

UNIS – MG - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

ENGENHARIA CIVIL

ALISSON ROBERTO ALVES ROCHA

**ESTUDO COMPARATIVO DE MUROS DE ARRIMO EXECUTADOS EM
CONCRETO ARMADO, QUANDO DIMENSIONADOS PARA ALTURAS
DIFERENTES.**

**Varginha - MG
2016**

ALISSON ROBERTO ALVES ROCHA

**ESTUDO COMPARATIVO DE MUROS DE ARRIMO EXECUTADOS EM
CONCRETO ARMADO, QUANDO DIMENSIONADOS PARA ALTURAS
DIFERENTES.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas UNIS-MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Antônio de Faria.

**Varginha - MG
2016**

ALISSON ROBERTO ALVES ROCHA

**ESTUDO COMPARATIVO DE MUROS DE ARRIMO EXECUTADOS EM
CONCRETO ARMADO, QUANDO DIMENSIONADOS PARA ALTURAS
DIFERENTES.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas UNIS-MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Antônio de Faria.

Aprovado em: 29 / 11 / 2016

Prof. M. Sc. Antônio de Faria

Prof. Armando Belato Pereira

Prof. Max Filipe Ferreira Marques

OBS.:

Dedico este trabalho ao meu filho e minha esposa, por toda a minha ausência, durante o período em que estive escrevendo este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, pelo dom da vida, e a Nossa Senhora Aparecida, por sempre interceder por mim.

A toda minha família, em especial, ao meu filho, minha esposa e meus pais por todo apoio dado ao decorrer do curso.

Aos professores que contribuíram e fizeram parte da minha vida acadêmica.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para que eu chegasse até aqui.

“Temos de fazer o melhor que podemos. Esta é a nossa sagrada responsabilidade humana. ”

Albert Einstein

RESUMO

O presente trabalho tem, como objetivo, fazer um comparativo entre o dimensionamento de muros de arrimo, projetados em concreto armado, de dois tipos diferentes, considerando variação de altura. Os tipos dos muros serão: em perfil clássico e com contrafortes. A ideia surgiu pela necessidade de compreender, através de indicadores de consumo e verificações de estados limites, o motivo pelo qual alguns autores recomendam a utilização de modelos de muros de arrimo para faixas pré-estabelecidas de alturas e alegam inviabilidade da estrutura quando estas alturas são ultrapassadas. O trabalho está subdividido em duas fases distintas. Na primeira fase, são feitos levantamentos teóricos, embasados na literatura técnica sobre contenções, muros de arrimo e características dos solos. Este levantamento teórico inicia-se por uma caracterização das propriedades do solo, necessárias para o dimensionamento, e prossegue demonstrando alguns tipos de muros de arrimo existentes. Na sequência, é feito um estudo sobre os carregamentos existentes e algumas teorias desenvolvidas, ao longo dos anos, por diferentes autores. Além disso, tem-se um levantamento normativo, o qual se faz necessário para o cumprimento das etapas de dimensionamento. Na etapa inicial, é apresentado também, o assunto drenagem, roteiros de cálculo de dimensionamento e diretrizes para o estudo de caso proposto. Como o objetivo é fazer o comparativo através de indicadores de consumo e de verificações, o dimensionamento das estruturas faz-se necessário. Este dimensionamento compreende a segunda etapa e inicia-se pelo pré-dimensionamento das estruturas, baseado na bibliografia inicialmente consultada. Na sequência, são feitas verificações de estabilidade e o dimensionamento das armaduras quanto ao estado limite último. Este trabalho contempla ainda, para a verificação de estado Limites de serviço, a utilização do software F-Tool com modelos de interação solo-estrutura. Para a análise dos resultados, são apresentadas planilhas e gráficos, cujos quais auxiliam no entendimento dos valores obtidos, quanto aos indicativos de consumo. Por fim, após uma discussão sobre os principais pontos observados no dimensionamento e nos comparativos, conclui-se a inviabilidade do muro em perfil clássico com altura elevada e como possível solução a utilização do segundo modelo proposto.

Palavras-chave: Contenção, muro de arrimo, concreto armado, indicadores.

ABSTRACT

This work has the objective to make a comparison between the designs of retaining walls, designed in reinforced concrete, two different types, considering variation in height. The types of walls will be in classic profile and buttresses. The idea came from the need to understand, through consumption indicators and limit state checks, why some authors recommend the use of retaining walls models for pre-established ranges of heights and claim impracticability of the structure when these heights are outdated. The work is divided into two distinct phases. In the first phase, they are made theoretical surveys, based on technical literature on retainers, retaining walls and soil characteristics. This theoretical approach begins with a characterization of the properties of the soil necessary for the design, and proceeds showing some types of retaining walls. Following is a study done on existing shipments and some theories developed over the years by different authors. In addition, there is a legal survey, which is necessary for the fulfillment of the sizing steps. In the initial stage, it is also presented, the subject drainage, sizing calculation scripts and guidelines for the study of proposed case. Since the goal is to make the comparison by consumption indicators and checks, the design of structures is necessary. This comprises dimensioning the second step and starts the pre-sizing of the structures based on the initially consulted bibliography. Following are made of stability checks and dimensioning of armor as the ultimate limit state. This work also includes, for the status check service limits the use of the F-Tool software with soil-structure interaction models. For the analysis of results, charts and graphs are presented, who is which aid in the understanding of values, as the indicative consumption. Finally, after a discussion of the main points observed in the design and comparison, it is clear the impracticability of the wall in classic profile with high altitude and as a possible solution using the second model proposed.

Keywords: *Contention, retaining wall, reinforced concrete, indicators.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Talude, vista lateral.....	28
Figura 02 - Principais componentes dos muros de arrimo	30
Figura 03 - Perfil para muros de gravidade.....	31
Figura 04 - Muros de pedra	31
Figura 05 - Muro de concreto ciclópico.....	32
Figura 06 – Muro Gabião	33
Figura 07 – Perfis de muros de concreto armado corridos ou contínuos	34
Figura 08 – Muro com contraforte do lado maciço e cortina inteira.....	36
Figura 09 – Empuxo ativo.....	38
Figura 10– Empuxo Passivo.....	38
Figura 11 - Estado de equilíbrio plástico	39
Figura 12 - Equilíbrio plástico em um elemento de solo	40
Figura 13 - Teoria de Rankine.....	42
Figura 14 - Teoria de Coulomb	43
Figura 15 - Demonstrativos de tensões cisalhantes	44
Figura 16 - incógnitas para k, segundo Moliterno	45
Figura 17 – Demonstração do efeito da coesão.....	46
Figura 18– Método de Poncelet - Grandeza do empuxo.....	49
Figura 19 – Método de Poncelet - Direção empuxo	50
Figura 20 – Conclusões de Terzaghi (diagramas de tensões)	51
Figura 21 - Efeito sobrecarga distribuída.....	52
Figura 22 - Efeito sobrecarga (diagrama)	53
Figura 23 - Modelo de Winkler	54
Figura 24 - Deformabilidade do solo através de molas discretas – hipótese de Winkler	54
Figura 25 - Coeficientes de mola aplicados	55

Figura 26 - pré-dimensionamento muro de pedra.....	63
Figura 27 - Pré-dimensionamento muro concreto ciclópico	64
Figura 28 – Pré-dimensionamento perfil clássico 1.....	64
Figura 29 - Pré-dimensionamento perfil clássico 2	65
Figura 30 - Pré dimensionamento de muros com contraforte	66
Figura 31 – Condições para verificação de estabilidade.....	67
Figura 32 – Esforços atuantes.....	69
Figura 33 – Diagrama de tensões na base	70
Figura 34 – Método das fatias Fellenius	73
Figura 35 - Sistemas de drenagem.....	81
Figura 36 – Modelo estrutural M.A. Perfil clássico	87
Figura 37 - Divisão geométrica PF CL	89
Figura 38 - seções S6 e S7 (sapata)	93
Figura 39 - Carregamentos e diagrama de esforço cortante, F-Tool	97
Figura 40 - Diagrama de M. Fletor e linha elástica F-Tool.....	98
Figura 41. Posição das armaduras Perfil clássico 2m	99
Figura 42 - Modelo estrutural M.A. com contraforte	107
Figura 43- Diagramas de tensões na sapata.....	112
Figura 44 - Posição das armaduras muro com contraforte 5m.....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo <i>NSPT</i>	21
Tabela 02 - Peso específico de solos argilosos.....	24
Tabela 03 - Peso específico de solos arenosos	24
Tabela 04 - Classificação quanto à dimensão das partículas.....	25
Tabela 05 - Coeficientes de empuxo ativo, passivo e em repouso	40
Tabela 06 - Valores do coeficiente de Winkler	55
Tabela 07 - Classes de resistência dos concretos estruturais.....	57
Tabela 08 - Valores estimados de módulos de elasticidade	59
Tabela 09 - Propriedades dos aços para concreto armado	60
Tabela 10 - Classe de agressividade ambiental CAA	61
Tabela 11 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal	61
Tabela 12 - Fundações superficiais - Fatores de segurança e coeficientes de minoração	71
Tabela 13 - Fatores de capacidade de carga	72
Tabela 14 - Coeficientes de ponderação γ_c e γ_s	76
Tabela 15 - Pré dimensionamento PF CL 2m	88
Tabela 16 - Pesos e Mom. Rest. PF clássico 2 m. 1º verificação	89
Tabela 17 - Pesos e Mom. Rest. PF clássico 2 m. 2º verificação	90
Tabela 18 - Braço de alavanca e M. Fletor referente a B.....	91
Tabela 19 - Dados para Cálculo de todas seções PF CL 2m.....	94
Tabela 20 - cálculo de armaduras todas as seções PF CL 2m.....	95
Tabela 21 - Verificação cisalhamento todas as seções PF CL 2m	96
Tabela 22 - Quadro de ferro PF CL 2 m.	99
Tabela 23 - Dados gerais dimensionamento PF CL 2 metros	100
Tabela 24 - Dados gerais dimensionamento PF CL 2 metros	101
Tabela 25 - Dados gerais dimensionamento PF CL 3 metros	102

Tabela 26 - Dados gerais dimensionamento PF CL 4 metros	103
Tabela 27 - Dados gerais dimensionamento PF CL 5 metros	104
Tabela 28 - Dados gerais dimensionamento PF CL 6 metros	105
Tabela 29 - Dados gerais dimensionamento PF CL 7 metros	106
Tabela 30 - Dados geométricos muro com contraforte 5 m.....	107
Tabela 31 - Pesos e Mom. Rest. M c/ contraforte 5 m.....	108
Tabela 32 - Determinação dos momentos fletores atuantes.....	110
Tabela 33 - Momentos de cálculo.....	110
Tabela 34 - Determinação de armaduras de flexão.....	111
Tabela 35 - Determinação das armaduras da sapata	113
Tabela 36 - Verificação ao esforço cortante.....	114
Tabela 37 - Determinação dos esforços no contraforte.....	115
Tabela 38 - determinação das armaduras de flexão no contraforte	116
Tabela 39 - Determinação de armadura de cisalhamento	117
Tabela 40 -Dados gerais dimensionamento MA com contraforte 5 metros.....	118
Tabela 41 - Dados gerais dimensionamento MA com contraforte 7 metros.....	119
Tabela 42 - Quadros de ferro muros com contraforte 5 e 7 metros.....	120
Tabela 43 - Fatores de segurança sem e com sobrecarga.....	121
Tabela 44 - Dimensões geométricas antes das alterações muro 6 m.....	124
Tabela 45 - Consumo de concreto e aço das contenções	125
Tabela 46 - Indicadores de consumo	127
Tabela 47 - Indicadores M.A c/ contrafortes, por módulo	128
Tabela 48 - Indicadores M.A c/ contrafortes, por metro linear	129

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 - Impacto da sobrecarga ao F.S. Deslizamento	122
Gráfico 2 - Impacto da sobrecarga ao F.S. Tombamento	122
Gráfico 03 - Consumo de concreto	126
Gráfico 04 - Consumo de aço	126
Gráfico 05 - Consumo de concreto por metro	127
Gráfico 06 - Altura da sapata.....	128

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 Justificativa	17
1.2 Objetivos	18
1.2.1 Objetivo Geral	18
1.2.2 Objetivos específicos	18
2 METODOLOGIA	19
3 SOLO	21
3.1 Areias	22
3.2 Argilas	22
3.3 Peso específico	23
3.4 Granulometria	24
3.5 Coesão	25
3.6 Ângulo de atrito interno	25
3.7 Resistência ao cisalhamento;	26
4 TALUDES	28
5 CONTENÇÕES - MUROS DE ARRIMO	29
6 TIPOS DE MUROS DE ARRIMO	30
6.1 Muros de gravidade	30
6.1.1 Muros de alvenaria de pedra.....	31
6.1.2 Muros de concreto ciclópico.....	32
6.1.3 Gabião	32
6.2 Muros de concreto armado (flexão)	33
7 EMPUXOS DE TERRA	37
7.1 Empuxos ativos	37
7.2 Empuxos passivos	38
7.3 Estado de repouso	39
7.4 Equilíbrio plástico	39
8 TEORIAS PARA O ESTUDO DE EMPUXO	41
8.1 Teoria de Rankine	41
8.2 Teoria de Coulomb	42
8.3 Dimensionamento comparativo: Coulomb x Rankine	46
8.4 Método de Poncelet	48
8.5 Outras Teorias. “modernas”	50
8.6 Sobrecargas	52
9 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	54

10 CONCRETO ARMADO (CA)	56
10.1 Vantagens do concreto.....	56
10.2 Desvantagens do concreto.	56
10.3 Resistência a compressão do concreto.....	57
10.4 Resistência à tração do concreto	57
10.5 Módulo de deformação longitudinal	58
10.6 Aço	59
10.7 Formas	60
10.8 Classe de agressividade ambiental	61
11 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO	63
11.1 Pré-dimensionamento, muro de pedra.....	63
11.2 Pré-dimensionamento, muro em concreto ciclópico	63
11.3 Pré-dimensionamento, muro em CA perfil clássico.....	64
11.4 Pré-dimensionamento, muro em CA com contraforte.....	65
12 ESTABILIDADE	67
12.1 Segurança contra o deslizamento	68
12.2 Segurança contra o tombamento	69
12.3 Verificação da capacidade de carga da fundação	70
12.4 Segurança contra a ruptura global	72
13 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO	75
13.1 Dimensionamento de armaduras em muros de flexão.....	75
13.2 Armaduras de distribuição e secundária de flexão.....	77
13.3 Comprimento de ancoragem	78
13.4 Momento de fissuração.....	78
14 DRENAGEM	80
15 INDICADORES DE CONSUMO	82
16 DIRETRIZES PARA O ESTUDO DE CASO	83
17 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	84
18 MEMÓRIA DE CÁLCULO	87
18.1 Perfil clássico com h=2 metros	87
18.1.1 Modelo estrutural.....	87
18.1.2 Pré-dimensões.....	88
18.1.3 Cálculo do empuxo	88
18.1.4 Verificações de estabilidade	89
18.1.5 Verificação dos esforços no muro e cálculo de armaduras.....	92
18.1.6 Verificação de armadura da força cortante	95
18.1.7 Armadura de distribuição	96
18.1.8 Ancoragem das barras	96
18.1.9 Verificação de deformação (teoria das molas usando software F-tool).	96

18.1.10 Verificação do momento de fissuração.....	98
18.1.11 Quadro de ferro e armaduras.....	99
18.2 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 2 metros:	100
18.3 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 2 metros:	101
18.4 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 3 metros:	102
18.5 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 4 metros:	103
18.6 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 5 metros:	104
18.7 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 6 metros:	105
18.8 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 7 metros:	106
18.9 Muro com contraforte com h=5 metros	107
18.9.1 Modelo estrutural.....	107
18.9.2 Cálculo do empuxo	108
18.9.3 Verificações de estabilidade	108
18.9.4 Determinação dos momentos atuantes na cortina e cálculo das armaduras.....	110
18.9.5 Determinação dos esforços na sapata e cálculo das armaduras	112
18.9.6 Determinação dos esforços no contraforte e cálculo das armaduras.....	115
18.10 Tabela Resumo muro de arrimo com contraforte 5m	118
18.11 Tabela Resumo muro de arrimo com contraforte 7m	119
18.12 Quadros de ferro, muros com contrafortes	120
19 RESULTADOS	121
19.1 Considerações para o dimensionamento	121
19.2 Impactos da sobrecarga no dimensionamento	121
19.3 Dimensionamento em função das pré dimensões e com a sobrecarga:	123
19.4 Indicadores de consumo de material	125
19.4.1 Para muros em perfil clássico	125
19.4.2 Para muros com contrafortes	128
20 DISCUSSÃO	130
21 CONCLUSÃO	131
REFERÊNCIAS	132
APÊNDICE A – Pré-dimensionamento perfil clássico	134
APÊNDICE B – Pré-dimensionamento muro com contraforte	135
APÊNDICE C – Projeto perfil clássico 2 metros	136
APÊNDICE D – Projeto perfil clássico 3 metros	137
APÊNDICE E – Projeto perfil clássico 4 metros	138
APÊNDICE F – Projeto perfil clássico 5 metros	139

APÊNDICE G – Projeto perfil clássico 6 metros	141
APÊNDICE H – Projeto perfil clássico 7 metros	143
APÊNDICE I – Com Contraforte 5 metros	145
APÊNDICE J – Com Contraforte 7 metros	147
ANEXO A – Relatório de sondagem de solo SPT, exemplo.	149
ANEXO B – Momentos fletores em lajes com carga triangular.....	150
ANEXO C – Momentos fletores em lajes com carga triangular	151

1 INTRODUÇÃO

Em função de uma topografia acidentada em terrenos e de características apresentadas em projetos arquitetônicos, é necessário, em alguns casos, fazer contenções de taludes nas divisas de lotes, utilizando para isso estruturas de contenção.

Estas estruturas são comumente encontradas na engenharia, visto que a necessidade de ocupação territorial pelo homem, alcança locais como encostas de morros e montanhas.

O projeto e a execução dessas estruturas exigem um conhecimento amplo sobre as ações que atuam entre o elemento de contenção e as massas de solo contidas. Somente em posse dos carregamentos a que estarão submetidas tais estruturas podemos realizar a escolha do método construtivo que deverá ser utilizado, bem como o seu dimensionamento estrutural.

Ao longo dos anos, técnicas e teorias foram sendo estudadas, com o intuito de conhecer o comportamento destas estruturas de contenção, no que se refere à atuação do solo sobre a estrutura.

O presente trabalho apresentará um estudo sobre a situação acima mencionada, abordando algumas características dos solos, teorias de determinação das ações atuantes e alguns dos modelos de muros de arrimo existentes e comumente utilizados.

O trabalho está estruturado de tal forma que, em um primeiro momento, é feito um referencial teórico sobre tópicos que envolvem o assunto, do tipo: solo, muros de arrimo, empuxos, sobrecargas, materiais, conceito normativos, pré-dimensionamento, estabilidade, dimensionamentos de armaduras, drenagem e indicadores de consumo. Além disso, é caracterizado o estudo de caso que motivou este trabalho, apresentando os layouts dos perfis estudados, a metodologia a ser utilizada, os dimensionamentos e as verificações.

1.1 Justificativa

É encontrado na literatura técnica sobre contenção de maciços de terra e estabilidade de taludes, recomendações de alturas limites de muro de arrimo a serem utilizados, em função da escolha do perfil a ser utilizado. Um exemplo de tal situação é a recomendação da utilização de muros de arrimo em concreto armado com perfil clássico, (conceito que será abordado no decorrer do trabalho), para alturas entre dois e quatro metros, sendo inviável para altura superior a cinco metros.

1.2 Objetivos

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram estipulados alguns objetivos os quais foram subdivididos em geral e específicos.

1.2.1 Objetivo Geral

Elaborar um estudo comparativo, por meio de indicadores de consumo e verificações de estados limites, entre o dimensionamento de muros de arrimo com metodologia construtiva em concreto armado no perfil clássico e também com contrafortes. Os referidos muros, farão a contenção de taludes com as mesmas características geotécnicas, porém com alturas diferentes, sendo que algumas alturas estarão dentro da comumente recomendada pela literatura técnica e outras não.

1.2.2 Objetivos específicos

- Elaborar uma pesquisa bibliográfica sobre o tema;
- Apontar os principais conceitos necessários para projetos de muros de arrimo;
- Demonstrar, conceituar e caracterizar as ações atuantes;
- Apontar as metodologias construtivas de muros de arrimo;
- Conceituar os componentes dos muros de arrimo;
- Utilizar conceitos normativos;
- Apresentar *layouts* dos muros em estudo;
- Pré-dimensionar as contenções, com base na referência apresentada.
- Determinar os parâmetros do solo a serem utilizados igualmente a todas as contenções;
- Elaborar as verificações de segurança necessárias quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação;
- Dimensionar e detalhar as armaduras dos muros propostos;
- Analisar o impacto de sobrecargas sobre as estruturas de contenção;
- Verificar e redimensionar as estruturas quanto ao Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS), utilizando a interação solo estrutura através do conceito de molas no software F-Toll;
- Obter os quantitativos de consumo de materiais das contenções dimensionadas;
- Analisar e comparar, através dos indicadores, o comportamento dos muros projetados.

2 METODOLOGIA

O presente trabalho, para atingir os objetivos, foi estruturado em duas partes. A primeira parte consiste em um levantamento teórico embasado em referências bibliográficas que constituem a literatura técnica sobre o assunto: Contenções e Muros de Arrimo.

Foram utilizados como referências bibliográficas, livros, teses e artigos, além de normas publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas.

A primeira parte se constitui, ainda, de uma caracterização dos elementos estudados, e diretrizes para o estudo de caso. Para isso, serão utilizadas teorias de pré-dimensionamentos propostas por Marchetti (2008).

A segunda parte, consiste na determinação dos parâmetros do solo, na caracterização dos esforços, nas verificações, nos dimensionamentos e na análise dos indicadores e das taxas absorvidas após o dimensionamento. Com isso será possível fazer uma análise comparativa.

Além dos conceitos e teorias, contidos no levantamento teórico, para auxiliar o estudo de caso, serão utilizados softwares como planilhas para o dimensionamento e o F-Tool para levantamento de dados. A utilização destes softwares, principalmente, as planilhas eletrônicas, permitirão a compilação dos dados de uma forma mais eficiente, buscando a melhor opção de dimensionamento para cada uma das opções propostas.

No início das atividades da segunda parte, após determinação dos parâmetros do solo, serão determinadas as ações atuantes no muro, as quais associarão não somente os esforços provocados pelas características geotécnicas presentes, mas, também, o efeito da sobrecarga. Para isto, será utilizado o método proposto por Rankine, demonstrado no item 7.1, pois o atrito entre o solo e o muro será desconsiderado.

As pré-dimensões das estruturas calculadas estão apresentadas nos apêndices. Com elas e com os valores dos esforços atuantes calculados, serão feitas as verificações de estabilidade. As verificações executadas neste trabalho são 3 e serão executadas conforme prescritas do item 11 deste trabalho:

- Verificação da segurança ao Deslizamento;
- Verificação da segurança ao Tombamento;
- Verificação da segurança à capacidade de carga da fundação;

A quarta verificação seria a análise de ruptura global do maciço. Porém, por ser uma análise puramente de mecânica dos solos, não será executada aqui. Conforme já mencionado,

o trabalho tem como objetivo fazer uma análise estrutural e esta quarta verificação será considerada como verificada.

Como se trata do dimensionamento de estruturas em concreto armado, torna-se necessário o dimensionamento das armaduras e, conseqüentemente, as verificações necessárias. Este dimensionamento e, também, as verificações serão feitas conforme métodos e fórmulas apresentadas no referencial teórico, através de planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo próprio autor deste trabalho.

Com o dimensionamento e as verificações feitas, serão levantados para cada uma das duas opções de muros, os indicativos de consumo de material para o aço e o concreto. Além destes quantitativos, serão também quantificadas as taxas de relação dos materiais, as quais servirão para fazer o comparativo entre as variações construtivas. Espera-se que estas taxas permitam a análise objetivada.

3 SOLO

Os solos são materiais resultantes do intemperismo sofrido pelas rochas ao longo dos anos. Cada solo possui características diferentes um do outro e, por sua vez, tem comportamentos diferentes quando são submetidos a carregamentos.

É de extrema importância para o projetista de estruturas de contenção ter o conhecimento do solo em que está sendo manuseado ou contido, visto que a escolha da estrutura depende dos esforços atuantes. Esforços que por sua vez estão diretamente ligados ao tipo e comportamento específico de cada solo.

As propriedades dos solos são bem detalhadas em mecânicas dos solos e algumas são necessárias para a determinação dos esforços nos muros de contenção.

De acordo com Caputo (1996), os problemas enfrentados pelos engenheiros em projeto e execução das fundações e obras de terra, são dois tipos: referentes a deformações do solo as quais abrangem o estudo dos recalques das obras e a ruptura de uma massa de solo que envolve as questões relativas à capacidade de carga, estabilidade de maciços e empuxos de terra.

A classificação do solo, pode ser feita através de ensaios de laboratório, mas também pode ser estimada segundo os valores do N_{SPT} . Para isso, a ABNT (NBR 6484:2001) apresenta a tabela 01. De acordo com esta norma, o ensaio de SPT tem a finalidade de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração ($NSPT$).

Tabela 01 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo $NSPT$

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: ABNT (NBR 6484:2001)

3.1 Areias

De acordo com Caputo (1996), o processo de meteorização das rochas que resultam nos solos, podem ser por desintegração mecânica ou decomposição química. A desintegração mecânica gera, por meio de agentes como a água, temperatura, vegetação e vento, os pedregulhos e as areias.

Almeida (2005) classifica as areias como sendo solos não coesivos e não plásticos, constituídas por minerais ou partículas de rochas com granulometria entre 0,06 mm e 2 mm. São caracterizadas pela textura, compactidade (estado de maior ou menor concentração de grãos ou partículas de um solo não coesivo em um dado volume) e as forma dos grãos. Quanto à textura, as areias podem ser:

- Areias grossas: diâmetros entre 0,60 mm e 2,0 mm;
- Areias médias: diâmetros entre 0,20 mm e 0,60 mm;
- Areias finas: diâmetros entre 0,06 mm e 0,20 mm.

Quanto a compactidade podem ser:

- Fofas;
- Pouco compactas;
- Medianamente compactas;
- Compactas,
- Muito compactas.

Além da caracterização quanto à forma dos grãos, que podem ser:

- Angulosos;
- Sub angulosos;
- Arredondados;
- Sub arredondados;
- Esféricos.

3.2 Argilas

Ainda no conceito de meteorização das rochas apresentado por Caputo (1996), há a decomposição química, que resume no processo de modificação química ou mineralógica das

rochas de origem. Têm-se como agente principal a água e alguns mecanismos de ataque como: a oxidação, a hidratação, a carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. As argilas são provenientes do último processo de decomposição.

Por Almeida (2005), as argilas são solos de granulação fina constituídas por partículas de granulometria menores que 0,002 mm. Além disso, as argilas apresentam coesão e plasticidade. Têm ainda a característica de se moldarem facilmente quando úmidas, e de formarem torrões de difícil desagregação pelos dedos quando secas. Podem ser caracterizadas pela plasticidade, textura, sensibilidade e consistência em sua umidade natural.

3.3 Peso específico

Caputo (1996) define peso específico (γ_g) das partículas de um solo como sendo a razão entre o peso da massa sólida por uma unidade de volume, conforme equação 01:

$$\gamma_g = \frac{P}{V} = N/m^3 \quad (1)$$

De acordo com a ABNT NBR 6502 (1995), o peso específico tem várias relações e as classifica como peso específico seco, natural, submerso e saturado:

- Peso específico seco: relação entre o volume total e o peso seco de um solo na fase sólida;
- Peso específico natural: relação entre o volume total em seu estado natural e o peso total de um solo nas fases sólida e líquida;
- Peso específico saturado: é o peso específico de um solo no qual os vazios estão completamente preenchidos por água;
- Peso específico submerso: trata-se da relação entre o peso dos grãos de uma determinada massa de solo, subtraído do peso da água deslocada pelos grãos, e o volume total da massa.

Este último pode ser determinado pelo peso específico saturado menos o peso específico da água.

Na ausência de ensaios de laboratório, podem ser usados valores aproximados para os pesos específicos dos solos, determinados com base na compacidade da areia e da consistência da argila, e, estão apresentados nas tabelas 02 e 03. Os estados de consistência e de compacidade

são determinados em função do índice de resistência a penetração obtido pelo SPT (*Standard penetration test*), (Godoy, 1972, apud Cintra e Aoki, 2010).

A ABNT (NBR 6484:2001), normatiza o ensaio de resistência a penetração e utiliza um fator “N” para caracterizar o índice de resistência a penetração do SPT, cuja mensuração é obtida pelo número de golpes necessários para a cravação de 30 cm do amostrador-padrão, a partir da cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado.

Tabela 02 - Peso específico de solos argilosos

N_{spt}	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: (Godoy, 1972, apud Cintra e Aoki, 2010), adaptado

Tabela 03 - Peso específico de solos arenosos

N_{spt}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: (Godoy, 1972, apud Cintra e Aoki, 2010).

3.4 Granulometria

De acordo com Das, Braja (2007) a análise granulométrica, nada mais é do que uma determinação de faixa de espessuras de partículas que compõem um solo, expressas em uma porcentagem de solo seco.

Explica Caputo (1996) que, em função das dimensões das partículas e dentro de determinados limites, os solos recebem designações próprias que, de acordo com a escala Granulométrica Brasileira (ABNT), são apresentadas na tabela 04:

Tabela 04 - Classificação quanto à dimensão das partículas

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	< que 0,002 mm
Silte	0,002 mm a 0,06 mm
Areia	0,06 mm a 2,0 mm
Pedregulho	2,0 mm a 60 mm

Fonte: ABNT NBR 6502 (1995)

3.5 Coesão

De acordo com a ABNT (NBR 6502:1995), a coesão é uma parcela da resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal que esteja atuando. É provocada ou pela cimentação entre as partículas, ou pela atração físico-química entre elas.

Almeida (2005) ainda destaca que a coesão é inversamente proporcional ao diâmetro das partículas, portanto, quanto menores forem os diâmetros das partículas, maior será a coesão entre elas. É por essa razão que os solos finos, ou seja, as argilas e os siltes são denominados solos coesivos.

Por Caputo (1996) a coesão distingue-se como “coesão aparente” e “coesão verdadeira”. Sendo que a aparente é resultante de uma pressão capilar da água contida nos solos e que se comporta como uma pressão externa. Já a Coesão verdadeira é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas de argila e depende de vários fatores.

Na ausência de ensaios laboratoriais, para se estimar o valor da coesão, Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, p.35) indicam a utilização da seguinte relação empírica com o índice de resistência à penetração (N_{spt}):

$$c = 10 * N_{spt} \quad (02)$$

De tal forma que:

c = coesão do solo em KPa;

N_{spt} = índice de resistência a penetração obtido no ensaio de SPT.

3.6 Ângulo de atrito interno

A definição de ângulo de atrito interno é dada pela ABNT (NBR 6502:1995) como sendo o ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado

ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais.

O ângulo de atrito interno do solo é definido como o maior ângulo que a força aplicada ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura. O ângulo de atrito interno, assim como a coesão, não são parâmetros intrínsecos do solo e dependem de fatores, como: grau de compactação ou compacidade, porcentagem e tipo de argila, granulometria e forma das partículas e teor de umidade (PINTO, 2010 apud SILVA E CARVALHO, 2007).

Cintra e Aoki (2010) indicam correlações empíricas para se estimar o ângulo de atrito, que correlacionam este parâmetro com os valores do índice de resistência a penetração (N_{spt}).

A primeira é sugerida por Godoy (1983 apud CINTRA; AOKI, 2010, p. 36):

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * N_{spt} \quad (03)$$

E a segunda é sugestão de Teixeira (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, p. 36):

$$\phi = \sqrt{20}N_{spt} + 15^\circ \quad (04)$$

3.7 Resistência ao cisalhamento;

Caputo (1996) deixa explícito, em sua obra, que a capacidade dos solos em suportar cargas e manter sua estabilidade, depende diretamente da resistência ao cisalhamento do solo, sendo que toda e qualquer massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida.

Vários problemas de Engenharia estão relacionados com a resistência ao cisalhamento do solo e uma delas é fruto deste estudo, ou seja, estabilidade e contenção de taludes, empuxos de terra sobre paredes de contenção e capacidade de carga de fundação.

Ainda de acordo com Caputo (1996), a resistência ao cisalhamento, segundo a equação 05 estipulada por Coulomb, se compõe basicamente de duas componentes: coesão e atrito entre as partículas. A denominação atrito interno de um solo, possui não apenas o "atrito físico" entre as partículas, como também o "atrito fictício" proveniente do entrosamento das partículas. A superfície de contato dos solos, não é nítida, mas sim com uma infinidade de contatos pontuais.

$$\tau = c' + \sigma' * tg \phi' = c' + (\sigma - u) * tg \phi' \quad (05)$$

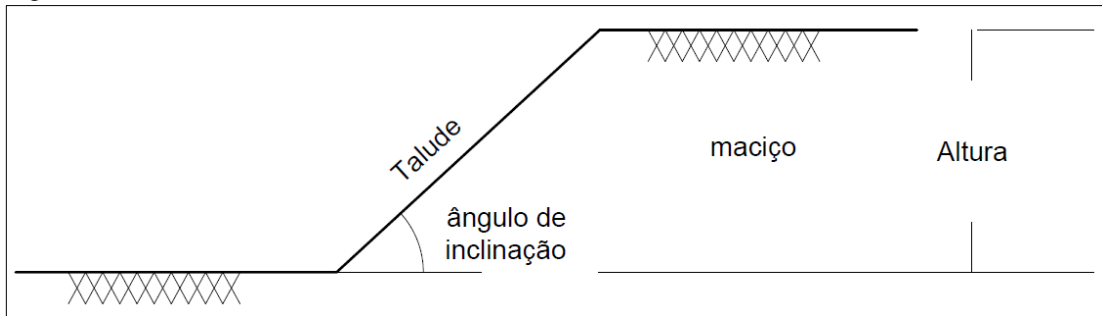
Onde:

- c' e ϕ' = São parâmetros de resistência do solo;
- σ' = Tensão normal efetiva;
- σ = Tensão normal total;
- u = poropressão.

4 TALUDES

Um talude, conforme demonstrado na figura 01, pode ser definido como toda e qualquer superfície inclinada que delimita um maciço de solo e que pode ter formações naturais, no caso de encostas ou artificiais, como as modificações em cortes ou aterros.

Figura 01 - Talude, vista lateral



Fonte: O autor

5 CONTENÇÕES - MUROS DE ARRIMO

Os muros de arrimo estão presentes nas obras de Engenharia Civil, desde os primórdios e têm a finalidade de prover a estabilidade e/ou a contenção de maciços de terra, os quais, por sua vez, estão relacionados a alguma outra estrutura ou espaços de utilização.

De acordo com o Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo DER/SP (2005), muros de arrimo são estruturas de contenção de solo que estabilizam um maciço de terra, seja ele constituído ou não de aterro. O projeto, geometria e a constituição do muro devem ser adequados e capazes de suportar as solicitações de esforços durante toda a vida útil do elemento e, principalmente, com a segurança desejada.

Ainda conforme o DER/SP (2005), a estrutura destes elementos é constituída por paramento e fundação e, em algumas ocasiões, por elementos de reforço do maciço. Estes paramentos podem ser de concreto armado, concreto ciclópico, pedra argamassada, gabião, entre outros. Possuem ainda, além dos elementos acima citados, elementos conhecidos como drenos, os quais serão mencionados no capítulo específico de drenagem e são de extrema importância para a estabilidade da estrutura.

Barros (2014) alerta que a análise de uma estrutura de contenção consiste em um estudo criterioso do equilíbrio do conjunto formado pela estrutura e pelo solo em questão e que pode ser afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade, além do peso próprio desses dois elementos. Isto faz com que o sistema seja bem complexo e, como consequência, faz-se necessário a utilização de modelos teóricos simplificados durante a análise. Estes modelos levam em conta as características dos materiais que interferem no comportamento global, além da geometria e das condições locais.

Barros (2014) ainda destaca que os muros de arrimo são estruturas rígidas e não costumam aceitar deformações de fundação, ou seja, recalques diferenciais¹ ou assentamentos. Além disso, destaca também que a escolha do tipo de contenção trata-se de um processo cauteloso, no qual cada projetista faz sua escolha em função de 3 fatores: físicos, geotécnicos e econômicos.

- Físicos: altura, espaço disponível, acesso, sobrecargas etc.
- Geotécnicos: tipo de solo, lençol freático, capacidade de suporte do solo de apoio etc.
- Econômicos: materiais, de mão-de-obra, tempo de execução, clima local, etc.

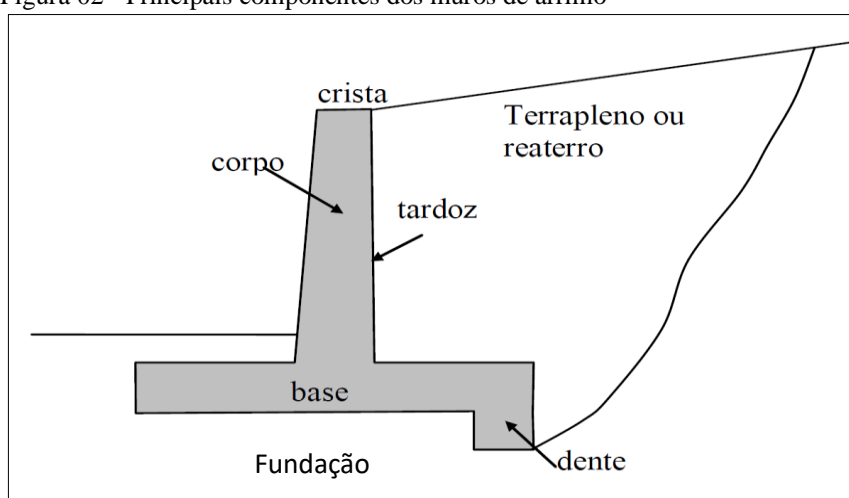
¹ Termo utilizado na engenharia civil para nomear o fenômeno que ocorre quando uma edificação sofre um deslocamento vertical devido a movimentação do solo abaixo da fundação.

6 TIPOS DE MUROS DE ARRIMO

De acordo com o DER/SP (2005), os muros de arrimo possuem várias configurações e podem ser construídos de várias maneiras: os de gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), e os de flexão em concreto armado, com ou sem contraforte e com ou sem tirantes.

A figura 02 demonstra alguns dos componentes destes elementos estruturais.

Figura 02 - Principais componentes dos muros de arrimo



Fonte: DER-SP (2005) adaptado.

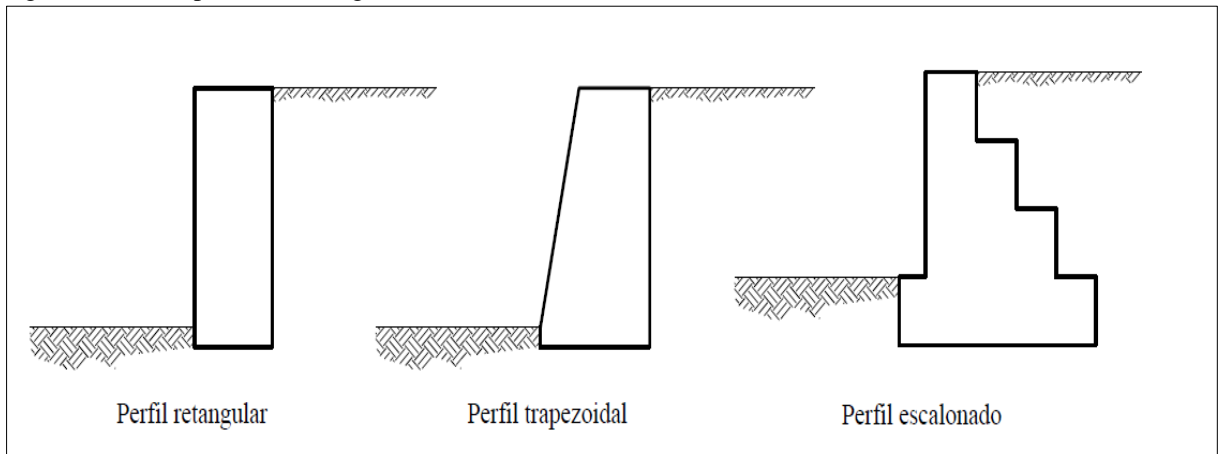
6.1 Muros de gravidade

Os Muros de Gravidade são contenções que resistem a empuxos horizontais através do peso próprio. No geral, são utilizados para vencer desníveis pequenos ou médios, com alturas que não ultrapassam 5m. Existe uma grande diversidade de materiais e de formatos utilizados para a confecção da contenção. A estrutura do muro é formada por um corpo maciço e os materiais são geralmente pedra, concreto, gabiões, ou até mesmo pneus usados. (GERSCOVICH, D. M. S. 2010).

A principal vantagem deste tipo de contenção está relacionada com a simplicidade e a facilidade de execução. Para a sua concepção, em geral, não há necessidade de mão-de-obra especializada, porém, para desníveis muito altos, o consumo de material costuma ser elevado, o que de certa forma limita a utilização em estruturas de pequeno e médio porte. (BARROS, P. L. A. 2014).

Domingues (1997) ressalta que os muros de gravidade podem ser projetados em três perfis básicos, conforme demonstrado na figura 03:

Figura 03 - Perfil para muros de gravidade



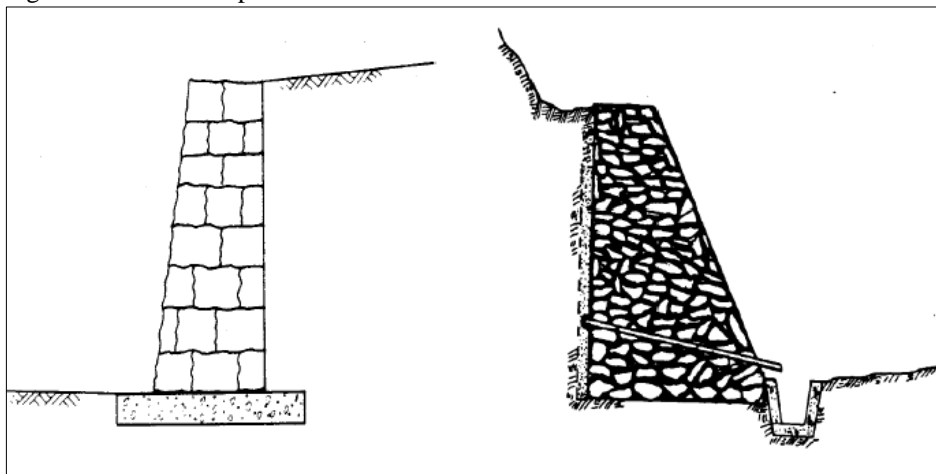
Fonte: Domingues (1997), adaptado.

6.1.1 Muros de alvenaria de pedra

Este método construtivo consiste em utilizar pedras para confecção da contenção, sendo que, estas pedras podem estar unidas ou não com argamassa. No caso dos muros sem argamassa, a resistência é obtida apenas pelo embricamento dos blocos de pedras. Este muro tem, como vantagem, a simplicidade de construção e, também, a dispensa de dispositivos de drenagem, pois o material é drenante. Já os muros com argamassa podem ser utilizados para alturas de cerca de três metros, situação não recomendada para os muros sem argamassa, porém é necessário implantar dispositivos de drenagem, pois a argamassa retira a propriedade drenante do conjunto. (GERSCOVICH, D. M. S. 2010).

Afigura 04 ilustra estes tipos de estruturas.

Figura 04 - Muros de pedra

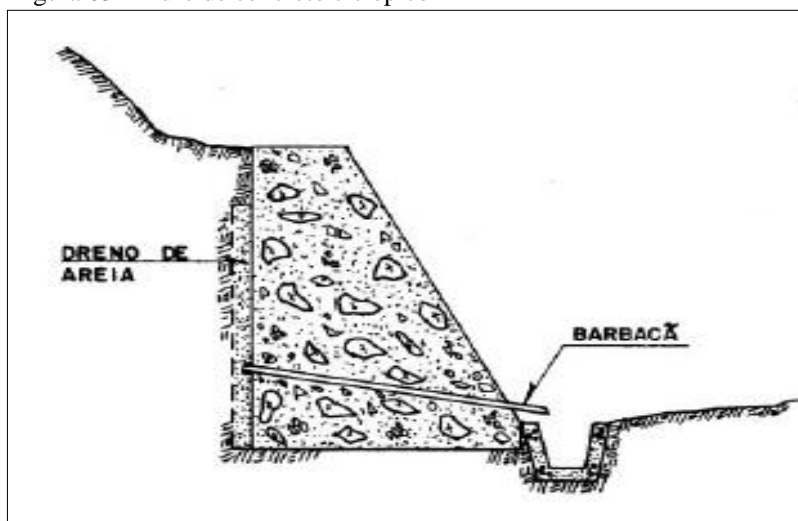


Fonte: GERSCOVICH, (2010).

6.1.2 Muros de concreto ciclópico

O muro de concreto ciclópico, ilustrado pela figura 05, é uma estrutura construída através do preenchimento de formas com concreto e blocos de rocha de dimensões grandes e variadas. Possui uma grande desvantagem em relação a outros tipos de muros: a impermeabilidade. Por isso é necessário obter um sistema de drenagem eficaz. Geralmente, tem seção transversal trapezoidal, com largura da base em torno de 50% da altura do muro. (GERSCOVICH, D. M. S. 2010).

Figura 05 - Muro de concreto ciclópico



Fonte: GERSCOVICH, (2010).

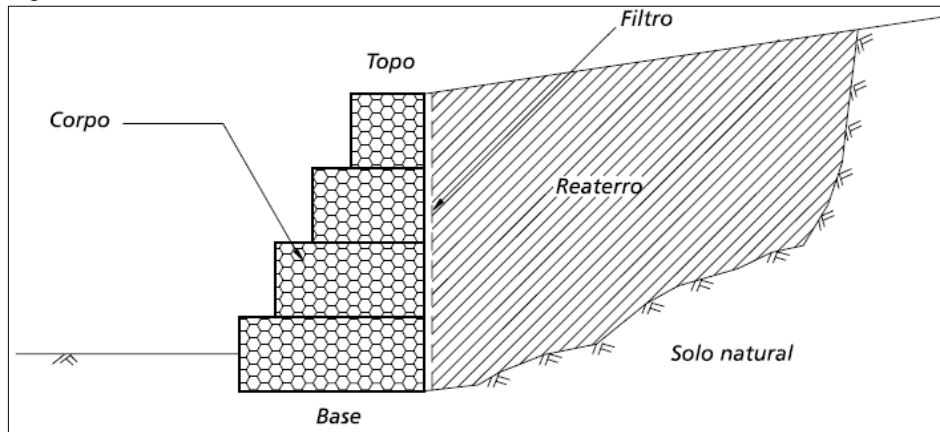
6.1.3 Gabião

Barros (2014) descreve os Gabiões como sendo elementos modulares, que apresentam formas variadas, confeccionados com telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção. Estas telas são costuradas em diversos formatos, para diversas finalidades, sendo a mais comum o formato de caixa. Estas caixas são preenchidas com pedras de granulometria adequadas para formarem as estruturas destinadas à solução de problemas de contenção. A montagem e o enchimento podem ser manual ou mecanizada.

GERSCOVICH (2010) destaca que as principais características destes muros são a flexibilidade (característica que permite que a estrutura se acomode a recalques diferenciais) e a permeabilidade.

A figura 06 demonstra um muro de arrimo de gravidade construído com telas em formato de caixa.

Figura 06 – Muro Gabião



Fonte: BARROS, P. L. A (2014)

6.2 Muros de concreto armado (flexão)

Os muros de flexão em concreto armado são estruturas que apresentam características mais esbeltas e seções transversais geralmente no formato de “L”. Estes muros resistem aos empuxos por flexão, com parte do peso próprio do maciço terroso, que se encontra sobre a base do “L”. Alguns autores consideram estes muros inviáveis para alturas acima de 5 m. As dimensões da laje de base, em geral, apresentam largura entre 50 e 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão e, se necessário, podem ser empregadas vigas de enrijecimento, no caso da necessidade de alturas maiores. (GERSCOVICH, 2010).

Domingues (1997) explica que estes muros são compostos basicamente de duas lajes, uma vertical e outra horizontal. A laje vertical é considerada engastada na base, com extremidade superior em balanço. A horizontal, que fica apoiada no terreno, possui finalidade estrutural de equilíbrio do empuxo, além de servir como sapata.

O peso próprio deste tipo de muro é inferior aos muros de gravidade, fazendo com que seja permitido o emprego em solos que não possuem alta resistência de suporte, bastando uma análise conveniente da fundação e uso de estacas. Isto se dá pelo fato de que o equilíbrio é obtido pelo peso de solo sobre a base/sapata. (DOMINGUES, 1997).

Ainda de acordo com Domingues (1997), a laje vertical recebe o empuxo proveniente da massa de terra e a laje horizontal recebe os pesos próprios da laje vertical e do maciço terroso. Para a escolha, devem ser considerados os aspectos:

- Dificuldade de compactação do aterro na junção;
- Acréscimo de terreno necessário;
- Formas, armaduras e concreto.

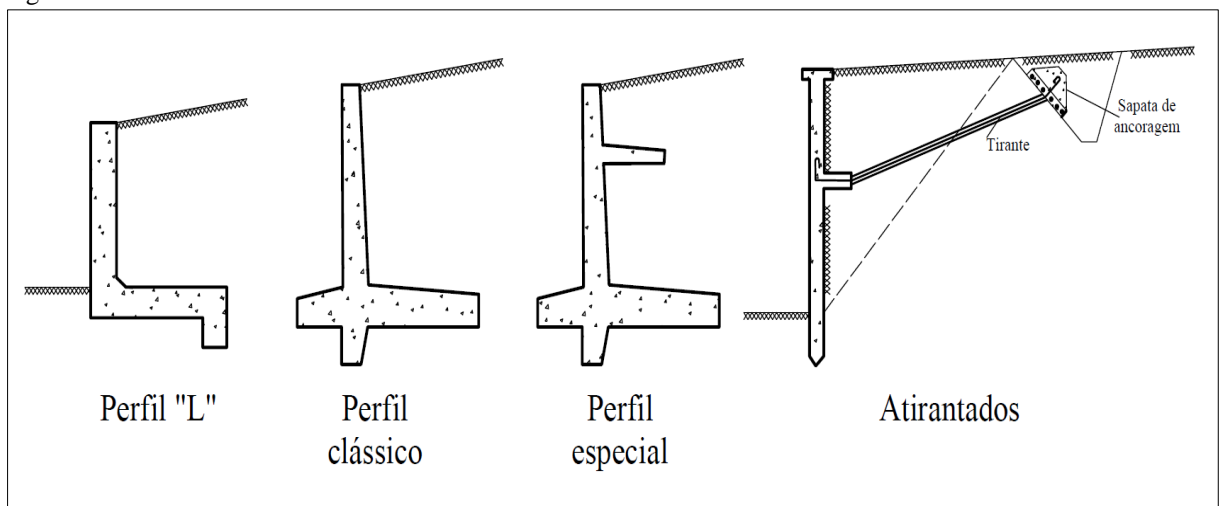
São várias as possibilidades de configurações destes muros. Moliterno (1994), em sua obra, destaca vários, como os muros isolados que subdividem em corridos ou contínuos, os com gigantes ou contrafortes e os muros ligados às estruturas.

Os muros corridos ou contínuos podem ser:

- Com perfil “L”, recomendados para alturas de até dois metros;
- Com perfil clássico, recomendados para alturas entre dois e quatro metros;
- Com perfis especiais, também para alturas entre dois e quatro metros;
- Atirantados, para alturas entre quatro e seis metros.

A figura 07 demonstra os tipos mencionados.

Figura 07 – Perfis de muros de concreto armado corridos ou contínuos



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Os muros com gigantes ou contrafortes são indicados por Moliterno (1994), para alturas entre seis e nove metros de altura e podem ser:

- Com o contraforte do lado do maciço, sendo a cortina inteira ou subdividida;
- Com contrafortes do lado externo do muro;
- Com contrafortes sobre estacas, sendo estas verticais ou inclinadas.

Marchetti (2008) recomenda os muros com contrafortes (figura 08) para alturas acima de 6 metros e faz algumas recomendações para facilitar o cálculo deste tipo de estrutura:

- Instalar os contrafortes nas duas extremidades do muro, além de a cada 50% da altura H. Essas medidas têm o objetivo de considerar a parede vertical armada em uma só direção.
- O cálculo da cortina deve ser feito, considerando uma só direção, horizontal, como viga contínua, apoiada nos contrafortes com os momentos:

$$M_{positivo} = \frac{pl^2}{24} \quad (06)$$

$$M_{negativo} = \frac{pl^2}{12} \quad (07)$$

- Para o contraforte, o cálculo deverá ser feito com a carga da cortina:

$$q = 1.13 * P_1 * L_{engastado} \quad (08)$$

- A laje do fundo deverá ser calculada em uma única direção, com viga contínua, apoiada nos contrafortes, com as cargas da reação do terreno, do solo e, também, do concreto. O balanço deverá ser calculado com a reação do terreno.

Pinheiro (2007) apresenta em sua obra, que há processos numéricos utilizados na confecção de tabelas, como e as de Bares, obtidas por diferenças finitas. As tabelas contidas nos anexos B e C, foram baseadas nas de BARES (1972), com coeficiente de Poisson igual a 0,15. O autor ainda ressalta que o emprego dessas tabelas é muito parecido ao utilizado em as reações de apoio. Os coeficientes tabelados (μ) são adimensionais, sendo os momentos fletores por unidade de largura dados pelas expressões:

$$M_x = \mu_x * p * \frac{l_x^2}{100} \quad (09)$$

Para tanto, além de M_x , temos os momentos M^x , M_y , M^y , entre outros de acordo com a tabela utilizada. Pinheiro (2007) ainda explica que M_x são momentos fletores na direção do vão l_x e M_y na direção do vão l_y .

Para a determinação dos momentos fletores em muros de arrimo, as tabelas a serem utilizadas (anexos B e C) tem vinculação do tipo 10, referente a sobrecarga e a do tipo 22, referente a carga triangular causada pelo empuxo.

Além da determinação de Momentos fletores, Pinheiro (2007) a equação para o cálculo das flechas (a_i):

$$a_i = \frac{\alpha}{100} * \frac{b}{12} * p * \frac{l_x^4}{E_c * I} \quad (10)$$

Onde:

b = Largura da seção;

p = carga;

l_x = menor vão;

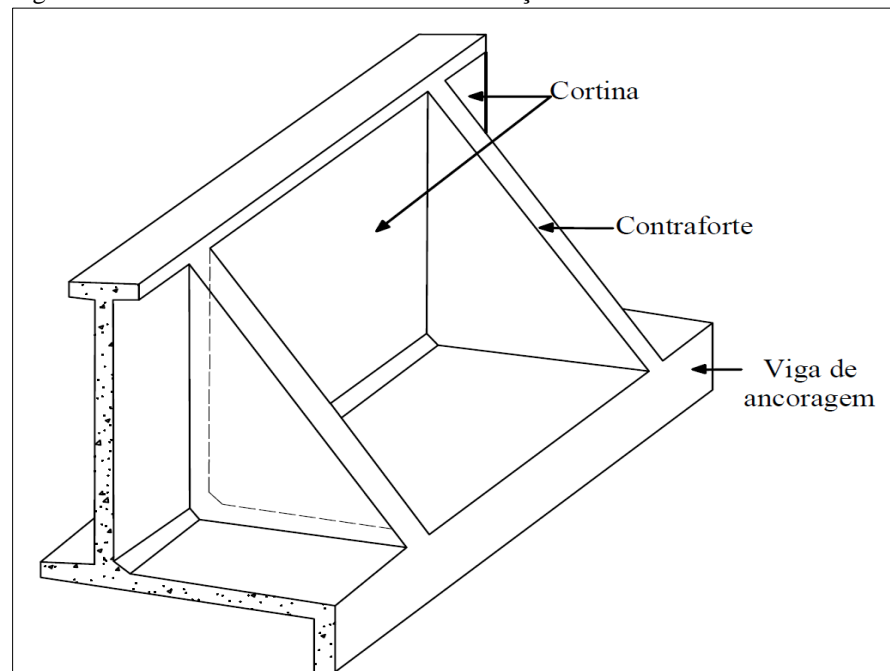
E_c = módulo de elasticidade;

I = Momento de inercia.

α = Coeficientes retirados da tabela dos anexos D e E.

A figura 08 ilustra um muro de arrimo com contrafortes e seus componentes.

Figura 08 – Muro com contraforte do lado maciço e cortina inteira



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

7 EMPUXOS DE TERRA

Barros (2014) define empuxo de terra como a resultante das pressões laterais exercidas pelo solo sobre uma estrutura de contenção ou até mesmo da fundação. Estas pressões podem ser devido ao peso próprio do solo e suas características ou a sobrecargas aplicadas sobre ele.

A ABNT (NBR 6118:2014) considera os empuxos de terra admitidos não removíveis como empuxos permanentes e estes, por sua vez, são caracterizados como ações permanentes diretas.

Domingues (1997) evidenciou que a determinação das tensões e das deformações nos solos requer uma análise de várias variáveis, tais como:

- O desnível do talude a ser vencido;
- O ângulo de atrito interno do solo;
- Coesão e peso específico do solo;
- Deformação da estrutura;
- Permeabilidade e fluxo de água;
- Tipos de solo;
- Configuração geométrica do terrapleno² e da estrutura de contenção, entre outros.

Além disso, assim como outros autores, Domingues (1997) classifica os empuxos em função da relação e sentidos das ações exercidas entre os maciços de terra e as contenções ou fundações. Assim sendo, os mesmos são classificados como empuxos ativos, passivos ou em repouso e lembra que o empuxo depende do tipo de solo, da existência ou não de água no solo e da superfície de contato solo-muro.

A presença de água no interior do maciço contido pode interferir e alterar o valor do empuxo atuante em uma estrutura. Este assunto será abordado no tópico específico de drenagem.

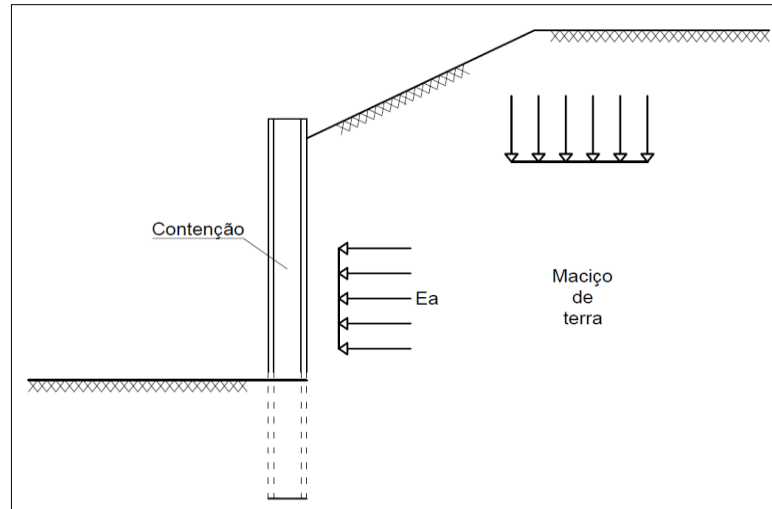
7.1 Empuxos ativos

Em concordância com Moliterno (1994), os empuxos ativos designam-se pela caracterização da resultante do esforço que o maciço de terra aplica sobre a contenção, ou seja, no caso em questão, o muro de arrimo.

² Região de solo interna ao muro de arrimo

A figura 09 demonstra o sentido do empuxo ativo, em relação ao muro e ao maciço de terra.

Figura 09 – Empuxo ativo



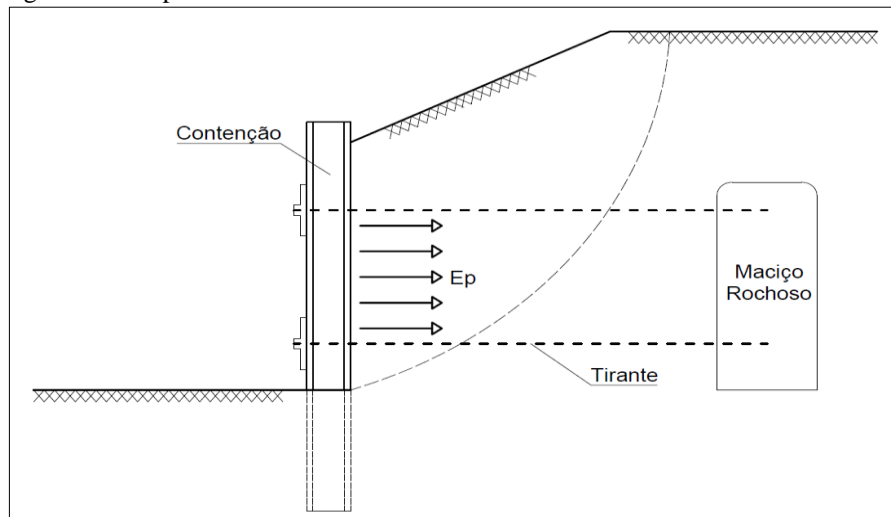
Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

7.2 Empuxos passivos

Ao contrário do empuxo ativo, no passivo, figura 10, o sentido do esforço é na direção muro – terra, ou seja, o muro é que causa esforços no maciço de terra e esta situação fica bem exemplificada no caso dos atirantamentos e escoramentos de valas e galerias (MOLITERNO, 1994).

Para o DER/SP (2005), o empuxo passivo na frente da contenção deve considerar a possibilidade de escavação futura do solo. Além disso, esse empuxo requer deformações maiores que do empuxo ativo. Esta situação requer consideração nos cálculos de estabilidade.

Figura 10– Empuxo Passivo



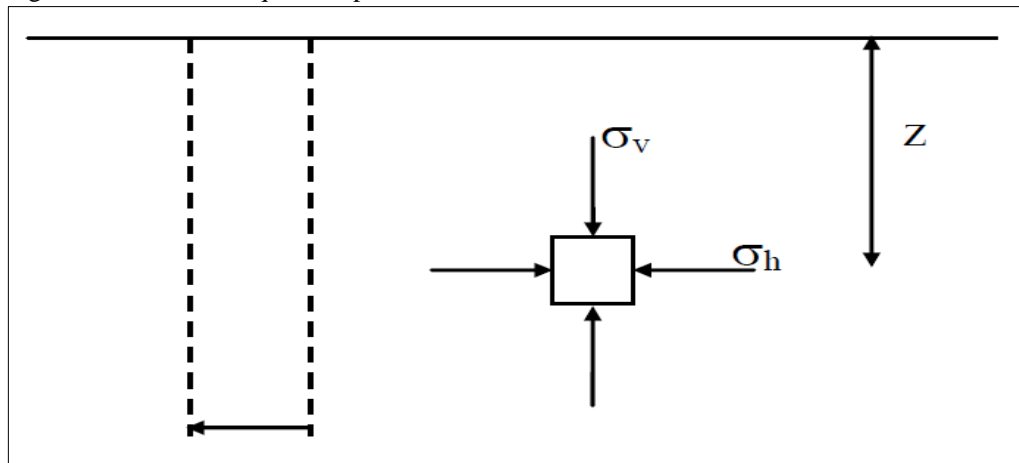
Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

7.3 Estado de repouso

A situação do empuxo em repouso é explicada por Domingues (1997), como sendo uma ocasião em que as tensões existentes em uma massa de solo são resultantes apenas de seu peso próprio e que, em virtude de uma simetria existente, as pressões laterais possuem igualdade de grandezas. Isto faz com que acarrete em ausência de tensões tangenciais nos planos vertical e horizontal. Em outras palavras, pode-se dizer que é a situação na qual ainda não foram inseridas quaisquer deformações pela realização de operações.

A figura 11 exemplifica o que foi acima mencionado.

Figura 11 - Estado de equilíbrio plástico



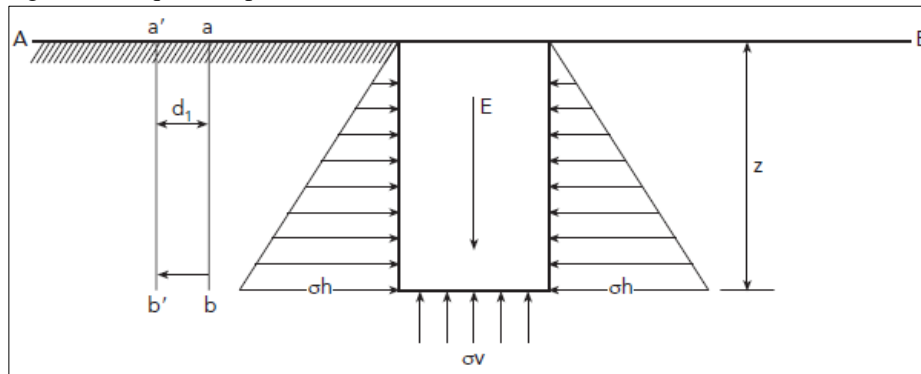
Fonte: Gerscovich (2010)

7.4 Equilíbrio plástico

Marchetti (2008) demonstra por meio da figura 12, o equilíbrio plástico que age em um elemento de solo. Nesta ilustração, AB representa a superfície horizontal de um maciço constituído de areia (não coesivo) e de peso específico γ , onde E é um elemento de areia de altura z e área unitária. A tensão normal vertical na base vale σ_v . As tensões σ_h são horizontais e perpendiculares a σ_v . A relação produz um valor k , conforme mostra a equação 11, e de acordo com os ensaios de compressão, assumem qualquer valor entre os limites k_a e k_p , portanto:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (11)$$

Figura 12 - Equilíbrio plástico em um elemento de solo



Fonte: Marchetti (2008)

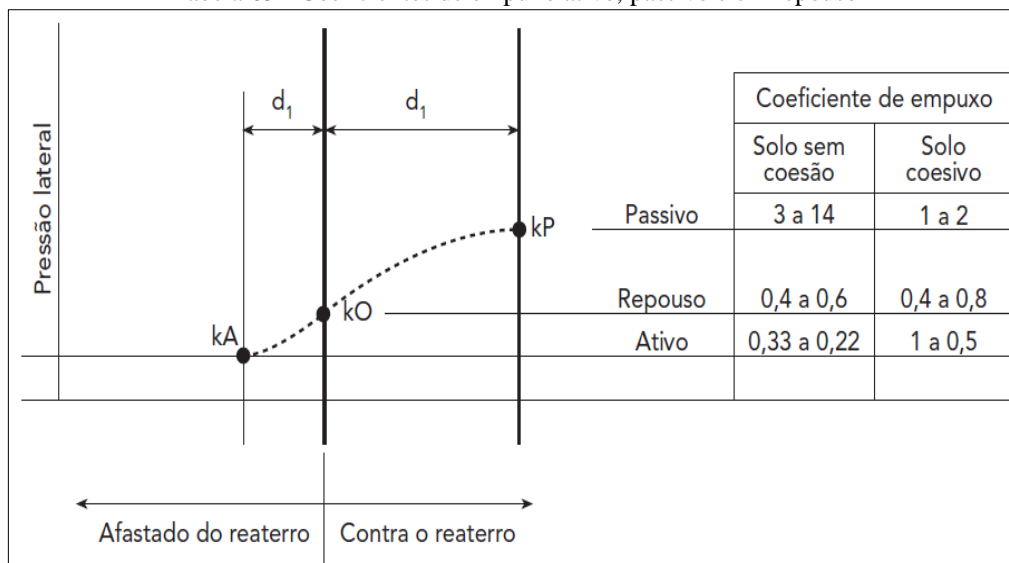
Em função do ângulo de atrito interno (ϕ), os valores de K_a e K_p , coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente, são obtidos através das equações 12 e 13:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{12}$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{13}$$

Marchetti (2008) informa que, quando um solo é depositado através de processos naturais ou artificiais, o valor k tem um valor k_0 intermediário entre K_a (coeficiente de empuxo ativo) e k_p (coeficiente de empuxo passivo), onde k_0 é uma constante empírica para o coeficiente de empuxo de terras em repouso. O valor depende do grau de compactidade e do processo, pelo qual o depósito foi feito.

Tabela 05 - Coeficientes de empuxo ativo, passivo e em repouso



Fonte: Marchetti (2008)

8 TEORIAS PARA O ESTUDO DE EMPUXO

Quantificar a intensidade do empuxo é a principal etapa do dimensionamento de um muro de arrimo, e para isso, algumas teorias foram desenvolvidas ao longo dos anos. As primeiras surgiram com Coulomb, em 1773, Poncelet, em 1840 e Rankine, em 1856. Estas primeiras são conhecidas nos dias atuais como “Teorias Antigas” apesar de ainda serem muito utilizadas. (MOLITERNO, 1994).

Já para os casos de muros elásticos ou isolados, erguidos em concreto armado, segundo Domingues (1997), destacam-se as teorias modernas, que são baseadas em modelos matemáticos da teoria da elasticidade. Moliterno, (1994), destaca ainda que, neste modelo, o cálculo do empuxo de terra depende de parâmetros empíricos, deixando de lado um rigor desejado. Porém, enfatiza, em seus comentários, que as recomendações de Terzaghi e seus seguidores apresentam resultados práticos.

8.1 Teoria de Rankine

Quando um muro de arrimo está em construção, deposita-se o aterro após a confecção da estrutura. Enquanto este aterro está sendo colocado, o muro tende a sofrer deslocamentos em função do empuxo. Se o muro permanece fixo, o empuxo de terras manterá um valor aproximado ao do empuxo em repouso. Mas, se o muro começar a transladar, o solo irá deformar e o estado de repouso passará para o estado ativo de equilíbrio plástico. Assim sendo, se um muro suportar o empuxo ativo das terras, ele não irá se romper. (MARCHETTI, 2008).

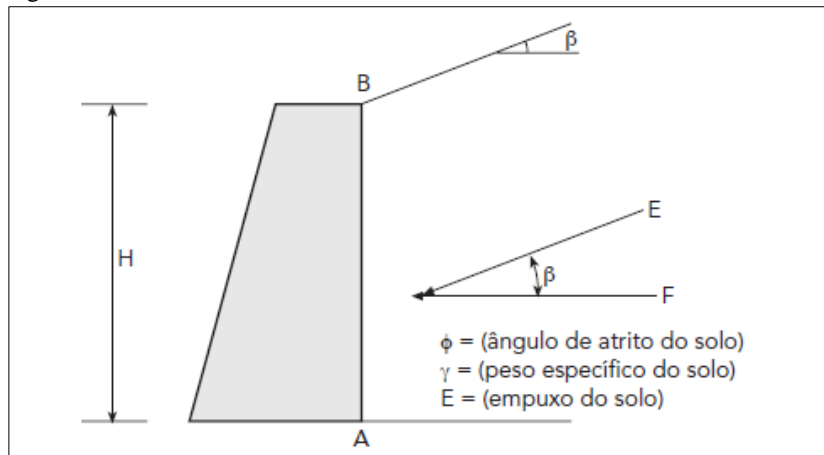
Para Gerscovich (2010), a teoria de Rankine, considera que o deslocamento de uma parede desenvolverá estados limites, plásticos. Na hora da ruptura, aparecem numerosos planos de ruptura e acontece a plastificação do maciço. Resumindo, o método de Rankine (1857) adota o solo na situação de estado de equilíbrio plástico, baseado nas seguintes hipóteses:

- Solo isotrópico e homogêneo;
- Terreno com superfície plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço ao mesmo tempo;
- Ruptura ocorrendo sob o estado plano de deformação;
- Muro liso (atrito solo-muro nulo), diferente de outras teorias que serão apresentadas no decorrer deste trabalho;
- Empuxos de terra atuando paralelamente à superfície do terreno;

- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

De forma geral, Marchetti (2008) demonstra a teoria de Rankine, conforme a figura 13 e as equações ,14,15, 16 e 17:

Figura 13 - Teoria de Rankine



Fonte: Marchetti (2008)

$$k_a = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (14)$$

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

$$P_a = k_a * \gamma * H - 2 * C * \sqrt{k_a} \quad (\text{ativo}) \quad (16)$$

$$P_p = k_p * \gamma * H - 2 * C * \sqrt{k_p} \quad (\text{passivo}) \quad (17)$$

8.2 Teoria de Coulomb

Moliterno (1994), em sua obra, explica a teoria de Coloumb da seguinte maneira:

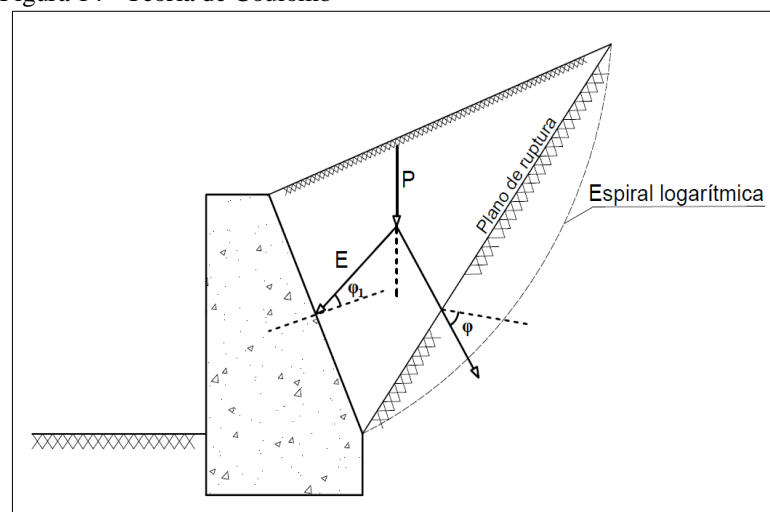
- É baseada no pressuposto que o esforço exercido no paramento do muro do lado do maciço é resultante da pressão do peso próprio de uma cunha de terra, que se desloca em deslizamento pela perda de resistência ao cisalhamento ou atrito;

- O deslizamento ocorre por uma superfície curva que tem forma de espiral logarítmica, mas, em casos práticos, substitui-se esta superfície curva por uma plana, que é denominada plano de ruptura, de deslizamento ou de escorregamento;
- Por Coulomb, a direção do empuxo é conhecida e faz com a normal ao paramento do lado da terra um ângulo, simbolizado por ϕ_1 , de tal forma que a tangente é equivalente ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro.

A figura 14, demonstra o que foi exposto e nela temos:

- P = Peso da cunha;
- E = Decomposta de P que atua no muro;
- Q = Decomposta de P que atua no plano de ruptura
- ϕ = Ângulo formado pela componente Q e a normal, cuja tangente tem valor equivalente ao ângulo de atrito do terreno.

Figura 14 - Teoria de Coulomb



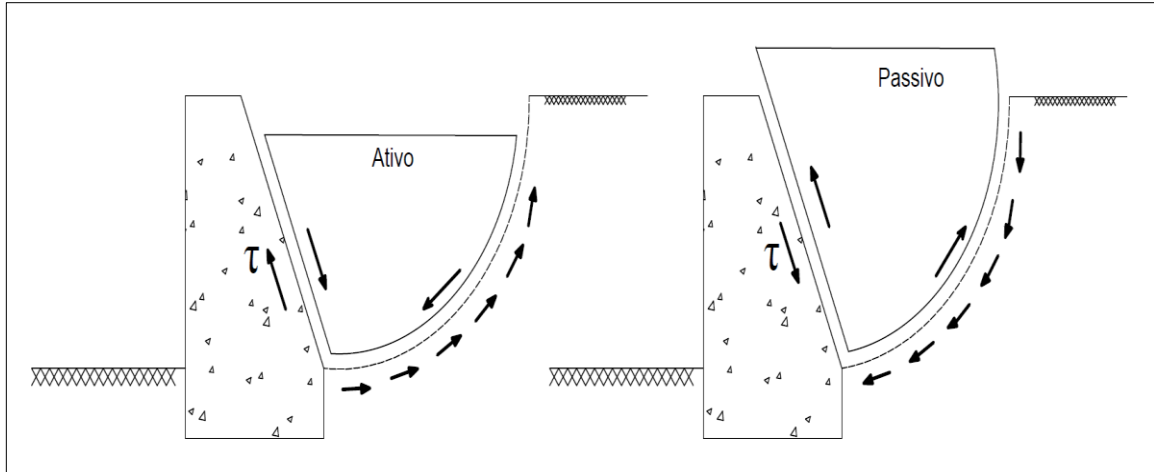
Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Gerscovich (2010) enfoca que a inexistência de atrito entre o solo e o muro, adotada por outros autores, geralmente não acontece na prática, e a teoria de Coulomb contempla tal situação. Com o deslocamento do muro de arrimo, a cunha desloca-se, fazendo-se com que apareçam tensões cisalhantes entre o solo e o muro.

Para o ativo, o peso próprio da cunha de solo causa empuxo no muro e este sofre resistência tanto pelo atrito ao longo da superfície de contato solo-muro quanto pela resistência do solo ao longo do contato com a superfície de ruptura. Isso ocasiona uma redução no valor

do empuxo se considerada a condição em repouso. Para a situação passiva, acontece o processo inverso. A figura 15 demonstra o referido conceito (GERSCOVICH 2010).

Figura 15 - Demonstrativos de tensões cisalhantes



Fonte: Gerscovich (2010) adaptado.

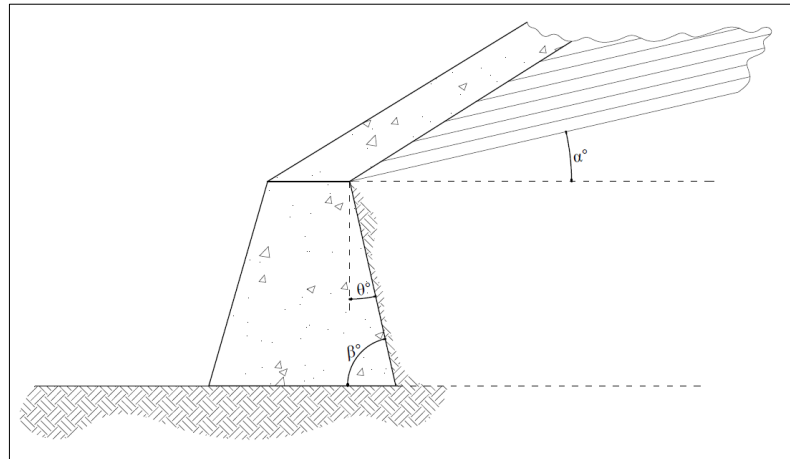
Moliterno (1994) destaca que o importante para o projeto do muro de arrimo é o empuxo “E”, e este pode ser considerado como uma pressão distribuída ao longo de uma altura “h” de muro. O diagrama de distribuição, para fins de simplificação, é considerado linear, e a resultante é aplicada a uma altura “h/3” a contar da base, conforme empuxo proveniente de pressão hidrostática. Porém, por conta do atrito entre as partículas de solo, rugosidade do muro e inclinação do terreno com a horizontal, é preciso acrescentar na fórmula um coeficiente K. Logo, a expressão será a descrita na equação 18:

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * k * h^2 \quad (18)$$

Este coeficiente k é designado por Moliterno (1994) segundo Rebhann, como coeficiente de empuxo de Coulomb e é obtido pela equação 19 cujas incógnitas estão ilustradas na figura 16:

$$k = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2\beta * \sin(\beta - \varphi) \left[1 + \frac{(\sin(\varphi - \alpha) * \sin(\varphi + \varphi_1))}{\sin(\beta - \varphi_1) * \sin(\beta + \alpha)} \right]^2} \quad (19)$$

Figura 16 - incógnitas para k, segundo Moliterno



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Onde:

- α = ângulo de inclinação do terreno adjacente;
- $\beta = 90 - \theta$;
- θ = ângulo de inclinação do parâmetro interno do muro com a vertical;
- φ = ângulo de atrito interno;
- φ_1 = ângulo de atrito entre a terra e o muro

Para muros em concreto armado, é usual, segundo Moliterno (1994), que α , φ_1 e θ sejam igual a 0 (zero), transformando a equação 19 em 20:

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (20)$$

Quando o solo em questão não possui propriedades coesivas, ou seja, quando são arenosos, a mecânica dos solos caracteriza-o pela equação 21:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{Tg}(\varphi) \quad (21)$$

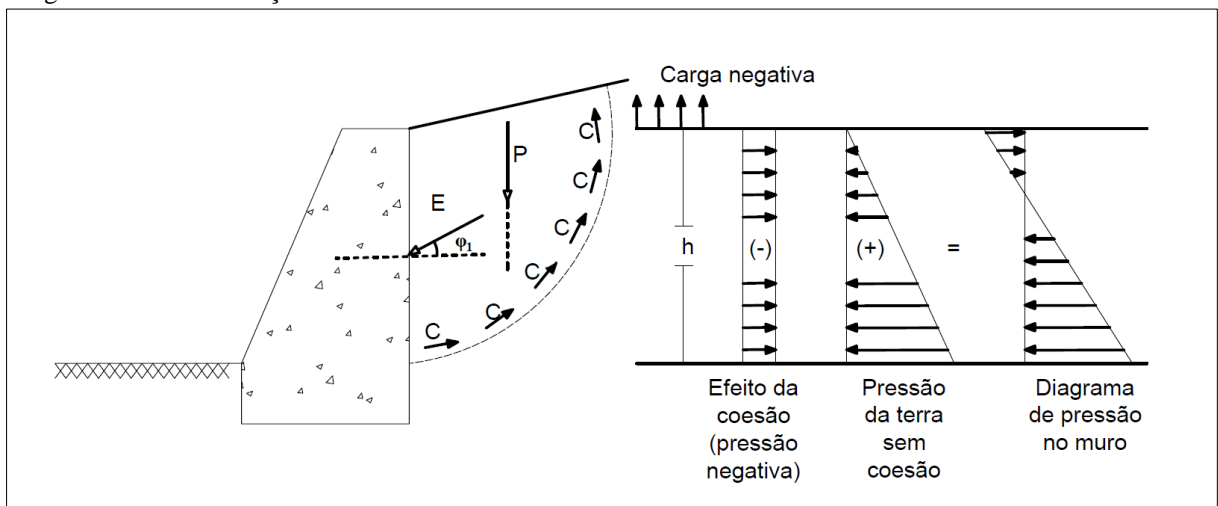
Para o caso de solos coesivos, segundo Moliterno (1994), um valor de coesão “C” deve ser acrescido na equação 22, portanto:

$$\tau = C + \sigma * \operatorname{tg}(\varphi) \quad (22)$$

Esta coesão atua como uma carga negativa, acarretando em uma redução do valor do empuxo. Porém, na prática, Moliterno (1994) aconselha a desconsiderar o efeito coesivo do solo no cálculo do empuxo, pois estas características podem ser alteradas em função de variações climáticas e grau de umidade. Com esta desconsideração, tem-se um aumento do fator de segurança. Apenas em obras com controles técnicos de drenagem, como nas estradas, deve-se considerar a coesão. Caso seja considerada, a situação é demonstrada na figura 17 e a equação será a de número 23:

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * k * h^2 - C * h * k \quad (23)$$

Figura 17 – Demonstração do efeito da coesão



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Caso haja uma sobrecarga sendo aplicada acima do maciço terroso, este valor, segundo Gerscovich (2010), deverá ser incorporado ao peso da cunha. Caso esta sobrecarga seja em linha, somente será considerada se a superfície de ruptura ultrapassar o ponto de aplicação e o acréscimo de tensão horizontal será obtido, baseando-se nas soluções da teoria da elasticidade.

8.3 Dimensionamento comparativo: Coulomb x Rankine

O dimensionamento correto de uma estrutura de contenção depende diretamente da correta identificação dos esforços atuantes na estrutura. A primeira identificação deve ser o levantamento do empuxo atuante.

Como já mencionado anteriormente, existem várias teorias e métodos, desenvolvidos por vários autores diferentes, com o intuito de quantificar estes esforços.

Na literatura técnica sobre o assunto, os métodos mais aplicados e conhecidos são as teorias de Coulomb e de Rankine.

Comparando os dois métodos, consideremos um muro de gravidade de 5 metros de altura e face de contato com o solo perpendicular à fundação. O solo contido será de granulometria grossa com peso específico (γ) = 18 KN/m³ e ângulo de atrito (φ) = 30° e ângulo de atrito entre o muro e o solo (φ_1) = 20°.

Sabe-se, conforme mencionado no capítulo 8.1, que a teoria de Rankine, não considera o atrito entre o solo e o muro e adota o solo na condição de estado de limite plástico, portanto, o coeficiente de empuxo ativo por Rankine, (K_{aR}) pode ser calculado pela equação 19:

$$ka_R = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3} \quad (24)$$

Por outro lado, Coulomb considera o atrito entre o solo e o muro, chegando em um coeficiente de Empuxo ativo (K_{aC}):

$$ka_c = \frac{\sin^2(90 + 30)}{\sin^2 90 * \sin(90 - 30) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(30 - 0) * \sin(30 + 20))}{\sin(90 - 20) * \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.32 \quad (25)$$

Determinando os esforços horizontais:

Por Rankine:

$$Pa_r = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 18 * 5^2 = 75 \text{ KN/m}^2 \quad (26)$$

Por Coulomb:

$$Pa_c = \frac{1}{2} * 0.32 * 18 * 5^2 = 72 \text{ KN/m}^2 \quad (27)$$

Destaca-se que os dois valores são aplicados a uma altura de h/3 partindo da fundação e que o resultado pela teoria de Rankine é aplicada perpendicularmente ao paramento, ao

contrário do resultado de Coulomb, que é aplicado com um ângulo de 20° (ângulo de atrito). Em função disto, apesar da diferença nos métodos, a pequena diferença encontrada no cálculo torna-se sem importância.

8.4 Método de Poncelet

O empuxo pode ainda ser determinado através de traçados gráficos. Na engenharia, este procedimento é conhecido como o “Método de Poncelet”, que foi desenvolvido na década de 40, no século 19. Moliterno (1994) explica e cita uma marcha de operações que devem ser seguidas para a utilização do método, o qual subdivide-se em dois casos: o primeiro com a situação de um terreno sem sobrecarga e o segundo com sobrecarga. Segue então a sequência do método:

1º caso – (sem sobrecarga)

A grandeza empuxo:

a) Admitem-se conhecidas as seguintes grandezas:

- φ – ângulo do talude natural;
- γ_t – massa específica aparente do solo;
- h – altura do talude;
- α – inclinação do terreno adjacente ao muro;
- φ_1 – direção do empuxo ou ângulo de atrito entre a terra e o muro.

b) Determina-se Φ – ângulo entre a direção do empuxo, com a reta vertical;

c) Traça-se a reta AC, que parte da interseção de base do muro interno com o terreno, considerando o ângulo φ até a extremidade superior da massa de solo. Esta reta é chamada de linha de talude natural. Esta linha também mostra a inclinação em que o talude estaria em repouso;

d) Com o ângulo Φ , a partir do ponto A, traça-se a reta AR, chamada de linha de orientação.

e) A partir do ponto de interseção do topo do muro com o terreno (ponto B) e paralelamente a linha de orientação, traça-se a reta BD até tocar AC (ponto D);

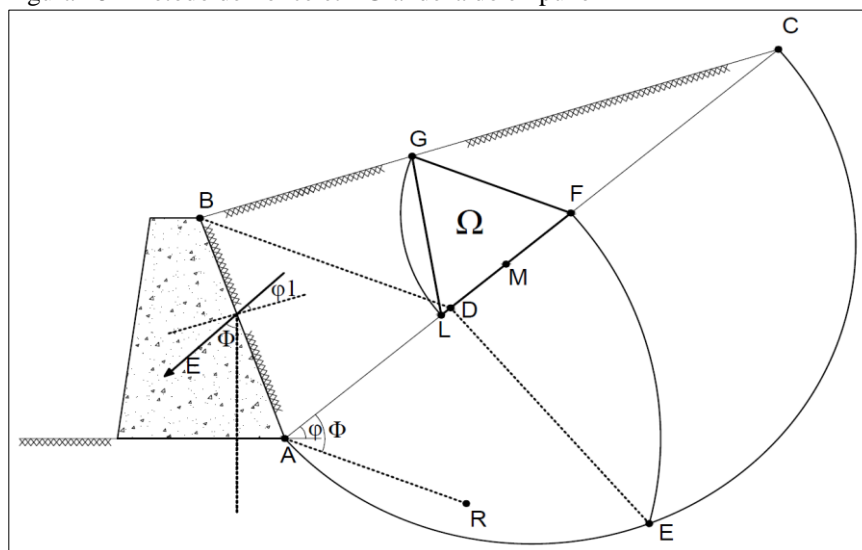
f) No centro de AC (ponto M), traça-se um semicírculo;

- g) Do ponto D em perpendicular com AC, traça-se a reta DE até tocar o semicírculo AC (ponto E);
- h) Transfere-se o ponto E para o Ponto F, na reta AC, centralizado no ponto A;
- i) Paralelamente à linha de orientação e a partir do ponto F, traça-se uma reta até encontra BC (ponto G);
- j) Centralizado no ponto F, transfere-se o ponto G para a reta AC (ponto L);
- k) Encontra-se o triângulo FGL com área Ω , a qual multiplicada γ_t , representa o valor do empuxo, conforme equação 28:

$$E = \gamma_t * \Omega \quad (28)$$

A figura 18 demonstra os pontos mencionados.

Figura 18– Método de Poncelet - Grandeza do empuxo



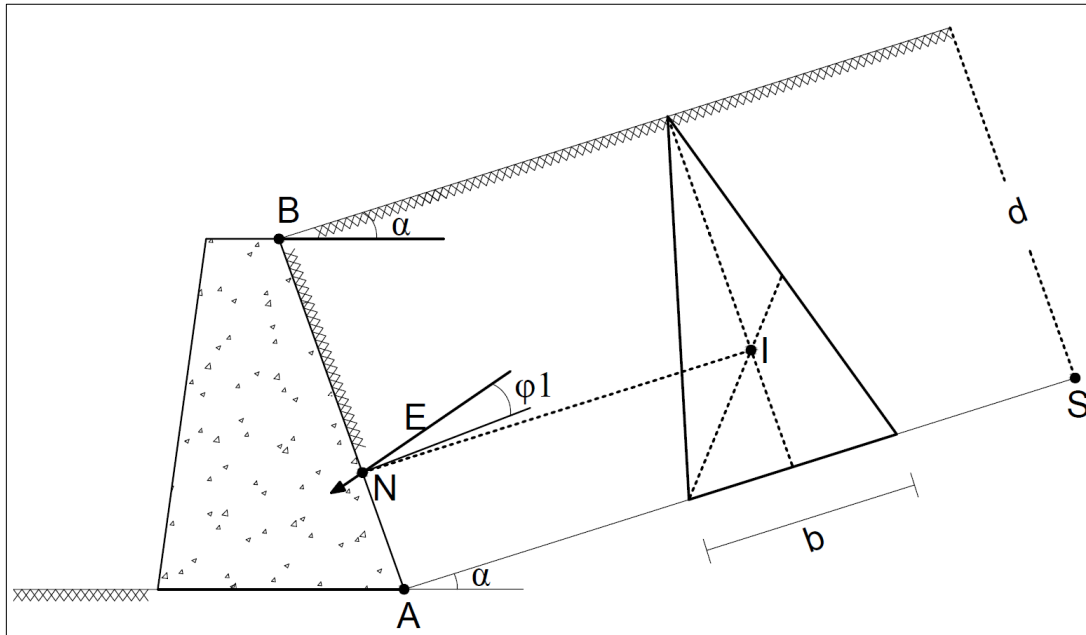
Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Para determinar o plano de ruptura, basta ligar o ponto A ao ponto G e, para determinar o ponto de aplicação do empuxo, basta-se construir graficamente um triângulo, com a mesma área Ω do triângulo FGL, com a altura “d” (medido graficamente) e inclinação “ α ”. Onde:

- AS é uma linha paralela à inclinação do terreno;
- I é o baricentro do triângulo de área equivalente;
- N é o ponto de aplicação do empuxo no muro. A partir dele, descobre-se a direção do empuxo, traçando uma perpendicular ao paramento interno e adicionando-se ϕ_1 .

A figura 19 demonstra a metodologia mencionada.

Figura 19 – Método de Poncelet - Direção empuxo



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

2º caso – (com sobrecarga)

Para o segundo caso, Moliterno (1994) mostra que o passo a passo é o mesmo do 1º caso. A única diferença é o deslocamento vertical da reta BC, representada na figura 18, a uma distância “ h_0 ”, que representa o acréscimo de carga.

8.5 Outras Teorias. “modernas”.

Além das teorias antigas, formuladas, principalmente por Coulomb, Rankine e Poncelet, existem, segundo Moliterno (1994), as teorias modernas. Apesar de terem sido desenvolvidas há décadas, até hoje, alguns autores as nomeiam assim. Estas têm como exemplos de autores Boussinesq, Caquof, Terzaghi entre outros e são, conforme já mencionado, baseadas em modelos matemáticos e parâmetros empíricos.

Para Domingues (1997), a grande diversidade de grandezas a serem consideradas nos modelos matemáticos propostos para a determinação de empuxo, ou possuem uma simplicidade preponderante, obtendo bons resultados somente para problemas pontuais, ou são demasiadamente complexos e de difícil utilização na prática.

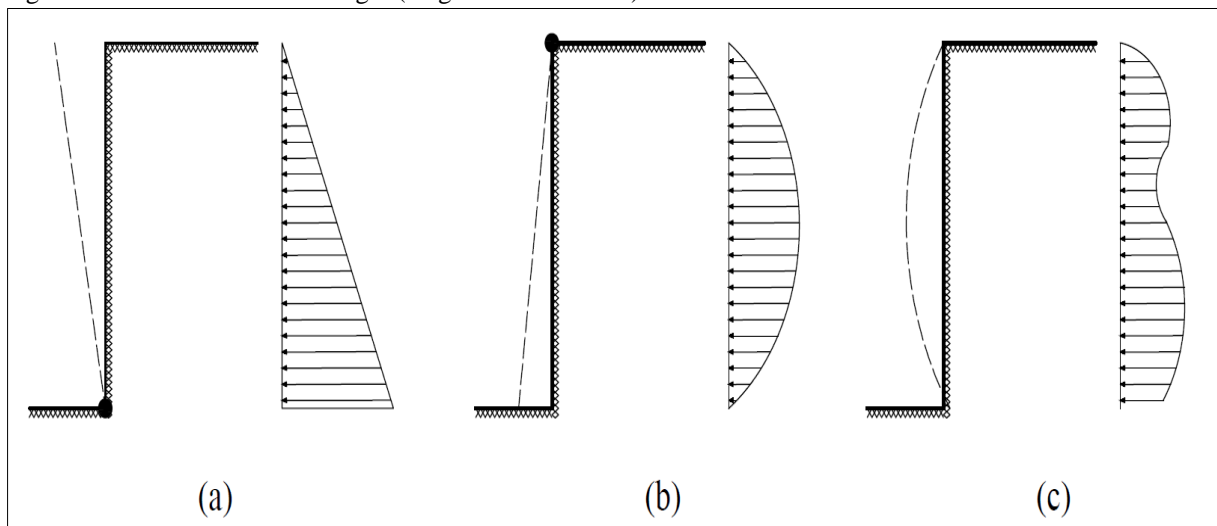
Boussinesq, segundo Domingues (1997), criou sua teoria com o intuito de superar as limitações do método de Rankine, que não admitia existir atrito entre o solo e parede. Boussinesq admitia que as distribuições de tensões tinham forma triangular e conseguiu obter alguns resultados por integração aproximada, sendo válidos apenas para os empuxos ativos e para os ângulos de inclinação do terreno adjacente e de inclinação do muro com a vertical.

Já Caquot, ainda segundo Domingues (1997), aprimorou o cálculo de Boussinesq, tornando possível o cálculo também para o empuxo passivo, para qualquer valor dos ângulos e para solos com ou sem coesão. Neste método, Caquot resolveu equações e desenvolveu ábacos para solução do problema do empuxo.

Os Ensaio de Terzaghi, com paredes de consideráveis dimensões, segundo Ribeiro (2012), conduziram às seguintes conclusões:

- Só existe distribuição de pressões lineares ao longo de uma contenção, conforme é a teoria de Coulomb, se este elemento gira em torno de sua aresta inferior; (figura 20-a)
- Se existe deslocamento por translação no suporte, o diagrama de pressão inclina-se a uma forma parabólica e o ponto do empuxo ergue-se;
- Se o elemento gira em torno do seu topo, o diagrama das pressões torna-se parabólico, aumentando a intensidade na parte superior;
- Se o elemento é fixo e impedido de se deslocar, tanto pela parte superior quanto pela inferior, o diagrama das pressões será do tipo representado na Figura 20-c.
- Os pontos de aplicação do empuxo dependem do tipo de deslocamento da contenção e são localizados nas situações a b e c da figura 20, respectivamente a $h/3$; $0,5h$ e $0,4h$.

Figura 20 – Conclusões de Terzaghi (diagramas de tensões)



Fonte: Ribeiro (2012), apud Moliterno (1980) adaptado.

8.6 Sobrecargas

Os muros de arrimo, podem também receber sobrecargas em sua parte superior e estas sobrecargas podem ser ocasionadas por diversas fontes, como por exemplo, estruturas construídas sobre o maciço, tráfego de veículos, entre outras.

Barros (2014) comenta que, caso tenha uma sobrecarga “q” uniformemente distribuída sobre o maciço, terá um aumento no valor do empuxo. Este aumento pode ser determinado, levando em consideração a parte da sobrecarga que atua sobre a cunha de solo delimitada pelo plano de ruptura. Este valor se somará ao peso da cunha “P”, acarretando em um aumento proporcional do empuxo.

Moliterno (1994) simplifica dizendo que estas sobrecargas são consideradas como uma equivalência de altura de terra (h_0) que causam aumento do empuxo no muro. Desta forma, a componente h_0 será calculada pela razão entre o carregamento e o peso específico do solo e depois será somada a altura total utilizada para calcular o empuxo.

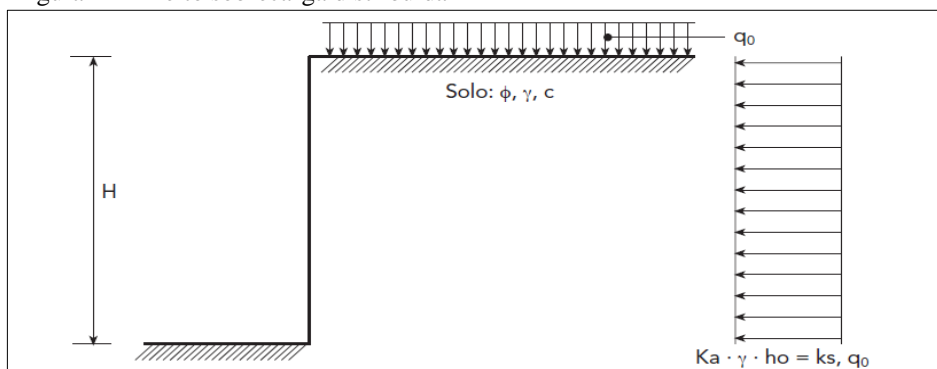
A ABNT (NBR 11682:2009), no item 7.3.3, impõe que todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para resistir não só a esforços providos do solo, mas também a sobrecargas acidentais mínimas da ordem de 20 KPa (KN/m²), distribuída uniformemente sobre a superfície do talude arrimado.

Quanto ao ponto de aplicação da resultante do empuxo, Barros (2014) ainda destaca que é possível obtê-lo por uma paralela à superfície de ruptura que passa pelo centro de gravidade do conjunto solo sobrecarga. Uma outra opção é desmembrar o efeito do solo do efeito da sobrecarga e com isso determinar o ponto de aplicação de cada parcela.

Marchetti (2008) demonstra na equação 29 a mensuração do efeito da sobrecarga e ilustra-as pela figura 21.

$$h_0 = \frac{q_0}{\gamma} \quad (29)$$

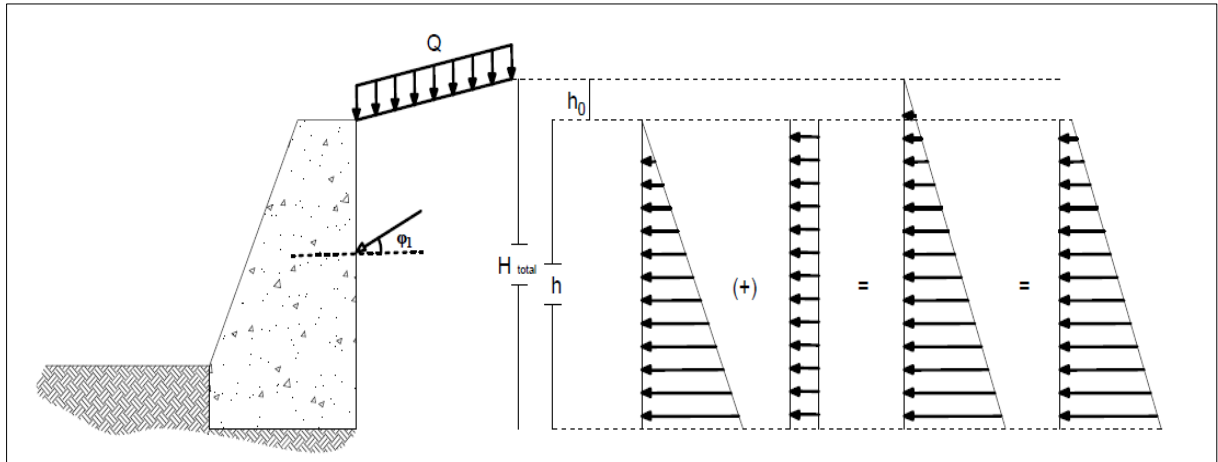
Figura 21 - Efeito sobrecarga distribuída



Fonte: Marchetti (2008)

Moliterno (1994), demonstra a modificação do diagrama de pressões, na figura 22, quando se utiliza o método de altura equivalente de terra.

Figura 22 - Efeito sobrecarga (diagrama)



Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Moliterno (1994), demonstra que o ponto de aplicação do empuxo, referente ao baricentro do diagrama de pressão, quando está envolvido a sobrecarga é dado por:

$$y = \frac{h}{3} * \frac{2 * h_0 + H}{h_0 + H} \quad (30)$$

Onde:

y = Altura medida a partir da base;

h = Altura do talude;

h_0 = Altura referente a sobrecarga;

H = Altura talude mais Altura de sobrecarga.

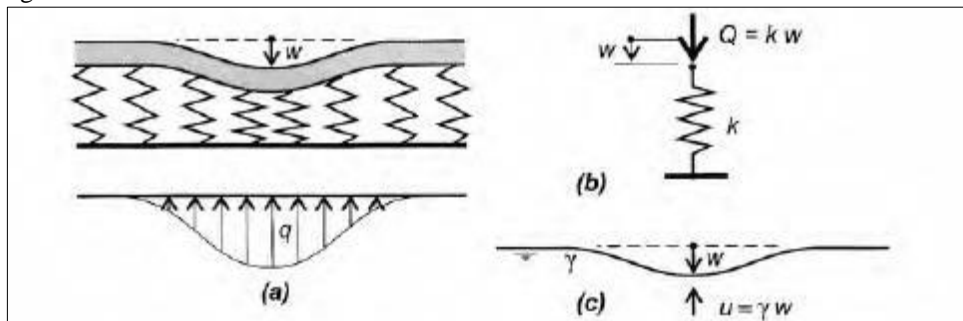
9 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

A forma com que a estrutura reage às solicitações quando submetida a um carregamento externo, é determinado pela interação solo-estrutura. Geralmente, os projetistas consideram que os apoios são indesejáveis, contradizendo a realidade geotécnica. (DANZIGER, 2005).

Um engenheiro civil alemão, conhecido por Winkler, no ano de 1867, propôs um modelo no qual supõe que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma. Para isto, foi sugerido que o maciço de solo fosse substituído por uma série de molas com rigidez correspondente (ANTONIAZZI, 2011). Este modelo, “admite que o deslocamento w de qualquer ponto situado na superfície do solo é diretamente proporcional ao carregamento q aplicado e independe de outros carregamentos externos, aplicados em outros pontos do solo” (Colares 2006, p. 28).

Para Velloso e Lopes (2010) as pressões de contato são proporcionais aos recalques, conforme apresenta a figura 23 e 24, sendo expressa pela equação 31, de tal forma que k_v seja uma constante de proporcionalidade normalmente conhecida por coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola.

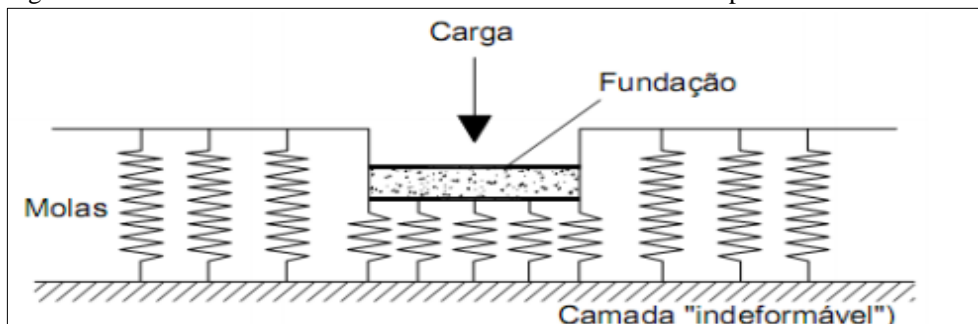
Figura 23 - Modelo de Winkler



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 126).

$$q = K_v * w \quad (31)$$

Figura 24 - Deformabilidade do solo através de molas discretas – hipótese de Winkler



Fonte: (ANTONIAZZI, 2011, p. 61).

Na falta de ensaios apropriados, Moraes (1976 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36) também propôs os valores para o módulo de reação vertical que podem ser adotados e estão descritos na tabela 06:

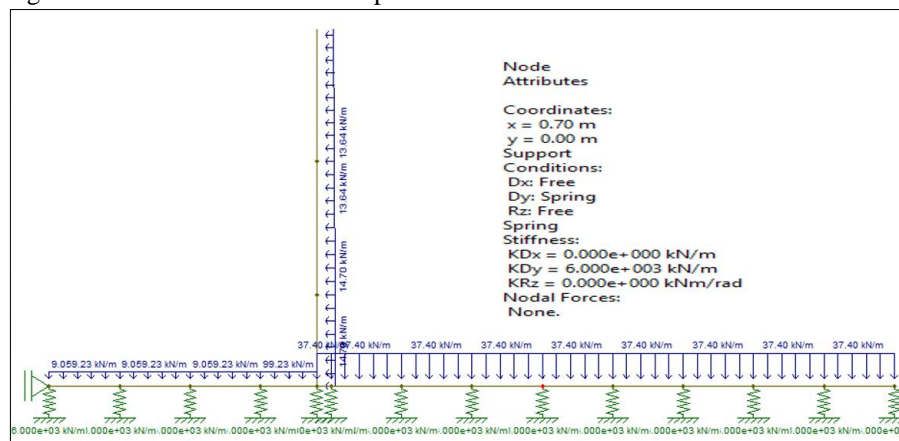
Tabela 06 - Valores do coeficiente de Winkler

Tipo de solo	K_v (KN/m ³)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedrã	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia c	200.000 a 250.000

Fonte: Moraes (1976 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36).

Um método prático para fazer a interação solo estrutura, é com a utilização do software F-Tool, conforme a figura 25. Com esta aplicação, tem-se por exemplo, como obter o valor do deslocamento (Flecha) da estrutura. O valor do coeficiente K_v no Software é dado em KN/m. A conversão pode ser feita, multiplicando o valor retirado da tabela 06 pela área correspondente a largura da estrutura, no caso dos muros de contenção, 1 metro, por 0,1 metros de distância entre as molas.

Figura 25 - Coeficientes de mola aplicados



Fonte: F-Tool (2016)

10 CONCRETO ARMADO (CA)

Carvalho e Filho (2014) descrevem o concreto como sendo um material resultante da mistura de água, cimento e agregados. Este material, por sua vez, não deve ser utilizado sozinho como elemento estrutural, pois sua resistência à tração é muito baixa. Por este motivo, a associação do concreto com armaduras de aço é extremamente necessária.

A ABNT (NBR 6118:2014) classifica os elementos de concreto armado como sendo aqueles em que o comportamento estrutural é dependente de uma aderência entre a armadura, no caso o aço, e o concreto, e que não se aplica alongamento inicial da armadura antes da completa aderência.

Como todo e qualquer material utilizado, principalmente em casos estruturais, o concreto armado possui vantagens e desvantagens, e, de acordo com Carvalho e Filho (2014), estão listados a seguir:

10.1 Vantagens do concreto.

- Boa resistência na maioria das solicitações;
- Boa trabalhabilidade;
- Permite obtenção de estruturas monolíticas;
- As técnicas de execução são conhecidas em grande parte do país;
- Compete economicamente com outras metodologias construtivas;
- Durável;
- Apresenta durabilidade e resistência ao fogo superiores ao aço e a madeira;
- Possibilita pré-moldagem;
- É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e mecânicos.

10.2 Desvantagens do concreto.

- Dimensões relativamente maiores que outros tipos de estruturas;
- Peso específico elevado, acarretando em peso próprio muito grande, mas isso pode vir a ser uma vantagem, quando se trata de muros de gravidade;
- Reformas e adaptações de difícil execução;

- É bom condutor de calor, exigindo em alguns casos utilização outros materiais para confortos térmicos;
- Necessária utilização de formas e escoramentos, quando não se usam pré-moldados.

10.3 Resistência a compressão do concreto.

Carvalho e Filho (2014) explicam em seu livro que os valores de resistência à compressão do concreto são obtidos em laboratório por ensaios. Através destes ensaios, um valor médio é adotado, o qual não reflete a verdadeira qualidade do concreto na obra, pois não considera a dispersão de resultados. Em função disto, adota-se um valor característico, obtido por medidas estatísticas que consideram desvios padrões.

Na prática, Carvalho e Filho (2014) alegam que o projetista define o valor e usa nos cálculos. Caberá ao construtor fabricar ou comprar o concreto com as características definidas e usá-lo na obra, o qual deverá passar por ensaios.

Para uma normatização, através dos valores de resistências características, foram definidas classes para estes concretos e são apresentados pela ABNT (NBR 8953:2015), conforme tabela 07:

Tabela 07 - Classes de resistência dos concretos estruturais

Classe de resistência	Resistencia característica à compressão (Mpa)	Classe de resistência	Resistencia característica à compressão
Grupo I	Mpa	Grupo II	Mpa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45		
C50	50		

Fonte: ABNT (NBR 8953:2015), adaptado

10.4 Resistência à tração do concreto

Como o concreto é um material com baixa resistência à tração, Carvalho e Filho (2014) afirmam que, normalmente, não se considera este valor no cálculo de resistência, mas esta

resistência pode estar relacionada com a capacidade resistiva da peça como um todo, sendo necessário para isso, conhecê-la.

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), no item 8.2.5, a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser obtidas a partir de ensaios. No mesmo item, também, é definida a resistência à tração direta f_{ct} , a qual pode ser considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$. Na ausência de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, pode ser considerado o valor médio ou característico por meio das seguintes equações 32 e 33:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (32)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (33)$$

Para concretos da classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (34)$$

Para concretos da classe C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (35)$$

10.5 Módulo de deformação longitudinal

Segundo Carvalho e Filho (2014), o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) é determinado conforme o método estabelecido pela NBR 8522 (ABNT, 2008), considerando a idade de 28 dias para o concreto. Na falta de ensaios e dados mais precisos sobre o concreto, por meio das expressões abaixo, pode-se estimar o módulo de deformação inicial pelas equações 36 e 37, de modo que:

- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_E = 0,7$ para arenito.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (36)$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (37)$$

O módulo de deformação secante deve ser estabelecido pelo método de ensaio constante na ABNT NBR 8522:2008, ou também pode ser estimado pela equação 38:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \right) \times E_{ci} \leq E_{ci} \quad (38)$$

A ABNT (NBR 6118:2014) apresenta, através da tabela 08, os valores estimados arredondados para uso em projetos estruturais para E_{ci} e para E_{cs} (módulo de deformação longitudinal a compressão). Estes valores são considerados com o uso de granito como agregado graúdo.

Tabela 08 - Valores estimados de módulos de elasticidade

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,92	0,95	0,98	1	1

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014)

10.6 Aço

Como o concreto por si só é um material com baixa resistência à tração, é necessária a associação com o aço para utilizá-lo em estruturas. A sigla “CA”, significa justamente, concreto armado.

A ABNT (NBR 7480:2007) classifica as barras de aço de acordo com o valor característico de resistência ao escoamento, na categoria CA50, e os fios de aço na categoria CA 60. Os números subsequentes à sigla CA significam respectivamente 25 Kgf/mm², 50 Kgf/mm² e 60 Kgf/mm².

Na falta de ensaios e de valores referenciados pelos fabricantes, a ABNT (NBR 6118:2014) indica os valores para o módulo de elasticidade longitudinal dos aços para concreto armado igual a 210 GPa.

A deformação específica de cálculo (ε_{yd}), correspondente ao início do patamar, segundo Carvalho e Filho (2014) é definida pela equação 39:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (39)$$

Onde:

ε_{yd} = módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 Mpa;

f_{yk} = resistência característica do aço a tração, admitido, 500 e 600 Mpa para os aços, CA50 e CA 60, respectivamente;

f_{yd} = tensão de resistência de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1.15$.

A tabela 09 apresenta, em conformidade com ABNT (NBR 6118:2014), algumas propriedades dos aços.

Tabela 09 - Propriedades dos aços para concreto armado			
Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ε_{yd} (%)
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: ABNT NBR (6118:2014).

10.7 Formas

Como o concreto é um material, altamente deformável em seu estado fresco, é necessária a instalação de formas para a moldagem geométrica dos elementos estruturais. Estas formas podem ser confeccionadas de vários materiais, sendo eles madeira, metal, plástico, entre outros.

Gerscovich (2010) destaca que a confecção de muros de arrimo que utilizam concreto, sejam eles ciclópicos ou armados, deve levar em consideração a utilização indispensável das formas moldantes.

10.8 Classe de agressividade ambiental

De acordo com Carvalho e Filho (2014), um dos principais fatores que ocasionam a perda de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade do meio ambiente, descrita conforme tabela 10.

Tabela 10 - Classe de agressividade ambiental CAA

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1), 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de maré	Elevado

Fonte ABNT (NBR 6118:2014). adaptado

Nota:

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

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

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Definida a classe de agressividade ambiental, CAA, de acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), através da tabela 11, pode ser definido o valor do cobrimento das armaduras.

Tabela 11 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV (c)
		Comprimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Viga / pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em concreto com o solo (d)	30	30	40	50
Concreto protendido (a)	Laje	25	30	40	50
	Viga / pilar	30	35	45	55

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014). adaptado

Nota:

- (a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabelos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
- (b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
- (c) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
- (d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

11 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

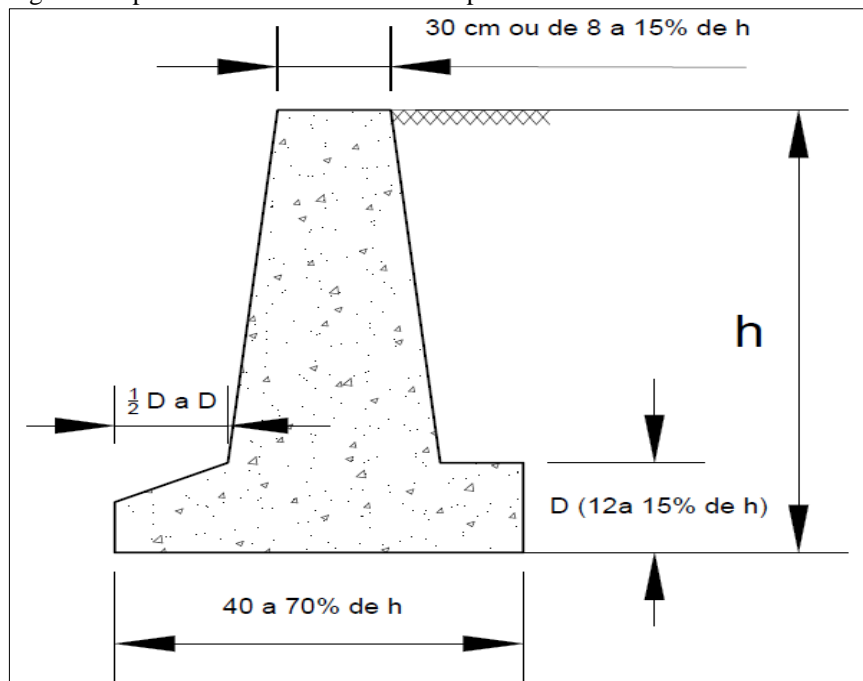
O projeto de um muro de arrimo passa por várias etapas, dentre elas, o pré-dimensionamento, apesar de que, nos dias atuais, utilizando os recursos computacionais, esta etapa pode ser facilmente modificada. Uma das dimensões é conhecida, ou seja, a altura do muro, pois as diferenças de cota do talude geralmente é o primeiro parâmetro informado.

São vários os autores que indicam pré-dimensionamentos das estruturas. Os pré-dimensionamentos, mencionados a seguir, são indicados por Moliterno (1994) e Marchetti (2008):

11.1 Pré-dimensionamento, muro de pedra.

A figura 26, demonstra as pré-dimensões, recomendadas por Marchetti (2008).

Figura 26 - pré-dimensionamento muro de pedra

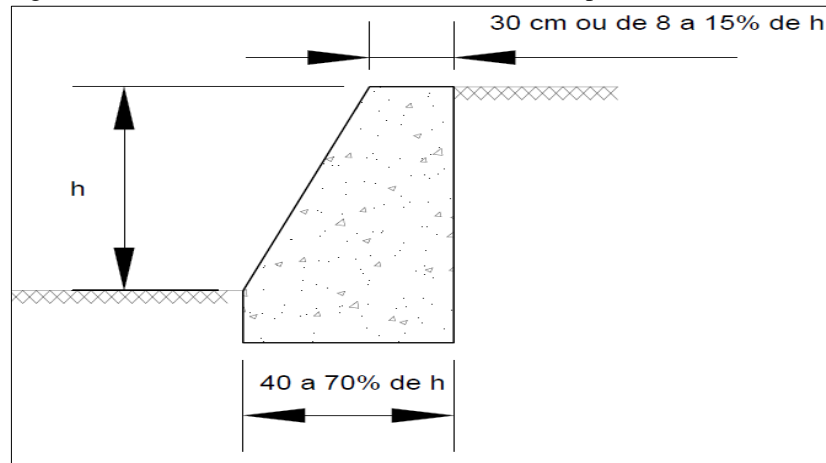


Fonte: Marchetti (2008), adaptado.

11.2 Pré-dimensionamento, muro em concreto ciclópico

A figura 27 demonstra as pré-dimensões recomendadas por Marchetti (2008).

Figura 27 - Pré-dimensionamento muro concreto ciclópico



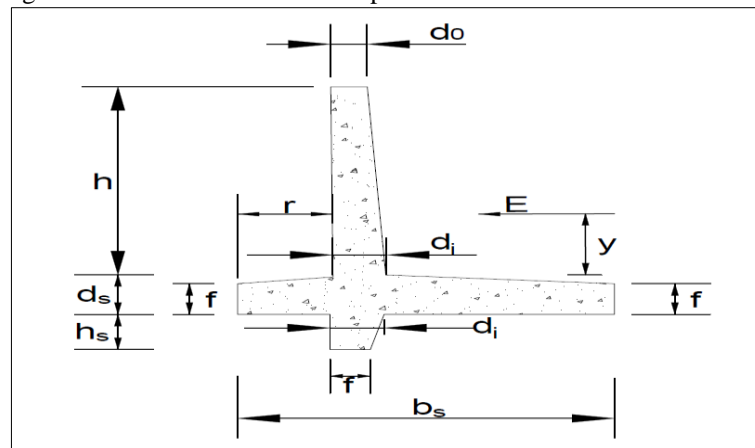
Fonte: Marchetti (2008), adaptado.

11.3 Pré-dimensionamento, muro em CA perfil clássico.

A figura 28, demonstra a posição no corte transversal do muro de cada dimensão abaixo quantificada e recomendadas por Moliterno (1994):

- $d_0 = 10$ cm para brita 2 e 15 cm para brita 3;
- $f = 15$ ou 20 cm;
- $d_i = 10 * M^{(0.5)}$ cm;
- $b_s = 0.5$ ou 0.6 h;
- $r = 1/6$ ou $1/8$ de h;
- $h_s = 0.07$ ou 0.08 de h;
- $d_s \geq d_i$.

Figura 28 – Pré-dimensionamento perfil clássico 1

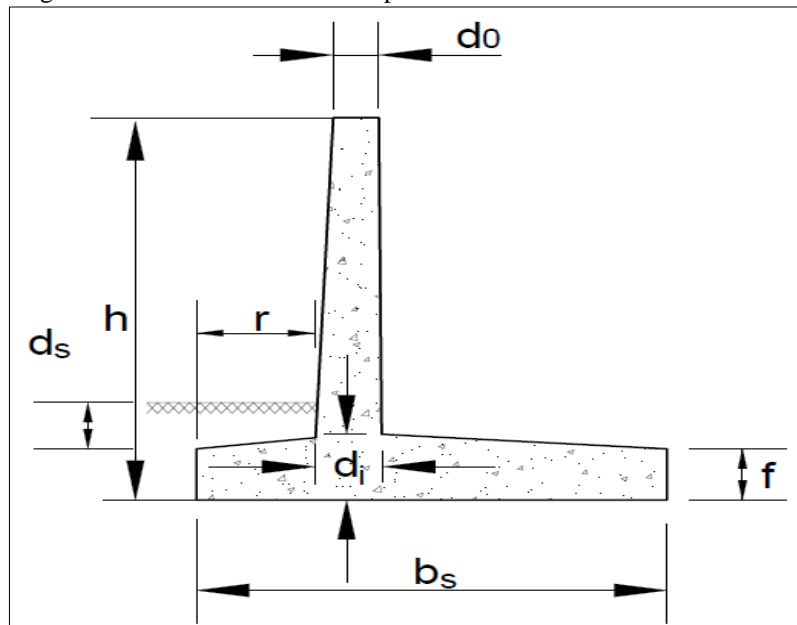


Fonte: Moliterno (1994) adaptado.

Um outro método de pré-dimensionamento é apresentado na figura 29 e, também demonstra a posição no corte transversal do muro de cada dimensão abaixo quantificada segundo Marchetti (2008).

- $d_0 = 20$ cm mínimos;
- $f = 15$ a 20 cm mínimos;
- $d_i = 8$ a 10% de h ;
- $b_s = 40$ a 70% de h ;
- $r = 10$ a 12% de h ;
- $d_s = 20$ cm mínimos.

Figura 29 - Pré-dimensionamento perfil clássico 2



Fonte: Marchetti (2008), adaptado.

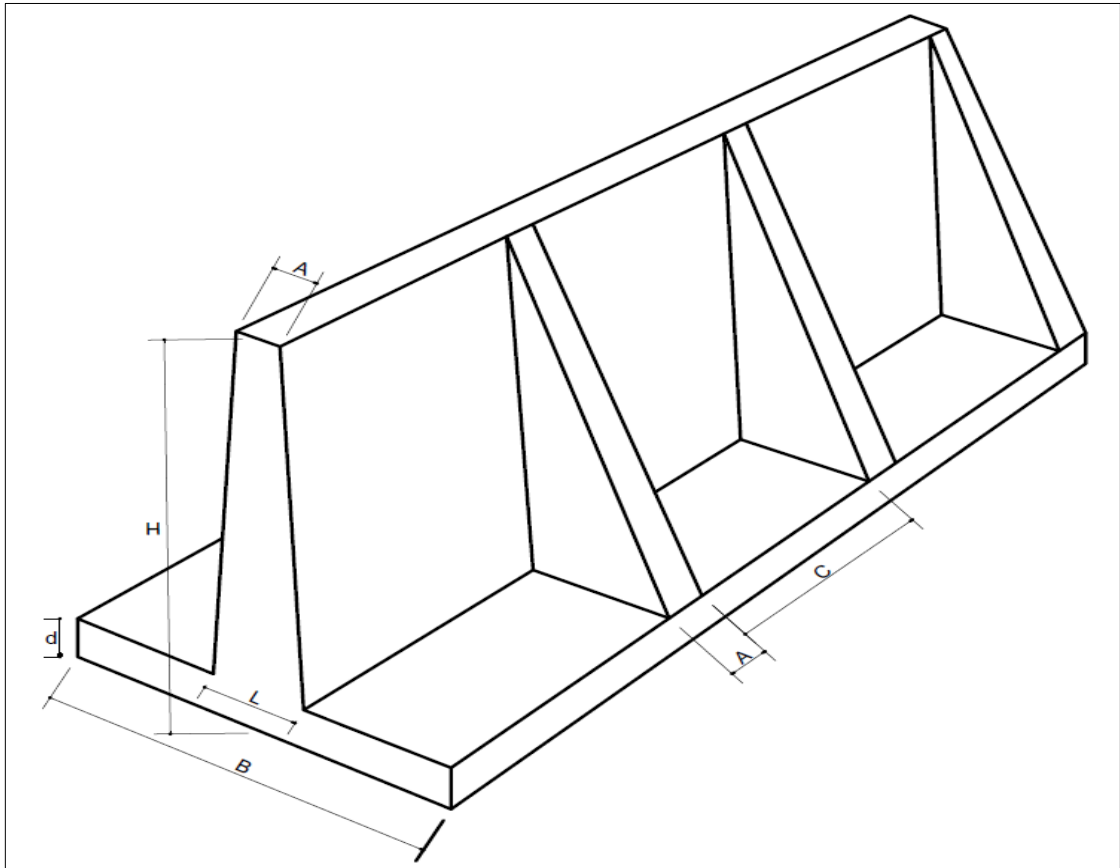
11.4 Pré-dimensionamento, muro em CA com contraforte

Do mesmo modo, Marchetti (2008), também estabelece dimensões para o pré-dimensionamento dos muros com contrafortes e estão apresentadas a seguir, baseando na figura 30, onde:

- $A = 20$ cm;
- $H =$ altura do muro;
- $d = 6$ a 9% de H ;
- $B = 40$ a 70% de H ;

- $C = 30$ a 60% de H /
- $L = 6$ a 9% de H .

Figura 30 - Pré dimensionamento de muros com contraforte



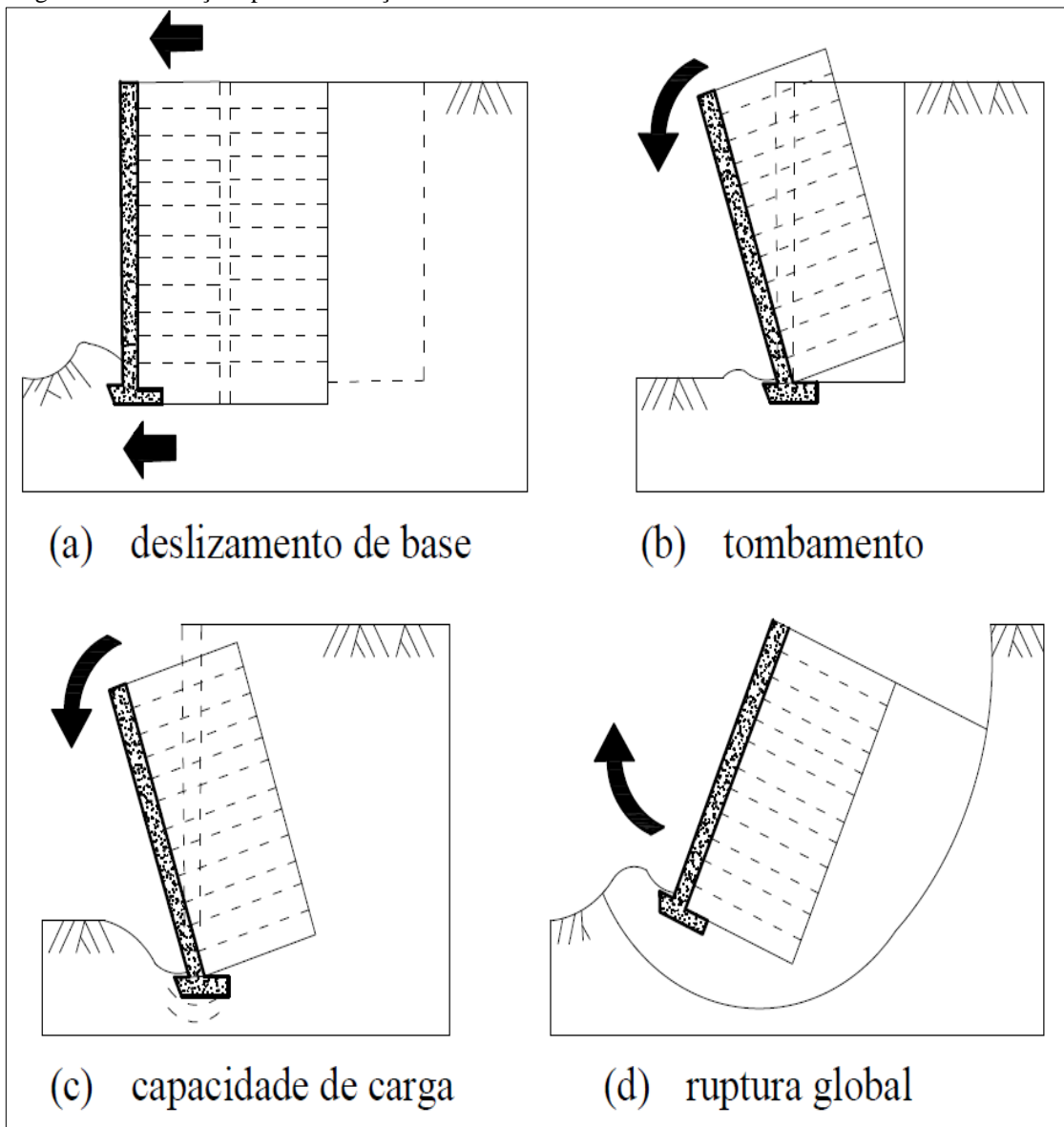
Fonte: Marchetti (2008), adaptado.

12 ESTABILIDADE

De acordo com Gerscovich (2010), a verificação de um muro de arrimo, independente da seção ou do tipo, deve ser para as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, como indica a Figura 31.

De posse do pré-dimensionamento, é possível determinar os esforços atuantes na estrutura. Com os valores calculados, devem-se começar as verificações de estabilidade.

Figura 31 – Condições para verificação de estabilidade



Fonte: Gerscovich (2010) adaptado.

Barros (2014) ressalta que, em geral, o projeto de estruturas objetiva estabelecer segurança tanto contra a ruptura quanto a deformação excessiva. Para isso, estados limites são

utilizados, a fim de estabelecer a segurança e são definidos como estados que, se forem superados, a estrutura não mais satisfará aos requisitos de estabilidade e usabilidade. São classificados em Estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), o estado limite último está relacionado ao colapso da estrutura ou a qualquer forma de ruína estrutural que cause a interrupção do uso da estrutura. Já o estado de limite de serviço pode ser definido como o ponto de máxima deformação aceitável, em termos de utilização que não cause desconforto.

Para o caso das estruturas de contenção, a segurança é definida por Barros (2014) como a “distância mínima” que a estrutura esteja desses estados limites. Usualmente, é expressa em termos de coeficientes adimensionais, os quais relacionam o estado atual da estrutura com os estados limites.

12.1 Segurança contra o deslizamento

“O deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro de arrimo, somada ao empuxo passivo disponível à sua frente, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo” (BARROS, P. L. A. 2014, p.72).

De uma maneira mais simples, Gerscovich (2010) explica que a segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio do somatório das componentes horizontais das forças atuantes, levando-se em conta um fator de segurança adequado. Este fator de segurança é dado pela equação 40:

$$F_{S_{desliz}} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{solic}} \geq 1,5 \quad (40)$$

Onde:

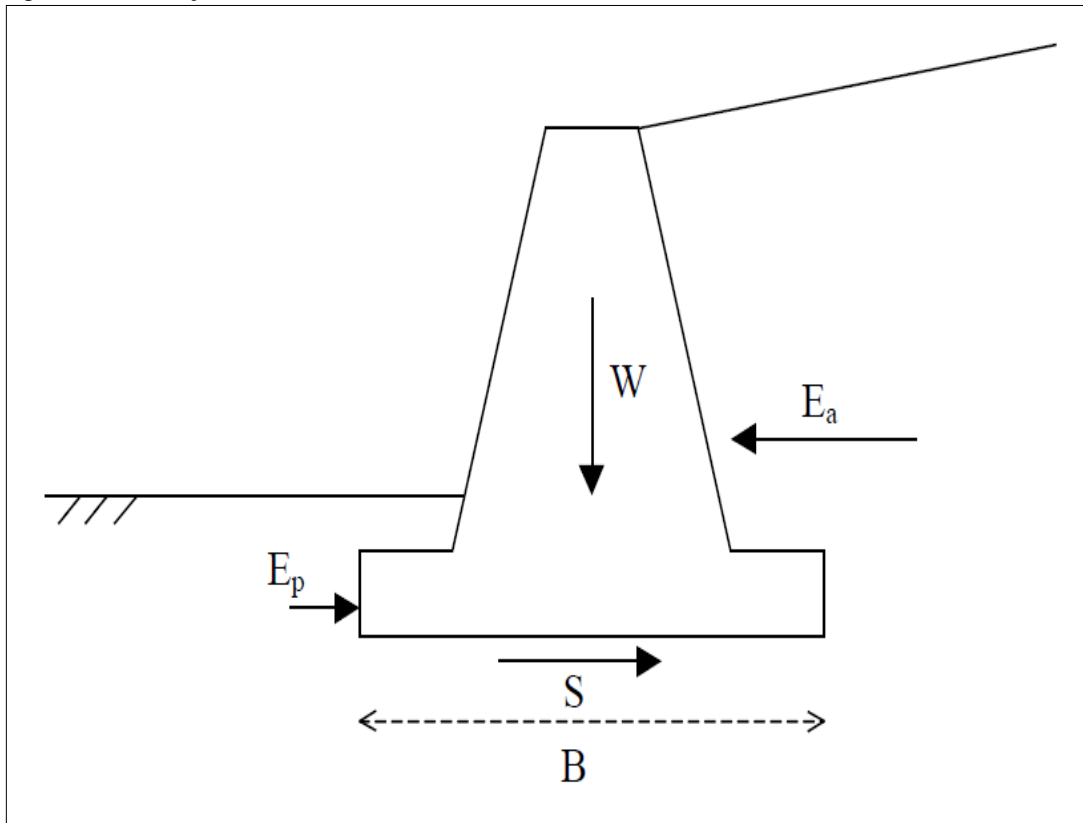
- ΣF_{res} = Somatório das forças resistentes;
- ΣF_{solic} = Somatório das forças solicitantes;
- $F_{S_{desliz}}$ = Fator de segurança contra o deslizamento.

A figura 32 exemplifica os esforços atuantes:

- Peso próprio (W),
- Empuxo Ativo (Ea),

- Empuxo Passivo (E_p),
- Cisalhamento (S).

Figura 32 – Esforços atuantes



Fonte: Gerscovich (2010)

Vale destacar que os dentes encontrados nas estruturas, aumentam consideravelmente a resistência ao deslizamento.

12.2 Segurança contra o tombamento

Domingues (1997) destaca que, para ser garantida a estabilidade estática da estrutura, em outras palavras, para que não ocorra o colapso da estrutura em um ponto na interseção do muro com o solo, a somatória dos momentos solicitantes precisa ser menor que os momentos resistentes. E, para isso, ainda deve ser levado em consideração um fator de segurança de pelo menos 1,5, conforme a equação 41:

$$F_{S_{\text{tombamento}}} = \frac{\Sigma M_{\text{res}}}{\Sigma m_{\text{solic}}} \geq 1,5 \quad (41)$$

Por outro lado, há autores como JUNIOR (2013), que consideram o fator de segurança contra o tombamento um valor maior ou igual a 2 (dois) e este é o valor indicado na tabela 4 da ABNT (NBR 11682:2009).

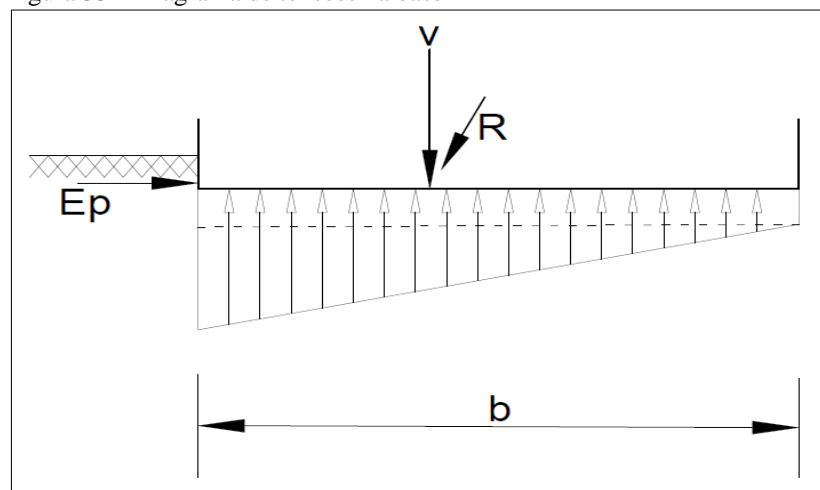
12.3 Verificação da capacidade de carga da fundação

Conforme a ABNT (NBR 6122:2010), a área de uma fundação que está sendo solicitada por cargas que não apresentam excentricidade, ou seja, centradas, deve ser tal que as tensões transmitidas ao solo de fundação, consideradas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

Por outro lado, e ainda de acordo com a ABNT (NBR 6122:2010), considerando cargas excêntricas, as quais são provenientes de qualquer decomposição de forças que incluam ou gerem momentos, a área comprimida deve ser de no mínimo $2/3$ da área total. Além disto, deve ser garantido que a tensão máxima de borda seja igual ou menor à tensão admissível ou de projeto.

A capacidade de carga, de acordo com Gerscovich (2010) resume-se na verificação da segurança contra a ruptura e deformações abundantes do terreno de fundação. Esta análise usualmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões lineares ao longo da base. Levando-se em conta que a resultante das forças atuantes no muro esteja localizada no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões terá formato trapezoidal e, por consequência, o terreno estará sofrendo compressão. Caso contrário, deverá ser levado em conta a excentricidade e o diagrama terá formato triangular em função da posição da resultante. A figura 33 ilustra esta situação do diagrama trapezoidal.

Figura 33 – Diagrama de tensões na base



Fonte: Gerscovich (2010) adaptado.

No que se refere a fatores de segurança a compressão, ABNT (NBR 6122:2010) determina que a verificação de segurança pode ser feita por fator de segurança global ou parciais, no entanto, obedecendo os valores contidos na tabela 12.

Tabela 12 - Fundações superficiais - Fatores de segurança e coeficientes de minoração

Métodos para determinação de resistência última	Coefficientes de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos (a)	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos (b)	2,15	3,00
Semi-empíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00

Fonte: ABNT NBR (6122:2010), adaptado.

Nota:

(a) Atendendo ao domínio de validade do terreno local.

(b) Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Para o cálculo da tensão de ruptura, deve ser utilizada a formula geral de ruptura de Therzagui modificada por Vesic (1975 apud CINTRA; AOKI, 2010), equação 42:

$$\sigma_{ruptura} = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (42)$$

Onde:

- c = coesão do solo em N/m²;
- q = carga distribuída em N/m²;
- γ = peso específico do solo em N/m³;
- B = menor dimensão da base do muro;
- N_c, N_q, N_γ = adimensionais da solução de Terzaghi, apresentados na tabela 13.
- S_c, S_q, S_γ = fatores de forma iguais a 1 para o caso de sapatas corridas.

Tabela 13 - Fatores de capacidade de carga

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

Fonte: Gerscovich (2010) apud Vesic (1975) adaptado

12.4 Segurança contra a ruptura global

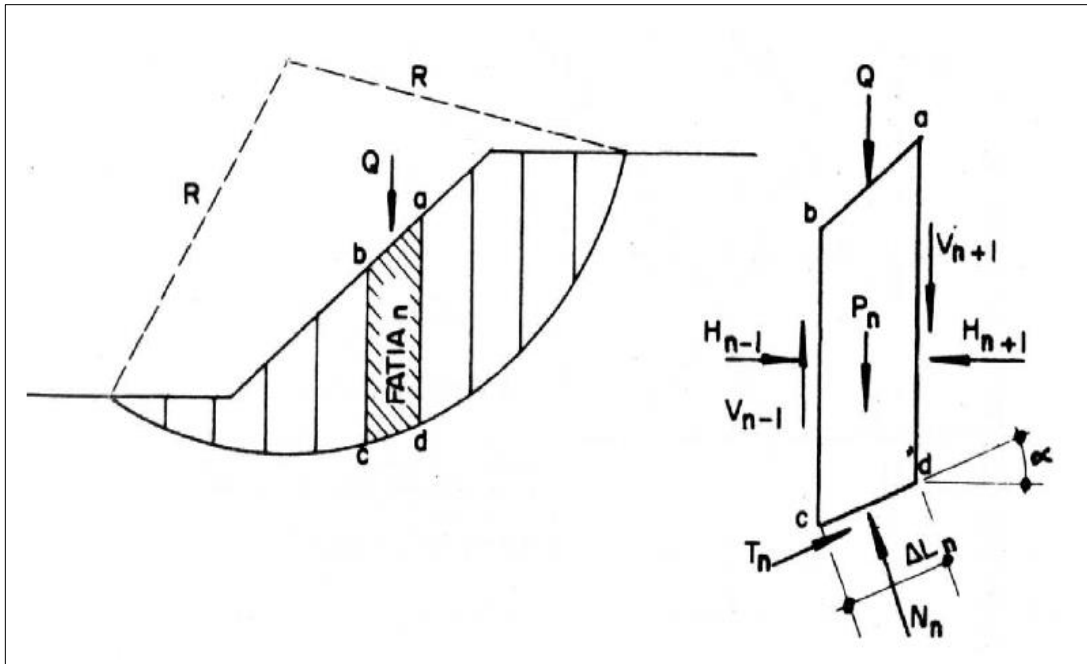
Barros (2014) afirma que, além das formas de verificação de estabilidades de ruptura anteriormente citadas, existe ainda a possibilidade de ocorrer a ruptura global do maciço ao longo de uma superfície de ruptura sem tocar a estrutura do arrimo. Isso pode ocorrer, principalmente, quando há camadas ou zonas de solos com resistências inferiores abaixo da fundação do muro de arrimo.

Este tipo de deslizamento é semelhante ao que ocorre nos taludes, logo, os métodos utilizados em taludes podem também ser utilizados para verificações em muros de arrimo.

Há vários métodos, propostos por autores diferentes, para fazer a análise de ruptura global em uma estrutura de contenção. Um exemplo de método é citado por Gerscovich (2010)

como sendo o método de fatias de Fellenius, que consiste em dividir o maciço em fatias e considerar as forças atuantes em cada uma delas. A figura 34 ilustra tal conceito:

Figura 34 – Método das fatias Fellenius



Fonte: Gerscovich (2010)

Gerscovich (2010) ainda faz as seguintes considerações a respeito da Fatia n:

- Consideram-se as forças: peso (P_n), sobrecarga (Q), as reações normal e tangencial N_n e T_n ao longo da superfície de ruptura e as componentes normais (H_{n-1} e H_{n+1}) e verticais (V_{n-1} e V_{n+1}) das reações (R_{n-1} e R_{n+1}) das fatias vizinhas.
- Como o sistema é indeterminado, devem-se fazer algumas hipóteses quanto às grandezas e pontos de aplicação de H e V .
- O método de Fellenius admite que as reações R_{n-1} e R_{n+1} são iguais, de mesma direção e sentidos opostos. Com isso, despreza-se a ação mútua entre as fatias.
- Logo, têm-se as equações 43 e 44:

$$N_n = (P_n + Q) * \cos \alpha \rightarrow \sigma_n = \frac{M_n}{\Delta L_n} \quad (43)$$

$$T_n = (P_n + Q) * \sin \alpha \rightarrow \tau_n = \frac{T_n}{\Delta L_n} \quad (44)$$

- A resistência ao cisalhamento ao longo da base da fatia é dada por:

$$\tau * \Delta L_n = c' * \Delta L_n + ((P_n + Q) \cos \alpha) \operatorname{tg} \phi' \quad (45)$$

- E considerando todo o arco do plano de ruptura:

$$FS = \frac{\tau * \Delta L_n}{\Sigma(P_n + Q) * \sin \alpha} = \frac{\Sigma c' * \Delta L_n + ((P_n + Q) \cos \alpha) \operatorname{tg} \phi'}{\Sigma(P_n + Q) * \sin \alpha} \geq 1,5 \quad (46)$$

- Após repetir o cálculo para outras superfícies, adota-se como circunferência crítica a que conduzir ao menor valor de FS.

13 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

De acordo com Moliterno (1994), os projetos de muros de arrimo devem obedecer a uma sequência lógica e é chamada por ele de marcha de cálculo. Esta marcha é dividida em quatro etapas macro:

- 1ª parte: É a chamada fixação das dimensões;
- 2ª parte: Verificação da estabilidade.
- 3ª parte: Determinação dos esforços internos solicitantes na cortina e dimensionamento de armaduras;
- 4ª parte: Cálculo dos esforços internos solicitantes nas sapatas e dimensionamento de armaduras.

Vale ressaltar que as etapas de dimensionamento de qualquer tipo de muro de arrimo são as mesmas, ou seja, passam pela 1ª e pela 2ª parte. A diferença se encontra no dimensionamento dos muros de flexão, por exemplo, os muros em concreto armado em perfil clássico, que cumprem também a 3ª e a 4ª parte.

13.1 Dimensionamento de armaduras em muros de flexão

Para o dimensionamento das armaduras dos muros de flexão, é necessário primeiramente, conhecer as vinculações do muro. Para o caso do muro CA em perfil clássico, a vinculação é engastada na base e livre na ponta. Para essa situação, Moliterno (1994) destaca que, o muro é dimensionado como uma laje maciça e outra em balanço, e tem uma distribuição de cargas decrescente à medida que se desloca para o topo do muro.

Apesar de já se ter uma pré dimensão determinada, é importante salientar que a ABNT (NBR 6118:2014), no item 13.2.4.1, estipula valores limites mínimos para a espessura de lajes maciças que devem ser respeitados.

A ABNT (NBR 6118:2014) estabelece coeficientes de ponderação de cálculo para as resistências características, baseada nos estados limites últimos. Os valores para o aço e o concreto estão apresentados na tabela 14:

Tabela 14 - Coeficientes de ponderação γ_c e γ_s

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014).

Carvalho e Filho (2014) afirmam que as armaduras longitudinais que absorvem os esforços de flexão podem ser determinadas da mesma maneira que se calculam as armaduras de uma viga. As equações 47, 48 e 49 podem ser usadas para o dimensionamento:

$$K_{md} = 0,68 * (K_x) - 0,272 * (K_x)^2 \quad (47)$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (48)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(K_z) \times d \times f_{yd}} \quad (49)$$

De tal modo que:

- M_d : Momento de cálculo, que leva em consideração o coeficiente de ponderação;
- K_x : aproveitamento da seção de concreto;
- b_w : largura da base em análise;
- d : altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto, que leva em consideração γ_c ;
- A_s : área de aço;
- K_z = Valor adimensional, obtido pela subtração de 40% do valor de K_x de um unitário,
- f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$.

Marchetti (2008) demonstra que o valor do empuxo total, utilizado para cálculo da armadura, deve ser considerado dividindo-se a altura do muro em seções de um metro. O cálculo é feito iniciando na primeira seção no topo do muro com sentido à base e acumulando as seções.

Ainda de acordo com Marchetti (2008), além do cálculo da área de aço necessária a cada metro de largura em função da seção de altura, deve-se fazer a verificação da necessidade de armadura transversal para combater o cisalhamento.

Em conformidade com a ABNT (NBR 6118:2014), no item 19.4.1, é permitido dispensar o uso da armadura transversal que resiste aos esforços de tração devidos à força cortante, desde que os critérios de ancoragem estejam atendidos e a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}).

A ABNT (NBR 6118:2014), ainda informa que a força cortante resistente de cálculo é dada por:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \times \rho_1)] \times b_w \times d \quad (50)$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 \times f_{ctd} \quad (51)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (52)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1; \quad (53)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02; \quad (54)$$

13.2 Armaduras de distribuição e secundária de flexão

Carvalho e Filho (2014), expõem que a quantidade de armadura positiva de distribuição, segunda a norma, é dado por:

- $A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal e $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$

Além disto, para os casos de lajes armadas em duas direções, Carvalho e Filho (2014) ainda relatam que o item 20.1 da norma, impõe que as armaduras de distribuição, além de terem no mínimo 20% da armadura principal, ainda devem respeitar um espaçamento máximo entre barras de 33 cm.

13.3 Comprimento de ancoragem

A ABNT (NBR 6118:2014), defini como comprimento básico de ancoragem (l_b), o comprimento necessário para ancorar a força limite $A_s * f_{yd}$ em uma barra de diâmetro ϕ , da armadura passiva, admitindo-se ao longo deste, tensão de aderência uniforme e igual a f_{bd} . Portanto, a mensuração deste comprimento, pode ser determinado pela equação 55:

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (55)$$

O termo f_{bd} pode ser determinado pela equação 56:

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd} \quad (56)$$

Tendo para os coeficientes “n” usuais:

$n_1 = 2,25$ para CA50;

$n_2 = 0,7$ para zonas de má aderência;

$n_3 = 1$ para barras de diâmetro inferior a 32 mm.

13.4 Momento de fissuração

O momento de fissuração M_r , para verificação do estado limite de deformação excessiva, definido pela ABNT (NBR 6118:2014) é calculado pela equação 57:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t} \quad (57)$$

De modo que:

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

$f_{ct,m}$ = Resistência média de tração do concreto;

Y_t = Distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

A tabela 13.3 da ABNT (NBR 6118:2014), trata dos valores limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Impõe também que para a aceitabilidade sensorial, para a razão de limitação visual, o deslocamento limite total, a considerar é da ordem de $l/250$.

Ainda com relação a tabela 13.3 acima mencionada, deve-se atentar para a nota 1 da mesma, onde é feita a consideração sobre estruturas em balanço. O texto menciona que os valores limites de deslocamentos impostos na tabela são para vãos “l” suportados em ambas as extremidades por apoios imóveis. Para tanto, quando estiverem envolvidas na análise, estruturas em balanço, o vão equivalente a considerar, deverá ser o dobro do comprimento do balanço.

14 DRENAGEM

BUDHU (2015) aponta que a água é considerada responsável por grande parte das rupturas de muros de contenção e, por isso, um bom sistema de drenagem deve ser projetado junto aos muros. Para este bom sistema, são elencados os seguintes tópicos:

- Como e onde a água sairá do muro;
- Como será a drenagem na superfície;
- Erosão no pé do muro;
- E a possibilidade de o sistema ser obstruído por finos, detritos, entre outras coisas.

De acordo com Gerscovich (2010), a presença de uma linha freática no maciço é considerada muito prejudicial ao muro, visto que aumenta consideravelmente o empuxo resultante. A água acumulada por falha nos sistemas de drenagem pode, em certos casos, até duplicar o empuxo atuante. Os efeitos podem ser diretos ou indiretos. Diretos quando há acúmulo de água junto ao tardo interno. Estes são de maior intensidade e devem ser eliminados ou atenuados. Já os indiretos produzem redução da resistência ao cisalhamento em função do acréscimo das pressões intersticiais. A resistência ao cisalhamento dos solos é expressa pela equação 02, já demonstrada.

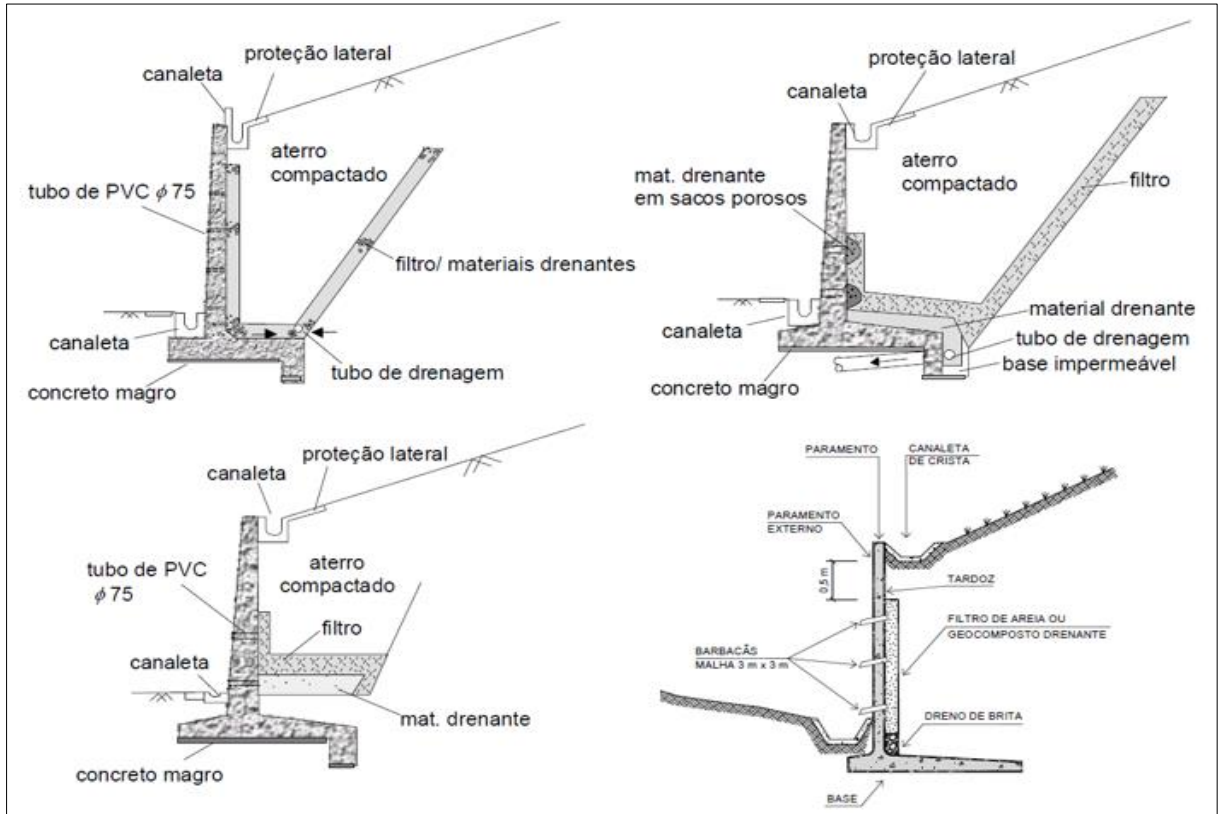
Vale destacar que alguns muros, conforme já mencionado anteriormente, podem dispensar sistemas de drenagem, pelo fato de o material constituinte ter propriedades drenantes. É o caso, por exemplo, dos muros de alvenaria de pedra sem argamassa e dos gabiões. Além disso, é necessário preocupar-se com o posicionamento dos furos de drenagem, a fim de minimizar o impacto visual, ocasionado pelas manchas que o fluxo de água pode causar na face frontal da contenção. Uma opção pode ser a drenagem na face interna, conduzindo o fluido para dutos adequadamente posicionados.

As obras de drenagem subdividem-se em dois tipos principais: drenagem superficial e drenagem profunda ou interna. A drenagem superficial tem, como função principal, captar o escoamento superficial das águas, como o próprio nome diz, através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação e conduzi-las para local apropriado. Este tipo de drenagem evita as erosões e reduz a infiltração da água nos maciços. Já a drenagem profunda tem como objetivo principal retirar a água de percolação do maciço. A retirada está associada às obras de drenagem superficial, coletando e direcionando o fluxo de água drenado do interior do maciço. A drenagem profunda pode ser feita por drenos sub-horizontais, poços de alívio, ponteiras, trincheiras drenantes ou galerias. (BARROS, 2014).

Gerscovich (2010) ainda destaca que, durante a construção do muro de arrimo, a confecção dos drenos deve ter um acompanhamento especial, de forma a observar a posição do colchão drenagem e garantindo que, no lançamento do material, não haja contaminação e/ou segregação.

Alguns tipos de sistemas de drenagem estão demonstrados na figura 35.

Figura 35 - Sistemas de drenagem



Fonte: Gerscovich (2010)

15 INDICADORES DE CONSUMO

Quando se tem como objetivo fazer uma análise comparativa, por exemplo, entre elementos estruturais ou processos construtivos diferentes, é necessário que se tenham relações, indicadores ou taxas, para quantificar e permitir que a comparação obtenha valores que possibilitem tirar conclusões.

Uma das maneiras possíveis é a utilização de indicadores de consumo de materiais. No caso de muros de flexão em concreto armado, são utilizados como materiais o aço e o concreto, além das formas para moldagem em loco.

O Aço é um material quantificado em massa, portanto a unidade de consumo pode ser o quilograma.

O concreto é um material quantificado em volume e, desta forma, pode-se adotar como unidade de consumo o metro cúbico (m^3).

Já as formas são quantificadas por área e, por consequência, a unidade de consumo pode ser em metros quadrados (m^2).

Mas o simples levantamento dos quantitativos de material pode não ser eficaz para se chegar a um parâmetro de consumo e possibilitar a análise comparativa. Assim sendo, a utilização de taxas que associem os materiais a eles mesmos e, também, as dimensões da estrutura podem ser uma solução. Têm-se então:

- Associação concreto e altura de muro.

Consiste em uma taxa que relaciona o volume de concreto utilizado com a altura do muro projetada, de tal forma que se descubra o volume de concreto utilizado para cada metro linear de muro (m^3/m).

- Associação aço e altura de muro.

Consiste em uma taxa que relaciona a massa de aço utilizada com a altura do muro projetada, de tal forma que se descubra a massa de aço utilizada para cada metro linear de muro (kg/m).

- Associação aço e concreto

Consiste em uma taxa que relaciona a massa de aço utilizada com o volume de concreto utilizado, de tal forma que se descubra a massa de aço utilizada para cada unidade de volume de muro (kg/m^3).

Pode-se, também, caso seja necessário para complementar o comparativo, associar as áreas de forma com o muro, com o volume de concreto e, também, com a massa de aço.

16 DIRETRIZES PARA O ESTUDO DE CASO

Conforme já mencionado anteriormente, alguns autores recomendam alturas ideais para o projeto de certos tipos de muros de arrimo. No caso dos muros de flexão em concreto armado com perfil clássico, Moliterno (1994) indica que os mesmos são utilizados para alturas entre 2 e quatro metros. Na mesma linha, Gerscovich (2010) afirma que este tipo de muro é inviável para altura superior a cinco metros.

Portanto, o estudo de caso proposto neste trabalho será um comparativo entre o dimensionamento de muros de arrimo, projetados em concreto armado, de dois tipos diferentes e, também, com variação de altura. Os tipos dos muros serão: em perfil clássico e com contrafortes. A diferença entre eles se dará apenas nas alturas dos taludes em que estes muros farão a contenção, sendo que algumas alturas estarão dentro das dimensões que a literatura técnica recomenda e a outras não.

Para que esta análise seja feita e para que seja possível avaliar como a variação da altura acima do recomendado irá interferir no dimensionamento, além do perfil, será necessário que os parâmetros do solo também sejam os mesmos. Assim sendo, serão utilizadas como as características do solo os parâmetros obtidos conforme metodologia mencionada no referencial teórico, baseado em um resultado realístico de um ensaio de SPT constante anexo A. Para tanto, será necessário adotar uma altura equivalente de talude para todos os muros, com o objetivo de extrair do ensaio os mesmos parâmetros de solo, visto que o objetivo é comparar a variação de altura sem interferências mais.

Quanto às dimensões do talude a ser contido, ficam estipuladas as alturas de 2,3,4,5,6 e 7 metros e o pré-dimensionamento, de acordo com o recomendado por Marchetti (2008).

Em todas as opções de dimensionamento, a necessidade de instalação ou não do dente de ancoragem será confirmada após a verificação de estabilidade ao escorregamento.

Ainda para efeitos de dimensionamento, será considerado um ângulo β entre a superfície do aterro e a parte mais alta do muro de 0° (zero grau), ou seja, superfície praticamente nivelada com a extremidade superior da contenção, além de uma sobrecarga distribuída de 20 KN/m^2 , para cumprir com os requisitos normativos.

O concreto utilizado será um C30 com resistência característica à compressão de 30 MPa, além de uma classe de agressividade ambiental moderada. A escolha deste concreto, justifica-se com o objetivo de manter um padrão para todas as estruturas dimensionadas, manter o mesmo tipo de concreto, tanto para as cortinas quanto para as sapatas e também para, de certa forma, melhorar igualmente a rigidez das estruturas.

17 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

É importante destacar que os parâmetros de solo determinados na sequência, têm o objetivo de apresentar valores próximos de uma realidade, utilizando metodologias apresentadas no referencial teórico deste trabalho. Para isso, e para cumprir com os objetivos propostos, ou seja, comparar o que a variação de altura dos muros impacta nos dimensionamentos, foi necessário que os valores determinados fossem os mesmos para todas as opções de muros. Portanto, para a altura máxima do talude de 7 metros tem-se:

- N_{spt} (Médio), segundo o ensaio:

$$N_{spt} = \frac{5 + 5 + 6 + 6 + 13 + 11 + 17}{7} = 9$$

- Consistência do solo: Medianamente compacta;
- Silte areno pouco argiloso;

Para a determinação do peso específico do solo do talude considerado, tanto em função da tabela 01, quanto da tabela 02, obtém-se o valor de:

$$\gamma = 17.0 \text{ KN/m}^3$$

- Ângulo de atrito:

De acordo com a equação 03, o ângulo de atrito pode ser definido por:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} = 28^\circ + 0.4 * 9 = 31.6^\circ$$

- Coesão:

De acordo com a equação 02, o ângulo de atrito pode ser definido por

$$c = 10 * N_{spt} = 10 * 9 = 90 \text{ KPa}$$

Para a determinação da tensão admissível, será estimado o bulbo de tensões em função da menor dimensão da sapata. Como os muros serão dimensionados para larguras de 1 metro, esta dimensão será a menor da sapata se comparada aos pré-dimensionamentos já executados.

Portanto, para esta, os bulbos de tensões estimados terão largura de seis vezes a mesma, ou seja, seis metros de profundidade. Considerando uma cota de assentamento de aproximadamente noventa centímetros abaixo da superfície, tem-se para o ensaio utilizado, os seguintes N_{spt} 's: 24 a 33, os quais induzem a um N_{spt} (médio) de aproximadamente:

$$N_{spt} = \frac{24 + 27 + 25 + 28 + 30 + 33}{6} = 28$$

- Consistência do solo: compacto;
- Silte areno pouco argiloso;

Para a determinação do peso específico do solo de base considerado, do mesmo modo que no solo do talude, em função da tabela 02, obtém-se o valor de:

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

- Ângulo de atrito:

De acordo com a equação 03, o ângulo de atrito pode ser definido por:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} = 28^\circ + 0,4 * 28 = 39^\circ$$

- Coesão:

De acordo com a equação 02, o ângulo de atrito pode ser definido por:

$$c = 10 * N_{spt} = 10 * 28 = 280 \text{ KPa}$$

Os valores calculados para a coesão do solo, podem ser considerados como cargas negativas, acarretando em uma redução do valor do empuxo. Em função disto, Moliterno (1994) aconselha a desconsiderar o efeito coesivo do solo no cálculo do empuxo, pois estas características podem ser alteradas em função de variações climáticas e grau de umidade. Com esta desconsideração, tem-se um aumento do fator de segurança, portanto, conforme já mencionado a coesão do solo adotada será nula.

- Determinação da tensão no solo utilizando equação 42:

- Fatores de capacidade de carga para $\phi = 39^\circ$:
 - $N_c = 67,87$;
 - $N_q = 55,96$;
 - $N_\gamma = 92,25$;
- Fatores de forma para sapata corrida:
 - $S_c = 1$;
 - $S_q = 1$;
 - $S_\gamma = 1$

$$\sigma_r = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma$$

$$\sigma_r = 0 + 0 + \frac{1}{2} * 18 * 1 * 92,25 * 1 = 830,3 \text{ KPa}$$

Levando em consideração os valores contidos na tabela 12, os quais foram extraídos da ABNT NBR (6122:2010), a tensão admissível do solo de fundação será:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_s} = \frac{830,3}{3} = 0,277 \text{ MPa}$$

Conforme mencionado no primeiro parágrafo deste item, os valores aqui determinados têm um objetivo específico para este trabalho, e para isso é necessário que sejam adotados os mesmos valores para toda e qualquer variação de altura dos muros. Portanto, para a determinação dos parâmetros do solo, quando em projetos de contenção específicas, recomenda-se a análise e adoção dos parâmetros referentes ao estudo do solo e as características da contenção utilizada.

18 MEMÓRIA DE CÁLCULO

18.1 Perfil clássico com $h=2$ metros

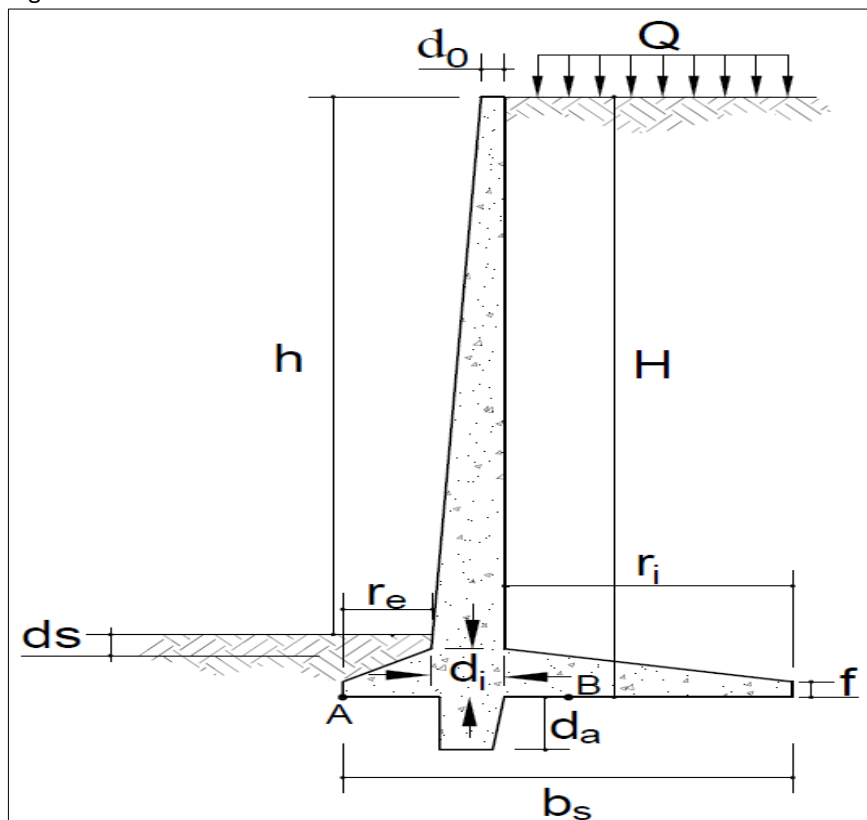
18.1.1 Modelo estrutural

A contenção projetada neste item trata-se de um muro de arrimo em perfil clássico, com altura de contenção para um talude de 2 metros de altura. Esta contenção é uma estrutura que resiste aos esforços de modo engastada na base e livre na extremidade superior. A cortina possui dimensão variável ao longo de sua altura, sendo a base a região mais espessa. A sapata, do mesmo modo, também possui variação de dimensão, diminuindo o valor da altura do elemento a medida que se aproxima das extremidades, sejam elas em direção ao talude ou na direção contrária.

Esta estrutura é projetada para resistir a esforços horizontais na cortina, provenientes do empuxo gerado pelo solo a ser contido. Há também esforços gerados na sapata, provenientes do empuxo e do peso de solo acima e do peso próprio da estrutura.

A concepção estrutural acima mencionada, pode ser melhor visualizada na figura 36, bem como a letra que representa cada região do muro em questão.

Figura 36 – Modelo estrutural M.A. Perfil clássico



Fonte: O autor

18.1.2 Pré-dimensões

A tabela 15, apresenta os valores do pré-dimensionamento do muro de arrimo em perfil clássico de 2 metros de altura, obtido através do recomendado por Marchetti (2008).

Tabela 15 - Pré dimensionamento PF CL 2m

DADOS GEOMÉTRICOS	
h (m) =	2
d ₀ (m) =	0,2
d _i (m) =	0,2
d _s (m) =	0,2
d _a (m) =	0
r _i (m) =	0,68
f (m) =	0,2
r _e (m) =	0,22
H (m) =	2,45
Extensão (m) =	1
b _s (m) =	1,1

Fonte: O autor

18.1.3 Cálculo do empuxo

- Coeficientes, conforme equações 12 e 13

$$k_a = tg^2 \left(45 - \frac{31,6}{2} \right) = 0,31$$

$$k_p = tg^2 \left(45 + \frac{31,6}{2} \right) = 3,20$$

- Efeito da sobrecarga, altura equivalente, de acordo com a equação 29:

$$H_{equivalente} = \frac{Q}{\gamma} = \frac{20}{17} = 1,18 \text{ m}$$

- Empuxos, baseados na equação 23.

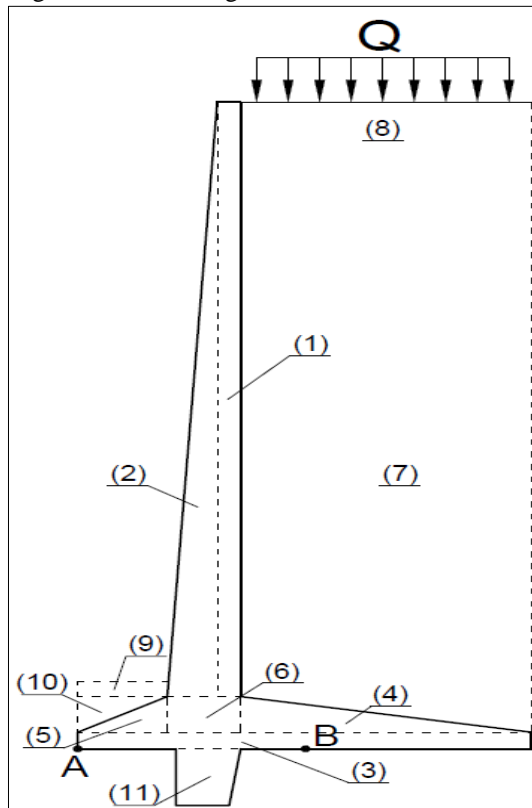
$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * (H^2 - H_{eq}^2) * k_a = \frac{1}{2} * 17 * ((2,4 + 1,18)^2 - 1,18^2) * 0,31 = 30,29 \text{ KN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * k_p = \frac{1}{2} * 18 * (0,2 + 0,2)^2 * 3,2 = 4,61 \text{ KN/m}$$

18.1.4 Verificações de estabilidade

A divisão geométrica dos componentes do muro foi feita conforme a figura 37 e valores de peso, braço de alavanca e momento de restituição estão apresentados na tabela 16:

Figura 37 - Divisão geométrica PF CL



Fonte: O autor

Tabela 16 - Pesos e Mom. Rest. PF clássico 2 m. 1º verificação

Componente	Peso (KN/m)	Alavanca (m)	M restituição (KN.m)
(1)	$0,2 * (2 + 0,2) * 25$	0,16	1,76
(2)	0	0	0
(3)	$1,1 * 0,2 * 25$	0,55	3,03
(4)	0	0	0
(5)	0	0	0
(6)	0	0	0
(7)	$0,68 * (2 + 0,2) * 18$	0,76	19,33
(8)	$0,68 * 20$	0,76	10,34
(9)	$0,20 * 0,22 * 18$	0,11	0,09
(10)	0	0	0
(11)	0	0	0
$\Sigma =$	56,72		34,58

Fonte: O autor

- Ao escorregamento:

$$F_{atuante} = Empuxo_{ativo} = 30,29 \text{ KN/m}$$

$$F_{resistente} = P_{total} * Coef_{atrito} + Empuxo_{passivo} = 56,72 * 0,81 + 4,61 = 50,54 \text{ KN/m}$$

$$\frac{F_{resistente}}{F_{atuante}} \geq 1,5 \rightarrow \frac{50,54}{30,29} = 1,67 > 1,5 \therefore \text{Verificado}$$

- Ao tombamento:

O ponto de aplicação do empuxo ativo, em função da sobrecarga, é dado por:

$$Ponto = \frac{H_{total}}{3} * \frac{2 * H_{equivalente} + H_{total}}{H_{equivalente} + H_{total}} = \frac{2,4}{3} * \frac{2 * 1,18 + 2,4}{1,18 + 2,4} = 1,06 \text{ m}$$

$$Momento_{tombamento} = E_a * Ponto = 30,29 * 1,06 = 32,2 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Momento_{restituição}}{Momento_{tombamento}} \geq 2 \rightarrow \frac{34,58}{32,2} = 1,1 < 2 \therefore \text{Não satisfatório}$$

Como a verificação ao tombamento não foi satisfatória, será necessário alterar as pré-dimensões. No caso, foram alteradas as dimensões “d_i”, “r_e” e “b_s” para 0,3, 0,25 e 1,55 metros respectivamente. Portanto os novos valores de peso, braço de alavanca e momento de restituição estão apresentados na tabela 17:

Tabela 17 - Pesos e Mom. Rest. PF clássico 2 m. 2º verificação

Componente	Peso (KN/m)	Alavanca (m)	M _{restituição} (KN.m)
(1)	11	0,2	2,2
(2)	2,75	0,28	0,39
(3)	7,75	0,6	3,6
(4)	1,25	0,73	0,32
(5)	0,313	0,17	0,03
(6)	0,75	0,38	0,12
(7)	37,4	0,85	22,25
(8)	20	0,85	5,95
(9)	0,9	0,125	0,11
(10)	0,675	0,125	0,07
(11)	0	0	0
Σ =	82,79		71,28

Fonte: O autor

Verificando novamente:

$$\frac{\text{Momento}_{\text{restituição}}}{\text{Momento}_{\text{tombamento}}} \geq 1,5 \rightarrow \frac{71,28}{35,43} = 2,01 > 2,0 \therefore \text{Verificado}$$

- A capacidade de carga da fundação:

A mensuração do momento aplicado no centro da sapata, em função da divisão geométrica apresentada na figura 37 está apresentada na tabela 18:

Tabela 18 - Braço de alavanca e M. Fletor referente a B

Componente	Peso (KN/m)	Alavanca (m)	M em B (KN.m)
(1)	11	0,325	3,58
(2)	2,75	0,425	1,31
(3)	7,75	0	0
(4)	1,25	-0,108	-0,14
(5)	0,313	0,608	0,19
(6)	0,75	0,375	0,28
(7)	37,4	-0,275	-10,59
(8)	20	-0,275	-5,5
(9)	0,9	0,65	0,59
(10)	0,675	0,692	0,47
(11)	0	0,375	0
$\Sigma =$	82,79		-9,52

Fonte: O autor

O valor da tensão no solo, em função de flexo-compressão é dado por:

$$\text{Momento}_{\text{resistente}}(W) = \frac{B * L^2}{6} = \frac{1 * 1,55^2}{6} = 0,40$$

$$\sigma_{\text{máxima}} = \frac{P_{\text{total}}}{\text{Área}} + \frac{M_{\text{atuante}}}{W} = \frac{82,79}{1,55} + \frac{(25,92 - 9,52)}{0,40} = 118,1 \text{ KPa} \therefore \text{Verificado}$$

$$\sigma_{\text{mínima}} = \frac{P_{\text{total}}}{\text{Área}} - \frac{M_{\text{atuante}}}{W} = \frac{82,79}{1,55} - \frac{(25,92 - 9,52)}{0,40} = -11,3 \text{ KPa}$$

Como a tensão mínima é negativa, há tensão de tração no solo, logo faz-se necessário, conforme o item 7.6.2 da ABNT (NBR 6118:2014), a verificação da região comprimida.

$$\text{Região}_{\text{comprimida}} = \frac{B_s * \sigma_{\text{máxima}}}{\sigma_{\text{máxima}} + \sigma_{\text{mínima}}} = \frac{1,55 * 118,1}{118,1 + 11,3} = 1,41 \text{ m}$$

$$Região_{comprimida} \geq \frac{2}{3} Area_{total} \rightarrow 1,41 > \frac{2}{3} * 1,55 \therefore Verificado$$

18.1.5 Verificação dos esforços no muro e cálculo de armaduras

A verificação dos esforços, foi feita considerando seções a cada 20% acumulativos da altura total do muro, ou seja, a seção 1 é 20% da altura, a seção 2 é 40% da altura e assim sucessivamente até atingir a seção 5 que é correspondente a altura total da contenção.

- Seção 1: $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$$H_1 = 0,2 * (h + D_s) = 0,2 * 2,2 = 0,44 \text{ metros}$$

$$E_a = \frac{1}{2} * H_1 * \gamma * ((H_1 + H_{equivalente})^2 - (H_{equivalente})^2)$$

$$E_a = \frac{0,44 * 17 * ((0,44 + 1,18)^2 - (1,18)^2)}{2} = 3,26 \text{ KN/m}$$

$$Ponto = \frac{H_1}{3} * \frac{2 * H_{equivalente} + H_1}{H_{equivalente} + H_1} = \frac{0,44}{3} * \frac{2 * 1,18 + 0,44}{1,18 + 0,44} = 0,25 \text{ m}$$

$$Momento_{fletor} = E_a * Ponto = 3,26 * 0,25 = 0,83 \text{ KN.m} \therefore Md = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$d = cobertura + \frac{1}{2} \phi_{barra} = 3 + 0,8 = 3,8 \text{ cm} \therefore d = 0,182 \text{ metros}$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1,16 * 10^6}{1 * 0,182^2 * 30 * 10^6 / 1,4} = 0,002$$

$$K_{md} = 0,68 * (K_x) - 0,272 * (K_x)^2 \rightarrow 0,002 = 0,68 * (K_x) - 0,272 * (K_x)^2 \rightarrow K_x = 0,0024 \therefore Verificado, pois K_x \text{ limite} = 0,45$$

$$K_z = 1 - 0,4 K_x = 1 - 0,4 * 0,0024 = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \times d \times f_{yd}} = \frac{1,16 * 10^6}{(0,999) \times 0,182 \times 500 * 10^6 / 1,15} = 0,000015 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\rho_{\text{min}}}{100} * b_w * h = \frac{0,15}{100} * 1 * 0,21 = 0,00033 \text{ m}^2/\text{m}$$

Como a armadura mínima é maior que a armadura calculada, a armadura mínima será adotada, o que implica em 7 barras de 8 milímetros de diâmetro ao longo de 1 metro de muro. Esta quantidade garante também o espaçamento mínimo entre as barras.

- Sapata. $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$.

O momento no centro da sapata é determinado por:

$$M_{c.sapata} = \frac{P_{total} * b_s}{2} + M_{tomb} - M_{rest} = \frac{82,79 * 1,55}{2} + 35,43 - 71,28 = 28,32 \text{ KN.m}$$

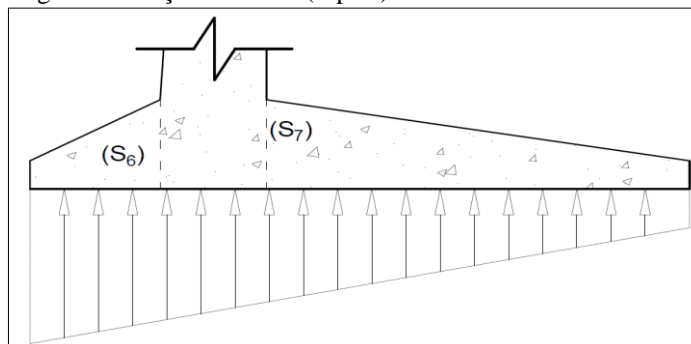
A excentricidade (e), e o núcleo central de inércia (NCI) são determinados por:

$$e = \frac{M_{c.sapata}}{P_{total}} = \frac{28,32}{82,79} = 0,34 \text{ m}$$

$$NCI = \frac{b_s}{6} = 0,26 \text{ m}$$

Para a determinação dos esforços, a sapata foi dividida em seções, conforme a figura 38, porém considerando a linha de eixo da cortina a fim de equilibrar os esforços:

Figura 38 - seções S6 e S7 (sapata)



Fonte: O autor

Como a tensão mínima é negativa há uma distância “x” dita como região comprimida. Em função desta distância, as tensões no solo em S6 e em S7, são determinadas por:

$$\sigma_{s6} = \sigma_{max} * (x - (r_e + \frac{d_i}{2})) / x = 118,13 * (1,41 - (0,25 + \frac{0,3}{2})) / 1,41 = 84,73 \text{ KPa/m}$$

$$\sigma_{s7} = \sigma_{max} * (x - (r_e + d_1)) / x = 118,13 * (1,41 - (0,25 + 0,3)) / 1,41 = 72,20 \text{ KPa/m}$$

Portanto o momento fletor em S₆ e S₇ é obtido por:

$$M_{s6} = \left(\sigma_{s6} * \frac{(r_e + \frac{d_i}{2})^2}{2} \right) + \left((\sigma_{max} - \sigma_{s6}) * \frac{(r_e + \frac{d_i}{2})^2}{6} \right) - \left(PP_{sap} * \frac{(r_e + \frac{d_i}{2})^2}{2} \right)$$

$$M_{s6} = \left(84,7 * \frac{(0,25 + \frac{0,3}{2})^2}{2} \right) + \left((118,1 - 84,7) * \frac{(0,25 + \frac{0,3}{2})^2}{6} \right) - \left(10,7 * \frac{(0,25 + \frac{0,3}{2})^2}{2} \right)$$

$$M_{s6} = 6,81 \text{ KN.m/m}$$

Por equilíbrio de momentos nos nós, o momento em S₇ é dado por:

$$M_{s7} = -M_{seção 5 cortina} + M_{s6} = -26,30 + 6,81 = -19,49 \text{ KN.m/m}$$

A tabela 19 resume os parâmetros calculados para as outras seções do muro, além da sapata, conforme calculado para a seção 1.

Tabela 19 - Dados para Cálculo de todas seções PF CL 2m.

Região	H (m)	Empuxo (KN/m)	Ponto (m)	Cortante	Momento (KN.m)	e (m)	d (m)	Md (KN.m)
Seção 1	0,44	3,26	0,253	3,26	0,83	0,22	0,182	1,158
Seção 2	0,88	7,55	0,461	7,55	3,48	0,24	0,202	4,876
Seção 3	1,32	12,87	0,647	12,87	8,33	0,26	0,222	11,666
Seção 4	1,76	19,22	0,822	19,22	15,79	0,28	0,242	22,109
Seção 5	2,2	26,593	0,989	26,59	26,30	0,3	0,262	36,816
sapata externa	xxx	xxx	xxx	25,52	6,81	0,2	0,162	9,53
sapata interna	xxx	xxx	xxx	36,27	--19,49	0,25	0,212	27,28

Fonte: O autor

A tabela 20 resume os dados para cálculos das armaduras da cortina e da sapata.

Tabela 20 - cálculo de armaduras todas as seções PF CL 2m

Região	Kmd	Kx	Kz	Armadura longitudinal CA50	
				As (m ² /m)	As min (m ² /m)
Seção 1	0,00	0,002	0,999	0,0000	0,00033
Seção 2	0,006	0,008	0,997	0,0001	0,00036
Seção 3	0,011	0,016	0,993	0,0001	0,00039
Seção 4	0,018	0,026	0,990	0,0002	0,00042
Seção 5	0,025	0,037	0,985	0,0003	0,00045
sapata externa	0,017	0,025	0,99	0,0001	0,0003
sapata interna	0,028	0,042	0,983	0,0003	0,00038

Fonte: O autor

Do mesmo modo da cortina, a armadura mínima é maior quer a armadura calculada, portanto a armadura mínima será a adotada, o que implica em 8 barras de 8 milímetros de diâmetro ao longo de 1 metro de muro. Esta quantidade garante também o espaçamento mínimo entre as barras.

18.1.6 Verificação de armadura da força cortante

- Seção 1:

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \rightarrow k = (1,6 - 0,18) = 1,42$$

$$f_{ct,m} = 0,30 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 * f_{ct,m} = 0,7 * 2,896 = 2,027 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,027}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 * f_{ctd} = 0,25 * 1,448 = 0,362 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{0,00032}{1 * 0,175} = 0,0018 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * b_w * d$$

$$3,26 * 1,4 \leq [0,362 * 1,43 * (1,2 + 40 * 0,0018)] * 1 * 0,18 = 118,90 \text{ KN}$$

Como a cortante resistente de cálculo é maior que a cortante solicitante de cálculo, não é necessário armar o elemento estrutural para resistir ao cisalhamento.

A tabela 21, mensura a verificação da necessidade de armadura de cisalhamento nas outras seções da cortina, bem como da sapata.

Tabela 21 - Verificação cisalhamento todas as seções PF CL 2m

Região	Verificação armadura de cisalhamento					
	Vsd	σ_{rd} (Mpa)	ρ_1	K	Vrd (KN)	Armadura?
Seção 1	4,57	0,36	0,0018	1,42	118,9	Não necessária
Seção 2	10,57	0,36	0,0018	1,40	130,0	Não necessária
Seção 3	18,02	0,36	0,0018	1,38	140,7	Não necessária
Seção 4	26,91	0,36	0,0017	1,36	151,0	Não necessária
Seção 5	37,23	0,36	0,0017	1,34	161,0	Não necessária
Sapata externa	35,73	0,36	0,0019	1,44	107,5	Não necessária
Sapata interna	50,78	0,36	0,0018	1,39	135,4	Não necessária

Fonte: O autor

18.1.7 Armadura de distribuição

A armadura de distribuição será 1/5 da armadura principal ou 0,00009 m²/m., portanto, para a cortina, a maior armadura é de 0,00045 m²/m. considerando a utilização de barras CA50, com diâmetro de 6,3 mm e o espaçamento máximo entre as barras de 0,25 cm, tem-se 10 barras perpendiculares a armadura de flexão adotada. O mesmo acontece na sapata, portanto tem-se 8 de barras de 6,3 mm de diâmetro perpendiculares a armadura de flexão adotada.

18.1.8 Ancoragem das barras

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 0,7 * 1,448 = 2,28 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,008}{4} * \frac{500}{2,28} = 0,38 \text{ m}$$

18.1.9 Verificação de deformação (teoria das molas usando software F-tool).

Para a inserção de dados no F-Tool, está sendo adotada seção do muro a cada um metro e a favor da segurança, a espessura é a menor no trecho.

Para a espessura da sapata, foi adotada espessura média do trecho inclinado acima da dimensão f , cuja qual apresenta seção contínua.

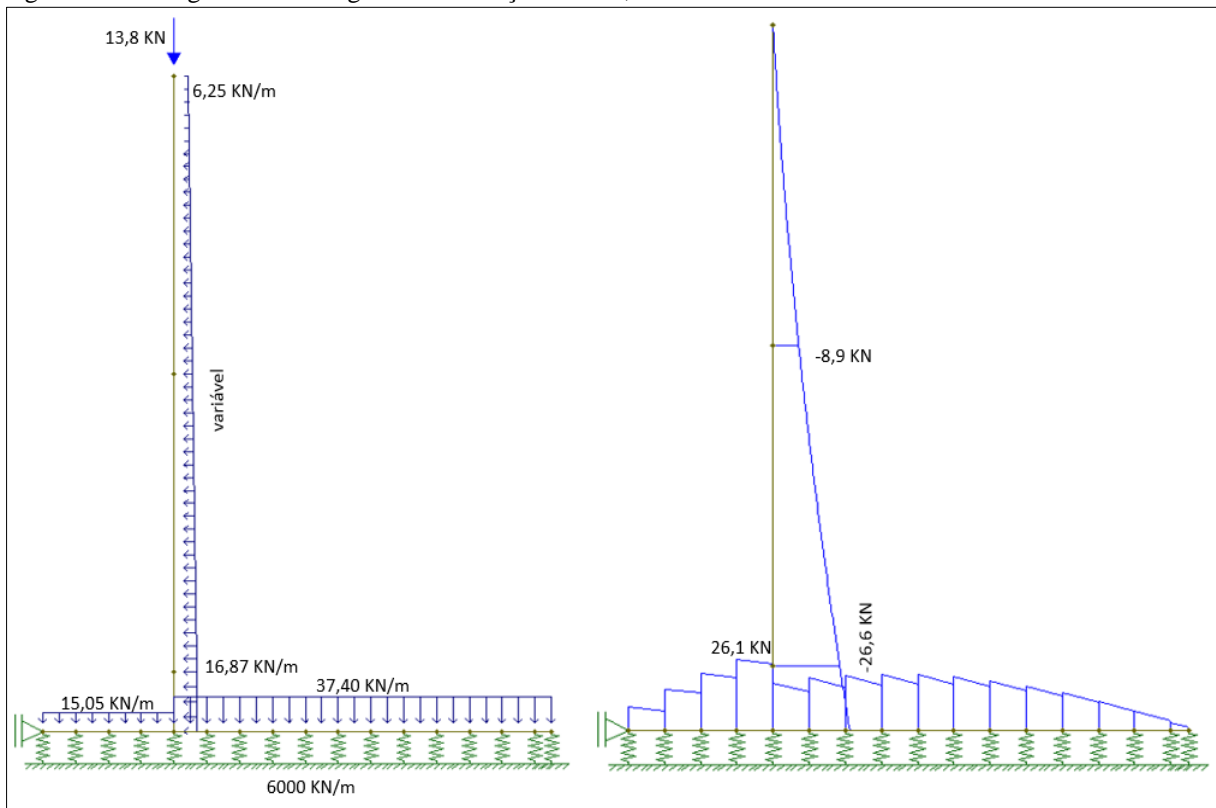
Para as molas, interação com base elástica, o coeficiente utilizado é de 60.000 KN/m^3 . Como a espessura do muro para cálculos é de 1 metro e a distância utilizada entre as molas é de 10 centímetros, o valor lançado no software é de, conforme mencionado no referencial teórico, interação solo estrutura.

Para os carregamentos:

- Em R_E (dimensão da sapata oposta ao talude), peso próprio do solo e peso próprio da sapata;
- Em R_I (dimensão da sapata do mesmo lado do talude), peso do solo do talude arrimado;
- Na cortina: Empuxo mais efeito da sobrecarga (carregamento trapezoidal), também calculado seção a seção.
- No topo do muro, aplicada carga pontual, referente ao peso próprio da cortina.

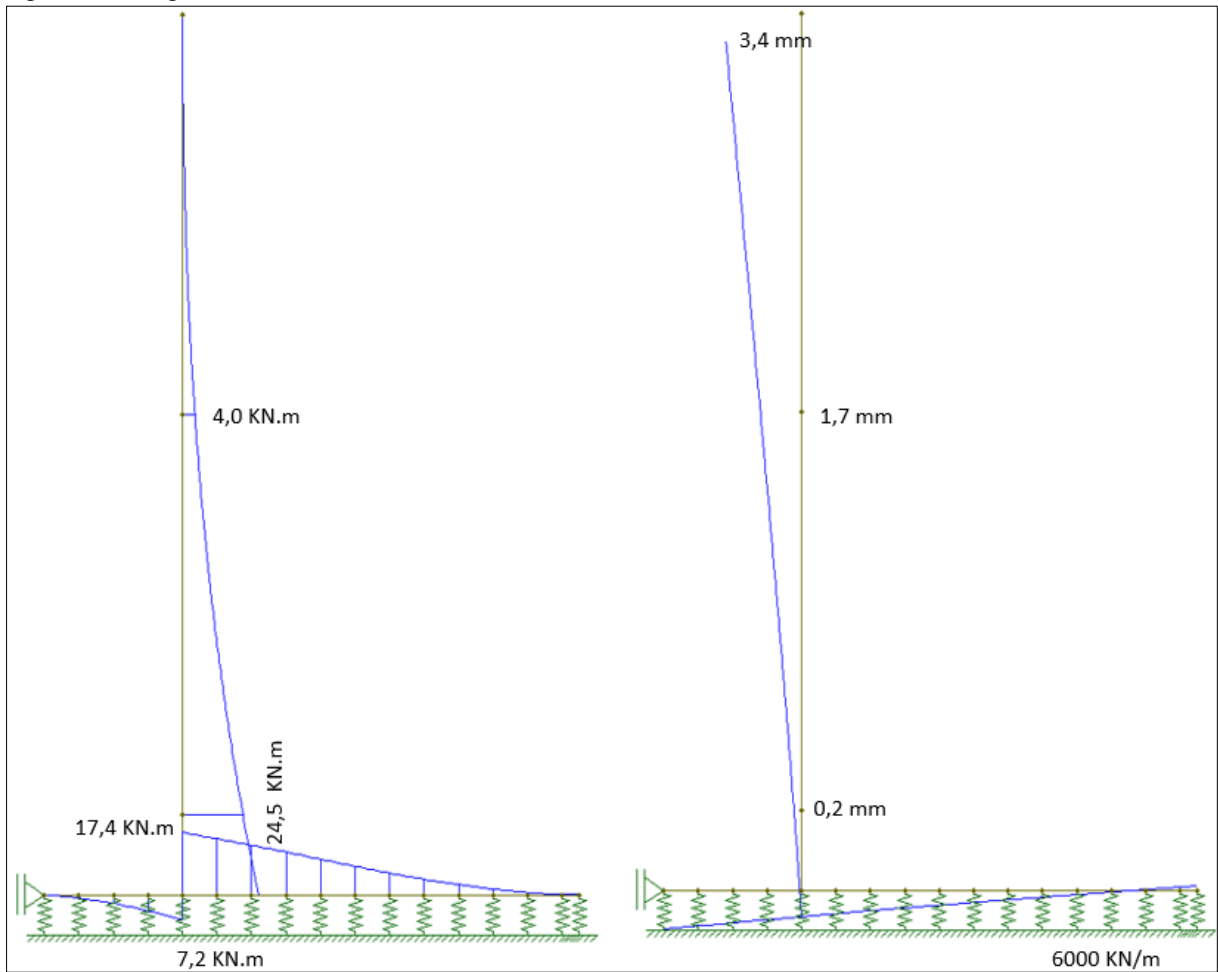
As figuras 39 e 40, demonstram respectivamente o modelo de lançamento das cargas no software, o diagrama de esforço cortante, o diagrama de momento fletor e a deformação na contenção:

Figura 39 - Carregamentos e diagrama de esforço cortante, F-Tool



Fonte: F-Tool (2016)

Figura 40 - Diagrama de M. Fletor e linha elástica F-Tool



Fonte: F-Tool (2016)

Para efeitos de verificação, é extraído do software a deformação no topo do muro o valor de 0,003416 metros. Considerando o limite de 1/500, a flecha máxima seria de 0,0044 metros. Portanto, deformação aceitável.

18.1.10 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração (M_r) será determinado na região considerada a mais crítica da estrutura, ou seja, o ponto de junção entre a sapata e a cortina.

Este momento conforme equação 57 é dado por:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ctm} * I}{y_t} = \frac{1,5 * 2900 * 0,00225}{0,15} = 65,17 \text{ KN.m}$$

Como o momento atuante, na seção 5 da cortina é de 26,30 KN.m, e, portanto, menor que o momento de fissuração, considera-se como verificado.

18.1.11 Quadro de ferro e armaduras

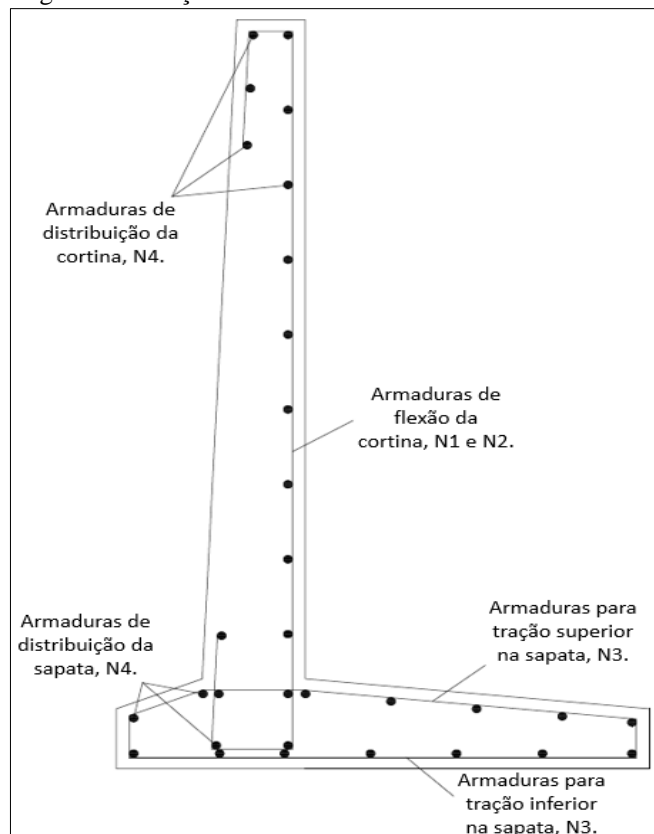
O Quadro de ferro do muro em perfil clássico, com dois metros de altura, está apresentado na tabela 22, e o posicionamento das armaduras na figura 41.

Tabela 22 - Quadro de ferro PF CL 2 m.

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	2	8	2,51	1,98	2,18
N2	7	8	3,52	9,73	10,71
N3	8	8	3,4	10,74	11,82
N4	31	6,3	1	7,60	8,35
$\Sigma =$	48		10,43	22,5	24,71

Fonte: O autor

Figura 41. Posição das armaduras Perfil clássico 2m



Fonte: O autor

18.2 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 2 metros:

Tabela 23 - Dados gerais dimensionamento PF CL 2 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	2	Ao deslizamento	
d ₀ (m) =	0,2	F _{atuante} (KN)	32,21
d _i (m) =	0,3	F _{resistente} (KN)	74,24
d _s (m) =	0,2	FS encontrado	2,30
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	1	M _{tombamento} (KN.m)	35,43
f (m) =	0,2	M _{restituição} (KN.m)	71,28
r _e (m) =	0,25	FS encontrado	2,01
H (m) =	2,5	Cap. De carga fundação	
Extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	118,13
b _s (m) =	1,55	σ _{min} (Kpa) =	-11,31
ARMADURA LONGITUDINAL CASO			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000015	0,000330	0,000330
Seção 2	0,000056	0,000360	0,000360
Seção 3	0,000122	0,000390	0,000390
Seção 4	0,000212	0,000420	0,000420
Seção 5	0,000328	0,000450	0,000450
Sapata externa	0,000137	0,000300	0,000300
Sapata interna	0,000301	0,000375	0,000375
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0044	M _{ATUANTE}	26,30
encontrado (m)	0,0034	Mr (kN.M)	65,17
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	3,26	3,26	0,83
Seção 2	7,55	7,55	3,48
Seção 3	12,87	12,87	8,33
Seção 4	19,22	19,22	15,79
Seção 5	26,59	26,59	26,30
sapata externa	xxx	25,52	6,81
sapata interna	xxx	36,27	-19,49
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	4,57	118,90	Não necessária
Seção 2	10,57	129,98	Não necessária
Seção 3	18,02	140,69	Não necessária
Seção 4	26,91	151,04	Não necessária
Seção 5	37,23	161,03	Não necessária
sapata externa	35,73	107,46	Não necessária
sapata interna	50,78	135,38	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diâmetro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	6,3	0,00009	
sapata	6,3	0,00009	

Fonte: O autor

18.3 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 2 metros:

Tabela 24 - Dados gerais dimensionamento PF CL 2 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	2	Ao deslizamento	
d ₀ (m) =	0,2	F _{atuante} (KN)	32,21
d _i (m) =	0,3	F _{resistente} (KN)	74,24
d _s (m) =	0,2	FS encontrado	2,30
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	1	M _{tombamento} (KN.m)	35,43
f (m) =	0,2	M _{restituição} (KN.m)	71,28
r _e (m) =	0,25	FS encontrado	2,01
H (m) =	2,5	Cap. De carga fundação	
Extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	118,13
b _s (m) =	1,55	σ _{min} (Kpa) =	-11,31
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000015	0,000330	0,000330
Seção 2	0,000056	0,000360	0,000360
Seção 3	0,000122	0,000390	0,000390
Seção 4	0,000212	0,000420	0,000420
Seção 5	0,000328	0,000450	0,000450
Sapata externa	0,000137	0,000300	0,000300
Sapata interna	0,000301	0,000375	0,000375
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0044	M _{ATUANTE}	26,30
encontrado (m)	0,0034	Mr (kN.M)	65,17
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	3,26	3,26	0,83
Seção 2	7,55	7,55	3,48
Seção 3	12,87	12,87	8,33
Seção 4	19,22	19,22	15,79
Seção 5	26,59	26,59	26,30
sapata externa	xxx	25,52	6,81
sapata interna	xxx	36,27	-19,49
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	4,57	118,90	Não necessária
Seção 2	10,57	129,98	Não necessária
Seção 3	18,02	140,69	Não necessária
Seção 4	26,91	151,04	Não necessária
Seção 5	37,23	161,03	Não necessária
sapata externa	35,73	107,46	Não necessária
sapata interna	50,78	135,38	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diâmetro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	6,3	0,00009	
sapata	6,3	0,00009	

Fonte: O autor

18.4 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 3 metros:

Tabela 25 - Dados gerais dimensionamento PF CL 3 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	3	Ao deslizamento	
d ₀ (m) =	0,25	F _{atuante} (KN)	56,90
d _i (m) =	0,4	F _{resistente} (KN)	131,68
d _s (m) =	0,2	FS _{encontrado}	2,31
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	1,4	M _{tombamento} (KN.m)	85,09
f (m) =	0,2	M _{restituição} (KN.m)	177,54
r _e (m) =	0,35	FS _{encontrado}	2,09
H (m) =	3,6	Cap. De carga fundação	
extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	150,89
b _s (m) =	2,15	σ _{min} (Kpa) =	-11,53
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000024	0,000420	0,000420
Seção 2	0,000093	0,000465	0,000465
Seção 3	0,000207	0,000510	0,000510
Seção 4	0,000368	0,000555	0,000555
Seção 5	0,000579	0,000600	0,000600
sapata externa	0,000340	0,000300	0,000340
sapata interna	0,000596	0,000450	0,000596
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0064	M _{ATUANTE}	63,85
encontrado (m)	0,0057	Mr (kN.M)	115,86
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	5,09	5,09	1,79
Seção 2	12,35	12,35	7,79
Seção 3	21,78	21,78	19,24
Seção 4	33,39	33,39	37,47
Seção 5	47,18	47,18	63,85
sapata externa	xxx	51,57	16,68
sapata interna	xxx	64,47	-47,17
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	7,12	151,04	Não necessária
Seção 2	17,28	165,88	Não necessária
Seção 3	30,49	179,90	Não necessária
Seção 4	46,75	193,09	Não necessária
Seção 5	66,05	205,47	Não necessária
sapata externa	72,19	108,29	Não necessária
sapata interna	90,25	163,85	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diametro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	6,3	0,00012	
sapata	6,3	0,000119176	

Fonte: O autor

18.5 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 4 metros:

Tabela 26 - Dados gerais dimensionamento PF CL 4 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	4	Ao deslizamento	
d ₀ (m) =	0,3	F _{atuante} (KN)	88,01
d _i (m) =	0,5	F _{resistente} (KN)	198,29
d _s (m) =	0,2	FS _{encontrado}	2,25
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	1,7	M _{tombamento} (KN.m)	165,48
f (m) =	0,25	M _{restituição} (KN.m)	331,84
r _e (m) =	0,45	FS _{encontrado}	2,01
H (m) =	4,7	Cap. De carga fundação	
extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	190,82
b _s (m) =	2,65	σ _{min} (Kpa) =	-19,17
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000034	0,000510	0,000510
Seção 2	0,000135	0,000570	0,000570
Seção 3	0,000307	0,000630	0,000630
Seção 4	0,000557	0,000690	0,000690
Seção 5	0,000889	0,000750	0,000889
sapata externa	0,000532	0,000375	0,000532
sapata interna	0,000895	0,000563	0,000895
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0084	M _{ATUANTE}	124,68
encontrado (m)	0,0084	Mr (kN.M)	181,03
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	7,12	7,12	3,16
Seção 2	17,99	17,99	14,22
Seção 3	32,60	32,60	36,10
Seção 4	50,96	50,96	71,88
Seção 5	73,07	73,07	124,68
sapata externa	xxx	88,28	33,96
sapata interna	xxx	103,50	-90,72
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	9,97	179,90	Não necessária
Seção 2	25,18	197,31	Não necessária
Seção 3	45,64	213,26	Não necessária
Seção 4	71,35	227,75	Não necessária
Seção 5	102,30	243,08	Não necessária
sapata externa	123,59	138,53	Não necessária
sapata interna	144,90	201,30	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diametro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	8	0,000177889	
sapata	8	0,000179047	

Fonte: O autor

18.6 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 5 metros:

Tabela 27 - Dados gerais dimensionamento PF CL 5 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	5	Ao deslizamento	
d _o (m) =	0,3	F _{atuante} (KN)	125,55
d _i (m) =	0,6	F _{resistente} (KN)	286,09
d _s (m) =	0,2	FS encontrado	2,28
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	2,1	M _{tombamento} (KN.m)	283,65
f (m) =	0,35	M _{restituição} (KN.m)	582,86
r _e (m) =	0,5	FS encontrado	2,05
H (m) =	5,8	Cap. De carga fundação	
extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	227,68
b _s (m) =	3,2	σ _{min} (Kpa) =	-21,10
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000050	0,000540	0,000540
Seção 2	0,000196	0,000630	0,000630
Seção 3	0,000443	0,000720	0,000720
Seção 4	0,000796	0,000810	0,000810
Seção 5	0,001260	0,000900	0,001260
sapata externa	0,000569	0,000525	0,000569
sapata interna	0,001221	0,000713	0,001221
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0104	M _{ATUANTE}	214,09
encontrado (m)	0,0104	Mr (kN.M)	260,68
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	9,37	9,37	4,97
Seção 2	24,48	24,48	23,10
Seção 3	45,33	45,33	60,06
Seção 4	71,93	71,93	121,74
Seção 5	104,27	104,27	214,09
sapata externa	xxx	125,36	53,92
sapata interna	xxx	143,08	-160,17
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	13,12	188,79	Não necessária
Seção 2	34,27	213,26	Não necessária
Seção 3	63,47	234,45	Não necessária
Seção 4	100,71	252,36	Não necessária
Seção 5	145,98	272,40	Não necessária
sapata externa	175,50	185,20	Não necessária
sapata interna	200,32	241,38	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diametro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	8	0,000252074	
sapata	8	0,000244188	

Fonte: O autor

18.7 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 6 metros:

Tabela 28 - Dados gerais dimensionamento PF CL 6 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	6	Ao deslizamento	
d ₀ (m) =	0,35	F _{atuante} (KN)	176,00
d _i (m) =	0,85	F _{resistente} (KN)	405,97
d _s (m) =	0,2	FS _{encontrado}	2,31
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	2,3	M _{tombamento} (KN.m)	472,75
f (m) =	0,65	M _{restituição} (KN.m)	976,37
r _e (m) =	0,65	FS _{encontrado}	2,07
H (m) =	7,05	Cap. De carga fundação	
extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	263,80
b _s (m) =	3,8	σ _{min} (Kpa) =	-20,59
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Seção 1	0,000057	0,000675	0,000675
Seção 2	0,000220	0,000825	0,000825
Seção 3	0,000490	0,000975	0,000975
Seção 4	0,000871	0,001125	0,001125
Seção 5	0,001365	0,001275	0,001365
sapata externa	0,000572	0,000975	0,000975
sapata interna	0,001058	0,001125	0,001125
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0124	M _{ATUANTE}	337,37
encontrado (m)	0,0110	Mr (kN.M)	523,17
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	11,83	11,83	7,27
Seção 2	31,82	31,82	34,77
Seção 3	59,98	59,98	92,24
Seção 4	96,30	96,30	189,74
Seção 5	140,79	140,79	337,37
sapata externa	xxx	190,23	107,48
sapata interna	xxx	214,38	-229,88
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	16,56	224,27	Não necessária
Seção 2	44,55	255,02	Não necessária
Seção 3	83,97	280,02	Não necessária
Seção 4	134,82	325,64	Não necessária
Seção 5	197,10	372,56	Não necessária
sapata externa	266,32	280,02	Não necessária
sapata interna	300,13	325,64	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diametro (mm)	A _{s necessária} (m ² /m)	
Cortina	8	0,000273046	
sapata	8	0,000225	

Fonte: O autor

18.8 Tabela Resumo Muro com perfil clássico 7 metros:

Tabela 29 - Dados gerais dimensionamento PF CL 7 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
h (m) =	7	Ao deslizamento	
d _o (m) =	0,35	F _{atuante} (KN)	222,34
d _i (m) =	0,85	F _{resistente} (KN)	530,74
d _s (m) =	0,2	FS encontrado	2,39
d _a (m) =	0	Ao tombamento	
r _i (m) =	2,85	M _{tombamento} (KN.m)	672,67
f (m) =	0,8	M _{restituição} (KN.m)	1557,72
r _e (m) =	0,8	FS encontrado	2,32
H (m) =	8,05	Cap. De carga fundação	
extensão (m) =	1	σ _{max} (Kpa) =	273,07
b _s (m) =	4,5	σ _{min} (Kpa) =	0,79
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _s min (m ² /m)	A _s necessária (m ² /m)
Seção 1	0,000079	0,000675	0,000675
Seção 2	0,000314	0,000825	0,000825
Seção 3	0,000714	0,000975	0,000975
Seção 4	0,001288	0,001125	0,001288
Seção 5	0,002043	0,001275	0,002043
sapata externa	0,000637	0,001200	0,001200
sapata interna	0,001467	0,001238	0,001467
FLECHA		FISSURA	
limite (l/250) (m)	0,0144	M _{ATUANTE}	499,82
encontrado (m)	0,0130	Mr (kN.M)	523,17
ESFORÇOS SOLICITANTES			
Região	Empuxo (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
Seção 1	14,50	14,50	10,09
Seção 2	40,01	40,01	49,55
Seção 3	76,53	76,53	133,80
Seção 4	124,07	124,07	278,61
Seção 5	182,61	182,61	499,82
sapata externa	xxx	234,21	149,30
sapata interna	xxx	258,88	-350,52
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{sd}	V _{rd} (KN)	Armadura?
Seção 1	20,30	224,27	Não necessária
Seção 2	56,02	255,02	Não necessária
Seção 3	107,15	280,02	Não necessária
Seção 4	173,69	327,99	Não necessária
Seção 5	255,66	382,38	Não necessária
sapata externa	327,89	348,45	Não necessária
sapata interna	362,44	363,17	Não necessária
ARMADURA DISTRIBUIÇÃO (m ² /m)			
Região	Diametro (mm)	A _s necessária (m ² /m)	
Cortina	10	0,000408685	
Sapata	10	0,000293358	

Fonte: O autor

18.9 Muro com contraforte com $h=5$ metros

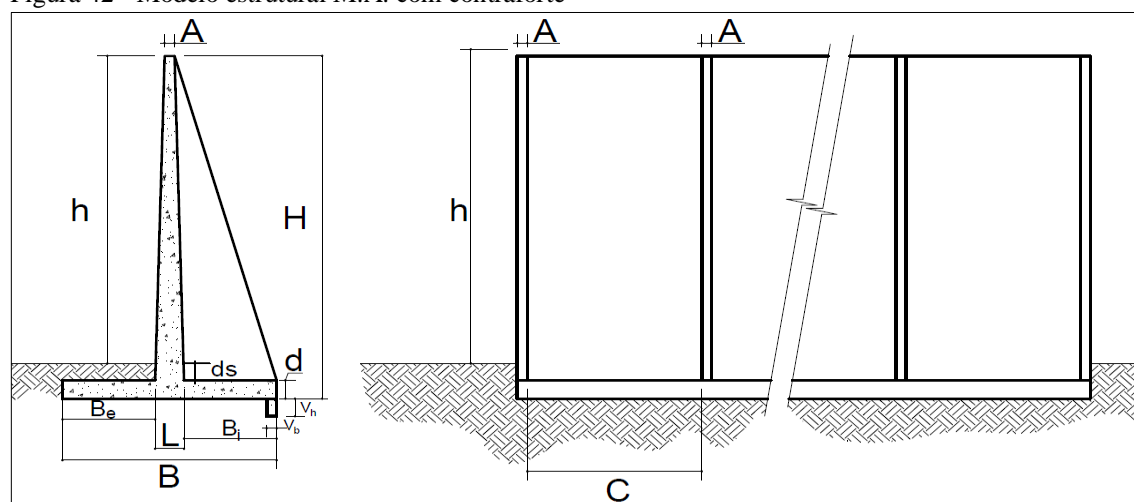
18.9.1 Modelo estrutural

A contenção projetada neste item trata-se de um muro de arrimo com contrafortes, com altura de contenção para um talude de 5 metros de altura. Esta contenção é uma estrutura que resiste aos esforços de modo engastada na base, nas extremidades laterais e livre na extremidade superior. A cortina possui dimensão variável ao longo de sua altura, sendo a base a região mais espessa. A sapata não possui variação de dimensão, porém está dimensionada com uma viga de ancoragem na parte interna da sapata (Região sob maciço de terra).

Esta estrutura é projetada para resistir a esforços horizontais na cortina, provenientes do empuxo gerado pelo solo a ser contido. Há também esforços gerados na sapata, provenientes do empuxo e do peso de solo acima e do peso próprio da estrutura.

A concepção estrutural acima mencionada, pode ser melhor visualizada na figura 42, bem como a letra que representa cada região do muro em questão.

Figura 42 - Modelo estrutural M.A. com contraforte



Fonte: O autor

Tabela 30 - Dados geométricos muro com contraforte 5 m

DADOS GEOMÉTRICOS			
Acortina (m) =	0,2	Be (m)=	0,55
Agigante (m) =	0,2	ds (m)=	0,2
h (m) =	5	Vh (m)=	0,4
d(m) =	0,3	Vb (m)=	0,25
L(m)=	0,4	Ext. (m)=	2,7
C(m) =	2,5	B (m)=	3,1
Bi (m) =	2,15	H(m)=	5,5

Fonte: O autor

18.9.2 Cálculo do empuxo

- Coeficientes:

$$k_a = tg^2 \left(45 - \frac{31,6}{2} \right) = 0,31$$

$$k_p = tg^2 \left(45 + \frac{31,6}{2} \right) = 3,20$$

- Efeito da sobrecarga, altura equivalente:

$$H_{equivalente} = \frac{Q}{k_a} = \frac{20}{0,31} = 1,18 \text{ m}$$

- Empuxos

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * (H^2 - H_{eq}^2) * k_a = \frac{1}{2} * 17 * ((5,5 + 1,18)^2 - 1,18^2) * 0,31 = 104,21 \text{ KN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * k_p = \frac{1}{2} * 18 * (0,2 + 0,35 + 0,4)^2 * 3,2 = 26,0 \text{ KN/m}$$

18.9.3 Verificações de estabilidade

A divisão geométrica dos componentes do muro foi feita conforme a figura 42 já apresentada e os valores de peso, braço de alavanca e momento de restituição estão apresentados na tabela 31:

Tabela 31 - Pesos e Mom. Rest. M c/ contraforte 5 m

Componente	Peso (KN/m)	Alavanca (m)	M _{restituição} (KN.m)
Cortina	(0,35+0,2) * 5,2/2 * 25	0,93	29,25
Fundação	3,1 * 0,35 * 25	1,55	36,04
Viga ancoragem	0,4 * 0,25 * 25	2,975	7,438
Sobrecarga	20 * 2,15	2,1	87,08
Solo interno	2,15 * 5,2 * 17	2,1	384,87
Contraforte	2,15 * 5,2 * 0,2 * 25	1,77	46,583
Solo externo	0,55 * 0,2 * 18	0,375	0,545
$\Sigma =$	310,88		584,78

Fonte: O autor

- Ao escorregamento:

$$F_{atuante} = Empuxo_{ativo} = 104,21 \text{ KN/m}$$

$$F_{resistente} = P_{total} * Coef_{atrito} + Empuxo_{passivo} = 310,8 * 0,81 + 26 = 277,7 \text{ KN/m}$$

$$\frac{F_{resistente}}{F_{atuante}} \geq 1,5 \rightarrow \frac{277,7}{104,21} = 2,66 > 1,5 \therefore \text{Verificado}$$

- Ao tombamento:

O ponto de aplicação do empuxo ativo, em função da sobrecarga, é dado por:

$$Ponto = \frac{H_{total}}{3} * \frac{2 * H_{equivalente} + H_{total}}{H_{equivalente} + H_{total}} = \frac{5,2}{3} * \frac{2 * 1,18 + 5,2}{1,18 + 5,2} = 2,05 \text{ m}$$

$$Momento_{tombamento} = E_a * Ponto = 104,21 * (2,05 + 0,35) = 250,59 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Momento_{restituição}}{Momento_{tombamento}} \geq 2 \rightarrow \frac{591,8}{250,59} = 2,36 > 2 \therefore \text{Verificado}$$

- A capacidade de carga da fundação:

O momento no centro da sapata é dado por:

$$M_{c \text{ sapata}} = P_{total} * \frac{B}{2} + M_{tomb} - M_{rest} = 310,8 * \frac{3,1}{2} + 250,59 - 584,7 = 147,67 \text{ KN.m}$$

A excentricidade é calculada por:

$$e \text{ (m)} = \frac{M_{centro \text{ sapata}}}{P_{total}} = \frac{147,67}{310,8} = 0,475 \text{ m}$$

$$\sigma_{máxima} = \frac{P_{total}}{B} * \left(1 + 6 * \frac{e}{B}\right) = \frac{310,8}{3,1} * \left(1 + 6 * \frac{0,475}{3,1}\right) = 192,48 \text{ KPa} \therefore \text{Verificado}$$

$$\sigma_{mínima} = \frac{P_{total}}{B} * \left(1 - 6 * \frac{e}{B}\right) = \frac{310,8}{3,1} * \left(1 - 6 * \frac{0,475}{3,1}\right) = 8,09 \text{ KPa}$$

Como a tensão mínima é positiva, não há necessidade de verificar a região tracionada.

18.9.4 Determinação dos momentos atuantes na cortina e cálculo das armaduras

O momento fletor para cada coeficiente é determinado do mesmo modo que M_x , portanto, conforme a equação 25:

$$M_x = \mu * \frac{p * l^2}{100} = 0,83 * \frac{(104,27 - 32,48) * 2,7^2}{100} = 4,344 \text{ KN.m/m}$$

Portanto, os demais momentos fletores estão calculados e apresentados na Tabela 32:

Tabela 32 - Determinação dos momentos fletores atuantes

Coeficientes por Libânio Miranda Pinheiro							
Laje	la (m)	lb (m)	γ	Coeficientes		Momentos (KN.m/m)	
Tipo 22	5,20	2,70	1,93	μ_x	0,83	m_x	4,344
				$\mu_{x'}$	3,8	$m_{x'}$	19,887
				μ_y	1,52	m_y	7,955
				μ_{yb}	0,79	m_{yb}	4,134
				$\mu_{y'}$	3,53	$m_{y'}$	18,474
				$\mu_{y'b}$	0,96	$m_{y'b}$	5,024
Tipo 10	5,20	2,70	1,93	μ_x	1,2	m_x	2,842
				$\mu_{x'}$	5,57	$m_{x'}$	13,190
				μ_y	3,34	m_y	7,909
				μ_{yb}	4,44	m_{yb}	10,514
				$\mu_{y'}$	7,44	$m_{y'}$	17,619
				$\mu_{y'b}$	8,48	$m_{y'b}$	20,081

Fonte: O autor

O momento fletor resultante é dado pela soma dos coeficientes de cada um dos tipos conforme sequência e o valor de todos os momentos de cálculo está apresentado na tabela 33:

$$M_{dx} = (M_{x \text{ tipo } 22} + M_{x \text{ tipo } 10}) * 1,4 = 10,06 \text{ KN.m/m}$$

Tabela 33 - Momentos de cálculo

Md (KN.m/m)	
mx	10,060
mx'	46,309
my	22,210
myb	20,508
my'	50,530
my'b	35,148

Fonte: O autor

O cálculo das armaduras para M_x é dado por:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10,06 \cdot 10^6}{1 \cdot 0,237^2 \cdot 30 \cdot 10^6 / 1,4} = 0,008$$

$$K_{md} = 0,68 \cdot (K_x) - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow 0,008 = 0,68 \cdot (K_x) - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow K_x$$

$$= 0,012 \quad \therefore \text{Verificado, pois } K_x \text{ limite} = 0,45$$

$$K_z = 1 - 0,4 K_x = 1 - 0,4 \cdot 0,012 = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_d}{(K_z) \times d \times f_{yd}} = \frac{10,06 \cdot 10^6}{(0,995) \times 0,237 \times 500 \cdot 10^6 / 1,15} = 0,000098 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\rho_{\text{min}}}{100} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 1 \cdot 0,275 = 0,00041 \text{ m}^2/\text{m}$$

Como a armadura mínima é maior que a armadura calculada, a armadura mínima será adotada, o que implica em 9 barras de 8 milímetros de diâmetro ao longo de 1 metro de muro para o momento M_x . Esta quantidade garante também o espaçamento mínimo entre as barras.

O dimensionamento das armaduras dos demais momentos estão apresentados na tabela 34:

Tabela 34 - Determinação de armaduras de flexão

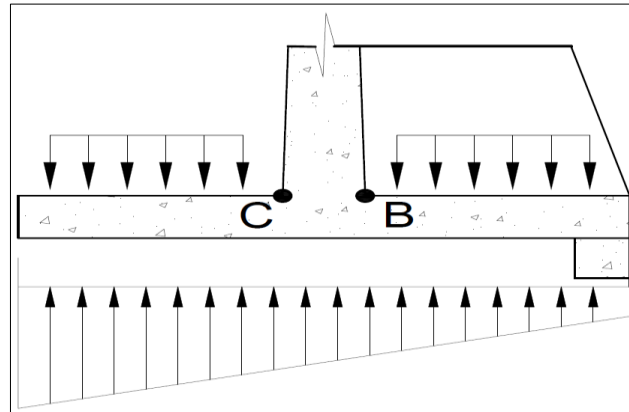
Local dos momentos	K_{md}	K_x	K_z	Armadura longitudinal CA50	
				A_s (m ² /m)	$A_{s \text{ mínima}}$ (m ² /m)
mx	0,007	0,012	0,995	0,000098	0,00028
mx'	0,038	0,058	0,977	0,000460	0,00041
my	0,018	0,027	0,989	0,000218	0,00028
myb	0,017	0,025	0,990	0,000201	0,00028
my'	0,042	0,063	0,975	0,000503	0,00041
my'b	0,029	0,044	0,983	0,000347	0,00041

Fonte: O autor

18.9.5 Determinação dos esforços na sapata e cálculo das armaduras

A determinação dos esforços na sapata, será feita com base na figura 43:

Figura 43- Diagramas de tensões na sapata



Fonte: O autor

- Carregamentos sobre a sapata:

$$q_{be} = d_s * \gamma_{solo} + d * \gamma_{conc} = 0,2 * 18 + 0,35 * 25 = 12,35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{bi} = Q * (h + d_s) * \gamma_{solo} + d * \gamma_{conc} = 20 + (5 + 0,2) * 18 + 0,35 * 25 = 117,1 \text{ KN/m}^2$$

- Tensão no ponto C:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \left(\frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{B} * (B_i + A_{cortina}) \right) + \sigma_{min} \\ &= \left(\frac{(192,48 - 8,09)}{3,1} * (2,0 + 0,2) \right) + 8,09 \therefore \sigma_c = 138,94 \text{ KPa} \end{aligned}$$

- Tensão no ponto B:

$$\sigma_b = \left(\frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{B} * B_i \right) + \sigma_{min} = \left(\frac{(192,48 - 8,09)}{3,1} * 2,0 \right) + 8,09 = 127,05 \text{ KPa}$$

- Determinação de momentos e equilíbrio de momentos em C:

$$M_c = \frac{\sigma_c * B_e^2}{2} + \frac{1}{2} * (\sigma_{max} - \sigma_c) * \frac{B_e^2}{2} * \frac{2}{3} - q_{be} * \frac{B_e^2}{2}$$

$$M_c = \frac{138,94 * 0,75^2}{2} + \frac{1}{2} * (192,48 - 138,94) * \frac{0,75^2}{2} * \frac{2}{3} - 12,35 * \frac{0,75^2}{2}$$

$$M_c = 45,64 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{c \text{ acima}} = E_a * \text{ponto aplicação} = 214,09 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{c \text{ esquerda}} = 45,64 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{c \text{ direita}} = M_{c \text{ acima}} - M_{c \text{ esquerda}} = 214,09 - 45,64 = 168,45 \text{ KN.m/m}$$

A tabela 35 mostra o cálculo das armaduras:

Tabela 35 - Determinação das armaduras da sapata

Local dos momentos	K _{md}	K _x	K _z	Armadura longitudinal CA50	
				A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)
Mc esquerda	0,031	0,046	0,982	0,00048	0,00041
Mc direita	0,113	0,179	0,928	0,00187	0,00041

Fonte: O autor

- Verificação de armadura de força cortante;

$$V_{sd} = \left(\left(\sigma_c * B_e + (\sigma_{max} - \sigma_c) * \frac{B_e}{2} - q_{be} * B_e \right) * 1,4 \right)$$

$$V_{sd} = \left(\left(138,94 * 0,75 + (192,4 - 138,9) * \frac{0,75}{2} \right) - 12,35 * 0,75 \right) * 1,4 = 161,03 \text{ KN/m}$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \rightarrow k = (1,6 - 0,237) = 1,288$$

$$f_{ct,m} = 0,30 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,896$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 * f_{ct,m} = 0,7 * 2,896 = 2,027$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,027}{1,4} = 1,448$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times 1,448 = 0,362$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{0,0032}{1 \times 0,237} = 0,0015$$

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \times \rho_1)] \times b_w \times d$$

$$161,4 \leq [0,362 \cdot 1,288 \cdot (1,2 + 40 \times 0,0015)] \times 1 \times 0,237 = 183,55 \text{ KN}$$

Como a cortante resistente de cálculo é maior que a cortante solicitante de cálculo, não é necessário armar o elemento estrutural para resistir ao cisalhamento.

A mensuração da outra seção da sapata está na tabela 36:

Tabela 36 - Verificação ao esforço cortante

Região	Verificação armadura de cisalhamento					
	V_{sd}	σ_{rd} (Mpa)	ρ_1	K	V_{rd} (KN)	Armadura?
Seção C	131,74	0,362	0,0017	1,338	161,03	Não necessária
Seção B	161,86	0,362	0,0123	1,338	214,94	Não necessária

Fonte: O autor

- Armadura de distribuição

Conforme calculado no muro em perfil clássico, 1/5 da armadura principal:

$$Armadura_{distr} = \frac{1}{5} * 0,00209 = 0,0004186 \frac{m^2}{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c}/24$$

- Viga de ancoragem (40 x 25).

Armadura mínima, portanto, teremos

$$A_{s\ min} = \frac{\rho_{min}}{100} * b_w * h = A_{s\ min} = \frac{0,15}{100} * 0,2 * 0,75 = 0,000281 \text{ m}^2/\text{m}$$

18.9.6 Determinação dos esforços no contraforte e cálculo das armaduras

- Seção 1: $F_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

Largura: 0,2 cm;

Altura da seção:

$$\text{Altura (y)} = \frac{h}{4} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Altura (x)} = \frac{h * B_i}{h + ds} = \frac{1,25 * 2,0}{5 + 0,2} = 0,48 \text{ m}$$

Pressão:

$$P_a = k_a * \gamma_{solo} * h * (C + A_{cortina}) = 0,31 * 17 * 1,25 * (2,5 + 0,2) = 17,92 \text{ KN/m}^2$$

Cortante:

$$V = h * \frac{P_a}{2} = 1,25 * \frac{17,92}{2} = 11,2 \text{ KN}$$

Momento fletor:

$$M = h * \frac{V}{3} = 1,25 * \frac{11,2}{3} = 4,67 \text{ KN.m}$$

Os valores calculados nas outras seções, estão apresentados na tabela 37:

Tabela 37 - Determinação dos esforços no contraforte

Seção	Largura (Bw)	Altura (y) (m)	Altura (x) (m)	Pressão (KN/m ²)	Esforços			
					V (KN)	M (KN.m)	Vsd (KN)	Md (KN.m)
1	0,2	1,25	0,52	17,92	11,2	4,67	15,68	6,53
2	0,2	2,5	1,03	35,84	44,8	37,34	62,72	52,27
3	0,2	3,75	1,55	53,76	100,8	126,01	141,13	176,41
4	0,2	5	2,07	71,68	179,2	298,68	250,89	418,16
5	0,2	5,2	2,15	74,55	193,8	335,98	271,37	470,37

Fonte: O autor

Calculo de armaduras a flexão:

$$d' = \text{cobrimento} + \frac{1}{2} \phi_{\text{barra}} = 3 + 0,8 = 3,8 \text{ cm} \therefore d = 0,48 - 0,038 = 0,44 \text{ metros}$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4,66 \cdot 1,4 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,44^2 \cdot 30 \cdot 10^6 / 1,4} = 0,008$$

$$K_{md} = 0,68 \cdot (K_x) - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow 0,008 = 0,68 \cdot (K_x) - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow K_x = 0,011 \therefore \text{Verificado, pois } K_x \text{ limite} = 0,45$$

$$K_z = 1 - 0,4 K_x = 1 - 0,4 \cdot 0,011 = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_d}{(K_z) \times d \times f_{yd}} = \frac{4,66 \cdot 1,4 \cdot 10^3}{(0,995) \times 0,44 \times 500 \cdot 10^6 / 1,15} = 0,000034 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = \frac{\rho_{\min}}{100} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 0,2 \cdot 0,48 = 0,00014 \text{ m}^2/\text{m}$$

Os valores calculados nas outras seções, estão apresentados na tabela 38:

Tabela 38 - determinação das armaduras de flexão no contraforte

Seção	K _{md}	K _x / K _x - limite	K _z	Armadura longitudinal CA50	
				A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)
1	0,008	0,011	0,995	0,000034	0,00014
2	0,014	0,021	0,992	0,000131	0,00029
3	0,021	0,031	0,988	0,000293	0,00043
4	0,027	0,041	0,984	0,000519	0,00058
5	0,029	0,043	0,983	0,000561	0,00060

Fonte: O autor

Verificação e dimensionamento de armadura para força cortante:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \frac{d}{10^3} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot \frac{30 \cdot 10^6}{1,4} \cdot 0,2 \cdot \frac{0,44}{10^3} = 450,87 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,44 = 76,95 \text{ KN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 1,4 \cdot 11,2 - 76,95 = -61,27 \therefore \text{OK!}$$

Taxa de armadura:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{-61,27 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,44 \cdot 500 \cdot 10^6 / 1,15} = -0,00036 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_{sw \min}}{s} = \geq 0,2 \cdot b_w \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yw}} \geq 0,2 \cdot 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{500} = 0,000232 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{A_{sw}}{A_{sw \min}} = \frac{2 * \text{Área da seção adotada}}{0,000232} = 0,27 \text{ para } \phi 6,3.$$

Os valores calculados nas outras seções, estão apresentados na tabela 39:

Tabela 39 - Determinação de armadura de cisalhamento

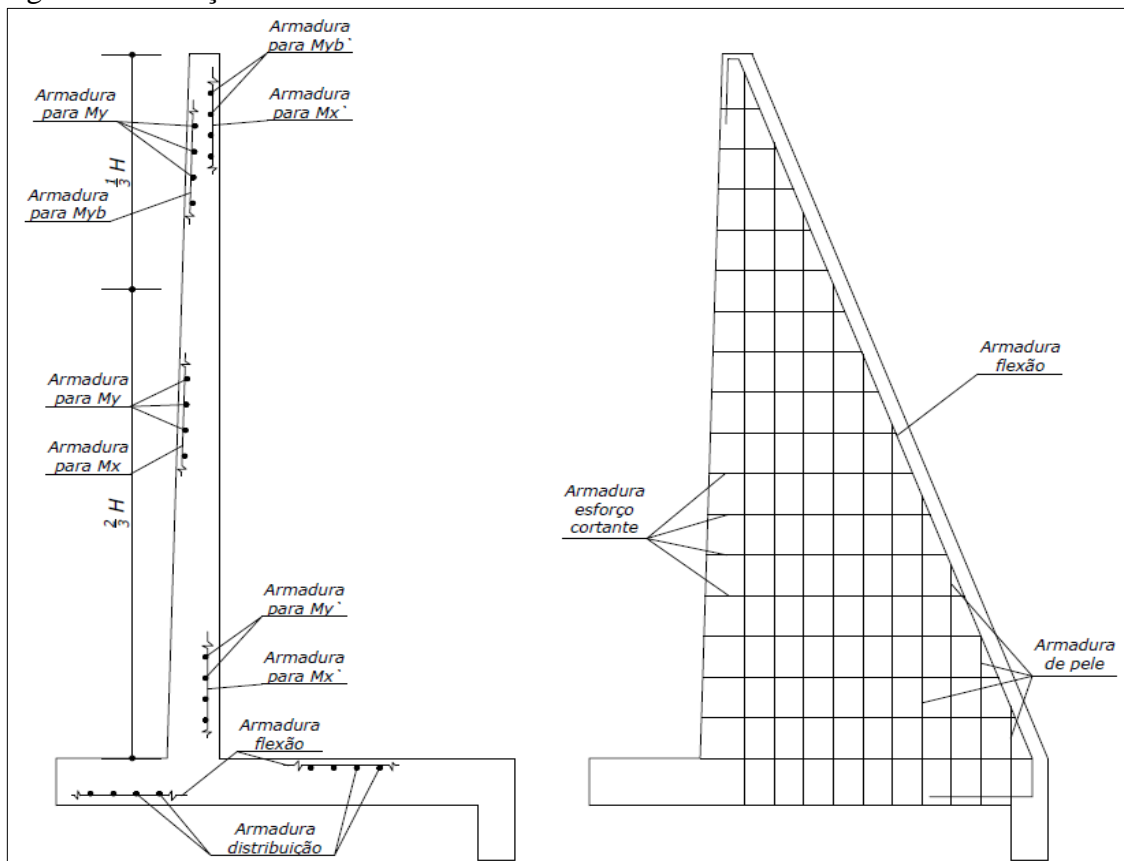
Seção	Verificação armadura de cisalhamento				
	Vrd ₂ (KN)	V _c (KN)	V _{sw}	Asw/s	Asw/s _{min}
1	450,87	76,95	-61,27	-0,000354	0,0002
2	2507,02	160,50	-97,78	-0,000271	0,0002
3	3779,88	244,05	-102,92	-0,000187	0,0002
4	5052,73	327,60	-76,71	-0,000104	0,0002
5	5256,39	340,97	-69,61	-0,000091	0,0002

Fonte: O autor

Armadura de pele:

$$A_{s \text{ pele}} \leq 0,10\% A_{c \text{ alma}} \text{ ou } \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \therefore 0,0005 \text{ m}^2/\text{m}/\text{face}.$$

Figura 44 - Posição das armaduras muro com contraforte 5m



Fonte: O autor

18.10 Tabela Resumo muro de arrimo com contraforte 5m

Tabela 40 -Dados gerais dimensionamento MA com contraforte 5 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
Acortina (m)	0,2	Ao deslizamento	
Agigante (m)	0,2	F _{atuante} (KN)	104,27
h (m)	5	F _{resistente} (KN)	277,75
d(m)	0,35	FS encontrado	2,66
L(m)	0,35	Ao tombamento	
C(m)	2,5	M _{tombamento} (KN.m)	250,59
Bi (m)	2	M _{restituição} (KN.m)	584,78
Be (m)	0,75	FS encontrado	2,33
ds (m)	0,2	Cap. De carga fundação	
Vh (m)	0,4	σ_{\max} (Kpa) =	192,48
Vb (m)	0,25	σ_{\min} (Kpa) =	8,09
Ext. (m)	2,7	Flecha	
B (m)	3,1	Limite (m)	0,0100
H(m)	5,55	Atuante (m)	0,00007
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
mx	0,000098	0,000276	0,000276
mx'	0,000460	0,000413	0,000460
my	0,000218	0,000276	0,000276
myb	0,000201	0,000276	0,000276
my'	0,000503	0,000413	0,000503
my'b	0,000347	0,000413	0,000413
SAPATA			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Sapata externa	0,000480	0,000413	0,000480
Sapata interna	0,001873	0,000413	0,001873
Distribuição	0,000375	A cada = 0,21	
Viga de ancoragem	0,00028125	0,000281	0,000281
CONTRAFORTE			
Região	Pressão (KN/m ²)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
1	17,921	11,201	4,667
2	35,842	44,802	37,335
3	53,763	100,805	126,007
4	71,684	179,210	298,683
5	74,551	193,833	335,978
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{rd2} (KN)	A _{sw/s}	Armadura
1	450,87	0,000232	6,3 mm c/27
2	2507,02	0,000232	6,3 mm c/27
3	3779,88	0,000232	6,3 mm c/27
4	5052,73	0,000232	6,3 mm c/27
5	5256,39	0,000232	6,3 mm c/27

Fonte: O autor

18.11 Tabela Resumo muro de arrimo com contraforte 7m

Tabela 41 - Dados gerais dimensionamento MA com contraforte 7 metros

DADOS GEOMÉTRICOS		ESTABILIDADE	
Acortina (m)	0,2	Ao deslizamento	
Agigante (m)	0,2	F _{atuante} (KN)	182,61
h (m)	7	F _{resistente} (KN)	589,94
d(m)	0,5	FS encontrado	3,23
L(m)	0,45	Ao tombamento	
C(m)	3,5	M _{tombamento} (KN.m)	591,13
Bi (m)	3,5	M _{restituição} (KN.m)	1895,40
Be (m)	0,85	FS encontrado	3,21
ds (m)	0,2	Cap. De carga fundação	
Vh (m)	0,4	σ_{\max} (Kpa) =	231,56
Vb (m)	0,25	σ_{\min} (Kpa) =	54,04
Ext. (m)	3,7	Flecha	
B (m)	4,8	Limite (m)	0,0140
H(m)	7,7	Atuante (m)	0,00019
ARMADURA LONGITUDINAL CA50			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
mx	0,000261	0,000327	0,000327
mx'	0,001253	0,000488	0,001253
my	0,000565	0,000327	0,000565
myb	0,000483	0,000327	0,000483
my'	0,001334	0,000488	0,001334
my'b	0,000817	0,000488	0,000817
SAPATA			
Região	A _s (m ² /m)	A _{s min} (m ² /m)	A _{s necessária} (m ² /m)
Sapata externa	0,000515	0,000488	0,000515
Sapata interna	0,003248	0,000488	0,003248
Distribuição	0,000650	a cada = 0,12	
Viga de ancoragem	0,0003375	0,000338	0,000338
CONTRAFORTE			
Região	Pressão (KN/m ²)	Cortante (KN/m)	Momento (KN.m)
1	34,382	30,084	17,549
2	68,763	120,336	140,392
3	103,145	270,756	473,823
4	137,527	481,344	1123,136
5	141,456	509,242	1222,182
ARMADURA CISALHAMENTO			
Região	V _{rd2} (KN)	Asw/s	Armadura?
1	827,56	0,000232	6,3 mm
2	3525,31	0,000232	6,3 mm
3	5307,31	0,000232	6,3 mm
4	7089,31	0,000232	6,3 mm
5	7292,96	0,000232	6,3 mm

Fonte: O autor

18.12 Quadros de ferro, muros com contrafortes

Tabela 42 - Quadros de ferro muros com contraforte 5 e 7 metros

5 metros						
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)	
N1	10	8	3,46	13,67	15,03	
N2	14	8	1,11	6,14	6,75	
N3	20	8	3,46	27,33	30,07	
N4	38	8	1,11	16,66	18,33	
N5	17	8	6,33	42,51	46,76	
N6	23	8	6,33	57,51	63,26	
N7	28	8	3,46	38,27	42,09	
N8	28	16	8,12	358,77	394,65	
N9	3	10	3,66	6,77	7,45	
N10	11	6,3	1,8	4,85	5,34	
N11	2	10	7,2	8,88	9,77	
N12	2	16	6,28	19,82	21,80	
N13	20	6,3	4,56	22,34	24,58	
N14	12	6,3	5,9	17,35	19,08	
$\Sigma =$	235		62,78	581,4	639,50	

7 metros						
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)	
N1	12	10	3,7	27,39	30,13	
N2	22	10	1,4	19,00	20,90	
N3	38	10	3,7	86,75	95,43	
N4	44	12,5	1,52	64,41	70,85	
N5	19	10	8,08	94,72	104,19	
N6	22	10	8,08	109,68	120,65	
N7	66	8	0,7	18,25	20,07	
N8	45	16	10,6	752,71	827,98	
N9	2	12,5	3,7	7,13	7,84	
N10	15	6,3	2,2	8,09	8,89	
N11	2	10	9,84	12,14	13,36	
N12	2	16	8,53	26,92	29,61	
N13	27	6,3	2,84	18,79	20,67	
N14	14	6,3	8,26	28,33	31,16	
$\Sigma =$	303		73,15	1200,3	1320,29	

Fonte: O autor

19 RESULTADOS

19.1 Considerações para o dimensionamento

Os muros foram dimensionados sempre com o objetivo de dispensar a utilização de armadura de cisalhamento e dente de ancoragem, mas a favor da segurança recomenda-se a utilização.

O módulo de deformação longitudinal adotado, conforme tabela 08 é de 27 GPa, considerando o uso de granito como agregado graúdo.

As pré dimensões foram todas arredondadas para múltiplos de 5 centímetros, com o objetivo de facilitar a execução, caso seja necessária.

Para cada aumento de 0.10 m na base, no caso dos muros em perfil clássico, foi aumentado 0,05 m no topo, com relação as pré dimensões, a fim de manter um padrão de dimensionamento.

19.2 Impactos da sobrecarga no dimensionamento.

Neste tópico será feita uma comparação entre os muros de arrimo em perfil clássico dimensionados com relação ao impacto que a sobrecarga causa em cada um deles. A comparação será feita utilizando como parâmetros as verificações de estabilidade quanto ao tombamento e quanto ao deslizamento. A tabela 43 apresenta os valores dos fatores de segurança quanto ao tombamento e quanto ao deslizamento, para as seis opções de muros de arrimo em perfil clássico:

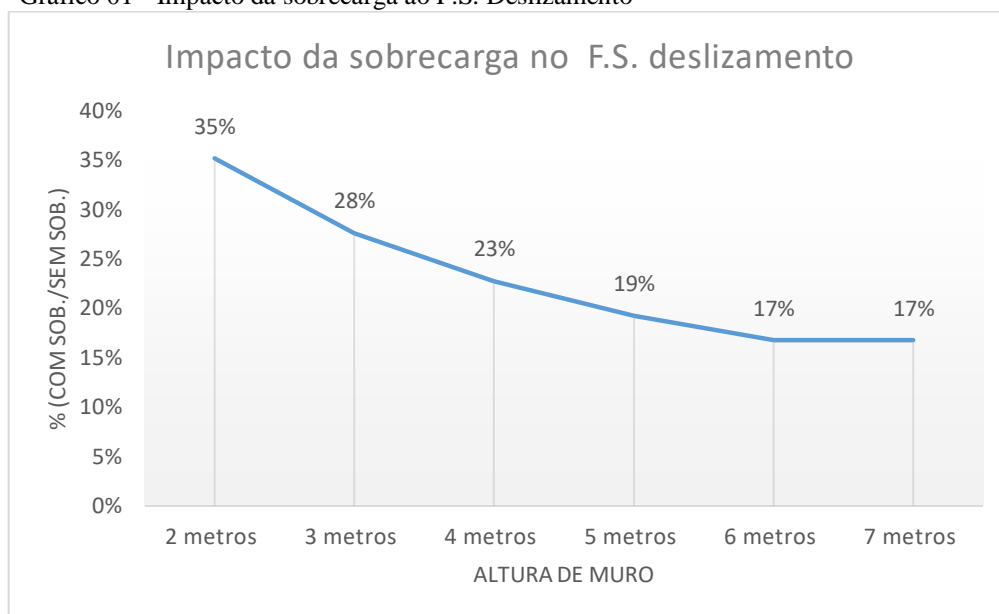
Tabela 43 - Fatores de segurança sem e com sobrecarga

Altura do muro		2	3	4	5	6	7
		metros	metros	metros	metros	metros	metros
FS. Tombamento	Sem sobrecarga	2,59	2,39	2,33	2,29	2,27	2,27
	Com sobrecarga	1,68	1,73	1,8	1,85	1,89	1,89
FS. Deslizamento	Sem sobrecarga	2,38	2,04	2,1	2,2	2,2	2,2
	Com sobrecarga	1,25	1,27	1,4	1,5	1,6	1,7
% impacto	Deslizamento	47%	28%	23%	19%	17%	17%
Com sobrecarga/ Sem sobrecarga	Deslizamento	47%	38%	33%	32%	27%	23%

Fonte: O autor

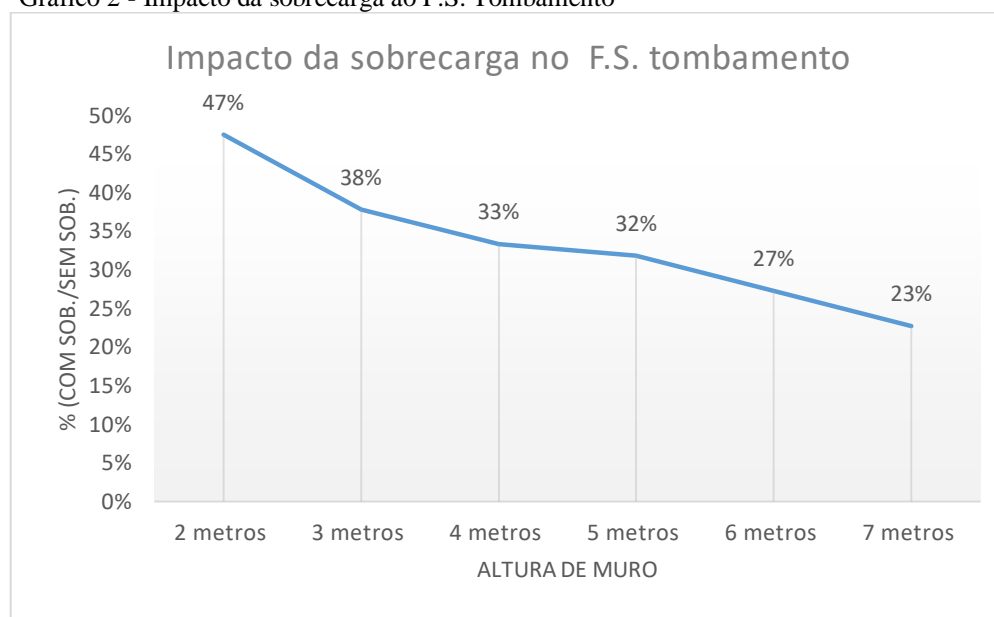
Com os dados apresentados na tabela 43, é possível gerar os gráficos 1 e 2, cujos quais apresentam uma relação entre os muros correlacionando em percentuais, o impacto da sobrecarga nos fatores de segurança mencionados.

Gráfico 01 - Impacto da sobrecarga ao F.S. Deslizamento



Fonte: O autor

Gráfico 2 - Impacto da sobrecarga ao F.S. Tombamento



Fonte: O autor

Os gráficos acima apresentados, demonstram com nitidez que a sobrecarga é muito mais impactante nos muros mais baixos do que nos muros mais altos. Além disto, é possível perceber que o fator de segurança ao deslizamento resiste a sobrecarga. O mesmo não é possível dizer com relação ao tombamento, pois todas as opções de muro ficaram com o fator de segurança abaixo de dois. A comparação ainda faz perceber que, caso o Fator de segurança ao tombamento fosse de 1,5, conforme indicado em várias literaturas, os muros com altura igual ou superior a 5 metros não sofreriam impactos diretos nas verificações de estabilidade.

19.3 Dimensionamento em função das pré dimensões e com a sobrecarga:

O dimensionamento dos muros iniciou-se com a determinação das pré dimensões e, após esta determinação, foram feitas as verificações de estabilidade. Nesta verificação, foram identificadas particularidades para a determinação e fixação inicial das dimensões, cujas quais, em alguns casos, sofrerão alterações em função das verificações subsequentes de K_x limite, flecha e momento de fissuração.

- Muro em perfil clássico com 2 metros de altura:

Com a inserção da sobrecarga, a contensão não passou nas verificações de estabilidade. Para solucionar o problema foram alteradas as dimensões de “ d_i ”; “ r_i ” e “ r_e ”. Com o aumento a verificação foi positiva e as armaduras foram dimensionadas como armadura mínima. A flecha extraída do F-Tool apresentou o valor de 0,003416 metros, inferior a flecha limite ($L/500 = 0,0044$). O momento atuante também foi menor que o momento de fissuração.

- Muro em perfil clássico com 3 metros de altura:

Com a inserção da sobrecarga, esta contensão também passou nas verificações de estabilidade. Para tanto foi necessário aumentar as dimensões de “ d_i ” e “ r_i ”. Com os aumentos, a verificação de estabilidade foi garantida, bem como a verificação do momento de fissuração. Porém, a flecha superou o limite ($l/500 = 0,0064$). Para a solucionar, foi novamente aumentado dimensão “ d_i ” e também “ d_0 ” (para aumentar inércia da cortina), resultando em diminuição da flecha. Após os ajustes a armadura da cortina foi dimensionada como mínima, diferente da armadura da sapata.

- Muro em perfil clássico com 4 metros de altura:

Considerando a sobrecarga, esta contenção não foi satisfatória na verificação de estabilidade quanto ao tombamento, na verificação de armadura de cisalhamento da sapata e nem no momento de fissuração. A solução imediata foi aumentar as dimensões de “ d_i ” e “ r_i ”. Foi necessário também aumentar a altura “ f ” da sapata para passar na verificação de cisalhamento. Com as alterações as verificações de estabilidade, armadura de cisalhamento e momento de fissuração foram satisfatórias, mas a flecha superou ($l/500 = 0,0084$). Novamente, com o objetivo de aumentar inércia da cortina, foram alterados os valores de “ d_i ” e “ d_0 ”, o que fez com que a flecha ficasse dentro do limite. Sobre as armaduras, as quatro seções mais altas ficaram com armadura mínima.

- Muro em perfil clássico com 5 metros de altura:

Seguindo o mesmo critério inicial, esta estrutura não foi satisfatória para a verificação de estabilidade ao tombamento, para a verificação de cisalhamento da sapata, para o momento de fissuração e desta vez, também para a capacidade de carga da fundação. Logo, foi necessário aumentar as dimensões de “ d_i ”, “ r_i ”, “ r_e ” e “ f ”. Com as alterações, as verificações foram satisfatórias, com exceção da flecha que superou $1/500 = 0,0104$ m. Repetindo a estratégia anterior, aplicada no muro de 4 metros de altura, foram alterados os valores de “ d_i ” e “ d_0 ”, o que fez com que a flecha atingisse valores dentro do limite esperado. Sobre as armaduras, as quatro seções mais altas ficaram com armadura mínima.

- Muro em perfil clássico com 6 metros de altura:

Do mesmo modo, após a inserção da sobrecarga, não passou na verificação de estabilidade ao tombamento, na capacidade de carga da fundação, no cisalhamento da sapata e no momento de fissuração. Desta vez, para garantir a não utilização de armaduras de cisalhamento na sapata, foi necessário, além de aumentar a altura, aumentar também o comprimento interno da mesma (lado do talude), para passar na verificação de esforço cortante. Por aumentar “ d_i ”, “ d_0 ”, “ r_i ” e “ f ”, as verificações quanto ao tombamento, capacidade de carga da fundação e necessidade de armaduras de cisalhamento, ficam garantidas, mas o momento de fissuração não. Para isto, um novo aumento de “ d_i ” fez-se necessário, porém, a flecha superou consideravelmente ($1/500 = 0,0124$), atingindo o valor de 15 mm. Foi necessário aumentar ainda mais a inércia da cortina. A tabela 44 mostra as dimensões antes desta alteração:

Tabela 44 - Dimensões geométricas antes das alterações muro 6 m

h (m) =	6
d_0 (m) =	0,25
d_i (m) =	0,7
d_s (m) =	0,2
d_a (m) =	0
r_i (m) =	2,3
f (m) =	0,6
r_e (m) =	0,65
H (m) =	6,9
b_s (m) =	3,65

Fonte: O autor

O aumento de 10 cm em “ d_i ” e 5 cm em “ d_o ” não foram suficientes. A flecha continuou acima do limite esperado. Então aumentou-se ainda mais “ d_i ” e “ d_o ” e por consequência foi necessário aumentar “ f ”, pois prejudicou a verificação de cisalhamento na sapata. Com estas últimas alterações, apesar da robustez foram garantidas as verificações e com armadura mínima em quase todo o muro, com exceção apenas do trecho mais baixo da cortina.

- Muro em perfil clássico com 7 metros de altura:

Na mesma linha de dimensionamentos e verificações, o muro com 7 metros, não garantiu a estabilidade ao tombamento, a capacidade de carga da fundação, o cisalhamento da sapata, no momento de fissuração e desta vez, foi barrado no k_x limite da sapata. Foi necessário aumentar “ d_i ”, “ d_o ”, “ r_i ” e “ f ”, o que resultou positivamente ao tombamento, a capacidade de carga e ao cisalhamento da sapata, mas ainda permaneceu como insatisfatório para o momento de fissuração necessitando de um novo aumento em “ d_i ”. Através da aplicação do método de interação solo estrutura no software F-Tool, foi possível verificar que a flecha atuante ainda superou o limite $1/500 = 0,0144$ metros. Para solução, um novo aumento da inercia foi necessário.

19.4 Indicadores de consumo de material

19.4.1 Para muros em perfil clássico

A tabela 45 apresenta os valores de consumo de concreto e aço por muro em perfil clássico analisado.

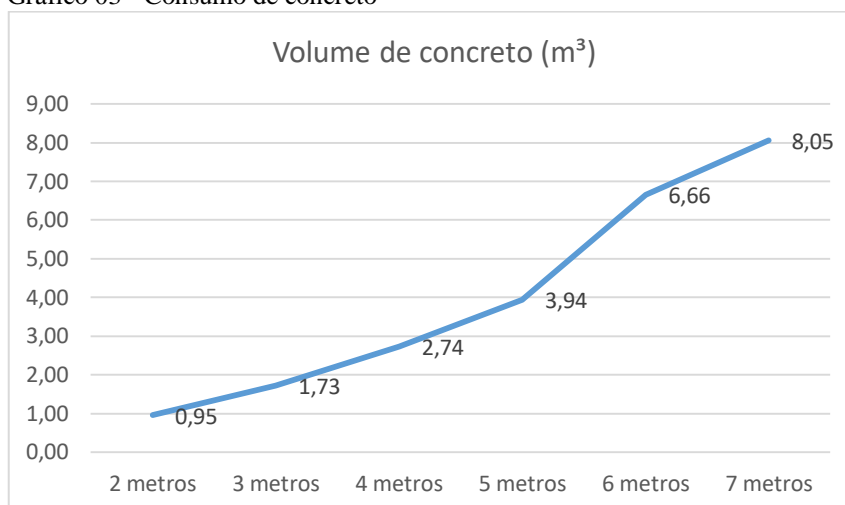
Tabela 45 - Consumo de concreto e aço das contenções

Material	2 metros	3 metros	4 metros	5 metros	6 metros	7 metros
Concreto (m³)	0,95	1,73	2,74	3,94	6,66	8,05
Aço (Kg)	22,46	51,46	89,89	148,43	190,35	299,22

Fonte: O autor

A tabela 45, nos permite gerar alguns gráficos e fazer algumas análises. O gráfico 03 demonstra a comparação com relação ao consumo de concreto e o gráfico 04 demonstra a comparação em relação ao consumo de aço.

Gráfico 03 - Consumo de concreto

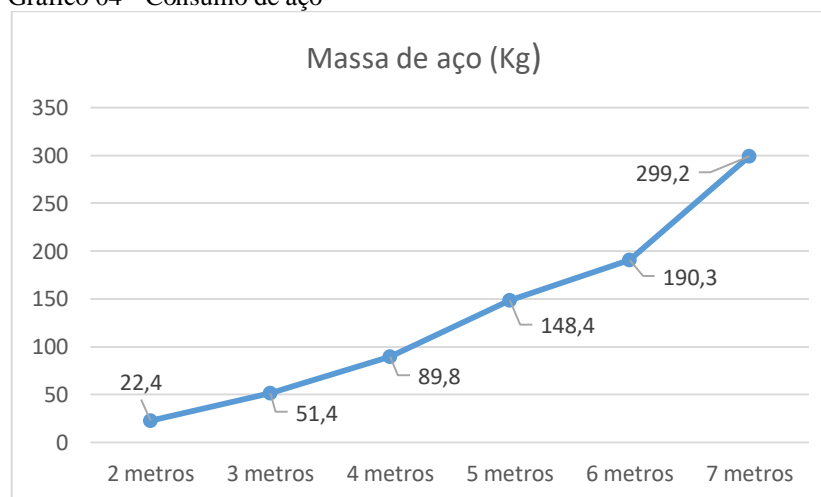


Fonte: O autor

Analisando a linha gerada no gráfico 03, é possível identificar uma ascensão, representando o aumento da quantidade de concreto utilizada. Essa ascensão é justificada, pois o aumento da altura gera o aumento do consumo. Mas o gráfico mostra um ponto interessante quando a altura do muro ultrapassa os cinco metros: a inclinação da reta aumenta, demonstrando um aumento de consumo mais brusco. Este aumento da inclinação representa o que foi mencionado no quarto tópico do item 19.3.

O gráfico 04, na sequência, também proporciona algumas análises interessantes. Do mesmo modo que o gráfico 03 demonstra um aumento do consumo de concreto, o gráfico 04 também retrata este aumento para o aço, justificada pelo mesmo motivo do consumo de concreto. Porém, demonstra uma leve diminuição na inclinação da reta acima do muro de 5 metros. Isso não quer dizer que houve diminuição de consumo, mas uma pequena redução do aumento causada pelo consumo impactante de concreto mencionado no parágrafo anterior.

Gráfico 04 - Consumo de aço



Fonte: O autor

Os indicadores propostos no item 15, foram extraídos dos consumos de materiais e estão aglutinados e demonstrados na tabela 46:

Tabela 46 - Indicadores de consumo

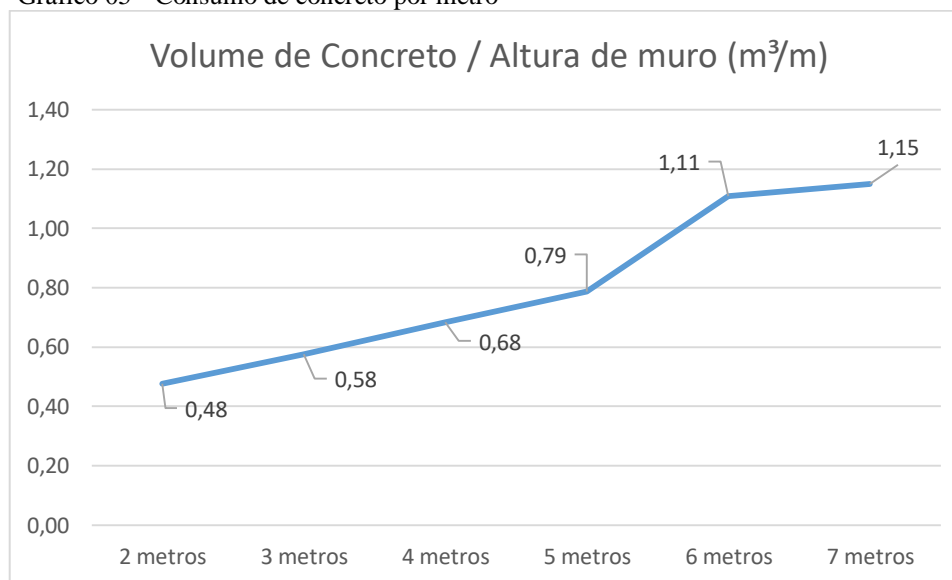
Material	2 metros	3 metros	4 metros	5 metros	6 metros	7 metros
Concreto / Altura (m³/m)	0,48	0,58	0,68	0,79	1,11	1,15
Aço / Altura (Kg/m)	12,35	18,87	24,72	32,66	34,90	47,02
Aço / concreto (Kg/m³)	25,94	32,81	36,14	41,49	31,46	40,87

Fonte: O autor

A tabela 46, também permite a geração de gráficos, cujos quais são importantes para algumas conclusões.

O gráfico 05, apresenta o indicador demonstra a taxa de consumo de concreto por metro de altura de muro, visto que as larguras são todas calculadas com 1 metro.

Gráfico 05 - Consumo de concreto por metro

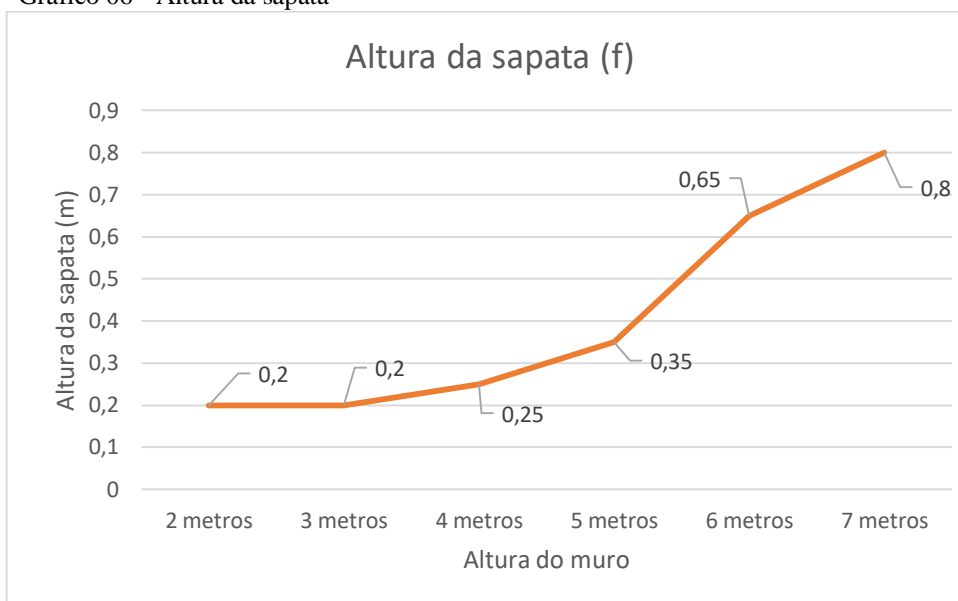


Fonte: O autor

Este gráfico permite enxergar que de acordo com que se aumenta a altura do muro, o volume necessário por cada metro aumenta. E esse aumento é ainda mais significativo acima dos 5 metros de altura.

Um outro item importante na análise dos resultados, refere-se altura das sapatas. O gráfico 06, deixa claro que quanto maior é a altura do muro, maior é a altura da sapata. E este aumento intensifica-se que o muro ultrapassa os 5 metros de altura.

Gráfico 06 - Altura da sapata



Fonte: O autor

19.4.2 Para muros com contrafortes

Os muros com contrafortes, são dimensionados por módulos que variam em função de uma distância entre os contrafortes, nomeada neste trabalho por “C”. Os indicadores de consumo, por módulo, dos muros calculados estão apresentados na tabela 47:

Tabela 47 - Indicadores M.A c/ contrafortes, por módulo

	5 metros	7 metros
Concreto / Altura (m ³ /m)	1,97	3,89
Aço / Altura (Kg/m)	116,3	171,5
Aço / concreto (Kg/m ³)	58,91	44,08
Volume de concreto (m ³)	9,87	27,23

Fonte: O autor

Como os muros em perfil clássico foram dimensionados para cada um metro de largura, a compatibilização desta dimensão para os muros com contraforte torna-se necessária. Para isso, os valores apresentados na tabela 48 foram divididos pela soma da largura “C” com a metade de cada uma das larguras de dois contrafortes. Com este procedimento, os valores apresentados na tabela 49, refletem os indicadores de consumo dos muros com contrafortes para cada metro de largura:

Tabela 48 - Indicadores M.A c/ contrafortes, por metro linear

	5 m	7m
Concreto / Altura (m ³ /m)	0,73	1,05
Aço / Altura (Kg/m)	43,1	46,3
Aço / concreto (Kg/m ³)	21,82	11,91
Volume de concreto (m ³)	3,66	7,36

Fonte: O autor

Quando se compara os indicadores de consumo dos muros com contraforte com os indicadores dos muros em perfil clássico, para as mesmas alturas, é possível perceber uma diminuição do consumo de concreto e um aumento no consumo de aço nos muros com contrafortes. Estas inversões de valores justificam-se pois, como vem sendo demonstrado, os muros com perfil clássico necessitam, em função da sua concepção estrutural e das verificações, um aumento significativo de dimensões. Já os muros com contraforte, por apresentarem necessidades de armaduras não utilizadas nos muros com perfil clássico, como é o caso das armaduras de cisalhamento e de pele, resultam em um consumo de aço maior.

20 DISCUSSÃO

Baseando-se nos resultados apresentados e no referencial teórico presente, fica válida a discussão dos pontos a seguir.

O pré-dimensionamento proposto pela literatura e utilizado neste trabalho, mostrou-se eficaz nas verificações de estabilidade somente quando não estavam presentes as sobrecargas acima do talude, principalmente quando estas sobrecargas são de intensidades significativas.

O impacto de uma sobrecarga é relativamente mais significativo quanto menor for a altura do muro. Esse é um conceito apresentado por vários autores e que pode ser comprovado neste trabalho através de tabelas e gráficos.

Levando em consideração a sobrecarga normativa, para os muros em perfil clássico, as verificações de estabilidade ao tombamento não foram satisfatórias nas alturas de muros propostas. Isso fez com que fosse necessário aumentar algumas dimensões da contenção. Mas, se o fator de segurança ao tombamento fosse considerado como sendo 1,5, conforme é apresentado em algumas literaturas, os muros acima de 4 metros estariam com as verificações garantidas.

Já no caso da verificação de estabilidade ao escorregamento, a sobrecarga não foi impactante nos muros dimensionados neste trabalho, utilizando os parâmetros propostos. Por isso todas as opções ficaram sem o dente de ancoragem.

Os muros em perfil clássico mais altos ficaram muito robustos e com cotas de arrasamento significativas. Esta situação justifica-se, pois, um fator preponderante ao dimensionamento destes modelos é a flecha limite, cuja qual é prejudicada em função do tipo de vinculação da estrutura, ou seja, engastada e livre. Por outro lado, quando se trata de flechas, os muros com contrafortes apresentam valores muito inferiores se comparados ao perfil clássico e por consequência menores deformações.

Ainda com comparações entre os dois modelos, os indicadores de materiais apresentam diferenças de consumo, mas esta diferença não é tão impactante a modo de inviabilizar um ou outro método. Já o comportamento das estruturas, com relação aos estados limites, é um fator considerado crítico e relevante.

21 CONCLUSÃO

Com base nos resultados apresentados neste trabalho, conclui-se que, os muros de concreto armado em perfil clássico, com alturas acima de 5 metros tornam-se inviáveis em função do aumento significativo das dimensões dos elementos estruturais, proporcionado principalmente pela necessidade de aumento da rigidez do elemento. Este modelo estrutural quando dimensionado para alturas elevadas, resulta em flechas significativas, muitas vezes acima dos limites permitidos. Isso não implica dizer que não é possível dimensionar a estrutura, mas sim buscar outras alternativas, como por exemplo a utilização de muros com contrafortes. Conclui-se também, que os muros com contrafortes são uma solução para a utilização nas contenções acima de 5 metros, pois os mesmos possuem melhores resultados na distribuição dos esforços e no comportamento referente aos estados limites, quando comparados aos muros em perfil clássico.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005. 145 p. Faculdade de engenharia departamento de transportes.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed, Rio de Janeiro, ABNT, 2010. 91 p.

_____. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 17 p.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. 2 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 1995. 18 p.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. 2 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2007. 17 p.

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 3 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2015. 7 p.

_____. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. 2 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2009. 33 p.

BARROS, P. L. A. **Obras de Contenção**: Manual Técnico. Jundiaí/SP: MACCAFERRI DO BRASIL Ltda., 2014. 219 p.

BUDHU, MUNI, **Fundações e estruturas de contenção**: tradução e revisão técnica Carneiro, L.A.V, Marques, M.E.S. 1 ed. Rio de Janeiro/RJ: LTC , 2015. 427 p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro/RJ: JC Editora, 1996. 234 p.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4. ed. EdUFScar - Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP, 2014.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2006.

SOUZA JÚNIOR, José Geraldo de. **Influência da compactação nas condições de estabilidade de muros de peso em gabião**. 2013. 82 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2013.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

DANZIGER, Bernadete. R. **Estudo de caso de Obra com Análise de Interação solo estrutura**. 12 f. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2005.

DAS, BRAJA M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo/SP: Ligia Cosmo Cantarelli, 2007. 562 p. Tradução da sexta edição Norte Americana

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. 1997. 97 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1997.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção - Empuxos de terra**. 63 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção - Muro de Arrimo**. 48 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2010.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1. ed. São Paulo/SP: Edgard Blucher, 2008. 152 p.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo/SP: Edgar Blucher, 1994. 208 p.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007. 380 p.

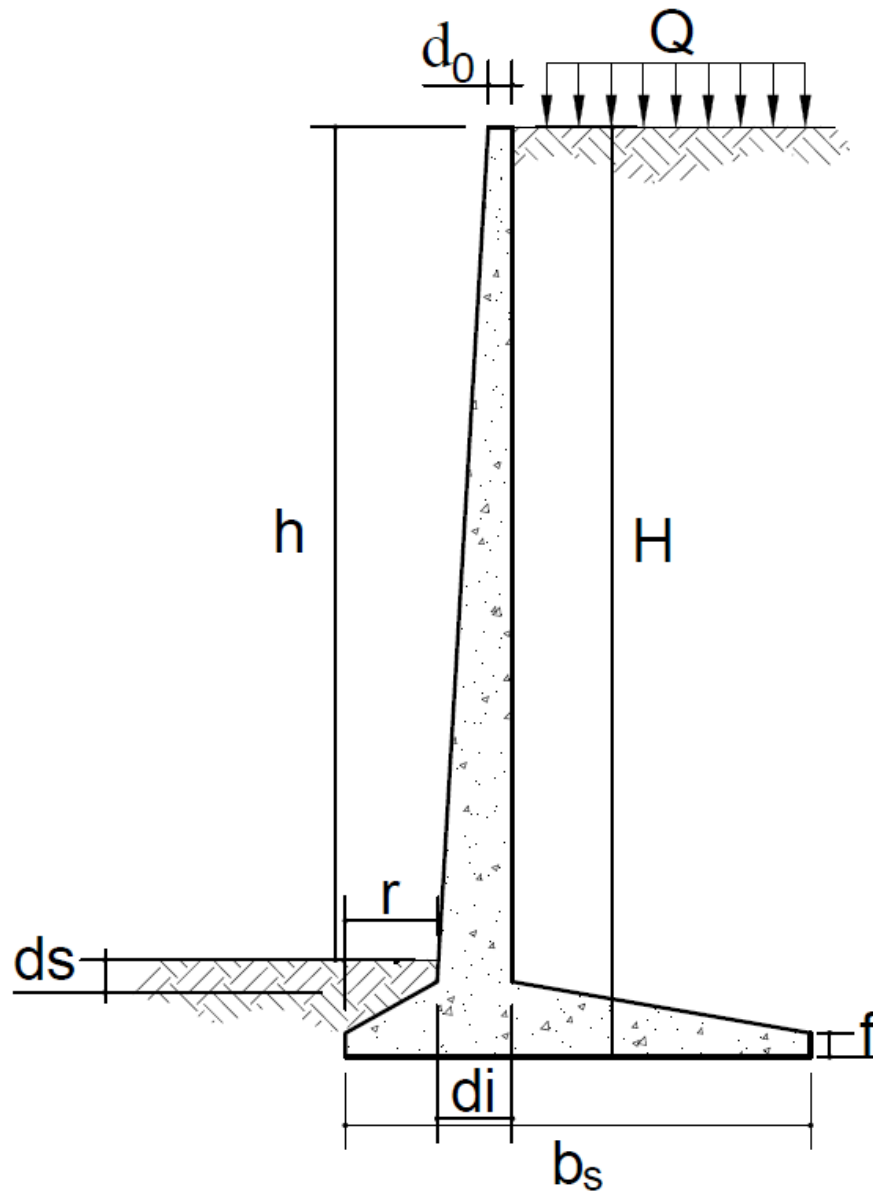
RIBEIRO, E. C. **Empuxos de terra**, 47 f. Universidade Federal do Piauí - Departamento de Recursos Hídricos e Geologia Aplicada – DRHGA. Teresina/PI. 2012

SÃO PAULO (Estado). DER - Departamento de Estradas de Rodagem. Secretaria dos Transportes (Org.). **Projeto de Muro de Arrimo: Instrução de Projeto**. São Paulo, 2005. 27p.

SILVA, A.J.N. da; CARVALHO, F.G. de. **Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. Departamento de Engenharia Química e Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Norte UFRN, Natal (RN), 2007.862 p.

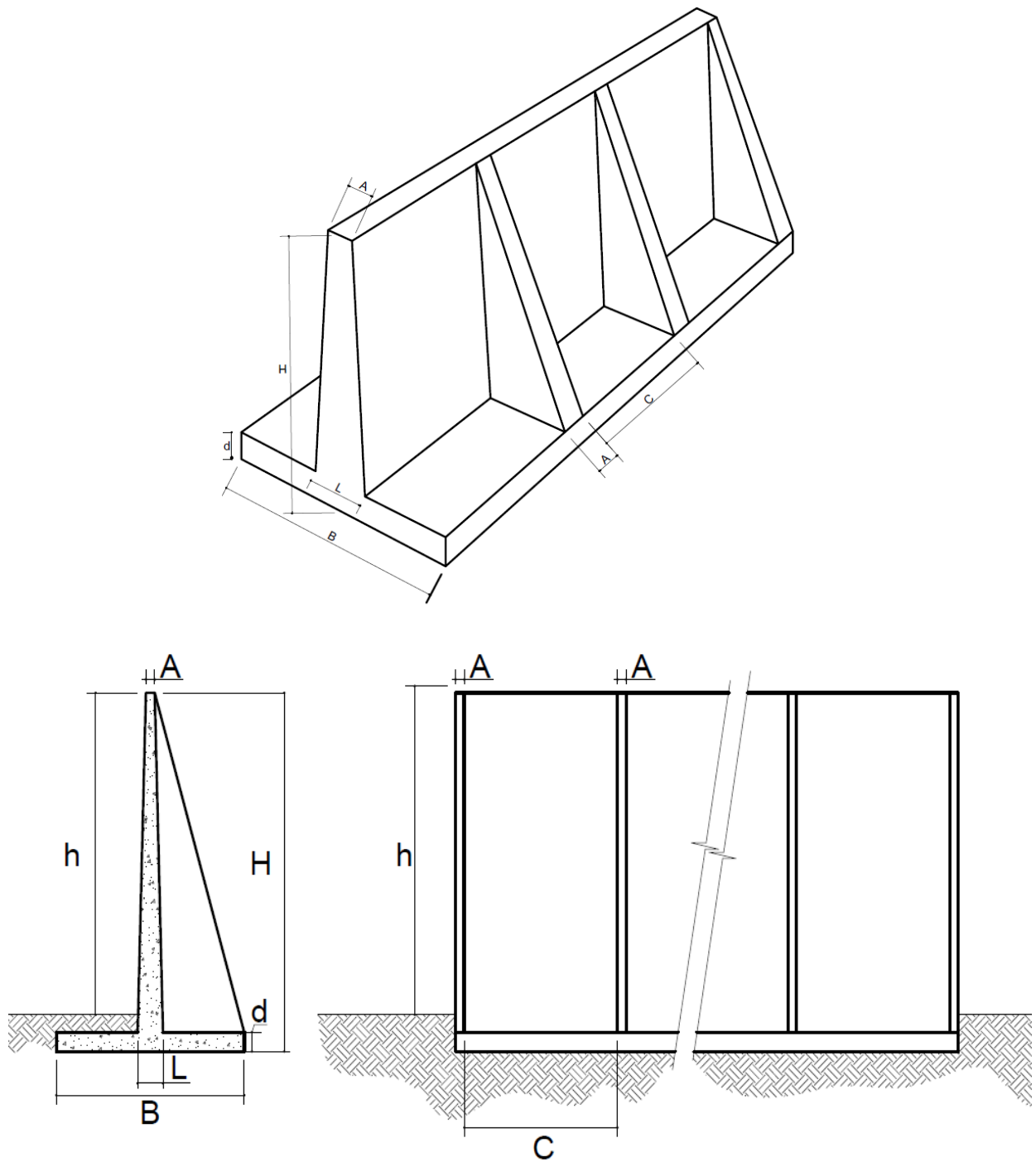
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

APÊNDICE A – Pré-dimensionamento perfil clássico



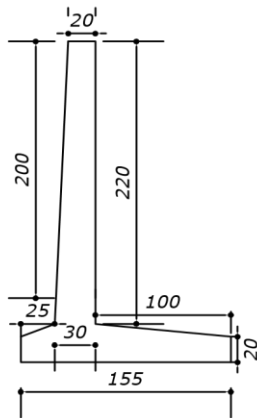
Altura "h" de muro (m)	d_0 (cm)	f (cm)	d_i (m)	b_s (m)	r (m)	d_s (cm)	h total (m)
2	20	20	0,20	1,1	0,22	20	2,38
3	20	20	0,27	1,65	0,33	20	3,47
4	20	20	0,36	2,2	0,44	20	4,56
5	20	20	0,45	2,75	0,55	20	5,65
6	20	20	0,54	3,3	0,66	20	6,74
7	20	20	0,63	3,85	0,77	20	7,83

APÊNDICE B – Pré-dimensionamento muro com contraforte

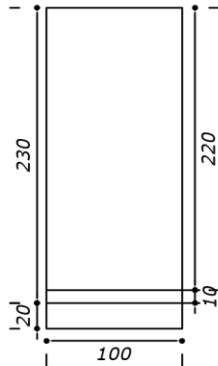


Altura "h" de muro (m)	A (cm)	d (m)	B (m)	C (m)	L (m)	H (m)
5	20	0,42	3,1	2,5	0,42	5,6
7	20	0,58	4,3	3,5	0,58	7,8

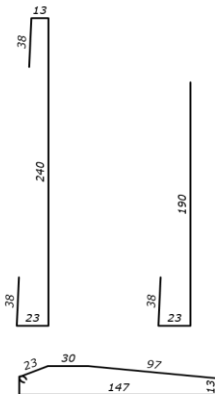
APÊNDICE C – Projeto perfil clássico 2 metros



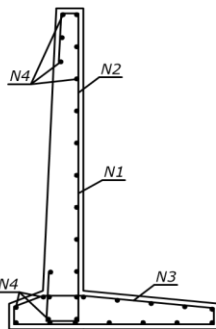
DETALHE GEOMÉTRICO SEÇÃO TRANSVERSAL



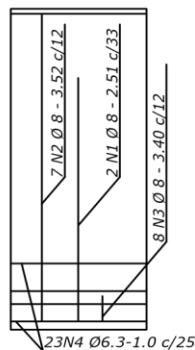
DETALHE GEOMÉTRICO VISTA FRONTAL



DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO



DETALHE ARMADURAS SEÇÃO TRANSVERSAL



DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL

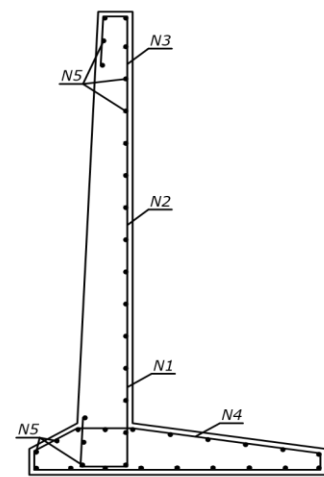
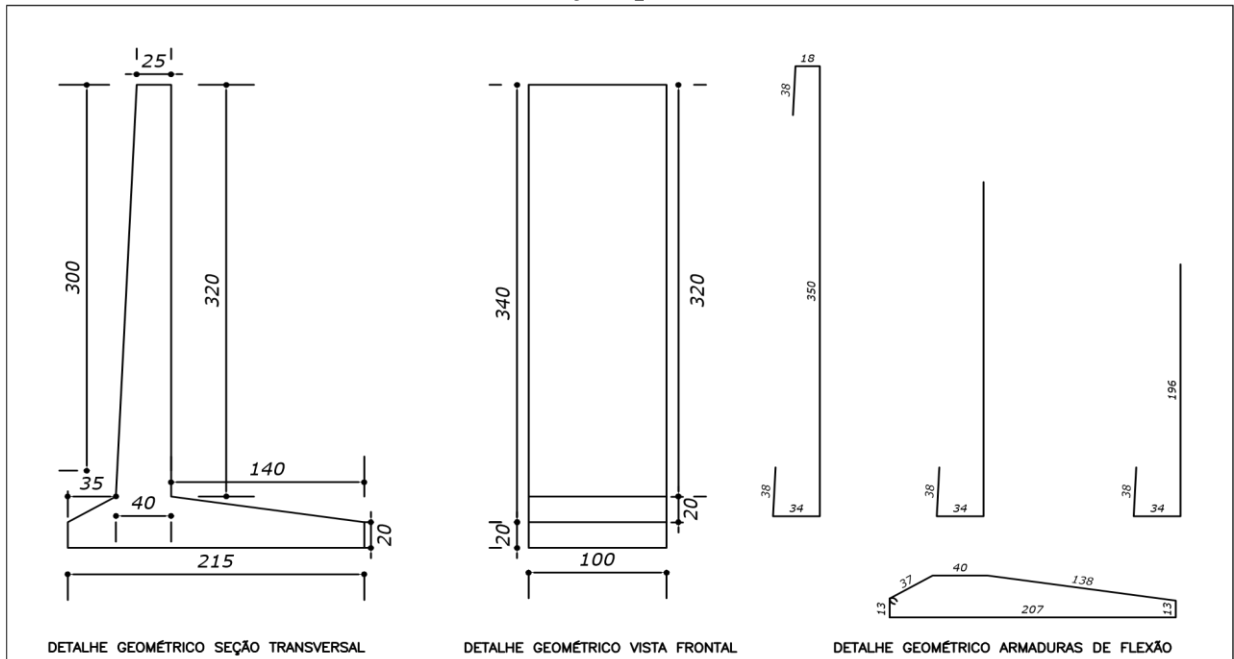
NOTAS GERAIS

- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 MÓDULO DE ELASTICIDADE $E = 27 \text{ GPa}$
 AGREGADO GRAUDO (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01
- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

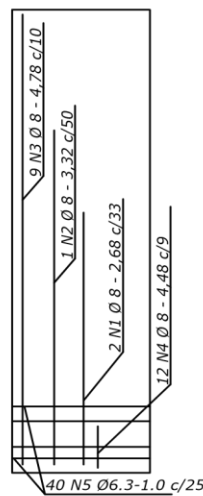
Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	2	8	2,51	1,98	2,18
N2	7	8	3,52	9,73	10,71
N3	8	8	3,4	10,74	11,82
N4	31	6,3	1	7,60	8,35
$\Sigma =$	48		10,43	22,5	24,71

<p>TCC email: alissonrocha@yahoo.com.br Tel: (35)98808-0611</p>	<p>PROJETO PROJETO ESTRUTURAL</p>
	<p>DESCRIÇÃO MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 2 METROS DE ALTURA</p>
<p>RESPONSÁVEL TÉCNICO Álison Rocha CREA - MG : xxxx/TD</p>	<p>CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO _____</p>
<p>ESCALA variável</p>	<p>UNIS _____</p>
<p>DESENHISTA Álison Rocha</p>	<p>DATA 31/10/2016</p>
<p>FOLHA A4 01 / 01</p>	

APÊNDICE D – Projeto perfil clássico 3 metros



DETALHE ARMADURAS SEÇÃO TRANSVERSAL



DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL

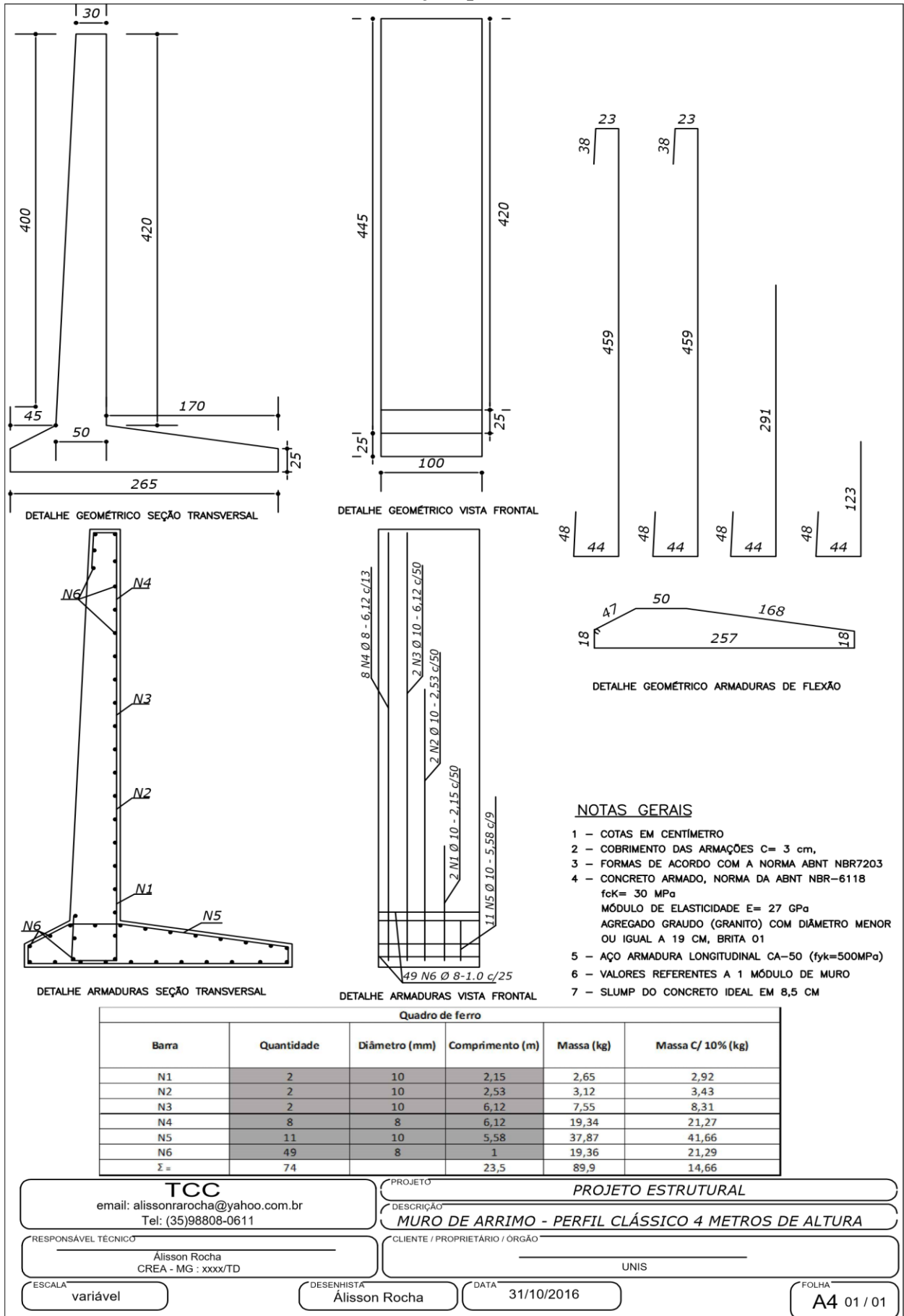
NOTAS GERAIS

- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 MÓDULO DE ELASTICIDADE $E = 27 \text{ GPa}$
 AGREGADO GRAUDO (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01
- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

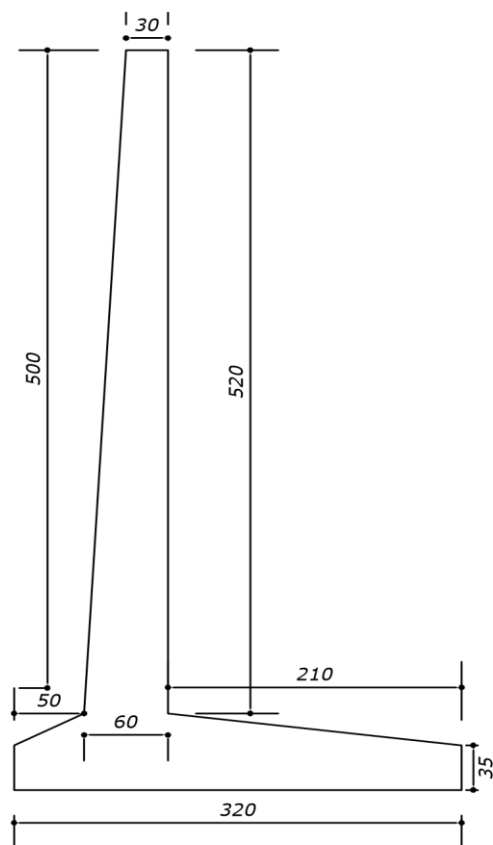
Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	2	8	2,68	2,12	2,33
N2	1	8	3,32	1,31	1,44
N3	9	8	4,78	16,99	18,69
N4	12	8	4,48	21,24	23,36
N5	40	6,3	1	9,80	10,78
$\Sigma =$	64		16,26	51,5	56,60

<p>TCC email: alissonrocha@yahoo.com.br Tel: (35)98808-0611</p>	<p>PROJETO PROJETO ESTRUTURAL</p>
	<p>DESCRIÇÃO MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 3 METROS DE ALTURA</p>
<p>RESPONSÁVEL TÉCNICO Alisson Rocha CREA - MG : xxxx/TD</p>	<p>CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO UNIS</p>
<p>ESCALA variável</p>	<p>DESENHISTA Alisson Rocha</p>
	<p>DATA 31/10/2016</p>
	<p>FOLHA A4 01 / 01</p>

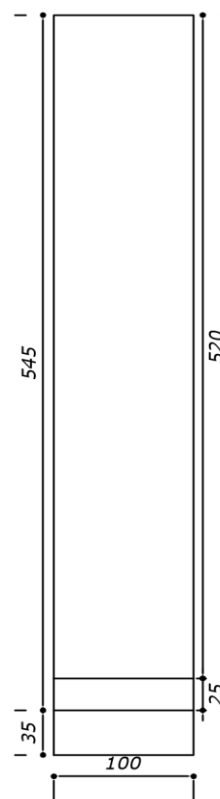
APÊNDICE E – Projeto perfil clássico 4 metros



APÊNDICE F – Projeto perfil clássico 5 metros



DETALHE GEOMÉTRICO SEÇÃO TRANSVERSAL



DETALHE GEOMÉTRICO VISTA FRONTAL

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	6	10	3,04	11,25	12,38
N2	2	10	5,12	6,32	6,95
N3	8	10	7,43	36,67	40,34
N4	15	10	7,36	68,12	74,93
N5	66	8	1	26,07	28,68
$\Sigma =$	97		23,95	148,4	163,28

TCC
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

PROJETO **PROJETO ESTRUTURAL**

DESCRIÇÃO **MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 5 METROS DE ALTURA**

RESPONSÁVEL TÉCNICO
 Alisson Rocha
 CREA - MG : xxx/TD

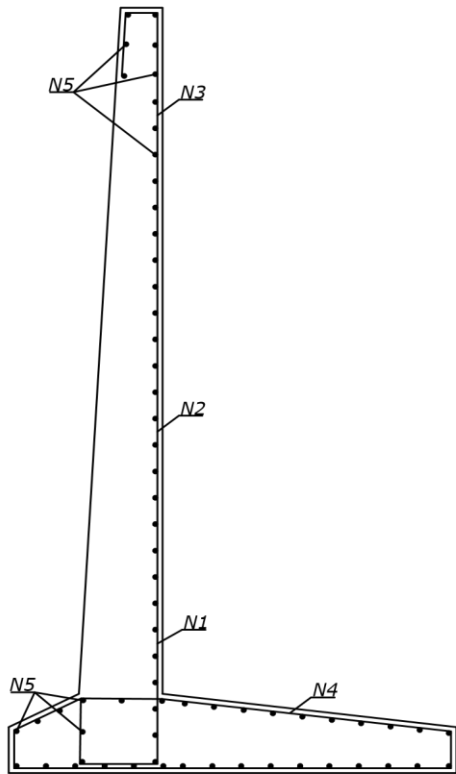
CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO
 UNIS

ESCALA **variável**

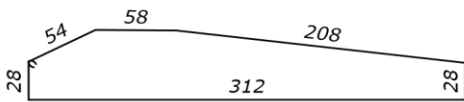
DESENHISTA **Alisson Rocha**

DATA **31/10/2016**

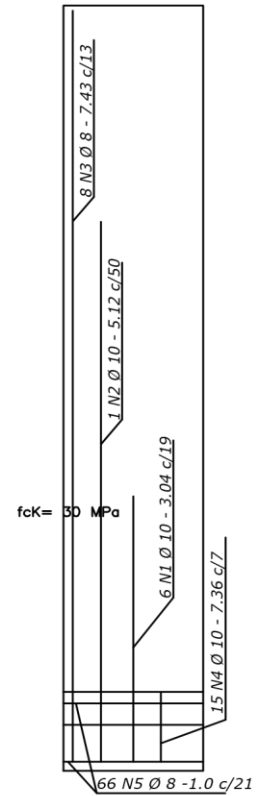
FOLHA **A4 01 / 02**



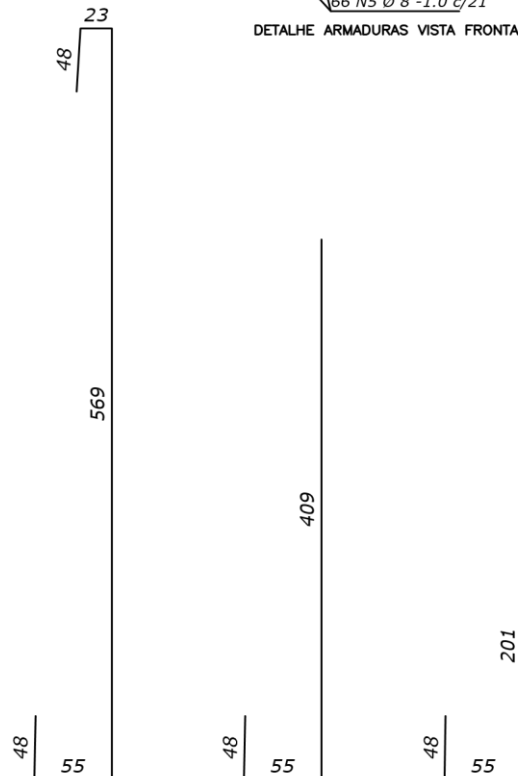
DETALHE ARMADURAS SEÇÃO TRANSVERSAL



DETALHE ARMADURAS FLEXÃO SAPATA



DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL



DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO

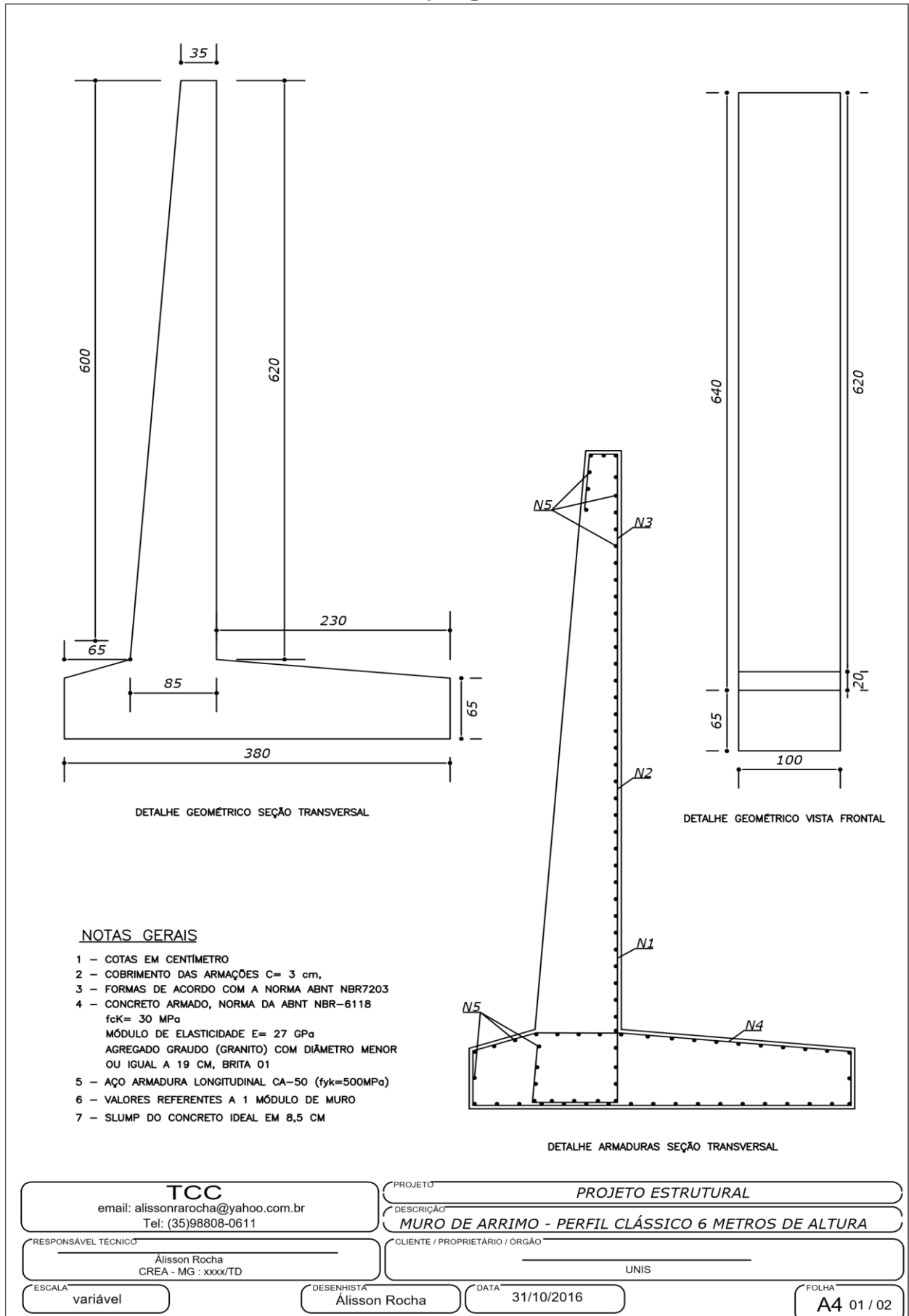
NOTAS GERAIS

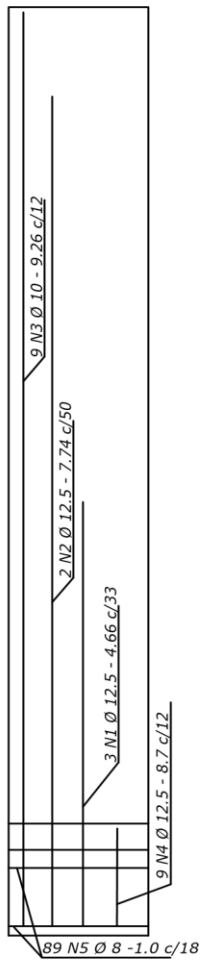
- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118

- MÓDULO DE ELASTICIDADE E= 27 GPa
- AGREGADO GRAUDO (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01
- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 (fyk=500MPa)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

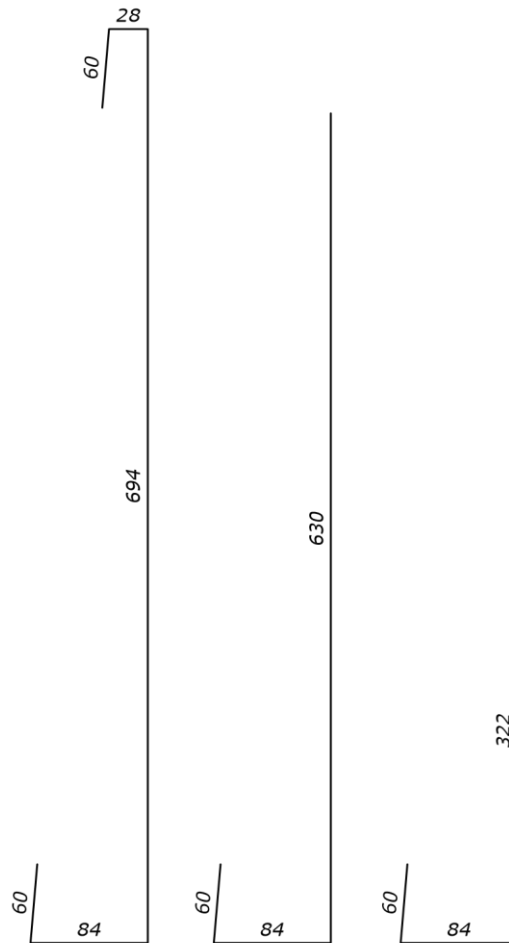
<p>TCC email: alissonrocha@yahoo.com.br Tel: (35)98808-0611</p>	<p>PROJETO PROJETO ESTRUTURAL</p>
<p>RESPONSÁVEL TÉCNICO Alisson Rocha CREA - MG : xxx/TD</p>	<p>DESCRIÇÃO MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 5 METROS DE ALTURA</p>
<p>ESCALA variável</p>	<p>CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ÓRGÃO UNIS</p>
<p>DESENHISTA Alisson Rocha</p>	<p>DATA 31/10/2016</p>
	<p>FOLHA A4 02 / 02</p>

APÊNDICE G – Projeto perfil clássico 6 metros

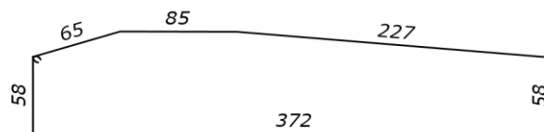




DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL



DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO

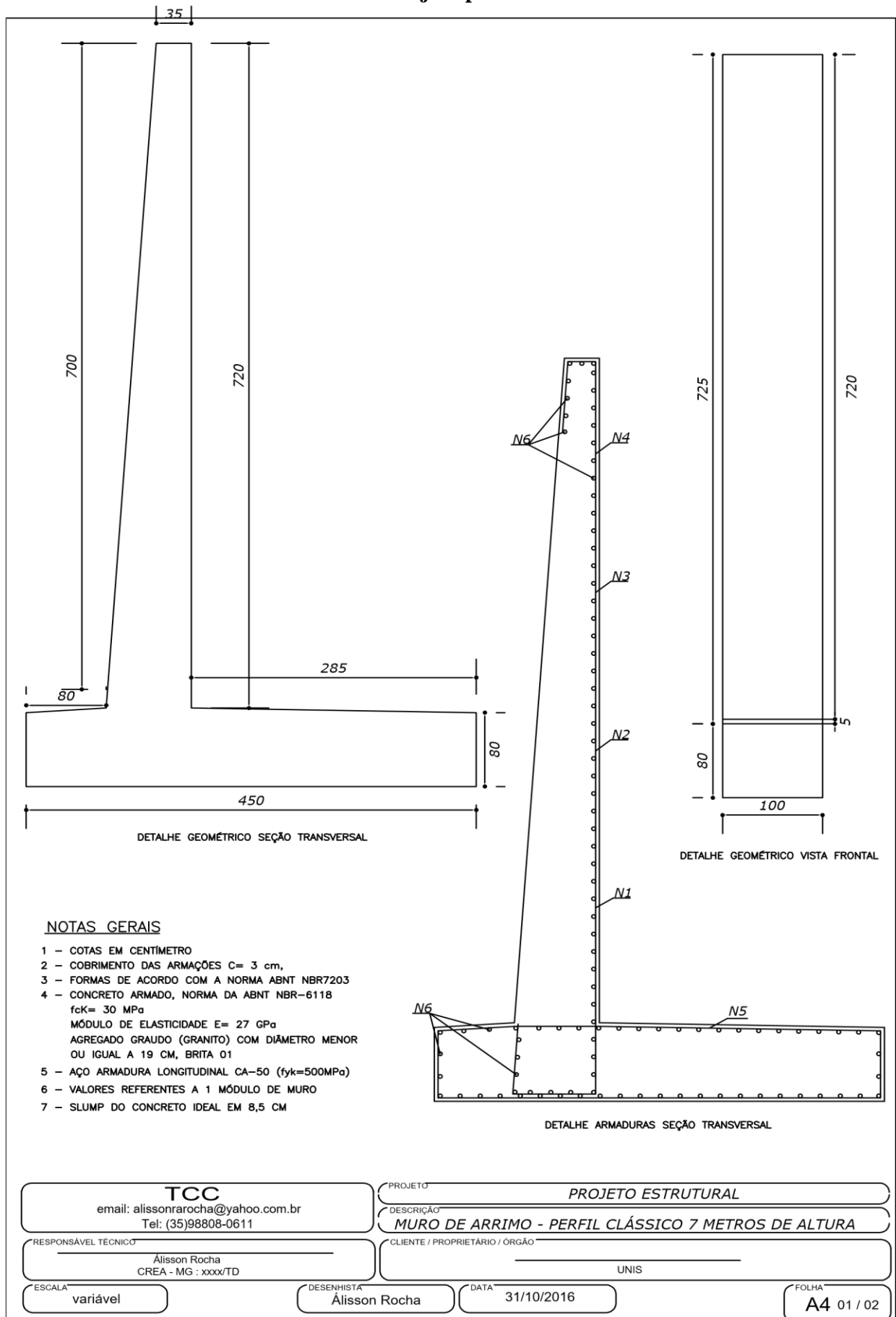


DETALHE ARMADURAS FLEXÃO SAPATA

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	3	12,5	4,66	13,46	14,81
N2	2	12,5	7,74	14,91	16,40
N3	9	10	9,26	51,42	56,56
N4	9	12,5	8,7	75,40	82,94
N5	89	8	1	35,16	38,67
Σ =	112		31,36	190,3	209,38

<p>TCC 02 email: alissonrocha@yahoo.com.br Tel: (35)98808-0611</p>	PROJETO	PROJETO ESTRUTURAL	
	DESCRIÇÃO	MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 6 METROS DE ALTURA	
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO	UNIS	
Alisson Rocha CREA - MG : xxxx/TD	DESENHISTA	DATA	FOLHA
ESCALA	Alisson Rocha	31/10/2016	A4 02 / 02
variável			

APÊNDICE H – Projeto perfil clássico 7 metros



TCC
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

RESPONSÁVEL TÉCNICO
 Alisson Rocha
 CREA - MG : xxx/TD

ESCALA
 variável

DESENHISTA
 Alisson Rocha

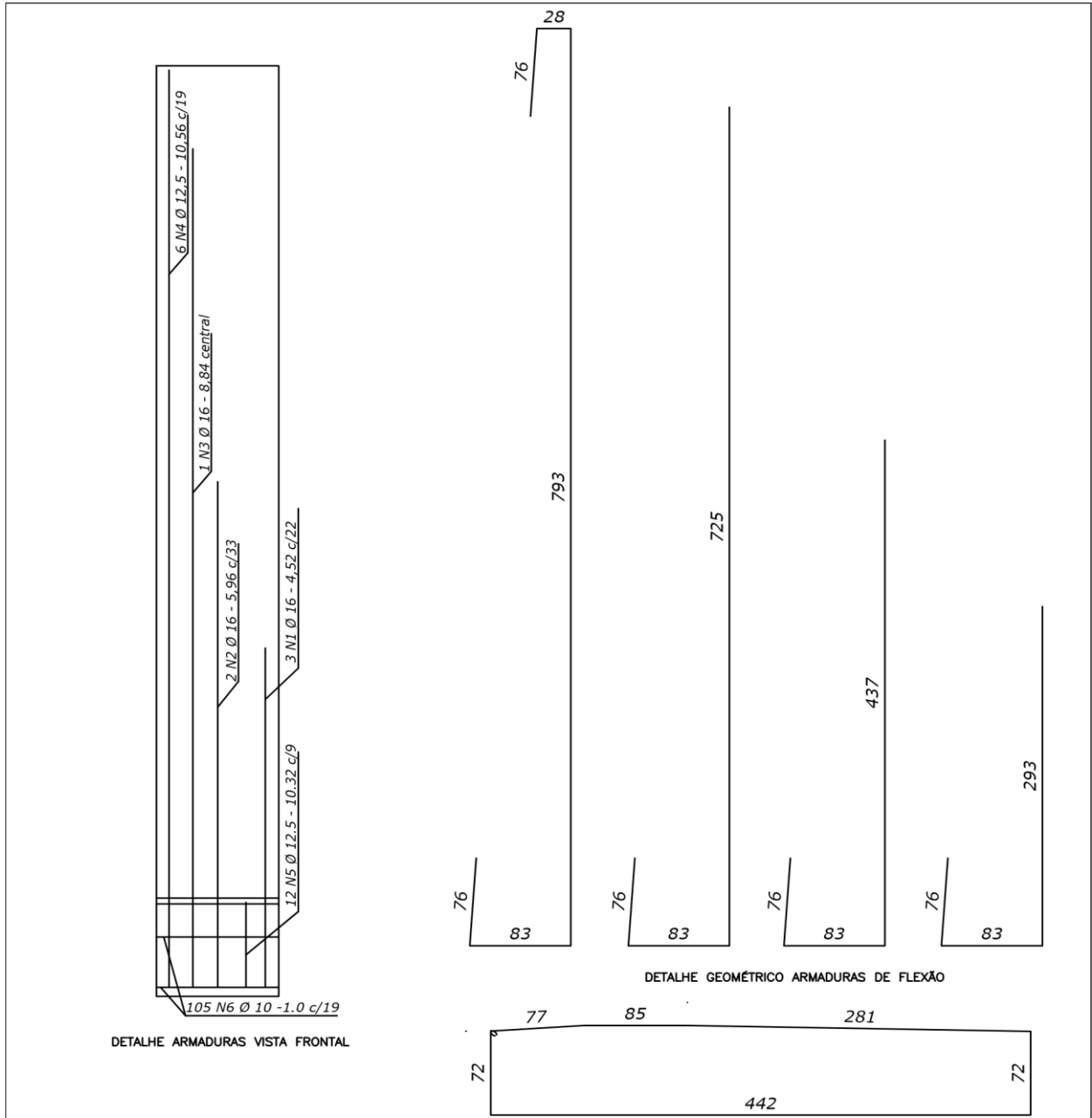
DATA
 31/10/2016

PROJETO
 PROJETO ESTRUTURAL

DESCRIÇÃO
 MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 7 METROS DE ALTURA

CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ÓRGÃO
 UNIS

FOLHA
 A4 01 / 02



DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL

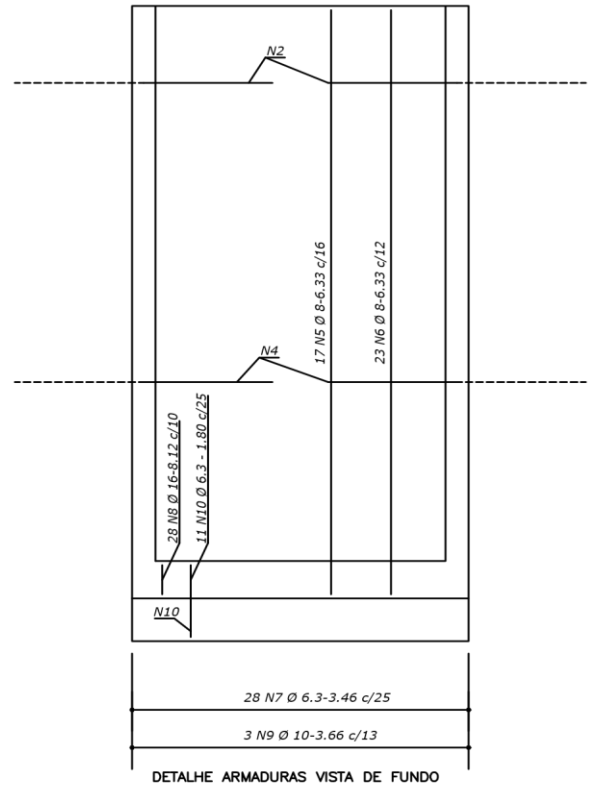
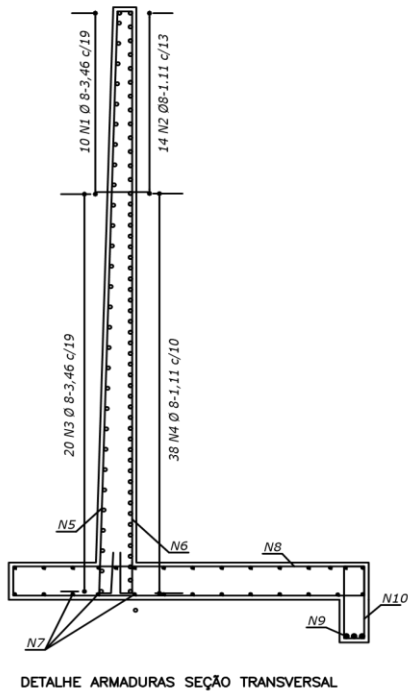
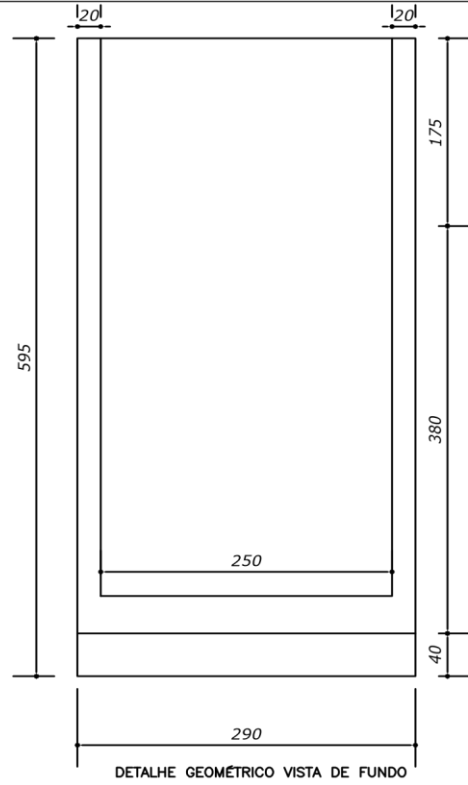
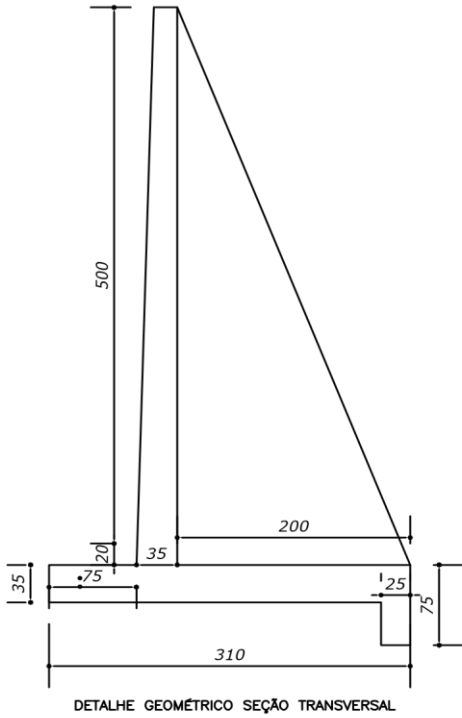
DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO

DETALHE ARMADURAS FLEXÃO SAPATA

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	3	16	4,52	21,40	23,54
N2	2	16	5,96	18,81	20,69
N3	1	16	8,84	13,95	15,34
N4	6	12,5	10,56	61,02	67,12
N5	12	12,5	10,32	119,26	131,18
N6	105	10	1	64,79	71,26
Σ =	129		41,2	299,2	329,14

<p>TCC email: alissonrocha@yahoo.com.br Tel: (35)98808-0611</p>	PROJETO	PROJETO ESTRUTURAL	
	RESPONSÁVEL TÉCNICO	DESCRIÇÃO	
Álison Rocha CREA - MG : xxxx/TD	MURO DE ARRIMO - PERFIL CLÁSSICO 7 METROS DE ALTURA		
ESCALA	CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO	UNIS	FOLHA
variável	Álison Rocha	31/10/2016	A4 02 / 02

APÊNDICE I – Com Contraforte 5 metros



TCC 02
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

RESPONSÁVEL TÉCNICO
 Alisson Rocha
 CREA - MG : xxxx/TD

ESCALA
 variável

PROJETO
 PROJETO ESTRUTURAL

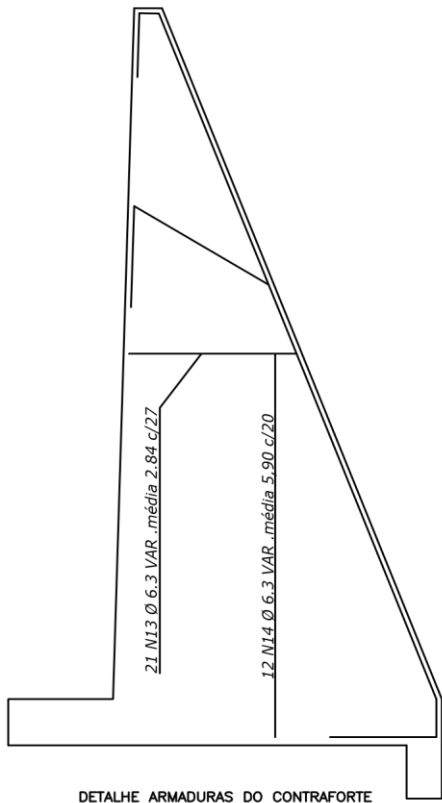
DESCRIÇÃO
 MURO DE ARRIMO - COM CONTRAFORTE 5 METROS DE ALTURA

CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO
 UNIS

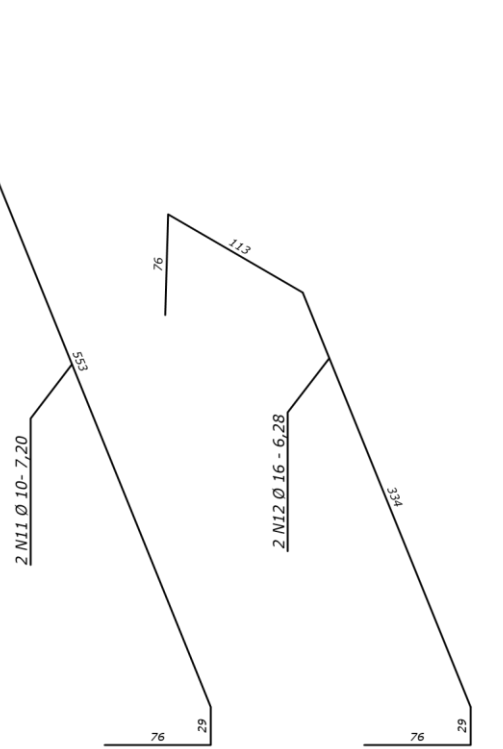
DESENHISTA
 Alisson Rocha

DATA
 31/10/2016

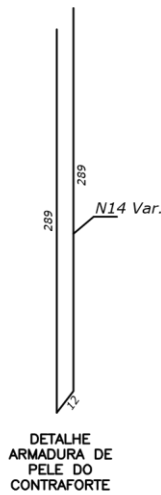
FOLHA
 A4 01 / 02



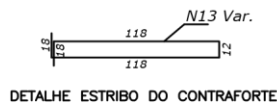
DETALHE ARMADURAS DO CONTRAFORTE



DETALHE ARMADURAS DE FLEXÃO DO CONTRAFORTE



DETALHE ARMADURA DE PELE DO CONTRAFORTE



DETALHE ESTRIBO DO CONTRAFORTE

NOTAS GERAIS

- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118
 $f_{cK} = 30 \text{ MPa}$
 MÓDULO DE ELASTICIDADE $E = 27 \text{ GPa}$
 AGREGADO GRAUDO (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01
- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	10	8	3,46	13,67	15,03
N2	14	8	1,11	6,14	6,75
N3	20	8	3,46	27,33	30,07
N4	38	8	1,11	16,66	18,33
N5	17	8	6,33	42,51	46,76
N6	23	8	6,33	57,51	63,26
N7	28	8	3,46	38,27	42,09
N8	28	16	8,12	358,77	394,65
N9	3	10	3,66	6,77	7,45
N10	11	6,3	1,8	4,85	5,34
N11	2	10	7,2	8,88	9,77
N12	2	16	6,28	19,82	21,80
N13	20	6,3	4,56	22,34	24,58
N14	12	6,3	5,9	17,35	19,08
$\Sigma =$	228		62,78	581,4	639,50

TCC 02
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

PROJETO: **PROJETO ESTRUTURAL**
 DESCRIÇÃO: **MURO DE ARRIMO - COM CONTRAFORTE 5 METROS DE ALTURA**

RESPONSÁVEL TÉCNICO: **Álison Rocha**
 CREA - MG : xxxx/TD

CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO: _____
 UNIS

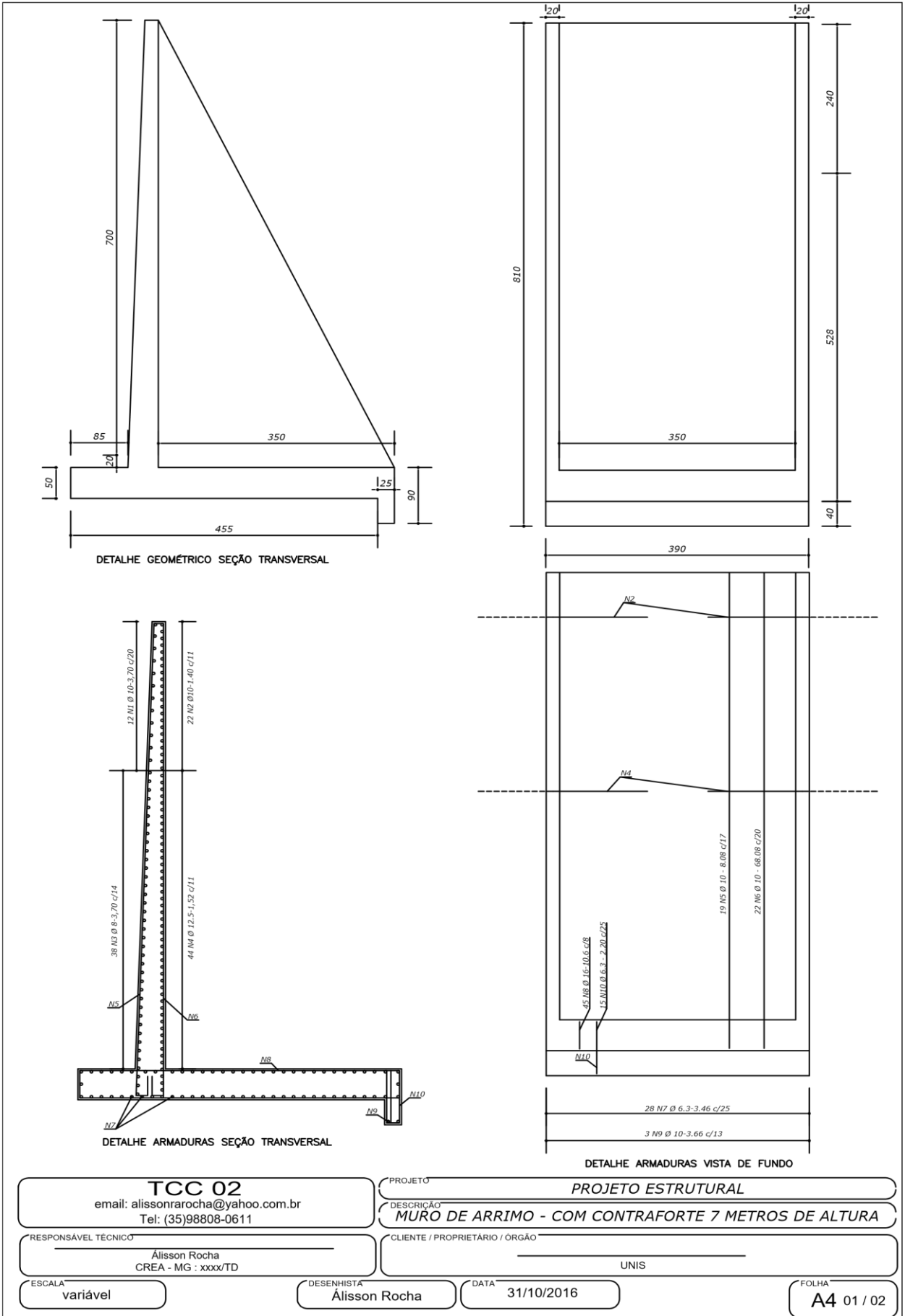
ESCALA: **variável**

DESENHISTA: **Álison Rocha**

DATA: **31/10/2016**

FOLHA: **A4 02 / 02**

APÊNDICE J – Com Contraforte 7 metros



TCC 02
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

RESPONSÁVEL TÉCNICO
 Alisson Rocha
 CREA - MG : xxx/TD

ESCALA
 variável

DESENHISTA
 Alisson Rocha

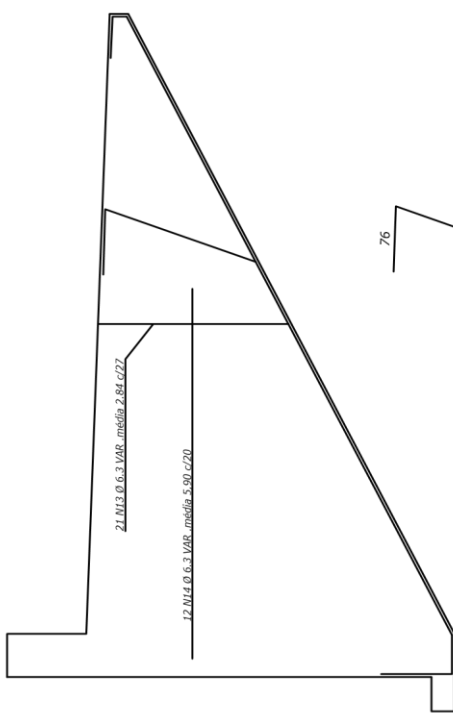
DATA
 31/10/2016

PROJETO
 PROJETO ESTRUTURAL

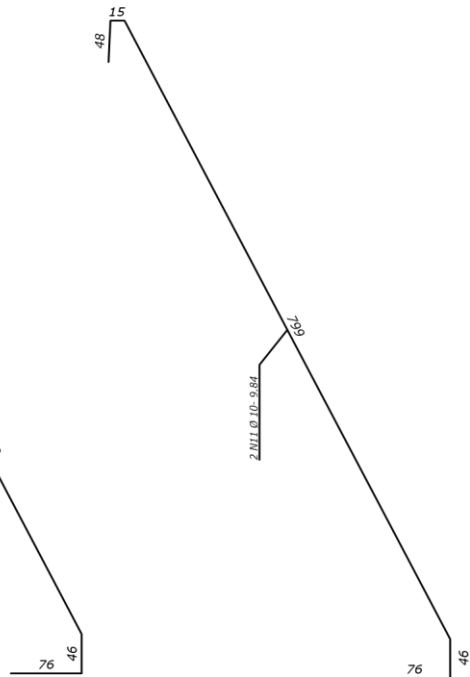
DESCRIÇÃO
 MURO DE ARRIMO - COM CONTRAFORTE 7 METROS DE ALTURA

CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO
 UNIS

FOLHA
 A4 01 / 02



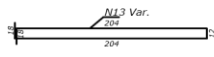
DETALHE ARMADURAS DO CONTRAFORTE



DETALHE ARMADURAS DE FLEXÃO DO CONTRAFORTE



DETALHE ARMADURA DE PELE DO CONTRAFORTE



DETALHE ESTRIBO DO CONTRAFORTE

NOTAS GERAIS

- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 MÓDULO DE ELASTICIDADE $E = 27 \text{ GPa}$
 AGREGADO GRAUDO (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01
- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	12	10	3,7	27,39	30,13
N2	22	10	1,4	19,00	20,90
N3	38	10	3,7	86,75	95,43
N4	44	12,5	1,52	64,41	70,85
N5	19	10	8,08	94,72	104,19
N6	22	10	8,08	109,68	120,65
N7	66	8	0,7	18,25	20,07
N8	45	16	10,6	752,71	827,98
N9	2	12,5	3,7	7,13	7,84
N10	15	6,3	2,2	8,09	8,89
N11	2	10	9,84	12,14	13,36
N12	2	16	8,53	26,92	29,61
N13	27	6,3	2,84	18,79	20,67
N14	14	6,3	8,26	28,33	31,16
$\Sigma =$	330		73,15	1200,3	1320,29

TCC 02
 email: alissonrocha@yahoo.com.br
 Tel: (35)98808-0611

PROJETO: **PROJETO ESTRUTURAL**
 DESCRIÇÃO: **MURO DE ARRIMO - COM CONTRAFORTE 7 METROS DE ALTURA**

RESPONSÁVEL TÉCNICO: **Álison Rocha**
 CREA - MG : xxxx/TD

CLIENTE / PROPRIETÁRIO / ORGÃO: _____
 UNIS: _____


ESCALA: **variável**

DESENHISTA: **Álison Rocha**

DATA: **31/10/2016**

FOLHA: **A4 02 / 02**

ANEXO A – Relatório de sondagem de solo SPT, exemplo.

		RELATÓRIO DE SONDAAGEM SPT			R.SP:0002406_2013					
SONDAAGEM DE RECONHECIMENTO Ø 2 1/2" STANDARD PENETRATION TEST Peso: 65kg - Altura de Queda: 75cm							CLIENTE :			
AFASTAMENTO							OBRA :			
ESTACA:			NA:	N.F.E	E:	FURO SP - 122	COTA: 869,20			
PROF. (m)	Indíce: 1	Indíce: 2	Indíce: 3	I	F	N. A.	DUREZA	CLASSIFICAÇÃO VISUAL	----- I: INICIAL _____ F: FINAL	
1	3	2	3	5	5		MED. COMPACTO	0,00 à -1,70m - Argila areno pouco siltosa, vermelha.		
2	4	3	2	7	5		MED. COMPACTO			
3	2	3	3	5	6		MED. COMPACTO	- 1,70 à - 3,80m - Silte areno pouco argiloso, com veios de pedregulho, rosa com veios amarelo.		
4	3	3	3	6	6		MED. COMPACTO			
5	5	6	7	11	13		MED. COMPACTO			
6	6	5	6	11	11		MED. COMPACTO			
7	5	7	10	12	17		COMPACTO	- 3,80 à - 9,20m - Silte areno pouco argiloso, cinza com veios rosa e preto, variegado.		
8	5	9	13	14	22		COMPACTO			
9	6	11	13	17	24		COMPACTO			
10	7	12	15	19	27		COMPACTO			
11	9	10	15	19	25		COMPACTO			
12	10	12	16	22	28		COMPACTO			
13	12	15	15	27	30		COMPACTO	- 9,20 à - 17,45m - Silte areno pouco argiloso, com veios de pedregulho, cinza e rosa, com veios pretos, variegado.		
14	13	16	17	29	33		MUITO COMPACTO			
15	14	17	19	31	36		MUITO COMPACTO			
16	16	19	22	35	41		MUITO COMPACTO			
17	17	20	24	37	44		MUITO COMPACTO			
18										
19										
20										
21										
22								LIMITE DE SONDAAGEM: - 17,45m		
23										
AMOSTRADOR:			Ø = 1,3/8"	MARTELO:	PESO :	65 KG	PROF. REVESTIMENTO:	2,00 m		
AMOSTRADOR: TERZAGHI			Ø = 2"		QU					
INÍCIO: 13:12		24/06/13	TERM.: 24/06/13	SUPERVISÃO: Fernando Fontenelle		ENG. RESP: Marcel Menezes		SONDADOR: Sandro Ferigato		

ANEXO B – Momentos fletores em lajes com carga triangular.

Tipo									Tipo		
$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$
< 0,30	-4,17	16,67	0,33	1,67	-4,17	16,67	0,78	2,67	5,33	9,22	< 0,30
0,30	-1,67	15,04	0,33	1,67	-0,89	13,69	0,78	2,67	5,33	9,22	0,30
0,35	-0,81	14,23	0,64	2,12	-0,32	12,58	1,05	2,83	5,14	8,71	0,35
0,40	0,06	13,42	0,94	2,56	0,25	11,47	1,31	3,00	4,94	8,19	0,40
0,45	0,49	12,50	1,17	2,82	0,53	10,32	1,42	2,86	4,81	7,25	0,45
0,50	0,92	11,58	1,40	3,08	0,80	9,16	1,52	2,72	4,68	6,23	0,50
0,55	1,10	10,81	1,58	3,24	0,97	8,22	1,58	2,51	4,56	5,47	0,55
0,60	1,28	10,03	1,75	3,39	1,14	7,28	1,64	2,31	4,44	4,61	0,60
0,65	1,37	9,34	1,86	3,35	1,18	6,47	1,65	2,09	4,28	3,98	0,65
0,70	1,45	8,64	1,96	3,31	1,22	5,65	1,65	1,88	4,12	3,35	0,70
0,75	1,48	8,05	2,01	3,22	1,22	5,09	1,64	1,71	3,94	2,89	0,75
0,80	1,50	7,46	2,07	3,13	1,22	4,53	1,63	1,55	3,77	2,44	0,80
0,85	1,47	7,01	2,05	2,98	1,16	4,22	1,55	1,39	3,56	2,07	0,85
0,90	1,43	6,55	2,03	2,83	1,10	3,90	1,47	1,22	3,36	1,70	0,90
0,95	1,39	6,15	2,00	2,67	1,01	3,68	1,38	1,09	3,18	1,45	0,95
1,00	1,35	5,74	1,97	2,51	0,91	3,45	1,29	0,95	3,01	1,19	1,00
1,05	1,40	5,93	2,14	2,60	0,90	3,52	1,34	0,92	3,13	1,14	1,05
1,10	1,45	6,12	2,31	2,70	0,89	3,50	1,39	0,89	3,24	1,10	1,10
1,15	1,49	6,30	2,48	2,79	0,88	3,67	1,43	0,85	3,36	1,05	1,15
1,20	1,54	6,49	2,65	2,88	0,86	3,74	1,48	0,82	3,47	1,00	1,20
1,25	1,57	6,65	2,78	2,88	0,83	3,80	1,52	0,79	3,53	0,96	1,25
1,30	1,59	6,80	2,95	2,88	0,80	3,86	1,55	0,76	3,59	0,91	1,30
1,35	1,61	6,96	3,10	2,88	0,77	3,92	1,59	0,73	3,65	0,87	1,35
1,40	1,64	7,11	3,24	2,88	0,74	3,98	1,62	0,69	3,70	0,83	1,40
1,45	1,66	7,27	3,39	2,88	0,71	4,04	1,66	0,66	3,76	0,78	1,45
1,50	1,69	7,43	3,54	2,88	0,68	4,10	1,69	0,63	3,82	0,74	1,50
1,55	1,68	7,53	3,65	2,86	0,66	4,13	1,72	0,61	3,85	0,71	1,55
1,60	1,67	7,64	3,76	2,84	0,64	4,17	1,75	0,59	3,88	0,68	1,60
1,65	1,66	7,74	3,87	2,82	0,62	4,21	1,76	0,56	3,91	0,66	1,65
1,70	1,65	7,85	3,98	2,80	0,60	4,25	1,78	0,54	3,94	0,63	1,70
1,75	1,64	7,95	4,09	2,78	0,58	4,29	1,80	0,52	3,97	0,60	1,75
1,80	1,64	8,06	4,19	2,75	0,56	4,33	1,82	0,50	4,00	0,57	1,80
1,85	1,63	8,16	4,30	2,73	0,54	4,37	1,84	0,48	4,03	0,54	1,85
1,90	1,62	8,27	4,41	2,71	0,52	4,40	1,87	0,45	4,06	0,52	1,90
1,95	1,61	8,38	4,52	2,69	0,50	4,44	1,89	0,43	4,09	0,49	1,95
2,00	1,60	8,48	4,63	2,67	0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$ $p =$ carga uniforme $\ell =$ menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

ANEXO C – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tipo											Tipo
	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	
< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,50	50,00	2,11	8,67	14,56	37,00	< 0,30
0,30	-7,33	43,08	0,78	6,22	-4,89	38,33	2,11	8,67	14,56	37,00	0,30
0,35	-5,17	39,98	1,89	7,89	-2,57	33,08	3,18	9,74	14,84	35,53	0,35
0,40	-3,00	36,87	3,00	9,56	-0,25	27,83	4,25	10,81	15,13	34,06	0,40
0,45	-1,78	33,89	3,62	10,54	0,54	23,94	4,53	10,77	14,26	31,21	0,45
0,50	-0,56	30,91	4,24	11,52	1,32	20,04	4,80	10,72	13,40	28,36	0,50
0,55	0,25	28,02	4,62	11,82	1,62	17,40	4,86	9,99	12,48	25,26	0,55
0,60	1,06	25,13	5,00	12,11	1,92	14,76	4,92	9,25	11,56	22,17	0,60
0,65	1,47	22,90	5,25	12,12	1,91	12,91	4,68	8,55	10,81	19,63	0,65
0,70	1,88	20,66	5,49	12,12	1,90	11,06	4,43	7,84	10,06	17,08	0,70
0,75	2,06	18,84	5,61	11,81	1,82	9,86	4,14	7,15	9,42	15,17	0,75
0,80	2,23	17,02	5,72	11,50	1,73	8,65	3,86	6,45	8,77	13,25	0,80
0,85	2,26	15,59	5,66	11,05	1,64	7,78	3,59	5,86	8,19	11,87	0,85
0,90	2,28	14,16	5,60	10,59	1,54	6,91	3,33	5,26	7,60	10,49	0,90
0,95	2,25	12,99	5,48	10,07	1,40	6,25	3,11	4,81	7,12	9,50	0,95
1,00	2,21	11,82	5,36	9,55	1,25	5,59	2,88	4,35	6,64	8,51	1,00
1,05	2,33	11,91	5,72	9,91	1,25	5,59	2,98	4,37	6,82	8,50	1,05
1,10	2,45	12,00	6,08	10,27	1,24	5,58	3,08	4,39	6,99	8,50	1,10
1,15	2,57	12,08	6,44	10,62	1,24	5,58	3,18	4,41	7,17	8,49	1,15
1,20	2,69	12,17	6,80	10,98	1,24	5,57	3,27	4,43	7,34	8,48	1,20
1,25	2,67	12,20	7,09	11,20	1,20	5,57	3,34	4,44	7,44	8,48	1,25
1,30	2,64	12,22	7,37	11,42	1,17	5,57	3,41	4,45	7,54	8,47	1,30
1,35	2,62	12,25	7,55	11,64	1,14	5,57	3,49	4,46	7,64	8,47	1,35
1,40	2,59	12,28	7,93	11,85	1,11	5,58	3,56	4,47	7,73	8,47	1,40
1,45	2,57	12,31	8,22	12,07	1,09	5,58	3,63	4,48	7,83	8,46	1,45
1,50	2,54	12,33	8,50	12,29	1,06	5,58	3,70	4,49	7,93	8,46	1,50
1,55	2,56	12,35	8,68	12,37	1,04	5,58	3,74	4,49	7,97	8,46	1,55
1,60	2,58	12,36	8,86	12,45	1,01	5,58	3,77	4,49	8,00	8,46	1,60
1,65	2,59	12,38	9,04	12,53	0,99	5,57	3,81	4,49	8,04	8,46	1,65
1,70	2,61	12,39	9,22	12,61	0,97	5,57	3,84	4,49	8,08	8,46	1,70
1,75	2,63	12,41	9,41	12,68	0,95	5,57	3,88	4,50	8,12	8,46	1,75
1,80	2,65	12,42	9,59	12,76	0,93	5,57	3,92	4,50	8,15	8,45	1,80
1,85	2,67	12,44	9,76	12,84	0,91	5,57	3,95	4,50	8,19	8,45	1,85
1,90	2,68	12,45	9,94	12,92	0,88	5,56	3,99	4,50	8,23	8,45	1,90
1,95	2,70	12,47	10,13	13,00	0,86	5,56	4,02	4,50	8,26	8,45	1,95
2,00	2,72	12,48	10,31	13,08	0,84	5,56	4,06	4,50	8,30	8,45	2,00
> 2,00	2,72	12,48	12,50	13,08	0,84	5,56	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$ $p =$ carga uniforme $\ell =$ menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

ANEXO D - flechas em lajes com carga triangular

$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	Tipo								$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$
	19		20		21		22		
	α	α_B	α	α_B	α	α_B	α	α_B	
< 0,30	-	-	-	-	15,31	40,00	15,31	40,00	< 0,30
0,30	73,83	123,05	46,33	75,28	13,03	30,40	11,58	24,61	0,30
0,35	57,30	95,65	33,24	52,53	11,33	26,42	9,46	19,18	0,35
0,40	40,77	68,25	20,15	29,77	9,62	22,44	7,33	13,74	0,40
0,45	32,30	53,08	15,33	21,92	8,75	19,38	6,01	11,00	0,45
0,50	23,83	37,90	10,51	14,07	7,88	16,32	4,69	8,25	0,50
0,55	19,38	30,04	8,47	10,66	7,06	14,13	4,11	6,71	0,55
0,60	14,93	22,17	6,42	7,24	6,24	11,94	3,53	5,16	0,60
0,65	12,45	18,00	5,19	5,58	5,52	10,15	3,09	4,05	0,65
0,70	9,96	13,82	3,96	3,91	4,79	8,35	2,64	2,93	0,70
0,75	8,45	11,31	3,27	3,02	4,29	7,17	2,28	2,31	0,75
0,80	6,93	8,79	2,58	2,12	3,78	5,98	1,92	1,69	0,80
0,85	6,01	7,28	2,17	1,65	3,38	5,13	1,62	1,36	0,85
0,90	5,08	5,77	1,75	1,18	2,97	4,27	1,32	1,02	0,90
0,95	4,37	4,86	1,49	0,93	2,66	3,67	1,14	0,82	0,95
1,00	3,65	3,94	1,23	0,67	2,34	3,06	0,95	0,62	1,00
1,05	3,83	3,96	1,26	0,64	2,55	3,16	1,01	0,60	1,05
1,10	4,02	3,98	1,28	0,62	2,76	3,26	1,08	0,58	1,10
1,15	4,20	4,00	1,31	0,59	2,96	3,36	1,14	0,56	1,15
1,20	4,38	4,02	1,33	0,56	3,17	3,46	1,20	0,54	1,20
1,25	4,52	3,98	1,35	0,53	3,34	3,46	1,23	0,52	1,25
1,30	4,66	3,95	1,36	0,51	3,51	3,45	1,26	0,50	1,30
1,35	4,80	3,91	1,38	0,48	3,68	3,45	1,29	0,47	1,35
1,40	4,94	3,87	1,39	0,46	3,86	3,45	1,31	0,45	1,40
1,45	5,07	3,84	1,41	0,43	4,03	3,44	1,34	0,43	1,45
1,50	5,21	3,80	1,42	0,41	4,20	3,44	1,37	0,41	1,50
1,55	5,31	3,76	1,42	0,40	4,34	3,42	1,38	0,40	1,55
1,60	5,42	3,71	1,42	0,39	4,48	3,39	1,38	0,39	1,60
1,65	5,52	3,67	1,43	0,38	4,62	3,37	1,39	0,38	1,65
1,70	5,62	3,62	1,43	0,37	4,76	3,34	1,40	0,37	1,70
1,75	5,73	3,58	1,43	0,36	4,90	3,32	1,41	0,36	1,75
1,80	5,83	3,54	1,43	0,35	5,04	3,30	1,41	0,35	1,80
1,85	5,93	3,49	1,43	0,35	5,18	3,27	1,42	0,35	1,85
1,90	6,03	3,45	1,44	0,34	5,32	3,25	1,43	0,34	1,90
1,95	6,14	3,40	1,44	0,33	5,46	3,22	1,43	0,33	1,95
2,00	6,24	3,36	1,44	0,32	5,60	3,20	1,44	0,32	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$$

b = largura da seção ℓ_x = menor vão E_c = módulo de elasticidade
p = carga uniforme ℓ_y = maior vão I = momento de inércia

ANEXO E - Flechas em lajes com carga uniforme

$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	Tipo								$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
	7		8		9		10		
	α	α_B	α	α_B	α	α_B	α	α_B	
< 0,30	-	-	-	-	53,13	150,00	53,13	150,00	< 0,30
0,30	215,71	412,59	134,64	231,63	41,98	110,02	37,64	97,00	0,30
0,35	163,97	309,59	95,26	164,37	37,48	96,70	31,65	78,05	0,35
0,40	122,22	206,59	55,88	97,11	32,98	83,37	25,65	59,09	0,40
0,45	88,76	160,99	41,73	71,35	29,06	71,61	20,89	46,71	0,45
0,50	65,29	115,39	27,58	45,59	25,14	59,85	16,13	34,33	0,50
0,55	52,96	92,40	21,35	34,38	22,12	51,42	13,22	27,07	0,55
0,60	40,63	69,40	15,11	23,16	19,09	42,98	10,31	19,81	0,60
0,65	33,58	56,48	12,07	18,03	16,80	37,00	8,53	15,96	0,65
0,70	26,52	43,56	9,03	12,89	14,50	31,01	6,74	12,11	0,70
0,75	22,14	35,64	7,41	10,31	12,79	26,67	5,63	9,82	0,75
0,80	17,75	27,71	5,78	7,73	11,08	22,33	4,52	7,53	0,80
0,85	15,23	23,54	4,82	6,32	9,78	19,25	3,84	6,19	0,85
0,90	12,71	19,37	3,86	4,90	8,47	16,16	3,15	4,84	0,90
0,95	10,92	16,48	3,26	4,08	7,49	13,96	2,71	4,04	0,95
1,00	9,13	13,58	2,66	3,25	6,50	11,76	2,26	3,24	1,00
1,05	9,46	13,85	2,71	3,26	6,91	12,19	2,34	3,26	1,05
1,10	9,79	14,11	2,76	3,28	7,32	12,60	2,42	3,27	1,10
1,15	10,12	14,38	2,81	3,29	7,72	13,01	2,49	3,29	1,15
1,20	10,45	14,64	2,86	3,30	8,13	13,46	2,57	3,30	1,20
1,25	10,69	14,77	2,88	3,31	8,46	13,72	2,61	3,31	1,25
1,30	10,93	14,91	2,90	3,31	8,80	13,97	2,64	3,31	1,30
1,35	11,18	15,04	2,93	3,32	9,13	14,23	2,68	3,32	1,35
1,40	11,42	15,17	2,95	3,33	9,46	14,48	2,71	3,33	1,40
1,45	11,66	15,31	2,97	3,33	9,80	14,74	2,75	3,33	1,45
1,50	11,90	15,44	2,99	3,34	10,13	14,99	2,78	3,34	1,50
1,55	12,04	15,50	3,00	3,34	10,35	15,09	2,79	3,34	1,55
1,60	12,18	15,55	3,00	3,34	10,57	15,19	2,80	3,34	1,60
1,65	12,31	15,61	3,01	3,35	10,79	15,29	2,81	3,35	1,65
1,70	12,45	15,66	3,01	3,35	11,01	15,39	2,82	3,35	1,70
1,75	12,59	15,72	3,02	3,35	12,23	15,50	2,83	3,35	1,75
1,80	12,73	15,78	3,02	3,35	11,44	15,60	2,84	3,35	1,80
1,85	12,87	15,83	3,03	3,35	11,66	15,70	2,85	3,35	1,85
1,90	13,00	15,89	3,03	3,36	11,88	15,80	2,86	3,36	1,90
1,95	13,14	15,94	3,04	3,36	12,10	15,90	2,87	3,36	1,95
2,00	13,28	16,00	3,04	3,36	12,32	16,00	2,88	3,36	2,00
∞	15,63	16,00	3,13	3,36	15,63	16,00	3,13	3,36	∞

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$$

b = largura da seção ℓ_x = menor vão E_c = módulo de elasticidade
p = carga uniforme ℓ_y = maior vão I = momento de inércia