos os componentes do muro, foram utilizadas bitolas de 20 mm, como mostra a figura 34, que traz o detalhamento da estrutura, de forma a facilitar a compreensão da mesma.

Figura 34. Detalhamento do muro.



Fonte: Geo5 (2019).

Para a determinação da armadura, foi realizada a verificação do muro em seus respectivos componentes. Assim, na verificação da haste do muro, foi apresentada uma Força de cisalhamento última, V_{Rd} de 136,61 kN e momento último, M_{Rd} de 167,72 kN na armadura traseira, enquanto que para o avanço do muro há uma Força de cisalhamento última, V_{Rd} 136,61 kN e momento último, M_{Rd} 166,91 kN. Já para a frontal, o software recomenda que não é necessário a utilização de armadura frontal.

E, na verificação do dente do muro, a força de cisalhamento última, V_{Rd} 136,61 kN e momento último, M_{Rd} 166,91 kN.

Quanto a altura e dimensão da seção transversal, foram apresentados para largura seção transversal 1,00 m e altura da seção transversal 0,31m, sendo então considerada uma seção transversal satisfatória.

4.2.2 EBERICK

Para a determinação da armadura do muro, foram lançadas as informações iniciais do muro, sendo determinado sua tipologia em concreto armado, f_{ck} 300 kgf/cm², o peso específico de 2500 kgf/cm³ e cobrimento de 4,5 cm,

A seguir, são consideradas as características do solo, conforme o Quadro 2, ressaltando a pressão admissível, peso específico coeficiente de recalque e tipo de solo.

Quadro 2. Características do solo.

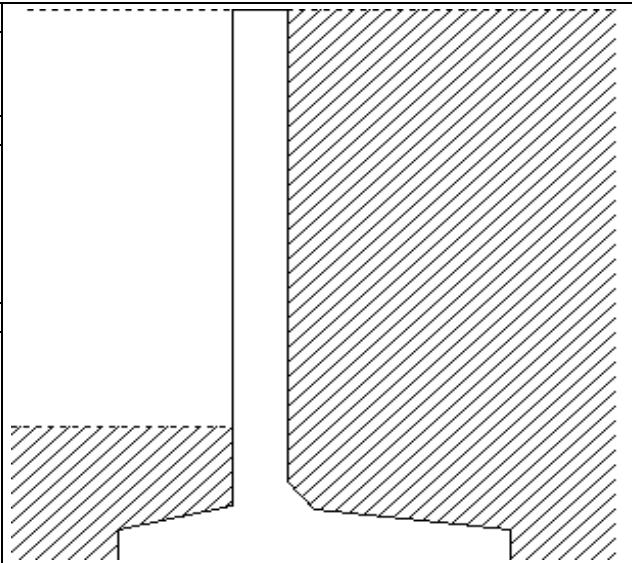
Características do solo	
Pressão admissível	2 kgf/cm ²
Coesão	0 kgf/cm ²
Ângulo de atrito interno	35 °
Peso específico do solo	2000 kgf/m ³
Peso específico submerso	900 kgf/m ³
Coefficiente de recalque vertical	2000 tf/m ³
Tipo de solo	Arenoso

Fonte: Eberick (2019).

O software traz ainda a geometria do muro, sendo essa retangular e dispendo das dimensões como altura, parede e base, conforme demonstrado no quadro 3.

Quadro 3. Geometria do muro.

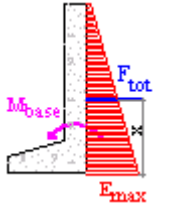
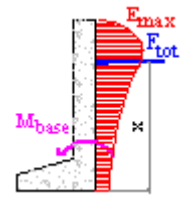
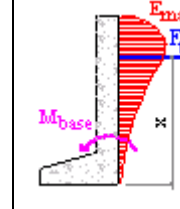
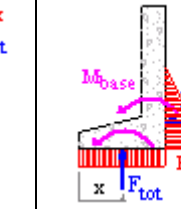

Altura	
Muro	310 cm
Solo externo	310 cm
Solo interno	50 cm
Parede	
Largura topo	31 cm
Largura base	31 cm
Inclinação interna	0 °
Inclinação externa	0 °
Chanfro	15 cm
Base	
Comprimento interno	65 cm
Comprimento externo	125 cm
Comprimento total	221 cm
Altura maior	35 cm
Altura menor	20 cm



Fonte: Eberick (2019).

Determinada as dimensões, bem como os dados iniciais e características do solo, são determinados os empuxos ativos, levando em consideração o peso do solo e sobrecarga existente (concentrada e distribuída), como demonstrado no quadro 4.

Quadro 4. Empuxos ativos.

	Solo + Sobrecarga	Sobrecarga (distr. região)	Concentrada	Água		Total
				Hor.	Vert.	
Valor	0 kgf/m ²	0 kgf/m ²	0 tf	-	-	-
Dist. aplic.	-	100 cm	100 cm	-	-	-
Comp. região	-	100 cm	-	-	-	-
E _{max} (kgf/m)	1953.51	0	0	-	-	1953.51
F _{total} (tf)	3.39	0	0	-	-	3.39
Dist. base (cm)	115	0	0	-	-	115
M _{base} (kgf.m/m)	3894.94	0	0	-	-	3894.94
Diagramas						
Coeficiente de empuxo ativo = 0.27			Inclinação terreno = 0°			

Fonte: Eberick (2019).

Com base no empuxo ativo estabelecido, foi determinado as cargas verticais e momentos resistentes, sendo esse analisado por meio do conjunto muro-solo, apresentando assim um momento total resistente de 17916,8 Kgf.m/m, como traz o quadro 5.

Quadro 5. Cargas verticais e momentos resistentes.

	Muro	Terra (base interna)	Terra (base externa)	Carga (topo muro)	Empuxo passivo	Carga total vertical	Mom. total resistente
Área (m ²)	1.6	0.37	3.96	-	-	N _{tot} = 13.1 tf/m	M _{tot} = 17916.8 kgf.m/m
G (tf/m)	4.01	0.78	8.31	0	2.8		
X (cm)	91.13	31.09	159.16	80.5	28.33		
M (kgf.m/m)	3652.49	243.99	13227.1	0	793.22		

Fonte: Eberick (2019).

Já quanto a verificação do muro (quadro 6), o software ratifica que, com base nas dimensões estabelecidas, o muro responde positivamente às forças atuantes sobre ele, quanto no solo, sendo o fator de segurança considerado satisfatório para escorregamento, cisalhamento e deslocamento no topo do muro.

Quadro 6. Verificação do muro.

Tombamento (kgf.m/m)	Escorregamento (kgf/m)	Cisalhamento (kgf/m)	Deslocamento topo (cm)	Pressão base (kgf/cm²)
Ms = 3894.94	Fs = 3386.73	Vsd = 3.84	Rot. base = 0.72	Máxima = 0.65 Mínima = 0.54
Mr = 17916.8	Fr (passivo) = 2799.46 Fr (dente) = 0 Fr (base) = 5684.08 Fr = 8483.54	Vrd = 16.33	Elástico = 0.08 Imediato = 0.08 Diferido = 0.17 Total = 0.89	
FS = 4.6 (mínimo: 1.5) Status: Ok	FS = 2.5 (mínimo: 1.5) Status: Ok	FS = 4.25 (mínimo: 1.0) Status: Ok	Limite = 2.3 Status: Ok	Admissível = 2 Status: Ok

Fonte: Eberick (2019).

Tendo sido considerado satisfatória as verificações as quais o muro foi submetido, foi realizado o dimensionamento da armadura que resista aos esforços atuantes no muro, contemplando cada componente do mesmo, como parede, base, dente e chanfro, como disposto no quadro 7.

Quadro 7. Dimensionamento armadura

	Momentos (kgf.m/m)	Armadura (cm²)	Ferros
Parede interna	-	0.9	5 ϕ 5.0c/20
Parede externa	2792.12	4.65	6 ϕ 10.0c/17
Base inferior	1866.6	5.25	7 ϕ 10.0c/15
Base superior	2022.57	5.25	7 ϕ 10.0c/15
Dente	-	-	-
Chanfro	-	-	31 ϕ 6.3c/20

Fonte: Eberick (2019).

O Eberick traz ainda o resumo de aço utilizado na estrutura, facilitando a visualização das quantidades totais para cada bitola considerada, contemplando ainda a porcentagem de perda, como mostra o quadro 8, bem como o volume de concreto e área de forma estimada, demonstrado no quadro 9.

Quadro 8. Resumo de aço.

Aço	Diâmetro	Comp. Total (m)	Peso + 10 % (kg)
CA50	6.3	3676.8	989.7
	10.0	2459.9	1668.3
CA60	5.0	823.6	139.6

Fonte: Eberick (2019).

Quadro 9. Volume de concreto e área de forma.

Peso total (kg)		Vol. concreto total (m ³)		Área de forma total (m ²)
CA50	2658.0	C-30	76.1	520.92
CA60	139.6			

Fonte: Eberick (2019).

Cabe ressaltar que o detalhamento, bem como as considerações feitas sobre o software estão dispostas nos apêndices desse trabalho, de forma a ratificar os descritos e facilitar a compreensão dos dados estabelecidos por meio da visualização do projeto disponibilizado pelo Eberick.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho elaborado abordou o estudo de uma estrutura de contenção em concreto, sendo considerada o muro a flexão o mais adequado para a construção de uma garagem subterrânea para uma situação real de uma obra residencial, em Palmas, Tocantins.

Após a estimativa dos parâmetros geotécnicos a partir dos resultados das sondagens e correlações propostas pela literatura entre N (SPT) e ângulo de atrito, foi feito, o cálculo do empuxo do terreno e o dimensionamento geotécnico para cada opção, considerando também análise da estabilidade do muro, pelos métodos de Fellenius e Bishop, apresentando resultados satisfatórios, uma vez que o fator de segurança estavam acima de 1,5, recomendado pela literatura.

Para o trabalho, foram utilizados ainda dois softwares, com o intuito de trazer uma melhor visualização do dimensionamento, e conseqüentemente da armadura necessária para combater as forças atuantes na estrutura.

De forma que, o Geo5 foi utilizado para os parâmetros como caracterização do solo, bem como dimensionamento da estrutura do muro, sendo possível inserir as camadas de solo, o que permite uma análise mais detalhada e mais voltada para a realidade do terreno estudado.

Diferente desse, no Eberick, por não permitir a inserção do perfil do solo para estudo, foi adotado a pior situação de solo para o projeto, adotando então o peso específico do solo como sendo 2000 kgf/m³, atendendo as demais camadas existentes. Já em termos de dimensionamento da armadura, o Eberick apresentou-se com maior precisão na determinação das armaduras necessárias, uma vez que o software detalha as quantidades necessárias, bem como as bitolas utilizadas em cada componente do muro, como disposto nos apêndices desse trabalho.

O estudo permitiu ainda a verificação da importância de contenção, sendo que para o caso, o terreno deve ser contido antes do corte e/ou escavação local, uma vez que o mesmo não apresenta coesão, propiciando desmoronamento do mesmo.

Dessa maneira, pode-se dizer que o trabalho proporcionou experiência de conhecer e desenvolver todas as etapas de um projeto geotécnico de uma estrutura de contenção sendo esse composto pela sua parte teórica e pelo cálculo e detalhamento de um muro a flexão em concreto armado e fundação superficial, com uso de ferramentas computacionais.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1989.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de fundação. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.
- ALTOQI. Disponível em: <https://www.altoqi.com.br/>. Acessado em out. de 2019.
- BUDHU, Muni. Fundações e estruturas de contenção. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. 6ª Ed. Rio de Janeiro: JC, 1988.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de textos, 2010.
- DOMINGUES, P.C. Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado. São Paulo, 1997.
- GEO-RIO,2014 - Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, Manual Técnico de Encostas: Volume I, Rio de Janeiro.
- GEO-RIO, 2014 - Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, Manual Técnico de Encostas: Volume II, Rio de Janeiro.
- GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. Contensões: teoria e aplicações em obras. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- GERSCOVICH, D.M.S., 2007, Apostila Empuxo de terra Faculdade de Engenharia / UERJ, Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2010). Apostila Estruturas de Contenção, Empuxos de Terra. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- GERSCOVICH, D.M.S., 2012, Estabilidade de Taludes, Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- HACHICH, Waldemar et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- LUIZ, Bruna Julianelli. Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.
- Massad, F. (2003). Obras de Terra - Curso básico de Geotecnia. São Paulo : Oficina de Textos.

MARCHETTI, O., 2007, Muros de Arrimo, 1ª Ed., São Paulo, Blucher.

MARIANO, Mayara aparecida da Cunha. Aplicação e análise da utilização do software eberick em um projeto residencial popular. Trabalho de Conclusão de Curso. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2015.

MILITITSKY, J. SCHNAID, F. CONSOLI, N.C. Patologia das fundações. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

MOLITERNO, A., 1994, Caderno de Muros de Arrimo, 2ª Ed., Blucher, São Paulo, Brasil.

RANZINI, S.M.T., NEGRO JUNIOR, A., 1996, Capítulo13 – Obras de Conteção: Tipos, Métodos Construtivos, Dificuldades Executivas. In: HACHICH et al. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI. P.499.

RUVER, C. A. Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solo Residuais a partir de Ensaio SPT. 2005. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SCHNAID, F. Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Pailo/SP: Oficina de textos, 2000.

APÊNDICES

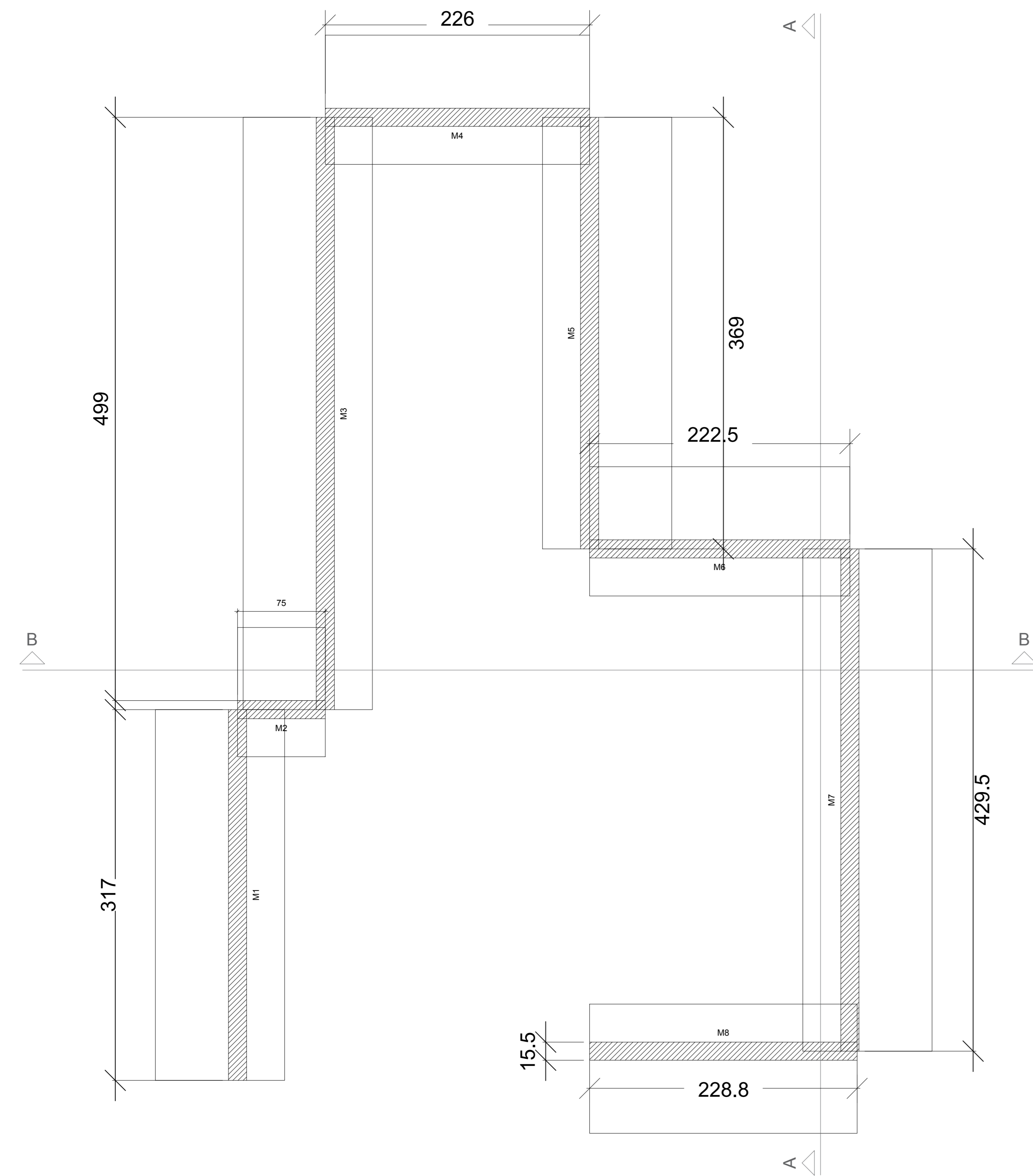
TCC II- Thaynara 30102019 entrega final.docx (31/10/2019):

Documentos candidatos

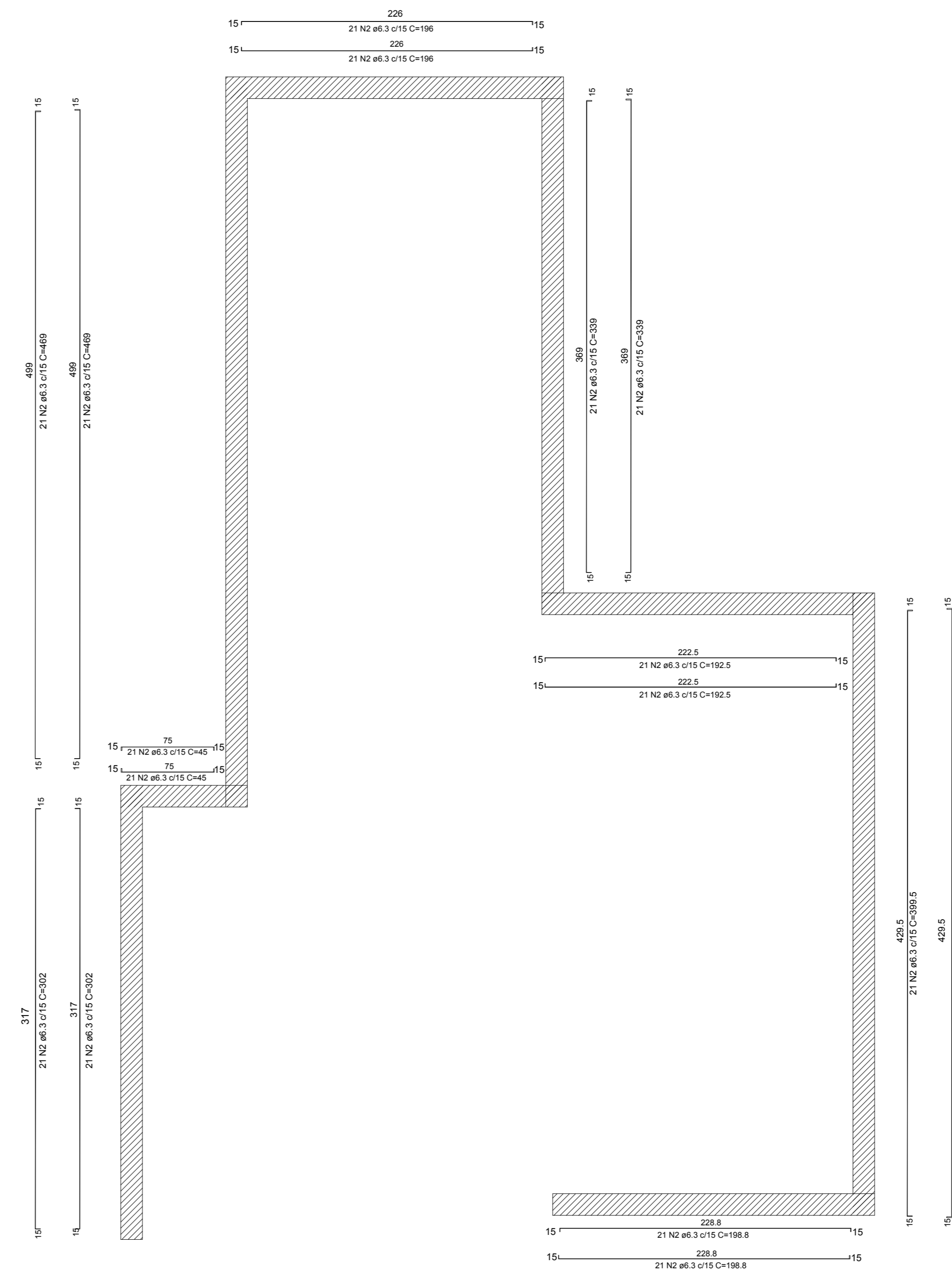
[repositorio.unisc.br...](#) [2,36%][dnit.gov.br/download...](#) [2,3%][bibliodigital.unijui...](#) [1,72%][ufff.br/nugeo/files/...](#) [0,98%][fenix.ciencias.ulisb...](#) [0,54%][tcc.bu.ufsc.br/Ssoci...](#) [0,49%][unasp.br/cursos/ec/g...](#) [0,18%][unifev.edu.br/curso/...](#) [0,09%][suporte.meetime.com....](#)
[0,01%][askmediagroup.com/ca...](#) [0%]

Arquivo de entrada: TCC II- Thaynara 30102019 entrega final.docx (10413 termos)

Arquivo encontrado		Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)
repositorio.unisc.br...	Visualizar	15092	590	2,36
dnit.gov.br/download...	Visualizar	1123	260	2,3
bibliodigital.unijui...	Visualizar	14704	427	1,72
ufff.br/nugeo/files/...	Visualizar	1832	120	0,98
fenix.ciencias.ulisb...	Visualizar	2157	68	0,54
tcc.bu.ufsc.br/Ssoci...	Visualizar	15367	126	0,49
unasp.br/cursos/ec/g...	Visualizar	2363	24	0,18
unifev.edu.br/curso/...	Visualizar	506	10	0,09
suporte.meetime.com....	Visualizar	343	2	0,01
askmediagroup.com/ca...	Visualizar	307	0	0



Planta de Forma do Muro de Contenção
Escala 1:100



Planta de Armaduras
Escala 1:100

8xM1
RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	232	355	82360
CA50	2	6.3	576	VAR	VAR
	3	6.3	232	111	25752
	4	10.0	312	233	72696
	5	10.0	312	229	71448
	6	10.0	272	367	69824

RESUMO DO AÇO

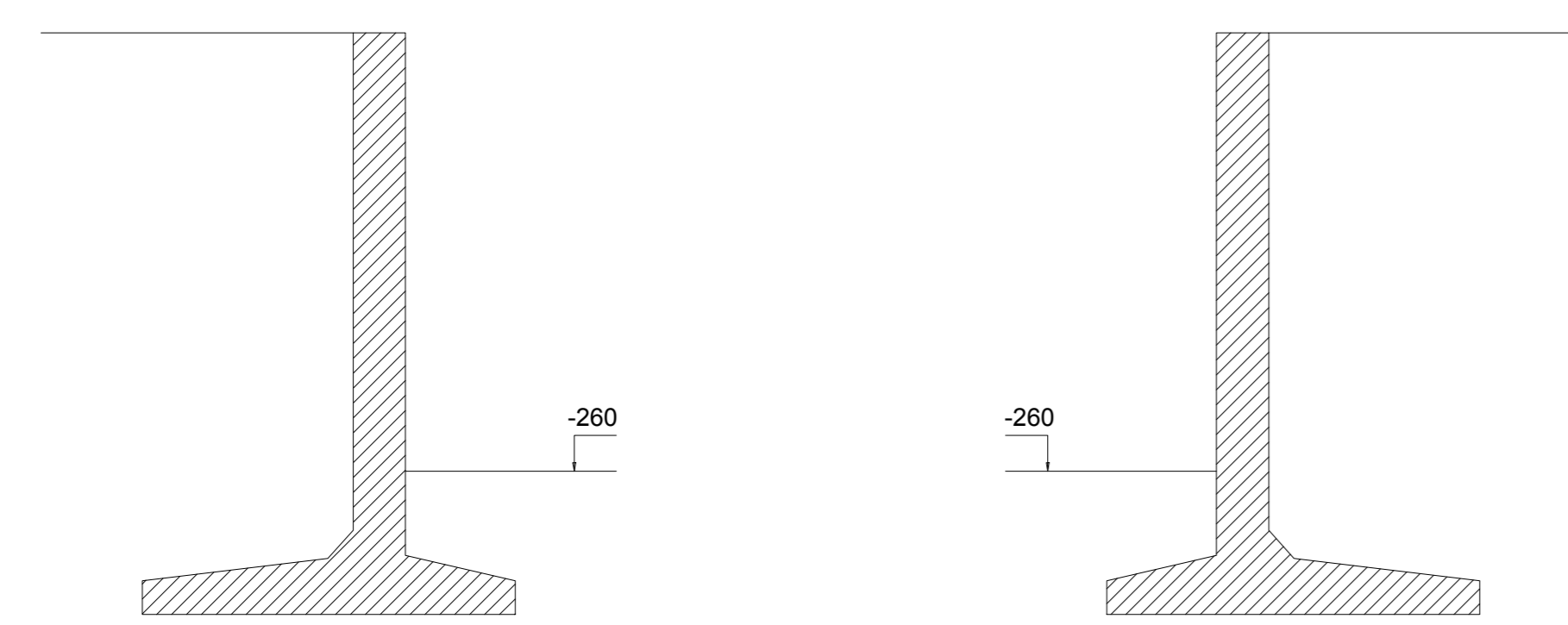
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)	PESO TOTAL (kg)
CA50	6.3	3679	990.3	2644.9
	10.0	2439.7	1654.6	139.6
CA60	5.0	823.6	139.6	139.6

Volume de concreto (C-30) = 76.13 m³
Área de forma = 520.92 m²

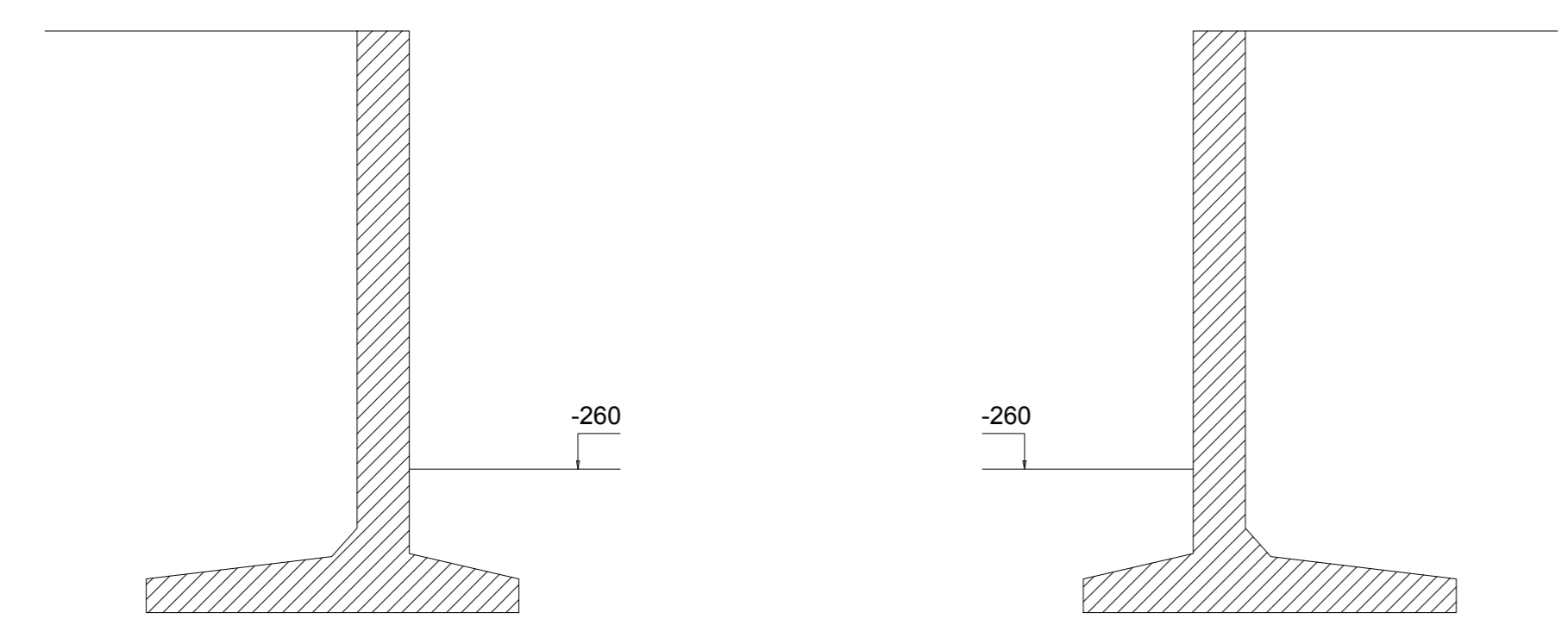
Características dos materiais

fck (kgf/cm ²)	Ecs (kgf/cm ²)
300	268384

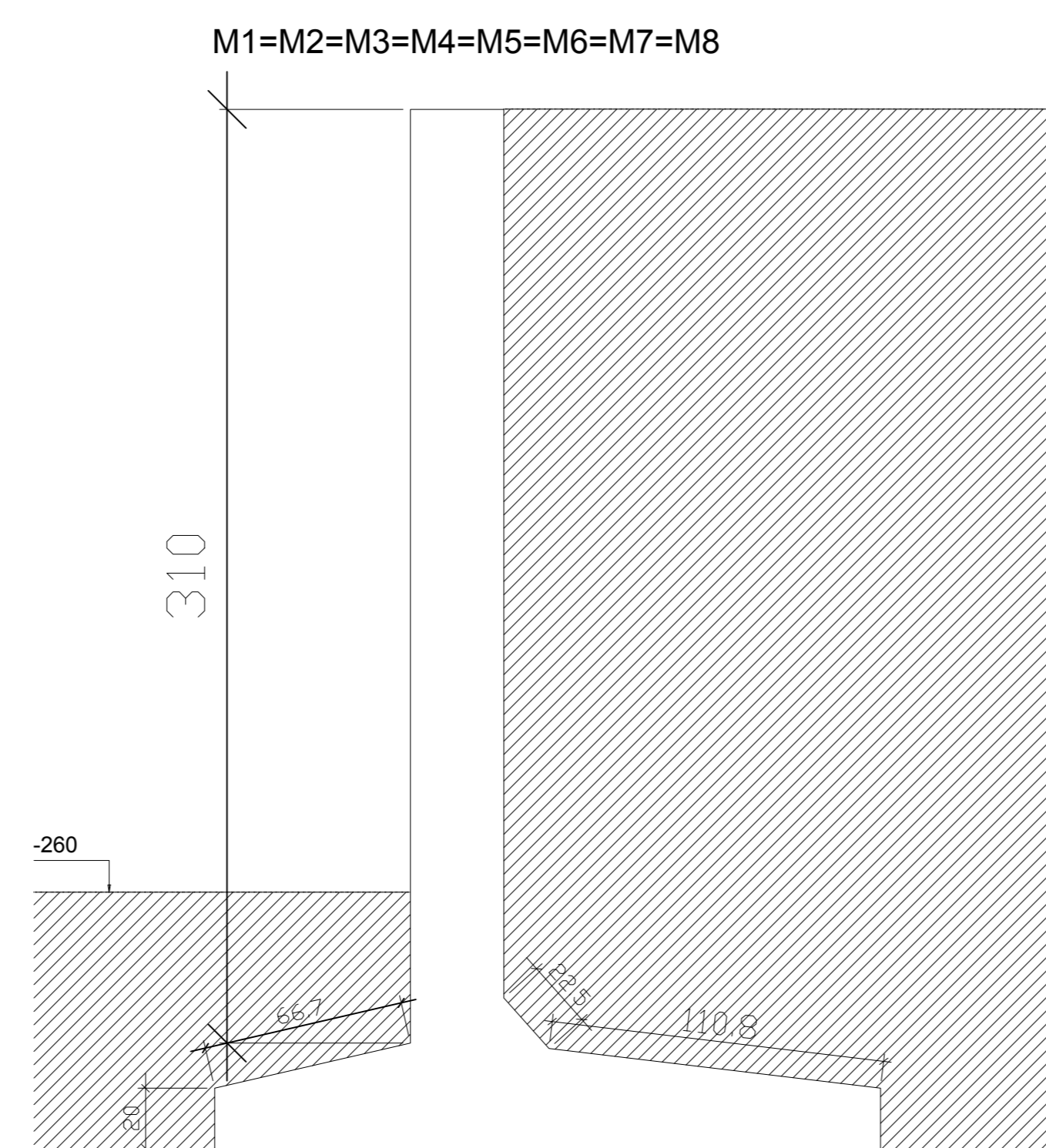
Dimensão máxima do agregado = 19 mm



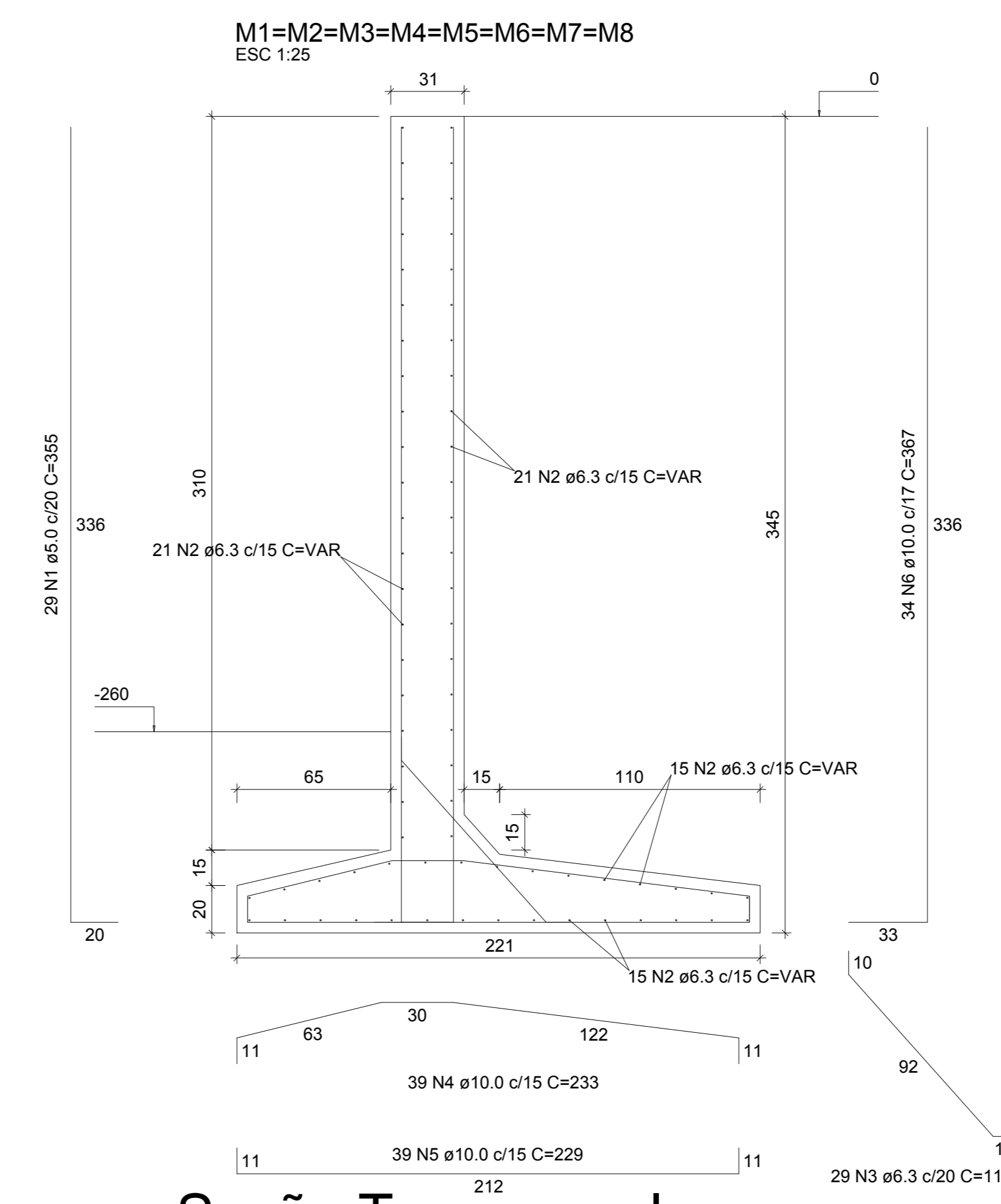
Corte A-A
Escala 1:75



Corte B-B
Escala 1:75



Forma - Seção Transversal
Escala 1:75



Seção Transversal
Escala 1:75

APROVAÇÕES:	
PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	
DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II ALUNO (a): THAYNARA BUENO BATISTA INSTITUIÇÃO: CEULP/ULBRA	
PROFESSOR TITULAR:	
AUTOR DO PROJETO:	
CONTÉUDO:	DATA:
-PLANTA DE FORMA DO MURO DE CONTENÇÃO -FORMA SEÇÃO TRANSVERSAL -TABELA DE CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS -CORTE A-A E CORTE B-B -PLANTA DE ARMADURA LONGITUDINAL -DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL -TABELA DE RELAÇÃO DO AÇO	NOVEMBRO 2019
	FRENDA:
	01/01