

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG  
ENGENHARIA CIVIL

**COMPARATIVO ENTRE MURO DE ARRIMO EM CONCRETO  
ARMADO E EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Gabriel Mendes Pereira

Varginha/MG  
2014

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG  
ENGENHARIA CIVIL

**COMPARATIVO ENTRE MURO DE ARRIMO EM CONCRETO  
ARMADO E EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Gabriel Mendes Pereira

Monografia apresentada ao Centro Universitário do  
Sul de Minas (UNIS / MG), como requisito para  
obtenção de graduação em Engenharia Civil.  
Orientador: Prof. M.Sc. Antônio de Faria

Varginha/MG  
2014

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG  
ENGENHARIA CIVIL

**COMPARATIVO ENTRE MURO DE ARRIMO EM CONCRETO  
ARMADO E EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Gabriel Mendes Pereira

Trabalho de conclusão de curso aprovado como requisito parcial para obtenção do grau em Engenharia Civil no Centro Universitário do Sul de Minas pela banca examinadora:

---

Prof. M.Sc. Antônio de Faria  
Orientador

---

Prof. Esp. Leopoldo Freire Bueno

---

Prof. Armando Belato Pereira

Varginha / MG

16 de julho de 2014.

## **CERTIFICADO**

Certificamos que o trabalho de conclusão de curso intitulado “Comparativo entre muro de arrimo em concreto armado e em alvenaria estrutural”, solicitado pelo aluno do curso de Engenharia Civil, Gabriel Mendes Pereira, foi **aprovado** pela banca examinadora, em reunião administrativa realizada em 16/07/2014.

Varginha, 16 de julho de 2014.

Prof. Ms. Ivana Prado de Vasconcellos – UNIS/MG  
Coordenadora do curso de Engenharia Civil

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho a todos aqueles que, de alguma maneira, fizeram parte desta caminhada e deixaram uma parcela de contribuição. Sem a força dos familiares e amigos, jamais teria obtido êxito.

## **AGRADECIMENTO**

Agradeço aos meus pais Rogério e Ana Clara os esforços envidados durante toda a minha vida, para que a realização dos meus sonhos fosse sempre possível.

Agradeço a todos os professores que contribuíram e fizeram parte da minha educação acadêmica e pessoal, em especial ao meu orientador Antônio de Faria.

Agradeço à empresa Ramos Prevenção e Combate a Incêndio e Pânico a oportunidade dada e o conhecimento adquirido durante o período de estágio.

Agradeço a todos aqueles que me apoiaram ao longo desses cinco anos, em especial, minha companheira Ana Carolina.

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a comparação do projeto estrutural entre um muro de arrimo executado em concreto armado e outro em alvenaria estrutural, sob as mesmas condições de carregamento. Os projetos foram desenvolvidos a partir de uma situação hipotética, na qual foram utilizadas a mesma altura e as mesmas condições de solo para ambos os muros. O dimensionamento seguiu as recomendações previstas pela NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto (Procedimentos), NBR 15961-1/2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto: Parte 1 e NBR 6122/1996 – Projeto e Execução de Fundações. Desta forma, obtiveram-se indicadores comparativos que servirão como parâmetros de projeto para estas categorias de muro. Além disso, ao se efetuar o orçamento dos muros e as análises cabíveis, foi possível optar pela melhor alternativa para a situação desejada no aspecto estrutural e econômico.

Palavras-chave: Muro de arrimo, concreto armado, alvenaria estrutural, dimensionamento, orçamento, indicadores.

## **ABSTRACT**

This study aims to compare the structural design between a retaining wall made of reinforced concrete and another made of structural masonry, under the same loading conditions. The projects were developed from a hypothetical situation considering the same height and ground conditions for both walls. The design followed the recommendations provided by NBR 6118/2014 - Design of Concrete Structures (Proceedings), NBR 15961-1 – Structural Masonry – Concrete blocks: Part 1 and NBR 6122/1996 - Design and Implementation of Foundations. Thus, comparative indicators were obtained which will serve as design parameters for these categories of wall. Also, in making the walls budget and performing the appropriate analyzes, it was possible to choose the best alternative for the desired situation both in the structural and economic aspects.

**Keywords:** Retaining wall, reinforced concrete, structural masonry, sizing, budget, indicators.



## LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Vantagens e desvantagens do concreto armado.	19
Tabela 02: Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural.	22
Tabela 03: Peso específico dos solos argilosos.	24
Tabela 04: Tensão admissível dos solos argilosos (método empírico).	24
Tabela 05: Descritivo dos dimensionamentos das situações – Muro de concreto armado.	41
Tabela 06: Resultados das verificações para as situações – Muro de concreto armado.	42
Tabela 07: Armaduras nas seções de cálculo (Aço CA-50) – Muro de concreto armado.	43
Tabela 08: Quantitativo de materiais – Muro de concreto armado com perfil retangular.	44
Tabela 09: Quantitativo de materiais – Muro de concreto armado com perfil trapezoidal.	44
Tabela 10: Valores do coeficiente $\delta$ .	47
Tabela 11: Coeficientes para determinações do momento de ruptura de acordo com a Norma Canadense CAN-CSA S304.1-04.	48
Tabela 12: Quantitativo de materiais – Muro de alvenaria estrutural.	53
Tabela 13: Composição de custos finais para a execução do muro em concreto armado.	54
Tabela 14: Composição de custos finais para a execução do muro em alvenaria estrutural.	54
Tabela 15: Indicadores comparativos entre os muros de arrimo.	56

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Elemento estrutural feito em concreto armado.	19
Figura 02 – Elemento estrutural feito em alvenaria estrutural.	21
Figura 03 – Modelo de muro de arrimo de flexão: Perfil clássico.	23
Figura 04 – Empuxo passivo.	25
Figura 05 – Empuxo ativo.	25
Figura 06 – Efeito do tombamento sobre o muro de arrimo.	28
Figura 07 – Efeito do deslizamento sobre o muro de arrimo.	28
Figura 08 – Esquema da ruptura do solo na base do muro de arrimo.	29
Figura 09 – Trechos para o dimensionamento do muro de arrimo.	30
Figura 10 – Situações possíveis do posicionamento da sapata em relação ao maciço de terra.	30
Figura 11 – Seções de cálculo para determinação das armaduras.	42
Figura 12 – Parâmetros para o cálculo da espessura efetiva da parede.	47
Figura 13 – Seção com flange para o cálculo dos enrijecedores.	50

## LISTA DE SÍMBOLOS

$E_s$	Módulo de deformação do aço
$f_{alv,t,k,par}$	Valor característico da resistência à tração na flexão paralelo à fiada
$f_{alv,t,k,per}$	Valor característico da resistência à tração na flexão perpendicular à fiada
$f_{arg}$	Resistência da argamassa
$f_b$	Resistência do bloco à compressão
$f_{bk}$	Resistência característica do bloco à compressão
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{gk}$	Resistência característica do graute à compressão
$f_p$	Resistência média à compressão do prisma
$f_s$	Tensão admissível no aço
$f_{yd}$	Resistência de escoamento de cálculo do aço
$f_{yk}$	Resistência característica do aço à tração
$h_{ef}$	Altura efetiva
$K$	Coefficiente de Coulomb
$t_{ef}$	Espessura efetiva
$t$	Espessura da parede
$\alpha$	Ângulo de inclinação do terreno adjacente
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação das ações do concreto
$\gamma_s$	Coefficiente de ponderação das ações do aço
$\gamma_{alv.}$	Peso específico da alvenaria
$\gamma_{conc.}$	Peso específico do concreto
$\gamma_t$	Peso específico do solo
$\tau_{vd}$	Tensão de cisalhamento.
$\delta$	Coefficiente de multiplicação
$\mu$	Relação de ortotropia
$\lambda$	Índice de esbeltez
$\rho$	Taxa geométrica de armadura
$\sigma$	Tensão admissível do solo
$\emptyset$	Ângulo de atrito do solo

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	14
<b>1.1. Justificativa</b>	14
<b>1.2. Objetivos</b>	15
1.2.1. Geral	15
1.2.2. Específico	15
<b>1.3. Metodologia</b>	16
<b>2. CARACTERÍSTICAS DE PROJETO</b>	17
<b>2.1. Estruturas de contenção</b>	17
<b>2.2. Características dos muros</b>	18
2.2.1. Concreto armado	18
2.2.2. Alvenaria estrutural	20
2.2.3. Muro de flexão	22
<b>2.3. Características do solo</b>	23
<b>2.4. Empuxo</b>	24
2.4.1. Procedimento de cálculo do empuxo	26
2.4.2. Teoria de Coulomb	26
<b>2.5. Verificações</b>	27
2.5.1. Tombamento	27
2.5.2. Deslizamento	28
2.5.3. Tensões no solo	28
<b>3. DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS</b>	30
<b>3.1. Cálculo do empuxo</b>	31
<b>3.2. Dimensionamento – Muro de arrimo em concreto armado</b>	32
3.2.1. Situação 01	32
3.2.1.1. Pré-dimensionamento da estrutura	33
3.2.1.2. Verificações	34
3.2.2. Situação 02	36

3.2.2.1. Pré-dimensionamento da estrutura	36
3.2.2.2. Verificações	36
3.2.3. Situação 03	38
3.2.3.1. Pré-dimensionamento da estrutura	39
3.2.3.2. Verificações	39
<b>3.3. Escolha da situação mais econômica – Muro de arrimo em concreto armado</b>	<b>41</b>
<b>3.4. Determinação das armaduras – Muro de arrimo em concreto armado</b>	<b>42</b>
<b>3.5. Dimensionamento – Muro de arrimo em alvenaria estrutural</b>	<b>45</b>
3.5.1. Considerações iniciais	45
3.5.2. Determinação das armaduras	46
3.5.3. Verificações	51
<b>3.6. Composição de custos dos muros</b>	<b>53</b>
<b>4. ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>56</b>
<b>5. CONCLUSÃO</b>	<b>57</b>
<b>6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>58</b>

APÊNDICE I: Projeto estrutural – Muro de arrimo em concreto armado com perfil 62 retangular

APÊNDICE II: Projeto estrutural – Muro de arrimo em concreto armado com perfil 63 trapezoidal

APÊNDICE III: Projeto estrutural – Muro de arrimo em alvenaria estrutural (Planta) 64

APÊNDICE IV: Projeto estrutural – Muro de arrimo em alvenaria estrutural (Corte A-B) 65

APÊNDICE V: Projeto estrutural – Muro de arrimo em alvenaria estrutural (Corte C-D) 66

APÊNDICE VI: Composição de custos unitários – Muro de arrimo em concreto armado 67

APÊNDICE VII: Composição de custos unitários – Muro de arrimo em alvenaria 69 estrutural

## 1. INTRODUÇÃO

A implantação de construções em terrenos com diferenças de nível exige, muitas vezes, o nivelamento dos mesmos. Para tanto, são executados cortes ou deposição de terra (aterro) no terreno, o que implica o surgimento de encostas e taludes em determinados pontos. Os muros de arrimo têm como princípio a estabilização destas superfícies inclinadas, mantendo-as em equilíbrio, para que não ocorram danos à edificação ocasionados por movimentos indevidos no terreno.

A construção de um muro de arrimo pode ser feita de diversas maneiras, dentre as quais, podem-se citar os de alvenaria estrutural, em concreto (simples ou armado), ou ainda de elementos especiais. Existem ainda diferentes tipos muros de arrimo, com destaque para os de gravidade, flexão e com ou sem tirantes. O engenheiro responsável pelo projeto deve identificar a natureza geológica da região, bem como a dimensão da estrutura de contenção a ser executada para escolher a alternativa mais viável. Vale ressaltar que, independentemente da geometria e da constituição do muro, este deve ser capaz de suportar as solicitações críticas durante sua vida útil com a segurança desejada.

Neste trabalho serão apresentadas duas técnicas construtivas de muro de arrimo para uma mesma situação de carregamento, visando estabelecer comparativos de custo estrutural e quantitativo de materiais. Desta forma, espera-se obter parâmetros de projeto que auxiliarão em outros dimensionamentos para situações semelhantes.

É cabível dizer que a construção de um muro de arrimo implica um elevado ônus no orçamento total da estrutura da obra, podendo às vezes ser superior ao custo da própria edificação. Por isso é necessário avaliar possíveis soluções que minimizem cortes e aterros, evitando os muros de arrimo.

### 1.1. Justificativa

Os muros de arrimo são estruturas vistas com extrema frequência em obras civis, em especial em locais com topografia acentuada. Segundo Alves (2011), seu dimensionamento é feito, em muitas das vezes, de maneira empírica, o que pode ocasionar um sub ou superdimensionamento, elevando demasiadamente o custo final da obra ou não atingindo a segurança desejada.

Este trabalho visa estabelecer indicadores comparativos entre dois sistemas construtivos de estruturas de contenção (concreto armado e alvenaria estrutural), que servirão como parâmetros no dimensionamento de outros projetos. Além disso, será apresentado para uma situação hipotética, com a escolha e suas devidas análises sobre qual a melhor alternativa a ser utilizada, podendo ser útil, posteriormente, a obras com situações semelhantes.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Geral**

Projetar um muro de arrimo de concreto armado, sem contraforte, de perfil clássico e fundação superficial (sapata), para um talude de quatro metros de altura, confrontando os resultados a um muro feito em alvenaria estrutural para a mesma altura e mesmas condições de solo. Desta maneira, realizar-se-á um estudo comparativo entre os dimensionamentos com a finalidade de estabelecer o custo final dos dois muros e indicadores comparativos para demonstração da melhor alternativa para a situação proposta.

### **1.2.2. Específicos**

- a) Verificar a estabilidade contra o tombamento e translação;
- b) Verificar as tensões no solo;
- c) Dimensionar os diversos elementos constituintes do muro.
- d) Apresentar o projeto estrutural de um muro de arrimo de concreto armado e outro em alvenaria estrutural;
- e) Realizar um quantitativo dos materiais utilizados;
- f) Elaborar um orçamento dos muros;
- g) Estabelecer indicadores do comparativo;
- h) Apresentar a melhor alternativa dentre os dois modelos para a alternativa proposta relacionando resistência estrutural x quantidade de material.

### 1.3. Metodologia

O trabalho foi dividido em duas etapas, a saber, TCC 01 – realizado durante o nono período do curso de engenharia civil e TCC 02 – realizado durante o décimo período.

Na primeira etapa do trabalho, foram desenvolvidas pesquisas em sites de internet de cunho acadêmico, livros e profissionais especializados, com a finalidade de obter todo o levantamento técnico necessário sobre o tema em questão.

Na segunda etapa foram estipuladas as condições necessárias para a realização do projeto estrutural e desenvolvimento dos muros de arrimo, atentando às verificações exigidas. Para os cálculos, foram desenvolvidas planilhas através do software Excel (Microsoft Office) e para o detalhamento das estruturas foi utilizado o software Autocad (Autodesk).

O orçamento dos muros foi obtido através de dados extraídos da Tabela de Composições de Preços para Orçamentos (PINI) e o preço dos insumos através da tabela de preço de insumos da Caixa Econômica Federal.

Depois de realizados o projeto e o orçamento, foi possível estabelecer critérios comparativos entre os dois sistemas construtivos desenvolvidos para então obter indicadores de projeto que foram analisados e apresentados na forma de textos e tabelas no trabalho.



## **2. CARACTERÍSTICAS DE PROJETO**

Neste trabalho foram comparados dois muros de arrimo de flexão, sem contraforte, de perfil clássico e fundação superficial. Os muros possuem alturas iguais e estão submetidos às mesmas condições de carregamento. O tipo de solo em que a estrutura está apoiada é o argiloso e suas propriedades são detalhadas no decorrer do trabalho. Primeiramente, projetou-se o muro de concreto armado e posteriormente o de alvenaria estrutural. Os conceitos necessários para o a composição e dimensionamento das estruturas serão abordados no referencial teórico deste trabalho.

### **2.1. Estruturas de contenção**

Denominam-se muros de contenção ou arrimo, estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em fundação rasa ou profunda (Gerscovich, 2005). Tais estruturas têm por objetivo, segundo Barros (2011), prover a estabilidade contra a ruptura de maciços de rocha ou solo. O autor complementa explicando que tais estruturas atuam como agente estabilizador dos maciços, assim evitando possíveis escorregamentos causados pelo peso próprio do maciço ou por atuação de carregamentos externos.

Barros (2011) ainda fala que a escolha de determinado tipo de contenção em detrimento a outra deve se pautar em três fatores básicos: fator físico, geotécnico e econômico. O autor diz que o fator físico, de forma sintetizada, está relacionado à altura da estrutura. O geotécnico leva em consideração a tipologia do solo a conter e a capacidade de suporte do solo da base, além da presença (ou não) de lençol freático. Por fim, o fator econômico refere-se à disponibilidade de mão de obra qualificada e materiais, tempo de execução e custo final da estrutura. Moliterno (1980) diz que, em inúmeros casos, a implantação de um muro de contenção tem um custo maior que o da própria edificação.

Segundo Gerscovich (2005), os muros de arrimo podem ser construídos de diversas maneiras, com destaque para: alvenaria (tijolos ou pedras), concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais. Ainda de acordo com a autora, estas estruturas podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes. De acordo

com Domingues (1997), os muros de arrimo de gravidade, em suma, são aqueles que o peso próprio é responsável pela sua estabilidade, como o visto na figura 03. Os de flexão terão uma abordagem mais detalhada no decorrer do trabalho.

Moliterno (1980) diz ser necessária a realização de observações prévias à implantação da obra, com a finalidade de verificar a ocorrência de movimentos lentos da encosta. Ainda de acordo com o autor, neste caso, qualquer obra deve ser considerada de pouca confiabilidade. Complementa alegando ser imprescindível minimizar os efeitos das águas pluviais atuando no solo próximo à obra de contenção.

Por fim, de acordo com o DER/SP (2005), a geometria e os materiais constituintes da estrutura devem ser apropriados a cada situação, de modo a suportar as solicitações críticas durante a vida útil da estrutura, garantindo a segurança desejada.

## **2.2. Características dos muros**

Para compreender a funcionalidade dos sistemas construtivos em que serão projetados os muros de arrimo deste trabalho, bem como o seu tipo (flexão), é necessário estabelecer conceitos, que servirão de base para o estudo proposto. Tais conceitos são exibidos a seguir.

### **2.2.1. Concreto armado**

Carvalho e Filho (2012) estabelecem como concreto uma mistura desenvolvida a partir de cimento, água e agregados (miúdos e grãos). Os autores explicam que a utilização estrutural do concreto sozinho não é adequada como elemento resistente, pois, enquanto apresenta boa resistência à compressão, pouco resiste à tração.

Para aumentar a resistência de determinado elemento estrutural, Carvalho e Filho (2012) ressaltam a importância de associar o concreto a um material que tenha boa resistência à tração e seja mais deformável, sendo mais comum a utilização do aço. Desta maneira, concluem que os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, e isso é possível em decorrência das forças de aderência entre a superfície do aço e concreto. É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural. A figura 01 mostra um elemento estrutural feito em concreto armado.

Figura 01: Elemento estrutural feito em concreto armado.



Fonte: <<http://rogerioconstrucoesme.blogspot.com.br/>> Acesso em: 01/12/2013.

Para Carvalho e Filho (2012) as vantagens e desvantagens podem ser resumidas de acordo com a Tabela 01.

Tabela 01: Vantagens e desvantagens do concreto armado.

<b>CONCRETO ARMADO</b>	<b>VANTAGENS</b>	<b>DESVANTAGENS</b>
	Boa resistência à maioria das solicitações.	Resulta em elementos com maiores dimensões, o que acarreta um alto peso próprio, devido ao seu peso específico ( $25 \text{ kN/m}^3$ ), limitando seu uso ou aumentando seu custo.
	Boa trabalhabilidade.	
	Permite obter estruturas monolíticas.	Reformas e adaptações são de difícil execução.
	Técnicas de execução bem difundidas.	
	Material durável.	É bom condutor de calor e som, exigindo associações com outros materiais para sanar esses problemas.
	Boa resistência ao fogo.	
	Possibilita a utilização de pré-moldagem.	São necessários formas e escoramento, que precisam permanecer no local até o concreto atingir a resistência adequada.
	É resistente a choques, vibrações, desgastes mecânicos e etc.	

Fonte: Adaptado de Carvalho e Filho (2012).

Por fim, o Departamento de Estradas de Rodagem – DER/SP (2005) estipula os seguintes parâmetros a serem considerados para estruturas de contenção feitas em concreto armado, que serão seguidos na elaboração deste trabalho:

- Concreto estrutural: classe C25 –  $f_{ck} \geq 25$  MPa ou  $f_{ck}$  maior conforme classe de agressividade ambiental, atendendo ao item 7.4 da NBR 6118/2014;
- Concreto magro: classe C10 –  $f_{ck} \geq 10$  MPa;
- Cobrimento da armadura: conforme classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto de cobrimento. Ver itens 6.4 e 7.4 da NBR 6118/2014;

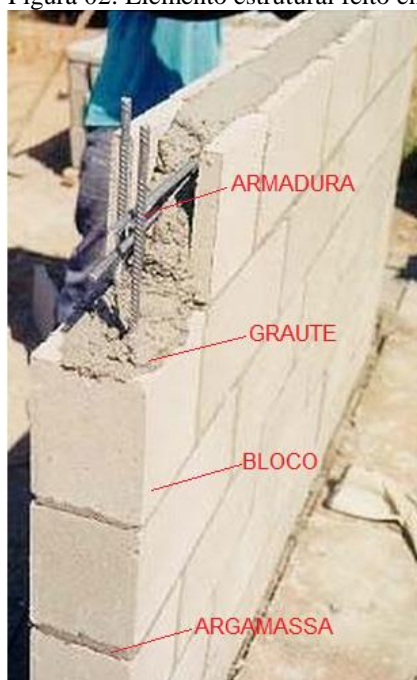
### 2.2.2. Alvenaria estrutural

Camacho (2006) conceitua Alvenaria Estrutural como um processo construtivo no qual os elementos que desempenham função estrutural são de alvenaria, sendo os mesmos projetados, dimensionados e executados de forma racional. Ramalho (2003) complementa explicando que a principal definição estrutural do sistema é a transmissão dos esforços por meio de tensões de compressão.

Parsekian (2012) divide os elementos da alvenaria em três tipos. O primeiro, chamado de alvenaria não armada, ocorre quando a utilização de armaduras é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes. O segundo, chamado de alvenaria armada, ocorre quando são consideradas armaduras para resistir aos esforços solicitantes. O terceiro, chamado de alvenaria protendida, ocorre quando são utilizadas armaduras ativas impondo uma pré-compressão antes do carregamento.

De acordo com Ramalho (2003), a alvenaria estrutural possui quatro componentes básicos, sendo estes: unidade, argamassa, graute e armaduras. Todos estes elementos podem ser vistos na figura 02 e serão abordados individualmente a seguir.

Figura 02: Elemento estrutural feito em alvenaria estrutural.



Fonte: Adaptado de <[http://thor.sead.ufrgs.br/objetos/alvenaria-estrutural/função\\_graute.php](http://thor.sead.ufrgs.br/objetos/alvenaria-estrutural/função_graute.php)> Acesso em: 01/12/2013.

- As unidades (blocos e tijolos) são os componentes mais importantes que compõem a alvenaria estrutural, uma vez que são eles que comandam a resistência à compressão e determinam os procedimentos para aplicação da técnica da coordenação modular nos projetos (Camacho, 2006).
- A argamassa tem a função de solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre as mesmas, além de absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de vento e água (Ramalho, 2003).
- O graute pode ser definido como um concreto composto por agregados de pequena dimensão sendo relativamente fluido. Às vezes, é utilizado para o preenchimento dos vazios das unidades, tendo como função básica propiciar o aumento da área da seção transversal dos blocos e/ou promover a integração dos mesmos com eventuais armaduras (Ramalho 2003).
- As armaduras podem ser entendidas como barras de aço envolvidas pelo graute tendo o objetivo de garantir o trabalho conjunto dos elementos da alvenaria (Alves, 2011).

A tabela 02 sintetiza as vantagens e desvantagens deste processo construtivo, de acordo com Alves (2011).

Tabela 02: Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural.

ALVENARIA ESTRUTURAL	VANTAGENS	DESVANTAGENS
	Técnica executiva simplificada.	Dificuldade de se adaptar arquitetura para um novo uso.
	Facilidade de controle.	Interferência entre projetos de arquitetura/estruturas/instalações.
	Menor diversidade de materiais e mão de obra.	Necessidade de mão de obra especializada.
	Excelente flexibilidade e versatilidade.	Não admite improvisações.
	Economia de formas.	Exige projetos e execução de obra bem planejados e organizados.
	Redução de desperdícios.	

Fonte: Alves (2011).

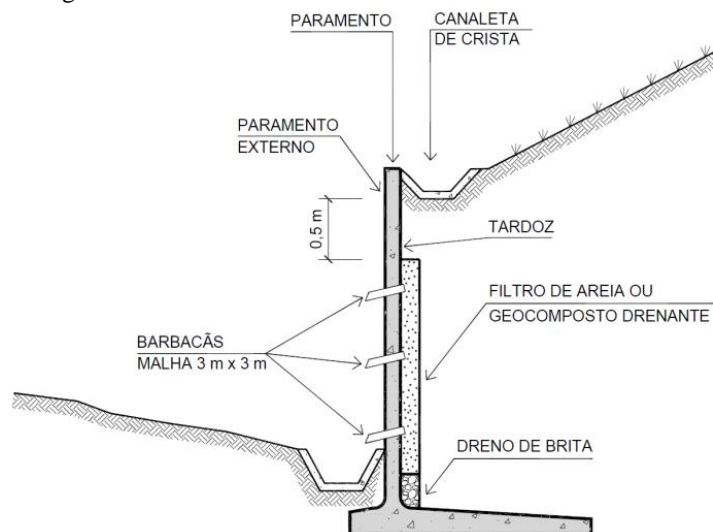
Finalmente, o DER/SP (2005) estipula os seguintes parâmetros a serem considerados para estruturas de contenção feitas em alvenaria estrutural que serão seguidos na elaboração deste trabalho:

- Blocos com larguras mínimas de 140 mm;
- Espessura mínima das paredes longitudinais e transversais dos blocos de 32 mm e 25 mm, respectivamente;
- Resistência característica à compressão:  $f_{bk} \geq 4,5$  MPa;
- Resistência mínima à compressão do graute:  $f_{gk} \geq 9,0$  MPa.

### 2.2.3. Muro de flexão

Segundo Gerscovich (2005), os muros de arrimo de flexão são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio, conforme figura 03. A autora destaca ainda que sua implantação é antieconômica para alturas acima de 5 m; a laje de base, na maioria dos casos, apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro e a face trabalha à flexão e, se necessário, pode empregar vigas de enrijecimento, no caso de alturas maiores.

Figura 03: Modelo de muro de arrimo submetido à flexão – Perfil clássico.



Fonte: Departamento de Estradas de Rodagem – Projeto de Muro de Arrimo (2005).

De acordo com Parsekian (2012), paredes com baixa solicitação de carga vertical geralmente estão submetidas também a uma ação perpendicular ao seu plano, causando flexão em torno do eixo de menor inércia. Esses elementos são denominados painéis fletidos, uma vez que o principal modo de ruptura ocorre por flexão, com pequeno ou insignificante nível de compressão axial. Tais conceitos serão necessários no projeto dos muros com os materiais propostos.

### 2.3. Características do solo

O solo proposto para o desenvolvimento do projeto é um solo argiloso. A determinação das suas propriedades se faz necessária visto que este elemento será o principal responsável por gerar os esforços que solicitarão a estrutura. Estas características são apresentadas a seguir.

Segundo Marangão (1996), caso não haja ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico efetivo do solo a partir dos valores aproximados da Tabela 03 (Godoy, 1972), em função da consistência da argila. Ainda segundo o autor, os estados de consistência de solos finos, por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração (N) do SPT (Standard Penetration Test – Teste de Penetração Padrão), de acordo com a NBR 7250/82.

Tabela 03: Peso específico dos solos argilosos.

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13,00
3 a 5	Mole	15,00
6 a 10	Média	17,00
11 a 19	Rija	19,00
> 19	Dura	21,00

Fonte: Adaptado de Godoy (1972).

**Peso específico adotado ( $\gamma_t$ ) = 18,00 kN/m<sup>3</sup>**

Para a estimativa do ângulo de atrito do solo, Marangão (1996), apresenta a fórmula desenvolvida por Godoy (1983).

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT}$$

**Ângulo de atrito do solo adotado ( $\phi$ ) = 30°**

A taxa de trabalho ou tensão admissível do solo, segundo Marangon (1996), é a capacidade do solo em absorver as cargas solicitantes. A tabela 04, proposta pelo autor, exibe os valores a compressão e coesão das argilas.

Tabela 04: Tensão admissível dos solos argilosos (método empírico).

Argilas e solos argilosos	Valores básicos	
	Mpa	Kg/cm <sup>2</sup>
Consistência dura	0,4	4,0
Consistência rija	0,2	2,0
Consistência média	0,1	1,0

Fonte: Adaptado de Marangon (1996).

A obtenção da taxa de trabalho do solo se faz necessária, pois o muro de arrimo estará diretamente apoiado sobre o solo. A sua determinação precisa é realizada através de ensaios SPT, entretanto este trabalho não visa aprofundar este aspecto, portanto, este parâmetro foi estipulado de acordo com a tabela 04.

**Taxa de trabalho do solo adotada ( $\sigma$ ) = 0,20 MPa**

## 2.4. Empuxo

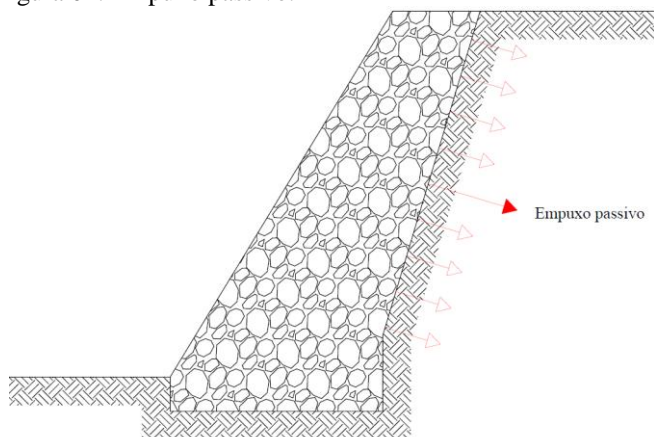
Segundo Moliterno (1980), chama-se *empuxo de terra* o esforço exercido



pela terra contra o muro, podendo ser ativo ou passivo. Faria e Carvalho (2013), explicam que o empuxo depende do tipo de solo, da existência ou não de água no solo e da superfície de contato solo-muro.

Moliterno (1980), diz que o empuxo será considerado passivo quando atuar do muro contra a terra (comum no caso de escoramento de valas e galerias), conforme figura 04.

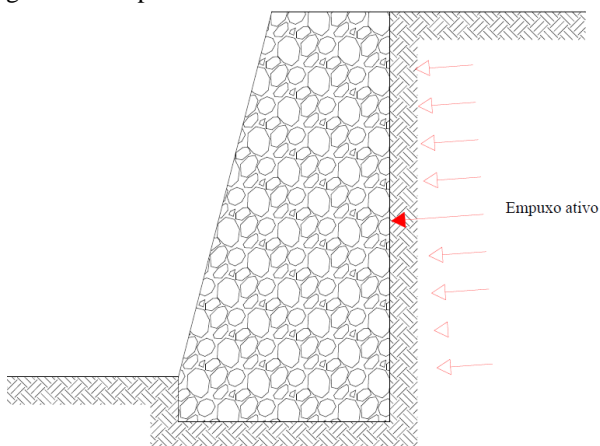
Figura 04: Empuxo passivo.



Fonte: Adaptado de Caderno de Muros de Arrimo – Moliterno (1980).

O autor define como empuxo ativo a resultante da pressão da terra contra o muro, ilustrado na figura 05. As causas do empuxo ativo podem ser atribuídas a cortes no terreno, aterros e etc.

Figura 05: Empuxo ativo.



Fonte: Adaptado de Caderno de Muros de Arrimo – Moliterno (1980).

Faria e Carvalho (2013), falam que, em casos intermediários, em que o muro não sofre qualquer deformação, o que é difícil de ocorrer, tem-se o empuxo em

repouso. Complementam dizendo que por ser esse empuxo muito pequeno, admite-se que ele não altere as forças solicitantes em ação.

#### 2.4.1. Procedimento de cálculo do empuxo

Moliterno (1980) afirma que a quantificação do empuxo de terra é o dado fundamental para a elaboração do projeto do muro de arrimo. Ainda segundo o autor, as primeiras teorias foram formuladas por Coulomb em 1773, Poncelet em 1840 e Rankine em 1856. Tais teorias são conhecidas como *Teorias antigas* e ainda apresentam resultados satisfatórios. Devido à limitação deste trabalho, será apresentada apenas a teoria de Coulomb, utilizada para determinação do empuxo de terra neste projeto.

#### 2.4.2. Teoria de Coulomb

Segundo Moliterno (1980), a teoria de Coulomb se baseia na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda de resistência a cisalhamento ou atrito.

Segundo Coulomb (1773), o empuxo faz, com a normal ao paramento do lado da terra, um ângulo  $\phi_1$ , cuja tangente é igual ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro. A direção da componente do peso da cunha forma com a normal ao plano de ruptura um ângulo  $\phi$ , cuja tangente é igual ao ângulo de atrito do terreno.

Moliterno (1980) afirma que o empuxo (E) pode ser considerado como uma pressão distribuída ao longo da altura do muro, cujo diagrama de distribuição, para simplificação do cálculo, admite-se linear e cuja área representa o valor de (E). O autor ainda diz que para levar em conta, no caso do solo, o atrito entre as partículas, a rugosidade do muro e a inclinação do terreno em relação à horizontal, introduz-se um coeficiente K. Desta maneira, o empuxo de terra (E) pode ser determinado por:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_t K h^2$$

Onde:

$\gamma_t$ : Peso específico do solo;

K: Coeficiente de Coulomb;

h: Altura do muro.

O valor de K varia de acordo com a inclinação do terreno e do tipo do muro projetado, entretanto, Moliterno (1980) determina este coeficiente para paramento interno liso, vertical e terreno adjacente horizontal, por:

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

Onde:

$\emptyset$ : Ângulo de atrito do solo.

De acordo com Moliterno (1980), os parâmetros adotados usualmente em muros de concreto armado são:

- Ângulo de inclinação do terreno adjacente  $\alpha = 0^\circ$ ;
- Ângulo de inclinação do parâmetro interno do muro com a vertical  $\theta = 0^\circ$ ;
- Ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro  $\phi_1 = 0$ .

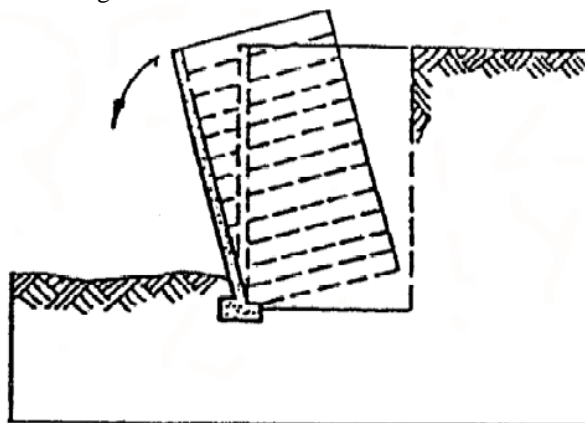
## 2.5. Verificações

Neste tópico serão abordadas as três verificações a serem atendidas pelo muro de arrimo, a fim de avaliar se a estrutura e o solo resistem aos carregamentos impostos. Vale ressaltar que, no decorrer do trabalho, será feita uma abordagem mais detalhada sobre cada verificação, de maneira a justificar as decisões tomadas na escolha das dimensões da estrutura.

### 2.5.1. Tombamento

De acordo com Faria, A; Carvalho, R.S., o momento de tombamento nada mais é que o momento do empuxo do solo aplicado no muro, que faz com que este tenda a girar. Ainda de acordo com os autores, o momento das forças que tendem a impedir que o muro tombe é chamado de momento de restauração ou restituição. A figura 06 ilustra a tendência de tombamento de um muro.

Figura 06: Efeito do tombamento sobre o muro de arrimo.

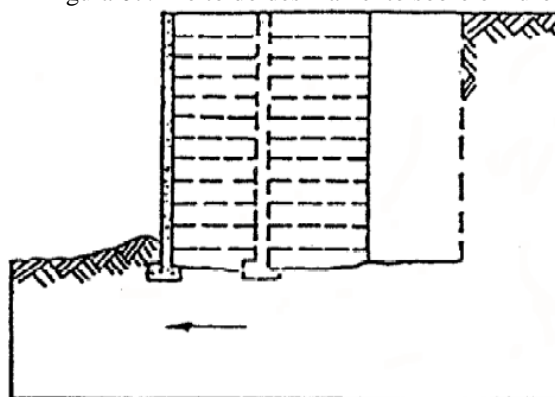


Fonte: Faria, A; Carvalho, R.S. Aula 2 – Muro de arrimo A.

### 2.5.2. Deslizamento

Faria, A e Carvalho, R.S. afirmam que para que não ocorra o deslizamento ou translação do muro é necessário que a máxima força de atrito estático possível seja, pelo menos, 1,5 vezes maior que a força horizontal atuante que é, geralmente, igual ao empuxo ativo. Não sendo atendida, utiliza-se o empuxo passivo desenvolvido pelo “dente” do muro. A figura 07 ilustra a tendência de deslizamento de um muro.

Figura 07: Efeito do deslizamento sobre o muro de arrimo.

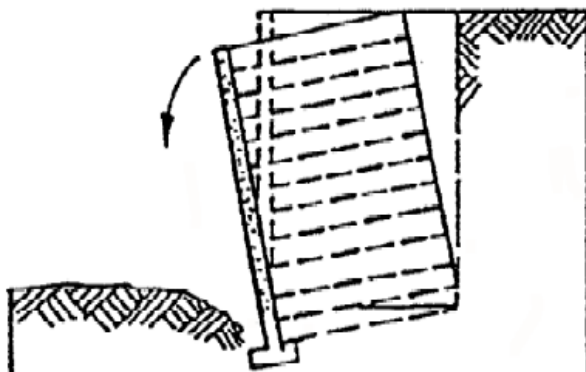


Fonte: Faria, A; Carvalho, R.S. Aula 2 – Muro de arrimo A.

### 2.5.3. Tensões no solo

As tensões exercidas pelos carregamentos impostos e pelo peso próprio do muro devem ser absorvidas pelo solo onde este está apoiado. Desta maneira, Faria, A e Carvalho, R.S. afirmam que se a tensão mínima do solo for negativa, haverá tração no solo, o que quer dizer que a tensão solicitante é superior à resistida pelo solo. Tal fator pode ocasionar uma ruptura do solo na base do muro, conforme figura 08.

Figura 08: Esquema da ruptura do solo na base do muro de arrimo.

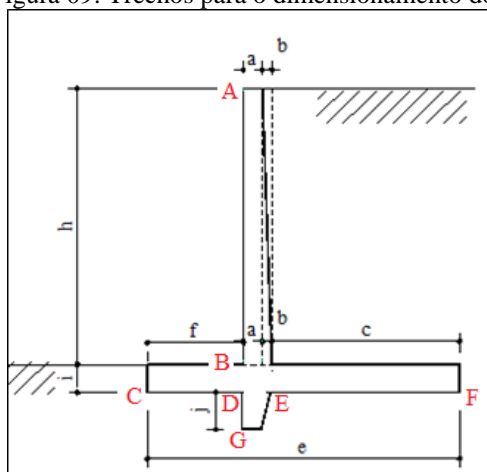


Fonte: Fonte: Faria, A; Carvalho, R.S. Aula 2 – Muro de arrimo A.

### 3. DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS

Previamente ao dimensionamento do muro e às verificações dos esforços a que este está submetido, faz-se necessário estabelecer as partes constituintes deste tipo de estrutura. A figura 09 determina estes trechos:

Figura 09: Trechos para o dimensionamento do muro de arrimo.

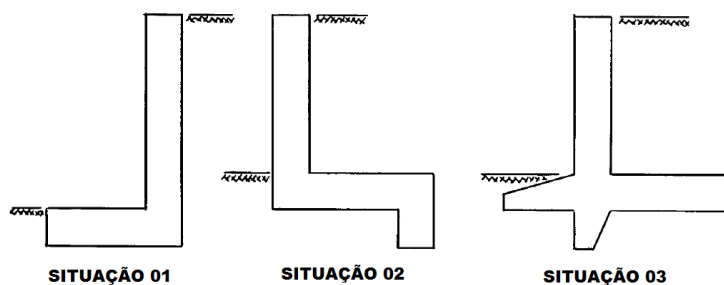


Fonte: Faria, A; Carvalho, R.S. Aula 2 – Muro de arrimo A.

O trecho AB refere-se ao muro propriamente dito, também conhecido como cortina ou tardoz. O trecho CF refere-se ao comprimento total da base da sapata de fundação. O trecho CD refere-se à ponta da sapata, sendo esta a parte que se projeta fora do talude. O trecho EF, ao talão da sapata, que é a parte que se projeta do lado do talude e, finalmente, o trecho DG refere-se ao dente de ancoragem. A finalidade destas partes será abordada no decorrer do trabalho.

De maneira a projetar a estrutura, economicamente, mais viável, foram analisadas três possíveis situações de muro de arrimo de flexão, inicialmente com tardoz retangular, diferenciando-se na posição em que o talão da sapata se encontra em relação ao maciço de terra, conforme ilustrado na figura 10.

Figura 10: Situações possíveis do posicionamento da sapata em relação ao maciço de terra.



Fonte: Faria, A; Carvalho, R.S. Aula 2 – Muro de arrimo B.

Este trabalho contempla o dimensionamento da estrutura para cada uma das três situações possíveis em concreto armado, sendo que a situação considerada a mais econômica será usada também no dimensionamento do muro de alvenaria estrutural. Para tanto, foram feitas as verificações quanto ao tombamento, deslizamento e tensões do solo em todos os casos. Vale ressaltar que as situações dimensionadas foram comparadas com as mesmas especificações de materiais e condições de carregamentos.

### 3.1. Cálculo do empuxo

Os projetos foram realizados para um talude com altura igual a 4,00 metros e para as condições de solo descritas no item 2.3. CARACTERÍSTICAS DE SOLO, deste trabalho. Na parte superior do talude, considerou-se a implantação de um estacionamento para veículos automotivos com carga máxima de 25,00 kN por veículo. Desta forma, de acordo com a Tabela 2 – Valores mínimos das cargas verticais (NBR 6120/1980) será considerada uma sobrecarga equivalente a 3,00 KN/m<sup>2</sup> neste local.

O empuxo ativo será considerado horizontal (usual para muros de concreto armado) e o coeficiente de empuxo ( $K_a$ ) calculado pela fórmula, sendo o ângulo igual a 30° (talude natural):

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (30^\circ) = 0,333$$

Desta forma, acha-se a grandeza do empuxo (E):

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K \cdot h^2 \cdot L$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 0,333 \cdot 4,0^2 \cdot 1,0 = 47,95 \text{ kN/m}$$

O ponto em que este empuxo será aplicado (y) é dado pela fórmula:

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2h_0 + H}{h_0 + H}$$

Onde:

$h_0$ : Altura de terra equivalente à sobrecarga no terreno adjacente ao topo do muro;

$h$ : Altura do talude;

H: Altura total.

$$y = \frac{4,00}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0,20 + 4,20}{0,20 + 4,20} = 1,39 \text{ m}$$

O momento fletor (M) na base do muro, ocasionado pelo empuxo, é dado por:

$$M = E \cdot y$$

$$M = 47,95 \cdot 1,39$$

$$M = 66,65 \cong 67,00 \text{ kN/m}$$

### 3.2. Dimensionamento – Muro de arrimo em concreto armado

Os materiais utilizados para a produção deste projeto possuem as seguintes especificações:

a) Aço CA-50

$$f_{yk} = 50.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

b) Concreto: A resistência média do concreto à compressão foi determinada no decorrer do trabalho. Os dados complementares são descritos abaixo.

$$\gamma_{\text{conc.}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_c = 1,4.$$

#### 3.2.1. Situação 01

A situação 01 consiste em um muro com tardoze retangular e sapata posicionada no lado oposto do maciço de terra, conforme ilustrado na figura 10. A seguir será apresentado o pré-dimensionamento de cada parte do muro de concreto armado para a situação proposta.



### 3.2.1.1. Pré-dimensionamento da estrutura

#### a) Base do muro:

A estimativa da altura útil ( $d$ ) da seção de concreto, de acordo com Moliterno (1980), é feita através da fórmula:

$$d = 10 \sqrt{M}$$

$$d = 10 \sqrt{6,7} = 25,88 \cong 0,26 \text{ m}$$

De acordo com a tabela 7.2 da NBR 6118/2014 foi adotado um cobrimento de concreto de 3,0 cm:

$$a = d + 3,0$$

$$a_{\text{base}} = 26 + 3,0 = 29,00 \text{ cm} \cong 0,30 \text{ m}$$

O estudo desenvolvido por Moliterno foi elaborado em uma época onde o uso da tecnologia aplicada à engenharia civil era pouco explorado. Desta forma, o trabalho foi desenvolvido sem o auxílio de computadores e equipamentos que possibilitassem a otimização dos resultados, sendo limitado a fórmulas empíricas e estudos, sem o uso de computadores para testes e monitoramento. Com o avanço da tecnologia, foi possível desenvolver mecanismos que aperfeiçoassem estas dimensões e, conseqüentemente, produzissem elementos que proporcionassem um desempenho satisfatório utilizando menos material. Portanto, este conceito de Moliterno não foi aplicado ao trabalho, sendo adotada para o tardo uma medida igual a 15,00 cm. Este valor satisfaz a condição mínima exigida pela NBR 6118/2014, no item 13.2.2 Vigas e vigas-parede. Desta maneira,  $a_{\text{base-adotado}} = 0,15 \text{ m}$ .

#### b) Topo do muro:

Considerando o tardo retangular, a dimensão do topo é igual à dimensão da base do muro. Desta maneira,  $a_{\text{topo-adotado}} = 0,15 \text{ m}$ .

#### c) Sapata:

Marchetti (1994) afirma que, de maneira empírica, os valores para a base da sapata variam de 40% a 70% da altura do muro. Nesta situação, inicialmente será adotado o equivalente a 70% da altura.

$$e = 0,70 \cdot H$$

$$e = 0,7 \cdot 4,0 = 2,80 \text{ m}$$

Moliterno (1980) diz que a ponta deste elemento varia de 1/6 a 1/8 da altura do mesmo, entretanto, para a situação 01, a ponta da sapata assume o papel do talão e este passa a não existir.

Moliterno (1980) afirma ainda que a espessura ( $i$ ), como condição de engastamento do muro da sapata, deve ser maior que a altura útil da base do muro mais o seu cobrimento, ou seja,  $a_{base}$ . Como neste caso  $a_{base} = 15,00$  cm, adota-se:  $i = 0,20$  m.

### 3.2.1.2. Verificações

- a) Tombamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultado expresso a seguir.

<b>Tombamento</b>	
$M_{tomb}$ (kN.m)	82,40
$M_{restit}$ (kN.m)	60,48
$\gamma = M_{restit}/M_{tomb} \geq 1,5$	
$\gamma =$	<b>0,73</b>

Neste caso, ficou evidente a importância da parcela do solo que contribuiu diretamente para o equilíbrio do muro. Como o talão da sapata estava do lado oposto ao maciço de terra, este não contribuiu para sua estabilização, dificultando seu equilíbrio estático.

- b) Deslizamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultados expressos a seguir.

<b>Deslizamento</b>	
$E_{empuxo_{ativo-solo}}$ (kN)	48,00
$E_{empuxo_{ativo-sobr}}$ (kN)	4,00
$f_{atrito}$ (kN)	15,95
$E_{empuxo_{passivo}}$ (kN)	1,08
$r = F_{atrito}/E \geq 1,5$	
$r =$	<b>0,33</b>

- c) Tensões no solo: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, visto que foi constatada a presença de tração no solo e este não resistir bem a este tipo de esforço. Desta forma, faz-se necessário que as

solicitações sejam de compressão no solo. Os resultados foram expressos a seguir.

<b>Verificação das Tensões no Solo</b>					
M.F. <sub>centro sapata</sub> (kN.m)	62,53		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo		
Excentricidade (m)	2,16		Excentricidade (m)	2,156	
N.C.I. (e/6) (m)	0,47		n (m)	-2,268	
Verificação Tensão Solo	<b>Tração-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	-25,57	<b>Ok</b>
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	58,21	<b>Ok</b>			
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	-37,49	<b>Verificar Sapata</b>			

Para que fossem satisfeitas todas as verificações para a situação 01 foram necessárias as seguintes dimensões:

h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
4,00	4,55	113,75	4,30	0,00	1,00	0,25	0,00	0,30

Desta maneira, obteve-se:

a) Tombamento:

<b>Tombamento</b>	
$M_{\text{tomb}}$ (kN.m)	87,60
$M_{\text{restit}}$ (kN.m)	188,26
$\gamma = M_{\text{restit}}/M_{\text{tomb}} \geq 1,5$	
$\gamma =$	<b>2,15</b>
Verificação	<b>Ok</b>

b) Deslizamento:

<b>Deslizamento</b>	
Empuxo <sub>ativo-solo</sub> (kN)	48,00
Empuxo <sub>ativo-sobr</sub> (kN)	4,00
$f_{\text{atrito}}$ (kN)	32,52
Empuxo <sub>passivo</sub> (kN)	45,63
$r = F_{\text{atrito}}/E \geq 1,5$	
$r =$	<b>1,50</b>
Verificação	<b>Ok</b>

c) Tensões no solo:

Verificação das Tensões no Solo					
M.F. <sub>centro sapata</sub> (kN.m)	33,85		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo		
Excentricidade (m)	0,57		Excentricidade (m)	x	
N.C.I. (e/6) (m)	0,76		n (m)	x	
Verificação Tensão Solo	<b>Compressão-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	x	-
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	22,80	<b>Ok</b>			
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	3,18	<b>Ok</b>			

### 3.2.2. Situação 02

A situação 02 consiste em um muro com tardoz retangular, sapata posicionada abaixo do maciço de terra e sem ponta, conforme ilustrado na figura 10. A seguir será apresentado o pré-dimensionamento de cada parte do muro de concreto armado para a situação proposta.

#### 3.2.2.1. Pré-dimensionamento da estrutura

a) Base do muro:

Foi mantida a mesma dimensão:  $a_{\text{base}} = 0,15$  m.

d) Topo do muro:

Foi mantida a mesma dimensão:  $a_{\text{topo}} = 0,15$  m.

e) Sapata:

Pré-dimensionamento:  $0,4 H \leq b_s \leq 0,7 H$ , adotando-se inicialmente 40% da altura.

$$e = 0,4 \cdot 4,0 = 1,60 \text{ m}$$

$$i = 0,20 \text{ m}$$

#### 3.2.2.2. Verificações

a) Tombamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultado a seguir.

<b>Tombamento</b>	
$M_{\text{tomb}}$ (kN.m)	82,40
$M_{\text{restit}}$ (kN.m)	102,68
$\gamma = M_{\text{restit}}/M_{\text{tomb}} \geq 1,5$	
$\gamma =$	<b>1,25</b>
Verificação	<b>Verificar</b>

b) Deslizamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultado a seguir.

<b>Deslizamento</b>	
Empuxo <sub>ativo-solo</sub> (kN)	48,00
Empuxo <sub>ativo-sobr</sub> (kN)	4,00
$f_{\text{atrito}}$ (kN)	72,46
Empuxo <sub>passivo</sub> (kN)	1,08
$r = F_{\text{atrito}}/E \geq 1,5$	
$r =$	<b>1,41</b>
Verificação	<b>Verificar</b>

c) Tensões no solo: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultado a seguir.

<b>Verificação das Tensões no Solo</b>					
M.F.centro sapata (kN.m)	85,12		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo		
Excentricidade (m)	0,65		Excentricidade (m)	0,646	
N.C.I. (e/6) (m)	0,27		n (m)	0,462	
Verificação Tensão Solo	<b>Tração-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	570,58	<b>Verificar Sapata</b>
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	281,84	<b>Ok</b>			
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	-117,15	<b>Verificar Sapata</b>			

Para que fossem satisfeitas todas as verificações foram necessárias as seguintes dimensões:

h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
4,00	2,55	63,75	0,00	2,40	0,00	0,15	0,00	0,20

Desta maneira, obteve-se:

a) Tombamento:

<b>Tombamento</b>	
$M_{\text{tomb}}$ (kN.m)	82,40
$M_{\text{restit}}$ (kN.m)	260,38
$\gamma = M_{\text{restit}}/M_{\text{tomb}} \geq 1,5$	
$\gamma =$	<b>3,16</b>
Verificação	<b>Ok</b>

b) Deslizamento:

<b>Deslizamento</b>	
$\text{Empuxo}_{\text{ativo-solo}}$ (kN)	48,00
$\text{Empuxo}_{\text{ativo-sobr}}$ (kN)	4,00
$f_{\text{atrito}}$ (kN)	114,26
$\text{Empuxo}_{\text{passivo}}$ (kN)	1,08
$r = F_{\text{atrito}}/E \geq 1,5$	
$r =$	<b>2,22</b>
Verificação	<b>Ok</b>

c) Tensões no solo:

<b>Verificação das Tensões no Solo</b>				
$M.F.$ -centro sapata (kN.m)	86,90		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo	
Excentricidade (m)	0,42		Excentricidade (m)	x
N.C.I. (e/6) (m)	0,43		n (m)	x
Verificação Tensão Solo	<b>Compressão-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	x -
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	161,66	<b>Ok</b>		
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	1,29	<b>Ok</b>		

### 3.2.3. Situação 03

A situação 03 consiste em um muro com tardoz retangular, sapata posicionada abaixo do maciço de terra e com ponta, conforme ilustrado na figura 10. A seguir será apresentado o pré-dimensionamento de cada parte do muro de concreto armado para a situação proposta.

### 3.2.3.1. Pré-dimensionamento da estrutura

a) Base do muro:

Foi mantida a mesma dimensão:  $a_{\text{base}} = 15,00 \text{ cm}$ .

b) Topo do muro

Foi mantida a mesma dimensão:  $a_{\text{topo}} = 15,00 \text{ cm}$ .

c) Sapata:

Pré-dimensionamento:  $0,4 H \leq b_s \leq 0,7 H$ , adotando-se inicialmente 40% da altura.

$$e = 0,4 \cdot 4,0 = 1,60 \text{ m}$$

$$i = 0,20 \text{ m}$$

Para a ponta da sapata adotou-se dimensão equivalente a 1/6 da altura do muro.

$$f = \frac{1}{6} \cdot h = \frac{1}{6} \cdot 4,00 = 0,666 \text{ m} \cong 0,70 \text{ m}$$

$$c = e - f - a_{\text{base}} = 1,6 - (0,7 - 0,15) = 0,75 \text{ m}$$

$$i = 0,20 \text{ m}$$

### 3.2.3.2. Verificações

d) Tombamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultados abaixo.

<b>Tombamento</b>	
$M_{\text{tomb}}$ (kN.m)	82,40
$M_{\text{restit}}$ (kN.m)	86,93
$\gamma = M_{\text{restit}}/M_{\text{tomb}} \geq 1,5$	
$\gamma =$	<b>1,05</b>
Verificação	<b>Verificar</b>

a) Deslizamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultados abaixo.

<b>Deslizamento</b>	
Empuxo <sub>ativo-solo</sub> (kN)	48,00
Empuxo <sub>ativo-sobr</sub> (kN)	4,00
f <sub>atrito</sub> (kN)	43,59
Empuxo <sub>passivo</sub> (kN)	1,08
<b><math>r = F_{\text{atrito}}/E \geq 1,5</math></b>	
<b>r =</b>	<b>0,86</b>
Verificação	<b>Verificar</b>

- a) Tensões do solo: Deslizamento: As dimensões adotadas inicialmente não foram suficientes para satisfazer esta verificação, conforme resultados abaixo.

<b>Verificação das Tensões no Solo</b>					
M.F.centro sapata (kN.m)	58,87		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo		
Excentricidade (m)	0,74		Excentricidade (m)	0,743	
N.C.I. (e/6) (m)	0,27		n (m)	0,172	
Verificação Tensão Solo	<b>Tração-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	924,04	<b>Verificar Sapata</b>
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	187,50	<b>Ok</b>			
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	-88,44	<b>Verificar Sapata</b>			

Para que fossem satisfeitas todas as verificações foram necessárias as seguintes dimensões:

h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
4,00	2,40	60,00	0,70	1,55	0,00	0,15	0,00	0,20

Desta maneira, obteve-se:

- a) Tombamento:

<b>Tombamento</b>	
M <sub>tomb</sub> (kN.m)	82,40
M <sub>restit.</sub> (kN.m)	214,93
<b><math>g = M_{\text{restit}}/M_{\text{tomb}} \geq 1,5</math></b>	
<b>g =</b>	<b>2,61</b>
Verificação	<b>Ok</b>



b) Deslizamento:

<b>Deslizamento</b>	
Empuxo <sub>ativo-solo</sub> (kN)	48,00
Empuxo <sub>ativo-sobr</sub> (kN)	4,00
f <sub>atrito</sub> (kN)	78,79
Empuxo <sub>passivo</sub> (kN)	1,54
<b><math>r = F_{\text{atrito}}/E \geq 1,5</math></b>	
<b>r =</b>	<b>1,54</b>
Verificação	<b>Ok</b>

c) Tensões no solo:

<b>Verificação das Tensões no Solo</b>				
M.F. <sub>centro sapata</sub> (kN.m)	39,37		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo	
Excentricidade (m)	0,27		Excentricidade (m)	x
N.C.I. (e/6) (m)	0,40		n (m)	x
Verificação Tensão Solo	<b>Compressão-Solo</b>		s <sub>máx</sub> (kN/m <sup>2</sup> /m)	x -
s <sub>máx</sub> (kN/m <sup>2</sup> /m)	100,70	<b>Ok</b>		
s <sub>mín</sub> (kN/m <sup>2</sup> /m)	18,68	<b>Ok</b>		

### 3.3. Escolha da situação mais econômica – Muro de arrimo em concreto armado

Ao efetuar os cálculos das três situações possíveis para o projeto de um muro de arrimo em concreto armado, pode-se constatar que a situação 03 (sapata posicionada abaixo do maciço de terra e com ponta) foi a que apresentou o modelo mais econômico. Justifica-se esta escolha, pois para uma mesma altura, mesmas condições de carregamento e materiais utilizados, obteve-se um muro com as seções mais esbeltas. Pode-se atribuir este resultado ao posicionamento da sapata em relação ao maciço de terra, além da “ponta” presente na mesma, que minimiza o efeito do tombamento. As tabelas 05 e 06 mostram o descritivo das dimensões e as verificações feitas para as três situações analisadas.

Tabela 05: Descritivo dos dimensionamentos das situações – Muro de concreto armado.

Situação	Dimensionamento	h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
1	INICIAL	4,00	2,80	70,00	2,65	0,00	0,00	0,15	0,00	0,20
	FINAL		4,55	113,75	4,30		1,00	0,25		0,30
2	INICIAL	4,00	1,60	40,00	0,00	1,45	0,00	0,15	0,00	0,20
	FINAL		2,55	63,75		2,40		0,15		0,20
3	INICIAL	4,00	1,60	40,00	0,70	0,75	0,00	0,15	0,00	0,20
	FINAL		2,40	60,00	0,70	1,55		0,15		0,20

Fonte: Autoria própria.

Tabela 06: Resultados das verificações para as situações – Muro de concreto armado.

VERIFICAÇÕES - MURO DE ARRIMO CONCRETO ARMADO										
Sit.	TOMBAMENTO $\gamma = M_{restit}/M_{tomb} \geq 1,5$		DESLIZAMENTO $r = F_{atrito}/E \geq 1,5$		TENSÕES NO SOLO $M/P < e/6 ; \sigma_{m\acute{a}x}/m\acute{i}n \leq \sigma_{solo} = 0,2 \text{ Mpa}$					
	$\gamma$		R		e		$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (kN/m}^2\text{/m)}$		$\sigma_{m\acute{i}n} \text{ (kN/m}^2\text{/m)}$	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
1	0,73	2,15	0,33	1,50	Tração	Compr.	58,21	22,8	-37,49	3,18
2	1,25	3,16	1,41	2,22	Tração	Compr.	281,84	161,66	-117,15	1,29
3	1,05	2,61	0,86	1,54	Tração	Compr.	187,5	100,7	-88,44	18,68

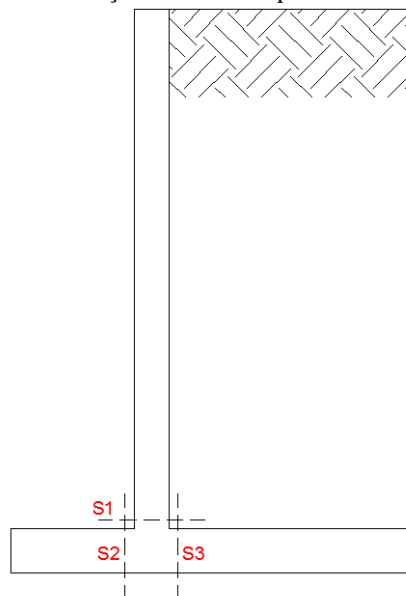
Fonte: Autoria própria.

Vale ressaltar que as dimensões obtidas nesta fase do projeto não são ainda definitivas, podendo ser alteradas caso seja necessário.

### 3.4. Determinação das armaduras – Muro de arrimo em concreto armado

A figura 11 ilustra as seções onde serão dimensionados os esforços solicitantes e as armaduras. A seção S1 representa o tardo, S2 a ponta da sapata e S3 o talão.

Figura 11: Seções de cálculo para determinação das armaduras.



Fonte: Autoria própria.

Inicialmente, foram adotadas as dimensões mínimas das seções de concreto do muro que atendessem às verificações exigidas, conforme visto no item anterior. Entretanto, estas seções mais esbeltas ocasionaram um elevado consumo de armadura

ao longo do tardo (A<sub>s</sub> = 23,74 cm<sup>2</sup>/m). Desta maneira, foi necessário aumentar as espessuras do tardo (a) e da laje da sapata (i) para que o consumo de aço fosse reduzido. Ao aumentar estas dimensões foi possível diminuir o comprimento da sapata em 10,00 cm. As dimensões finais adotadas para o muro de concreto com perfil retangular foram:

Situação	h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
3	4,00	2,30	57,50	0,70	1,40	0,00	0,20	0,00	0,25

Os resultados obtidos para o cálculo das armaduras na extensão de 1,00 metro linear de muro foram dispostos na tabela 07.

Tabela 07: Armaduras nas seções de cálculo (Aço CA-50) – Muro de concreto armado.

Seção	d' (cm)	d (cm)	M (kN.cm/m)	k <sub>Md</sub>	k <sub>x</sub>	Verif. k <sub>x</sub> -limite	k <sub>z</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Ø (mm)	s (cm)
S <sub>1</sub>	3,00	17,00	7280,00	0,123	0,197	ok	0,921	14,97	16,00	13,00
S <sub>2</sub>	3,00	22,00	2223,55	0,023	0,034	ok	0,987	3,30	8,00	15,00
S <sub>3</sub>	3,00	22,00	4577,66	0,046	0,070	ok	0,972	6,89	10,00	11,00

Fonte: Autoria própria.

Pelo fato dos esforços terem sido calculados em diferentes regiões da sapata, a armadura longitudinal ao longo da mesma foi diferente para a ponta e para o talão. Entretanto, com a finalidade de facilitar o detalhamento do muro, foi adotado para toda a sapata Ø 10,00 mm a cada 12,00 cm.

Foi necessário adotar um concreto com f<sub>ck</sub> elevado para que fosse possível uma redução no consumo de armadura. Desta maneira, adotou-se um concreto cujo f<sub>ck</sub> fosse 40 MPa (C-40). O comprimento de ancoragem adotado da armadura longitudinal na Seção S<sub>1</sub>, com Ø 16,00 mm, foi equivalente a 44,00 cm, de acordo com o item 9.4 da NBR 6118/2014, para concreto C-40 e armadura em uma zona de boa aderência. Ao efetuarem-se os cálculos, de acordo com o item 8.2.5 da NBR 6118/2003, constatou-se que não seria necessária armadura transversal. A armadura de distribuição adotada foi equivalente a 20% da área de aço da região, conforme projeto estrutural no Apêndice A deste trabalho.

Com a finalidade de garantir um consumo ideal de aço e concreto para o muro de arrimo, foi estabelecida uma relação entre estes dois materiais, denominada taxa de armadura. Este indicador relaciona o peso total de aço (kg) e o volume de

concreto (m<sup>3</sup>), necessários para a execução de 1,00 metro de muro. Para que a estrutura seja considerada econômica, esta taxa deve se situar entre 70 e 80 kg/m<sup>3</sup>/m. O projeto do muro de concreto armado com o perfil do tardoz retangular apresentou o consumo de material disposto na tabela 08.

Tabela 08: Quantitativo de materiais – Muro de concreto armado com perfil retangular.

AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO CONCRETO ARMADO					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	16,00	8	5,35	42,80	67,54
N2	10,00	9	4,96	44,64	27,54
N3	6,30	8	4,19	33,52	8,21
N4	8,00	46	1,00	46,00	18,17
N5	6,30	26	1,00	26,00	6,37
TOTAL (kg/m) =					127,8
VOLUME CONCRETO - C-40 (m <sup>3</sup> /m)				1,38	
TAXA DE ARMADURA (kg/m <sup>3</sup> /m)				92,97	

Fonte: Autoria própria.

A taxa de armadura do muro com as seções apresentadas anteriormente não se situou dentro do intervalo estabelecido. Desta forma, foi necessário alterar o perfil do tardoz, aumentando sua base, de maneira que este ficasse com o formato trapezoidal, conforme projeto estrutural no Apêndice B deste trabalho. As dimensões adotadas foram:

h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
4,00	2,30	57,50	0,70	1,35	0,00	0,20	0,05	0,25

Com esta alteração foi possível reduzir o consumo de armadura de 127,8 kg para 110,10 kg, além de possibilitar a redução do  $f_{ck}$  do concreto para 25 MPa. O consumo de material obtido é expresso na tabela 09.

Tabela 09: Quantitativo de materiais – Muro de concreto armado com perfil trapezoidal.

AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO CONCRETO ARMADO					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	12,50	10	5,47	56,30	52,68
N2	10,00	9	4,96	44,64	27,54
N3	6,30	10	4,19	41,90	10,27
N4	6,30	54	1,00	54,00	13,23
N5	6,30	26	1,00	26,00	6,37
TOTAL (kg/m) =					110,1
VOLUME CONCRETO - C-25 (m <sup>3</sup> /m)				1,48	
TAXA DE ARMADURA (kg/m <sup>3</sup> /m)				74,38	

Fonte: Autoria própria.

A taxa de armadura respeitou o intervalo estipulado de 70 a 80 kg/m<sup>3</sup>/m, situando-se precisamente em 74,38 kg/m<sup>3</sup>/m.

### **3.5. Dimensionamento – Muro de arrimo em alvenaria estrutural**

#### 3.5.1. Considerações iniciais

Como citado no referencial teórico deste trabalho, a alvenaria estrutural permite o dimensionamento com ou sem uso de armaduras. Parsekian (2012) diz que o uso de alvenaria armada é comum e mesmo desejável para alvenarias onde a força lateral é predominante. Além de aumentar a resistência à flexão, a inclusão de armaduras aumenta a resistência ao cisalhamento e melhora a ductilidade. O autor ainda afirma que alvenarias armadas podem ser menos espessas, proporcionando economias diretas no custo. Em suma, o uso de alvenarias armadas é necessário quando somente o bloco não consegue absorver as tensões impostas pelos carregamentos. Partindo deste princípio, a análise deste trabalho será desenvolvida para este método construtivo.

Para o dimensionamento dos painéis de alvenaria submetidos à flexão será utilizado o Método dos Estados Limites (Estádio III) de acordo com a NBR 15961-1. Segundo Andrade (2011), este método corresponde ao esgotamento da capacidade portante da estrutura e pode ser ocasionado por diversos fatores, tais como: perda de estabilidade do equilíbrio, ruptura, colapso, deterioração por fadiga ou excesso de deformação plástica que inviabilize a sua utilização como estrutura. A autora ainda diz que neste método são ponderados diferentes coeficientes de segurança em função de diferentes variáveis. Desta forma, afirma que ele permite uma melhor consideração dos diferentes parâmetros que podem ser envolvidos no projeto e execução de determinada obra.

Para a determinação dos esforços nos painéis, optou-se pela utilização do método utilizado pela norma canadense chamado Linha de Ruptura. Maiores informações sobre este método podem ser encontradas em Maluf (2007).

Os materiais utilizados no dimensionamento são descritos a seguir junto às respectivas justificativas de suas escolhas:

- a) Blocos: De acordo com a NBR 6136/1994, blocos com função estrutural (Classe A) devem apresentar  $f_b$  mínimo igual a 6,0 MPa e, pelo menos, 14,00 cm de

espessura. Desta maneira, foram adotados blocos com resistência à compressão igual a 6,0 MPa e dimensões 14x19x29 cm;

- b) Argamassa: Parsekian (2012) recomenda que, em elementos que tenham contato com o solo e sob ação lateral predominante, seja usada uma argamassa com  $f_a$  compreendido entre 8,5 a 12,5 MPa. Desta maneira, será utilizada uma argamassa do tipo P6, de acordo com a NBR 13281, com  $f_{arg} = 8,5$  MPa e traço 1:0,5:5,0;
- c) Graute: Segundo a NBR 15961-1, o graute deve ter sua resistência característica com valor mínimo igual a 15,0 MPa. Portanto,  $f_{gk} = 15,0$  MPa e traço 1:0,1:2,4:2,2.
- d) Aço CA-50 (idem ao utilizado no muro de concreto armado).

### 3.5.2. Determinação das armaduras

Este item contempla o passo dos cálculos para o muro de alvenaria estrutural, juntamente com as justificativas de parâmetros e critérios adotados. Vale ressaltar que o dimensionamento foi feito para um metro de muro ( $L = 100$  cm).

Inicialmente foram determinadas as propriedades físicas da parede:

$$f_{bk} = 6,0 \text{ MPa (14x19x39cm)}$$

$$f_{pk} = 0,8 \cdot f_{bk} = 0,8 \cdot 6 = 4,8 \text{ MPa}$$

$$E_{alv} = 800 \cdot f_{pk} = 800 \cdot 4,8 = 3840,0 \text{ MPa}$$

$$f_{arg} = 8,5 \text{ MPa}$$

Para determinação dos valores característicos da resistência à tração da alvenaria sob flexão, utilizou-se a tabela 3 da NBR 15961-1:

$$f_{alv,t,k,par} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$f_{alv,t,k,per} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,25}{0,50} = 0,50$$

O cálculo da pressão de terra ocasionada pelo empuxo para um paramento interno liso e vertical:

$$P = K \cdot \gamma_t \cdot h$$

Onde:

K: Coeficiente de Coulomb;

$\gamma_t$ : Peso específico do solo;

h: Altura do muro;

$$P = 0,333 \cdot 18 \cdot 4 = 23,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} / \text{m}$$

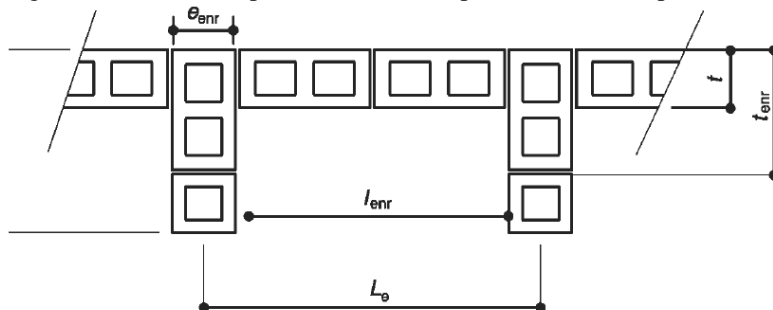
Foi necessário verificar a esbeltez do painel, conforme exigido na NBR 15961-1. A normatização brasileira estabelece para alvenaria armada um valor máximo do índice igual a 30. A determinação do coeficiente de multiplicação ( $\delta$ ) necessário para o cálculo da esbeltez é obtido através da tabela 10, em função das dimensões da parede, conforme figura 12.

Tabela 10: Valores do coeficiente  $\delta$ .

$l_{\text{enr}}/e_{\text{enr}}$	$t_{\text{enr}}/t = 1$	$t_{\text{enr}}/t = 2$	$t_{\text{enr}}/t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: NBR 15961-1.

Figura 12: Parâmetros para o cálculo da espessura efetiva da parede.



Fonte: NBR 15961-1.

Para que este valor fosse atendido, foram necessárias as seguintes dimensões:

$$e_{\text{enr}} = 14,0 \text{ cm}$$

$$t_{\text{enr}} = 54,0 \text{ cm}$$

$$t_{\text{enr}} = 54,0 \text{ cm}$$

$$l_{\text{enr}} = 81,0 \text{ cm}$$

$$L_e = 95,0 \text{ cm}$$

$$t = 14,0 \text{ cm}$$

$$\delta = 2,0$$

A espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) da parede foi obtida através da fórmula:

$$t_{ef} = t \cdot \delta$$

$$t_{ef} = 14 \cdot 2 = 28,0 \text{ cm}$$

Segundo Andrade (2011), a altura efetiva ( $h_{ef}$ ) de uma parede deve ser considerada igual a duas vezes a sua altura se uma extremidade for livre e se houver travamento que restrinja, ao mesmo tempo, o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade.

$$h_{ef} = 2 \cdot 400 = 800 \text{ cm}$$

O índice de esbelteza obtido:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{800}{28} = 28,57$$

Para a determinação dos esforços solicitantes no painel, este foi calculado como uma laje livre no topo e apoiada em três extremidades, pelo método de linhas de ruptura (Norma Canadense – CAN). Os cálculos dos esforços são dados por:

$$M = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 \text{ (Tensão paralela à junta de assentamento)}$$

Onde:

$\alpha$ : Coeficiente para determinação do momento de ruptura;

$w_k$ : Pressão de terra;

$\gamma_f$ : Coeficiente de ponderação;

L: Comprimento do muro.

$$M = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 \text{ (Tensão perpendicular à junta de assentamento)}$$

A relação da resistência ortogonal ( $\mu$ ) foi obtida através da tabela 11.

Tabela 11: Coeficientes para determinação do momento de ruptura de acordo com a Norma Canadense CAN-CSA S304.1-04.

		<i>Coeficientes para cálculo do momento de ruptura - painéis de alvenaria</i>										
		h/L										
$\mu_m$	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	
1,00	0,031	0,038	0,045	0,075	0,106	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,90	0,032	0,040	0,048	0,080	0,113	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,80	0,034	0,042	0,052	0,086	0,120	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,70	0,035	0,044	0,057	0,093	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,60	0,038	0,047	0,063	0,102	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,50	0,040	0,053	0,070	0,113	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,40	0,043	0,061	0,080	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,35	0,046	0,066	0,087	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
0,30	0,051	0,073	0,095	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	

Fonte: Andrade (2011).



O coeficiente de ponderação ( $\gamma_f$ ) foi obtido através da Tabela 7 da NBR 15961-1.

$$M_d = 0,125 \cdot 23,76 \cdot 1,35 \cdot 1,0^2 = 4,00 \text{ kN.m/m (Paralelo)}$$

$$M_d = 0,5 \cdot 0,125 \cdot 23,76 \cdot 1,35 \cdot 1,0^2 = 2,00 \text{ kN.m/m (Perpendicular)}$$

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Onde:

$f_d$ : Resistência característica do prisma dividido por um coeficiente de ponderação das resistências;

b: Largura do trecho considerado;

d: Altura útil do bloco considerada;

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot \frac{0,48}{2} \cdot 100 \cdot 7^2 = 4,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} > M_d$$

Em seguida foi determinada a armadura do painel:

$$f_s = 0,5 \cdot f_{yd}$$

$$f_s = 0,5 \cdot \frac{500}{1,15} = 21,71 \text{ kN/cm}^2$$

Para  $z = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 7 = 6,65 \text{ cm}$ , temos:

$$A_s = \frac{M_d}{f_s \cdot z} = \frac{400}{21,74 \cdot 6,65} = 2,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo;

$f_s$ : Tensão atuante no aço;

z: Braço de alavanca.

$A_s$  mín principal  $\geq 0,1\%$  da área da seção transversal

$$A_s \text{ mín principal} \geq \frac{0,1}{100} \cdot 100 \cdot 14 = 1,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_s$  mín secundária  $\geq 0,05\%$  da seção transversal

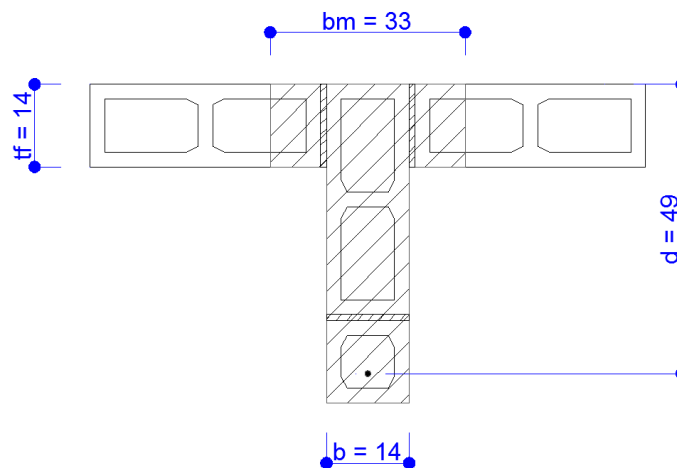
$$A_s \text{ mín secundária} \geq \frac{0,05}{100} \cdot 100 \cdot 14 = 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Parsekian (2012) diz que a normalização brasileira não traz especificação a respeito dos limites máximos de espaçamento de armadura, sendo típica a utilização de 0,6, 1,2 ou 2,4 metros. Desta maneira, adotou-se a utilização de duas barras de 10 mm distando no máximo 60 cm entre elas, sendo a armadura disposta nas duas direções.

$$A_s \text{ adotado} = 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm c/ } 60 \text{ cm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Posteriormente, foi feito o dimensionamento dos enrijecedores para o momento fletor e a força cortante. A figura 13 exibe a seção com flange considerada.

Figura 13: Seção com flange para o cálculo dos enrijecedores.



Fonte: Autoria própria.

Momento fletor:

$$M_K = 23,76 \cdot \frac{1,0^2}{6} = 3,96 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,4 \cdot 3,96 = 5,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} \leq f_d \cdot b_m \cdot t_f \cdot (d - 0,5 \cdot t_f)$$

Onde:

$$M_{Rd} \leq \frac{0,48}{2} \cdot 33 \cdot 14 \cdot (49 - 0,5 \cdot 14) = 46,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} > M_d$$

Para  $z = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 7 = 6,65 \text{ cm}$ , temos:

$$A_s = \frac{M_d}{f_s \cdot z} = \frac{555}{21,74 \cdot 44,24} = 0,577 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ mín}} \geq 0,1\%$  da área da seção transversal

$$A_{s \text{ mín}} \geq \frac{0,1}{100} \cdot 54 \cdot 14 = 0,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotou-se uma barra de 10 mm, totalizando uma área de 0,785 cm<sup>2</sup>.

Força cortante:

$$V_K = 23,76 \cdot \frac{1,0}{2} = 11,88 \text{ kN}$$

Andrade (2011) diz que para peças de alvenaria estrutural submetidas à flexão, e quando existirem armaduras envoltas por graute e perpendiculares ao plano do cisalhamento, a resistência ao cisalhamento pode ser obtida por:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{0,785}{14 \cdot 49} = 0,00114$$

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,0014 = 0,37 \leq 0,7 \text{ MPa}$$

Posteriormente, determinou-se a tensão de cisalhamento ( $\tau_{vd}$ ) e verificou-se se a alvenaria absorveria a força cortante solicitante ou se seria necessária a colocação de armaduras de cisalhamento.

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 11,88}{14 \cdot 49} = 0,0242 \text{ MPa}$$

$$\tau_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

$$0,0242 \leq \frac{0,37}{1,2} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_a = 1,4 \cdot 0,037 \cdot 14 \cdot 49 = 35,53 \text{ kN}$$

$$V_a > V_d$$

$$35,53 > 16,63 \text{ kN}$$

Como  $V_a > V_d$ , a alvenaria é capaz de absorver a parcela de cisalhamento sem precisar de armaduras.

Como aspecto construtivo, Andrade (2011), afirma ser importante o uso de armaduras de ligações entre os enrijecedores e o muro para que ocorra a amarração entre os mesmos.

### 3.5.3. Verificações

Foram realizadas as verificações contra o tombamento, deslizamento e tensões no solo para o muro de alvenaria estrutural. Para isso foi necessária a modificação de alguns parâmetros em relação ao muro de concreto armado.

Faria e Carvalho (2013) afirmam que o coeficiente de atrito entre o solo e o muro de blocos de concreto é igual a 0,75, enquanto que para superfícies de concreto armado vale 0,55.

Ramalho (2007) diz que o peso específico da alvenaria feita com blocos vazados de concreto é igual a 14,00 kN/m<sup>3</sup>. Quando esta é feita com os mesmos blocos, porém preenchidos com graute, seu peso específico passa a ser de 24,00 kN/m<sup>3</sup>. Como neste projeto nem todos os blocos do muro foram grauteados, foi considerado o peso específico da alvenaria  $\gamma_{alv} = 19,50$  kN/m<sup>3</sup>. O material da fundação (sapata) continuou sendo concreto armado, cujo peso específico  $\gamma_{conc.} = 25,00$  kN/m<sup>3</sup>.

Para cumprimento de todas as verificações, foram necessárias as seguintes dimensões mínimas:

Situação	h (m)	e (m)	h/e (%)	f (m)	c (m)	j (m)	a (m)	b (m)	i (m)
3	4,00	2,24	56,00	0,70	1,40	0,00	0,14	0,00	0,25

Desta maneira, as verificações contra o tombamento, deslizamento e tensões no solo foram dispostas nas tabelas a seguir.

<b>Tombamento</b>	
$M_{max}$ (kN.m)	72,00
$M_{tomb}$ (kN.m)	85,00
$M_{restit}$ (kN.m)	185,79
<b><math>g = M_{restit}/M_{tomb} \geq 1,5</math></b>	
<b>g =</b>	<b>2,19</b>
Verificação	<b>Ok</b>

<b>Deslizamento</b>	
Empuxo <sub>ativo-solo</sub> (kN)	48,00
Empuxo <sub>ativo-sobr</sub> (kN)	4,00
$f_{atrito}$ (kN)	97,44
Empuxo <sub>passivo</sub> (kN)	1,69
<b><math>r = F_{atrito}/E \geq 1,5</math></b>	
<b>r =</b>	<b>1,91</b>
Verificação	<b>Ok</b>

Verificação das Tensões no Solo					
M.F. <sub>centro sapata</sub> (kN.m)	44,72		Deslocamento do Diagrama de Tensão no Solo		
Excentricidade (m)	0,34		Excentricidade (m)	x	
N.C.I. (e/6) (m)	0,37		n (m)	x	
Verificação Tensão Solo	<b>Compressão-Solo</b>		$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	x	-
$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	111,48	<b>Ok</b>			
$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	4,52	<b>Ok</b>			

A tabela 12 expressa o consumo final de aço, concreto e graute para o muro de alvenaria estrutural com as dimensões citadas.

Tabela 12: Quantitativo de materiais – Muro de arrimo em alvenaria estrutural.

AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO ALVENARIA ESTRUTURAL					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	10,00	10	4,66	46,60	28,75
N2	10,00	14	2,00	28,00	17,28
N3	10,00	3	4,66	13,98	8,63
N4	10,00	10	4,84	48,40	29,86
N5	6,30	22	2,00	44,00	13,73
TOTAL (kg) =					98,24
TOTAL (kg/m) =					49,12
VOLUME GRAUTE $f_{\text{gk}}=15,0\text{MPa}$ (m <sup>3</sup> /m)				0,26	
VOLUME CONCRETO $f_{\text{ck}}=25,0\text{MPa}$ (m <sup>3</sup> /m)				0,56	

Fonte: Autoria própria.

### 3.6. Composição de custos dos muros

Para realização do comparativo entre os muros de arrimo propostos foi necessária a elaboração de planilhas de composição de custos das duas estruturas. Nestas planilhas foram utilizadas as tabelas TCPO (PINI) para obtenção de índices de consumos e a da Caixa Econômica Federal, Preços dos Insumos – Minas Gerais, com data referência abril de 2014, para obtenção dos preços dos insumos. As tabelas 13 e 14 exibem a composição de custos finais para a execução de 1,00 metro linear de muro das estruturas de concreto armado e alvenaria estrutural, respectivamente.

Para a produção destas tabelas foram considerados:

- Os serviços preliminares (limpeza, colocação de tapumes, implantação do canteiro de obras) já estavam executados;

- A utilização de estacas foi atribuída apenas a finalidades construtivas, tendo o seu dimensionamento e determinação das armaduras sido feitos de maneira empírica;
- Foi considerado um lastro de concreto magro com 5,00 cm de espessura abrangendo toda a área da seção transversal inferior da sapata.
- O consumo de forma foi feito levando em consideração um reaproveitamento das formas a cada 2,00 metros e apenas nas faces dos muros, visto que nas laterais o muro possui continuidade.

Tabela 13: Composição de custos finais para a execução do muro em concreto armado.

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO (R\$)
1	Locação da obra	14,16
2	Estaca tipo strauss moldada "in loco", Ø 25 mm e fck =20 MPa	537,48
3	Escavação manual de vala em solo de 1ª categoria até 2,00 m de profundidade	37,31
4	Lastro de concreto, incluindo preparo de caixa, e = 5 cm	1,04
5	Armadura de aço CA-50, corte, dobra e montagem	719,21
6	Forma de madeira para cortina de concreto ou parede estrutural, compensado plastificado e = 12 mm - Fabricação, montagem e desmontagem	491,63
7	Concreto preparado na obra, controle "A", brita 1 e 2, abatimento $8 \pm 1$ cm	472,17
8	Impermeabilização de superfícies com manta asfáltica (com polímeros tipo APP), e = 4 mm	204,85
9	Reaterro e compactação manual de vala por apiloamento com soquete	190,09
<b>TOTAL (R\$/m)</b>		<b>2.667,94</b>

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 14: Composição de custos finais para a execução do muro em alvenaria estrutural.

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO (R\$)
1	Locação da obra	14,16
2	Estaca tipo strauss moldada "in loco", Ø 25 mm e fck =20 MPa	537,48
3	Escavação manual de vala em solo de 1ª categoria até 2,00 m de profundidade	36,33
4	Lastro de concreto, incluindo preparo de caixa, e = 5 cm	0,96
5	Armadura de aço CA-50, corte, dobra e montagem	647,72
6	Concreto preparado na obra, controle "A", brita 1 e 2, abatimento $8 \pm 1$ cm	178,66

7	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14x19x39 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,5:5	287,34
8	Concreto groute, preparado no local, lançado e adensado	96,63
9	Impermeabilização de superfícies com manta asfáltica (com polímeros tipo APP), e = 4 mm	327,76
10	Reaterro e compactação manual de vala por apiloamento com soquete	196,96
<b>TOTAL (R\$/m)</b>		<b>2.324,00</b>

Fonte: Autoria Própria.

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

O consumo de material para ambos os materiais permite estabelecer indicadores comparativos entre os dois muros identificados. O orçamento feito no item 3.6 deste trabalho mostra que o muro de arrimo em alvenaria estrutural é R\$ 343,94 mais barato que o muro em concreto armado, para as mesmas condições de carregamento. Isto implica uma economia de aproximadamente 13,0% no custo final do muro proposto e pode ser atribuído principalmente aos seguintes fatores:

- O consumo de aço utilizado no muro de alvenaria estrutural foi aproximadamente 55% menor que o necessário para o muro de concreto armado.
- O muro de alvenaria estrutural não carece de formas, sendo o graute curado no interior dos próprios blocos. A fabricação, montagem e desmontagem das formas é algo que eleva muito o custo do muro, conforme apresentado na composição de custos unitários do muro de concreto armado, no Anexo VI deste trabalho. A composição do tardo do muro em alvenaria estrutural com bloco, argamassa e graute apresenta um custo 40% menor se comparado ao concreto e forma, utilizados no muro em concreto armado.

Desta maneira, estabelecem-se os indicadores por metro quadrado de muro, através da tabela 15. Os indicadores obtidos não consideram perdas de material.

Tabela 15: Indicadores comparativos entre os muros de arrimo.

INDICADOR	CONCRETO ARMADO	ALVENARIA ESTRUTURAL
Custo/m <sup>2</sup> (R\$)	666,98	581,00
Consumo de aço CA-50 (kg/m <sup>2</sup> )	27,53	12,28
Consumo de concreto C-25 (m <sup>3</sup> /m)	1,48	0,56
Consumo de graute (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	0	0,065
Consumo de forma (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	1	0
Consumo de blocos (un/m <sup>2</sup> )	0	20

Fonte: Autoria própria.

O consumo de concreto utilizado para a composição do muro de arrimo em alvenaria estrutural se aplica ao elemento de fundação (sapata) e foi considerado por metro linear de muro.

Por fim, pode-se afirmar que para a situação proposta neste trabalho, o muro de alvenaria estrutural foi considerado o mais econômico. Entretanto, em situações reais, outros fatores devem ser analisados, tais como a disponibilidade de mão de obra especializada, para a escolha da técnica a ser utilizada.



## 5. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi feito um comparativo entre dois sistemas construtivos para o dimensionamento e determinação das armaduras de muros de arrimo submetidos à flexão. Para que isso fosse possível, foi necessário realizar uma abordagem sobre as duas técnicas em questão, bem como sobre o tipo de estrutura proposto. Os critérios de projetos utilizados foram baseados na normatização brasileira e na bibliografia citada nas referências deste trabalho.

A definição de parâmetros do solo foi fundamental para o desenvolvimento dos projetos, visto que este é o principal responsável pelos esforços solicitantes no muro. Entretanto, este trabalho não apresenta um estudo aprofundado do solo, bem como os ensaios realizados para determinação de suas características, sendo estes dados estimados previamente à realização dos projetos.

No memorial de cálculo apresentado no decorrer do trabalho, dá-se ênfase para o muro de arrimo em alvenaria estrutural, visto que existe uma maior dificuldade em se obter bibliografia sobre este tema, quando comparado com os muros de arrimo em concreto armado. Por este motivo, a etapa dos cálculos do muro de alvenaria foi preservada no escopo do trabalho, enquanto que para o muro de concreto foram apresentados apenas estimativas e resultados finais.

Os itens que compõem os orçamentos finais dos muros foram propostos pelo autor sob orientação do professor Leopoldo Freire Bueno, engenheiro civil com vasta experiência no campo de planejamento e orçamento de obras. Vale ressaltar ainda que, na composição final de custos de um muro de arrimo, podem existir outros itens não considerados neste projeto

Espera-se que os projetos estruturais desenvolvidos durante o trabalho e os indicadores obtidos, a partir das análises dos resultados, sirvam como base para outros trabalhos. Além disso, espera-se que a composição de custos para construção dos muros de arrimo, bem como as observações feitas pelo autor, sejam úteis para a definição do tipo de muro e do sistema construtivo a ser utilizado, em situações similares. É cabível dizer que existem outras técnicas para a produção destas estruturas não contempladas neste trabalho e a viabilidade econômica de cada uma deve ser sempre analisada para se determinar a melhor alternativa para cada situação desejada.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos (NBR 6118). Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (NBR 6120). Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Fundações (NBR 6122). Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural (NBR 6136). Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado (NBR 7480). Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos (NBR 7050). Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto (NBR 8798). Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - revestimento (NBR 13281). Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural. Blocos de concreto – parte 1 : projeto (NBR 15961-1). Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ALVES, L. **Estudo de parâmetros para projeto de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. 38 f. Coordenação de engenharia civil – Curso de engenharia civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco/PR. 2011.

ANDRADE, C. **Dimensionamento de muros de arrimo baixos em alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 70 f. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo / SP, 2011.

BARROS, P. L. A. **Obras de Contenção – Manual Técnico**. Jundiaí/SP, Maccaferri 2011.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de Fundação**. 114 f. Notas de Aula (Disciplina : 2133 – Estruturas de Concreto III) – Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista, Bauru/SP. 2012.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Preço de insumos sem desoneração para Minas Gerais**. Belo Horizonte, abril de 2014.

CAMACHO, J. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 48 f. NEPAE – Núcleo de ensino e pesquisa da alvenaria estrutural, UNESP – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira/SP. 2006.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3ª ed. EdUFScar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP, 2012.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, M. N. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2**. 1ª ed. Editora PINI Ltda, São Paulo/SP, 2009.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para Projeto de Muros de Arrimo em Concreto Armado**. 109 f. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP. 1997.

FARIA, A; CARVALHO, R.S. **Estrutura de Concreto e Fundações, Estruturas Especiais – Muros de Arrimo**. Universidade da Cidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2013. Slide: Aula 2 – Muro de Arrimo A.

FARIA, A; CARVALHO, R.S. **Estrutura de Concreto e Fundações, Estruturas Especiais – Muros de Arrimo**. Universidade da Cidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2013. Slide: Aula 2 – Muro de Arrimo B.

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.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 160 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2009.

GODOY, N.S. **Fundações: Notas de aula**, Curso de Graduação. São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972

GODOY, N.S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra. São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

JOAQUIM, M. M. **Flexão e flexo-compressão em elementos de alvenaria estrutural**. 128 f. Centro de ciências exatas e tecnologia, Departamento de engenharia civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP, 1999.

MALUF, D. R. **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. 116 f. Centro de ciências exatas e tecnologia, Departamento de engenharia civil – Programa de pós graduação em construção civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP, 2007.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1 ed. São Paulo/SP, Edgard Blucher, 1994. 141 p.

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Volume 1. Faculdade de Engenharia, Departamento de Transporte. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora/MG. 1996.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2 ed. São Paulo/SP, Edgard Blucher, 1994. 194 p.

PARSEKIAN, G. A. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos/SP, EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2012. 85 p.

PARSEKIAN, G. A; HAMID, A. H. ; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. 2 ed. São Carlos/SP, EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2012. 625 p.

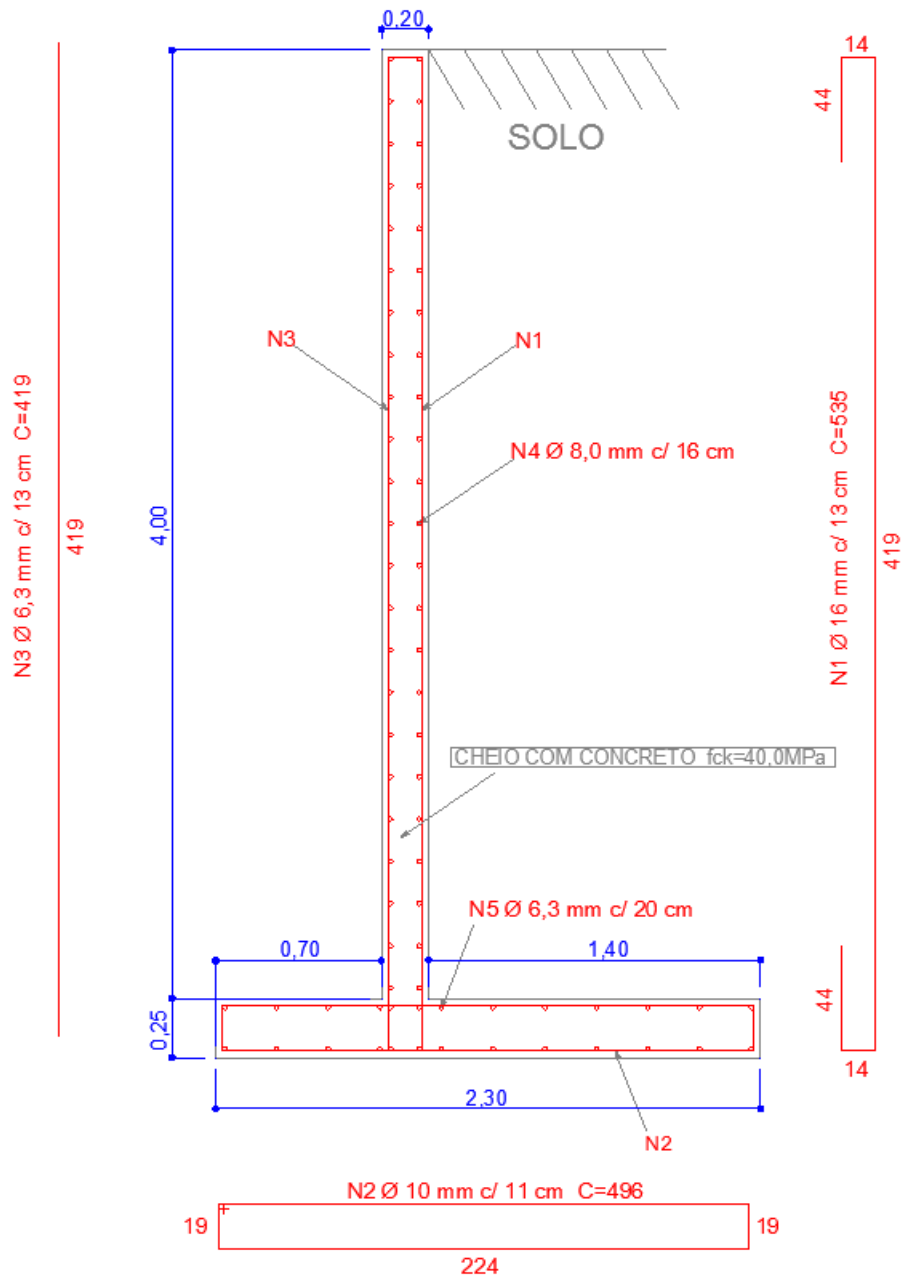
RAMALHO, M. A.; CÔRREA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo/SP, Pini, 2007.

SÃO PAULO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. Secretaria dos Transportes. **Projeto de Muro de Arrimo**. São Paulo/SP, 2005.

TAUIL, C. A; NESE, F. J. M. **Alvenaria estrutural**. São Paulo/SP, Editora PINI, 2010. 183 p.

TABELAS DE COMPOSIÇÃO DE PREÇOS PARA ORÇAMENTOS. 14ª ed. Editora PINI. São Paulo/SP, 2012.

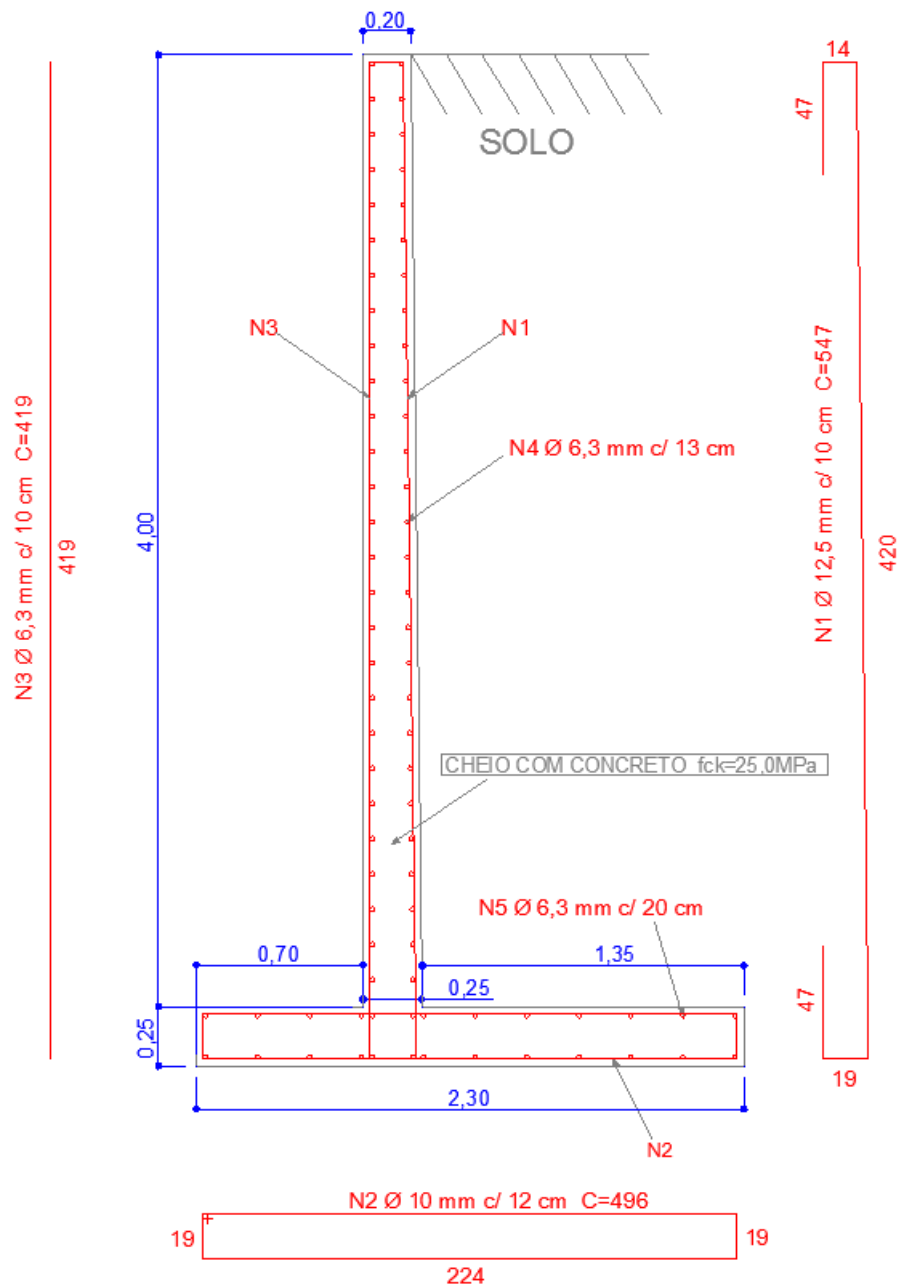
APÊNDICE I : PROJETO ESTRUTURAL – MURO DE ARRIMO EM CONCRETO  
ARMADO COM PERFIL RETANGULAR



AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO CONCRETO ARMADO					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	16,00	8	5,35	42,80	67,54
N2	10,00	9	4,96	44,64	27,54
N3	6,30	8	4,19	33,52	8,21
N4	8,00	46	1,00	46,00	18,17
N5	6,30	26	1,00	26,00	6,37
TOTAL (kg/m) =					127,8

VOLUME CONCRETO - C-40 (m³/m)	1,38
TAXA DE ARMADURA (kg/m³/m)	92,97

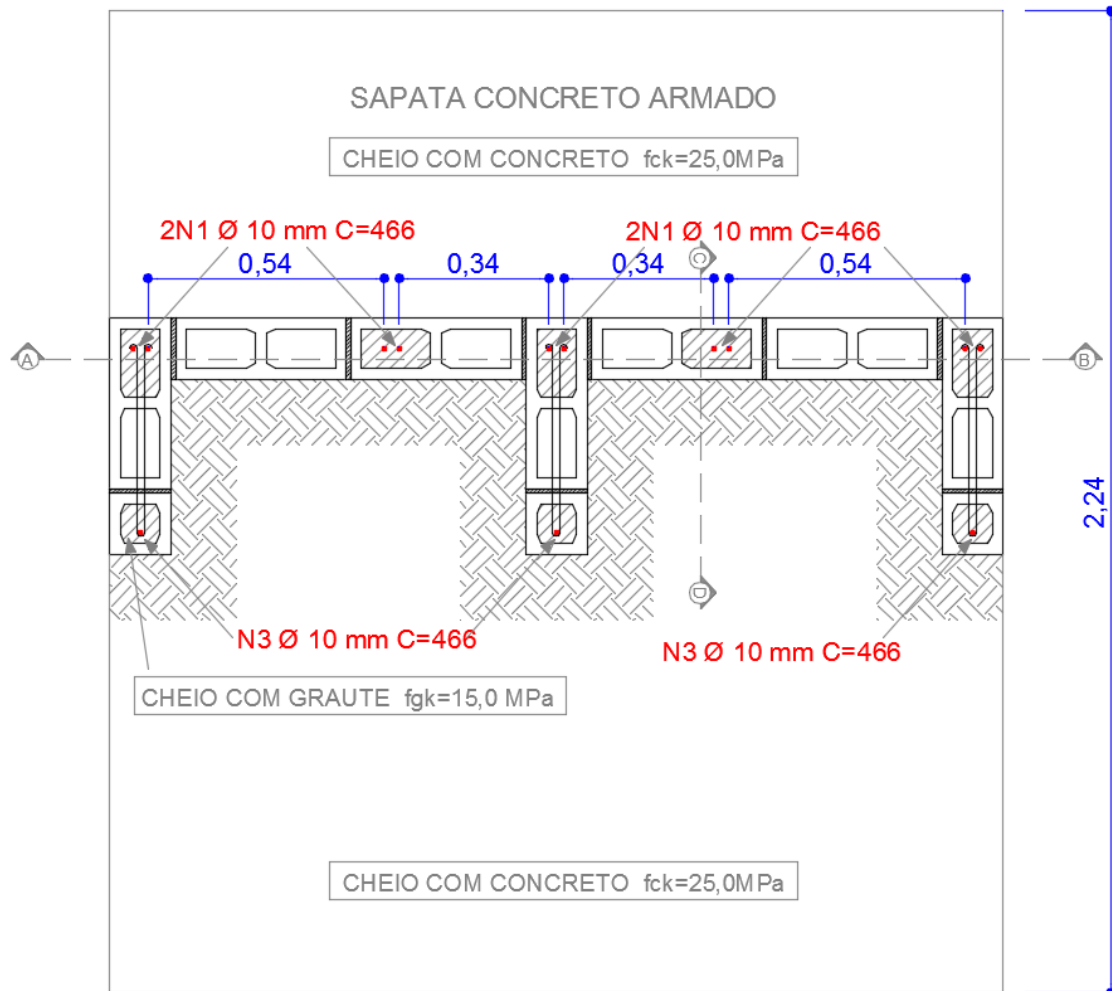
APÊNDICE II : PROJETO ESTRUTURAL – MURO DE ARRIMO EM CONCRETO  
ARMADO COM PERFIL TRAPEZOIDAL



AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO CONCRETO ARMADO					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	12,50	10	5,47	54,70	52,68
N2	10,00	9	4,96	44,64	27,54
N3	6,30	10	4,19	41,90	10,27
N4	6,30	54	1,00	54,00	13,23
N5	6,30	26	1,00	26,00	6,37
TOTAL (kg/m) =					110,1

VOLUME CONCRETO - C-25 (m³/m)	1,48
TAXA DE ARMADURA (kg/m³/m)	74,38

APÊNDICE III : PROJETO ESTRUTURAL – MURO DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL (PLANTA)

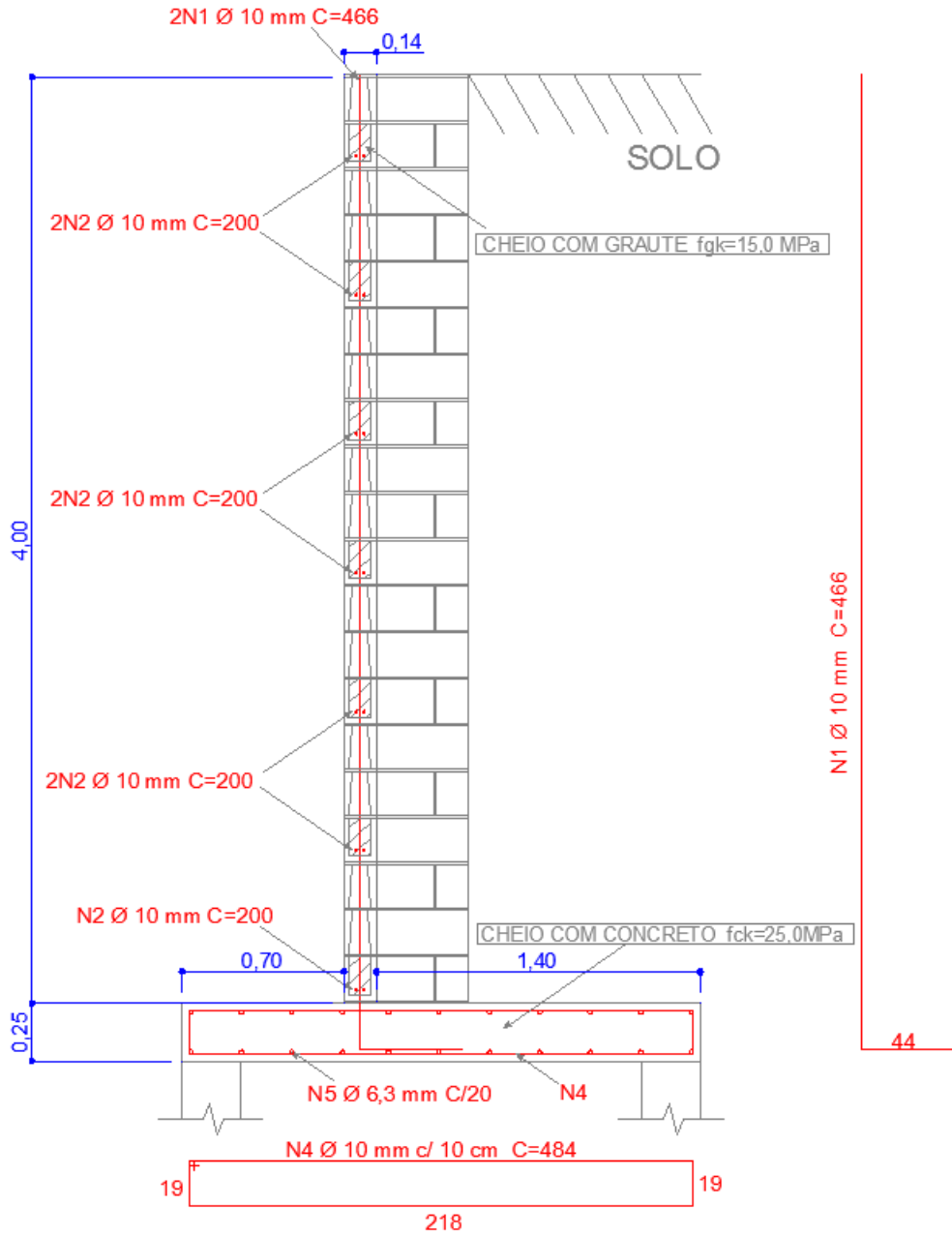


AÇO CA-50 - MURO DE ARRIMO ALVENARIA ESTRUTURAL					
POS.	Ø (mm)	Quant.	Comp. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	10,00	10	4,66	46,60	28,75
N2	10,00	14	2,00	28,00	17,28
N3	10,00	3	4,66	13,98	8,63
N4	10,00	10	4,84	48,40	29,86
N5	6,30	22	2,00	44,00	13,73
TOTAL (kg) =					98,24
TOTAL (kg/m) =					49,12

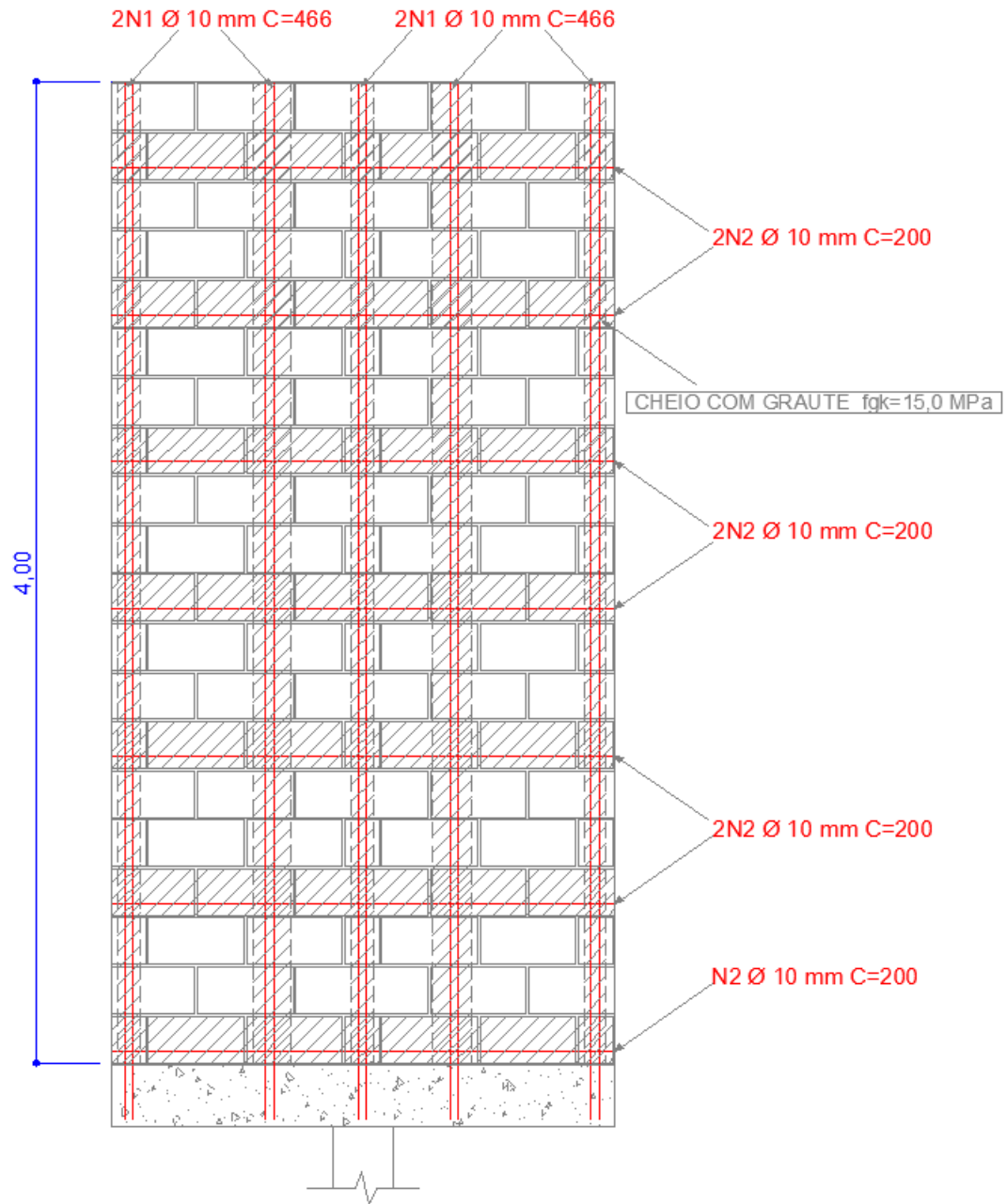
VOLUME GRAUTE $f_{gk}=15,0\text{MPa}$ (m <sup>3</sup> /m)	0,26
VOLUME CONCRETO $f_{ck}=25,0\text{MPa}$ (m <sup>3</sup> /m)	0,56



APÊNDICE IV : PROJETO ESTRUTURAL – MURO DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL (CORTE A-B)



APÊNDICE V : PROJETO ESTRUTURAL – MURO DE ARRIMO EM ALVENARIA  
ESTRUTURAL (CORTE C-D)



APÊNDICE VI : COMPOSIÇÃO DE CUSTOS UNITÁRIOS – MURO DE ARRIMO  
EM CONCRETO ARMADO

APÊNDICE VII : COMPOSIÇÃO DE CUSTOS UNITÁRIOS – MURO DE ARRIMO  
EM ALVENARIA ESTRUTURAL