

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**  
**COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUCIANO ALVES**

**ESTUDO DE PARÂMETROS PARA PROJETO DE MUROS DE  
ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO**

**2011**

**LUCIANO ALVES**

**ESTUDO DE PARÂMETROS PARA PROJETO DE MUROS DE  
ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como requisito parcial à  
obtenção do título de Bacharel em  
Engenharia Civil, da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná, Campus  
Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Rogério Carrazedo

**PATO BRANCO**

**2011**



## **TERMO DE APROVAÇÃO**

### **ESTUDO DE PARÂMETROS PARA PROJETO DE MUROS DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

por

**LUCIANO ALVES**

Aos 25 dias do mês de novembro do ano de 2011, às 13:30 horas, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após argüição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco – UTFPR-PB, conforme Ata de Defesa Pública nº 006-TCC/2011.

Orientador: Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (COECI / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. RODOLFO ANDRÉ K. SANCHES (COECI / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (COECI / UTFPR-PB)

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, e  
amigos.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à Construtora Sudoeste por acreditar neste trabalho e fornecer subsídio para o desenvolvimento da pesquisa.

Agradeço o meu orientador Prof. Dr. Rogério Carrazedo, pela confiança e conhecimentos depositados neste trabalho.

Gostaria de registrar também, o meu reconhecimento à minha família, pois o apoio deles foi decisivo para vencer esse desafio.

## RESUMO

ALVES, Luciano. **Estudo de Parâmetros Para Projeto De Muros De Arrimo Em Alvenaria Estrutural**. 2011. 38 pág. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco,

Neste trabalho é apresentado um modelo simplificado para o cálculo de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. O modelo se baseia na teoria de placas delgadas, empregando as tabelas de Bares na obtenção dos esforços internos. Ademais, para compor uma superfície de ruptura, foram realizados ensaios para obtenção de parâmetros relativos à resistência ao cisalhamento, compressão e tração em alvenarias de blocos cerâmicos estruturais.

**Palavras-chave:** Estruturas de contenção. Muros de arrimo. Alvenaria estrutural. Muro de arrimo em alvenaria estrutural. Parâmetros de cisalhamento e tração.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	9
1.2 OBJETIVOS.....	9
1.2.1 Objetivo Geral.....	9
1.2.2 Objetivos Específicos.....	10
<b>2 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL CERÂMICA</b>	
<b>11</b>	
2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL.....	11
2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	14
2.2.1 MUROS DE ARRIMO DE FLEXÃO .....	15
2.3 TEORIA DE RANKINE.....	17
2.3.1 MACIÇOS COM SUPERFÍCIE SEM INCLINAÇÃO .....	19
2.3.2 MACIÇOS COM SUPERFÍCIE INCLINADA .....	20
<b>3 MODELO DE CÁLCULO PROPOSTO .....</b>	<b>21</b>
3.1 VERIFICAÇÃO À FLEXÃO .....	22
3.2 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO .....	25
<b>4 ENSAIOS REALIZADOS .....</b>	<b>26</b>
4.1 MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	26
4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	28
4.2.1 Caracterização da Argamassa de Assentamento .....	30
4.3 ENSAIO DE TRAÇÃO.....	31
4.4 CRITÉRIO DE RUPTURA.....	33
<b>5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>34</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>36</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Desde a antiguidade o homem se depara com problemas relacionados às habitações e suas particularidades. Na tentativa de melhorar os locais de edificação fez-se uso de várias técnicas de construção, e estas foram evoluindo ao longo do tempo (BARROS, 2011).

Hoje em dia, esses problemas ainda estão presentes, como por exemplo, o relevo e o solo. Pode-se destacar nesse contexto as obras de contenção, que visam solucionar problemas relacionados, principalmente, à estabilização de encostas.

Uma das primeiras soluções empregadas foi a sobreposição de pedras com grandes dimensões e massa valendo-se da gravidade, sendo que este método ainda é empregado atualmente.

Com a evolução dos materiais e métodos construtivos surgiram outras tecnologias que podem ser empregadas na execução de obras de contenção, como por exemplo, os muros de arrimo de flexão e, mais recentemente, os muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural.

Os muros construídos em alvenaria estrutural vêm aumentando sua participação no mercado brasileiro da construção civil em virtude de melhores resultados, em produtividade e rentabilidade, reconhecidos no método da alvenaria estrutural (FRANCO, 2010). Isto também é observado na região Sudoeste do Paraná.

Todavia, o dimensionamento da estrutura formada pelo muro de arrimo em alvenaria estrutural ainda foi pouco explorado. Geralmente, são projetados empiricamente, sendo resultado de observações realizadas no cotidiano e através do conhecimento passado de geração em geração.

O estudo foi desenvolvido em duas partes. A primeira consiste na obtenção de um modelo matemático fundamentado em dois parâmetros: tensões de tração e de cisalhamento. Posteriormente serão executados ensaios em blocos cerâmicos de alvenaria estrutural visando validar o modelo teórico.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Atualmente poucas bibliografias podem ser obtidas referentes ao tema, em especial sobre o comportamento estrutural de muros de arrimo em alvenaria estrutural. Desse modo, o dimensionamento muitas vezes é realizado de maneira empírica, o que pode levar a um sub ou superdimensionamento das estruturas, o que contempla a originalidade deste trabalho.

A importância do estudo está atrelada ao relevo relativamente acidentado da região do estudo, o Sudoeste do Paraná, local em que são inúmeras as situações em que se aplicam as estruturas de contenção em virtude do relevo irregular com a ocorrência comum de construções em encostas (TABALIPA, 2008). Dessa maneira, este trabalho visa dar suporte técnico para o dimensionamento de tais estruturas, em especial as contenções realizadas em muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

Para tanto, elaborou-se um modelo matemático que representa, de forma simplificada, o comportamento de muros de arrimo construídos em alvenaria estrutural e fornece um material simples e de fácil entendimento para os profissionais que realizam obras de contenção.

O estudo foi viável em virtude da doação dos blocos cerâmicos pela Construtora Sudoeste e do acesso aos laboratórios da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR.

## 1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo o estudo de um modelo matemático sobre o emprego de alvenaria estrutural cerâmica como estrutura de contenção.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Elaborar um modelo que descreva o comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- ✓ Realizar ensaios em prismas de blocos estruturais cerâmicos visando obter a resistência à tração, compressão e ao cisalhamento;
- ✓ Empregar os parâmetros obtidos na elaboração de um modelo para dimensionamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural;
- ✓ Elaborar uma envoltória de ruptura a partir das tensões de tração e compressão obtidas nos ensaios.

## 2 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL CERÂMICA

As alvenarias são elementos comumente empregados na construção civil, desempenhando diversas funções. Rodrigues (2011) explica que as alvenarias são o resultado da união de blocos, justapostos, podendo ser unidos através de argamassa (ou não), tendo como objetivo principal o suporte de esforços de compressão.

Para Rodrigues (2011), as funções das alvenarias podem ser resumidas a duas formas de emprego: vedação e estrutural. Quando a alvenaria desempenha o papel de elemento divisório ou de delimitação ela pode ser entendida como alvenaria de vedação. Porém, quando a alvenaria apresenta desempenho estrutural, como, por exemplo, em estruturas de contenção, a alvenaria pode ser nomeada de alvenaria estrutural.

O autor ressalta que para cada função existe o bloco de alvenaria correspondente, ou seja, dependendo do emprego da alvenaria o material e, conseqüentemente o processo construtivo, variam.

### 2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

Segundo Franco (2010) a alvenaria estrutural pode ser definida como um processo construtivo caracterizado pela utilização de paredes como principal estrutura resistente da edificação, sendo esta dimensionada através do cálculo racional. Ramalho (2003) complementa explicando que a principal definição estrutural do sistema é a transmissão dos esforços por meio de tensões de compressão. As tensões de tração podem existir em algumas peças, porém estas tensões devem restringir-se a pontos específicos e também não podem apresentar valores elevados.

Para Ramalho (2003) e Franco (2010) os pontos positivos e negativos do sistema podem ser resumidos na Tabela 1. Ademais, Ramalho (2003) comenta que a alvenaria estrutural possui quatro componentes básicos. São eles: Unidade, Argamassa, Graute e Armaduras.

Tabela 1 – Pontos positivos e negativos da alvenaria estrutural

	<b>Pontos Positivos</b>	<b>Pontos Negativos</b>
<b>Alvenaria Estrutural</b>	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 qualificada
	Excelente flexibilidade e versatilidade	Não admite improvisações
	Economia de fôrmas	Exige projetos e execução de obra bem planejados e organizados
	Redução de desperdícios	

Fonte: Adaptado de Ramalho (2003) e Franco (2010)

Ramalho explica que a unidade, apresentada na Figura 1, pode ser entendida como o componente básico da alvenaria estrutural, o bloco. São estes que definem as características resistentes da estrutura. Podem ser de concreto, cerâmica, sílico-calcáreas, entre outros.

Já a argamassa possui função básica de solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades, além de absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de água e vento.

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 solidarização dos mesmos com eventuais armaduras.

Por fim, as armaduras podem ser entendidas como barras de aço envolvidas pelo graute tendo o objetivo de garantir o trabalho conjunto dos elementos da alvenaria. A Figura 2 apresenta um exemplo da aplicação de armaduras.



**Figura 1 - Exemplo de unidades de concreto**

**Fonte: Autoria Própria**



**Figura 2 – Exemplo de disposição de armadura**

**Fonte: Autoria Própria**

De modo geral, a utilização de barras de aço resume-se a pontos específicos do projeto em que existam tensões de tração e/ou tensões de compressão elevadas.

## 2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção ou de arrimo, segundo Barros (2011), são obras civis que têm por objetivo prover 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). Exemplos comuns de obras de contenção são os muros de arrimo e as cortinas de estacas.

A escolha do tipo de contenção a ser utilizada, conforme Barros (2011) deve levar em consideração três fatores básicos: fator físico, fator geotécnico e fator econômico. O fator físico compreende, de forma resumida, a altura da estrutura de contenção e o espaço disponível para a execução da mesma (BARROS, 2011).

Já o fator geotécnico leva em consideração o tipo de solo a conter e capacidade de suporte do solo da base, além da presença (ou não) de lençol freático (BARROS, 2011).

Por fim, o fator econômico está relacionado à disponibilidade de mão-de-obra qualificada e materiais, tempo de execução e custo final da estrutura (BARROS, 2011).

Moliterno (1980) acrescenta que qualquer obra de contenção terá pouca confiabilidade no caso da não observação do comportamento de construções similares já executadas e de movimentos lentos da encosta que podem ser constatados somente com a inspeção do local da construção.

Para Gerscovich (2010) o muro pode ser entendido como estruturas corridas para contenção apresentando paredes verticais (ou quase verticais) que são apoiadas em fundações profundas ou rasas. A autora explica que os muros podem ser construídos com vários elementos, destacando-se a alvenaria (de pedra ou tijolos/blocos) e o concreto (armado ou simples).

Aliado aos fatores citados anteriormente, o DNER – Departamento de Estradas de Rodagem (2005) explica que 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.

Segundo Barros (2011), dependendo do material empregado na obra de contenção, as estruturas são classificadas em dois tipos básicos: estruturas rígidas e estruturas flexíveis. As estruturas rígidas são aquelas constituídas de materiais que não aceitam nenhum tipo de deformação, como por exemplo, os muros de concreto ciclópico. Por outro lado, as estruturas flexíveis são formadas por materiais deformáveis que, dentro de limites aceitáveis, absorvem os esforços devidos às movimentações e acomodações da estrutura sem perder estabilidade e eficiência.

A Secretaria de Serviços Públicos de Recife (2004) ressalta que devem ser previstos dispositivos de drenagem, que podem ser barbacãs ou drenos de areia, conforme projeto específico para que ocorra o alívio das pressões da água na estrutura de contenção.

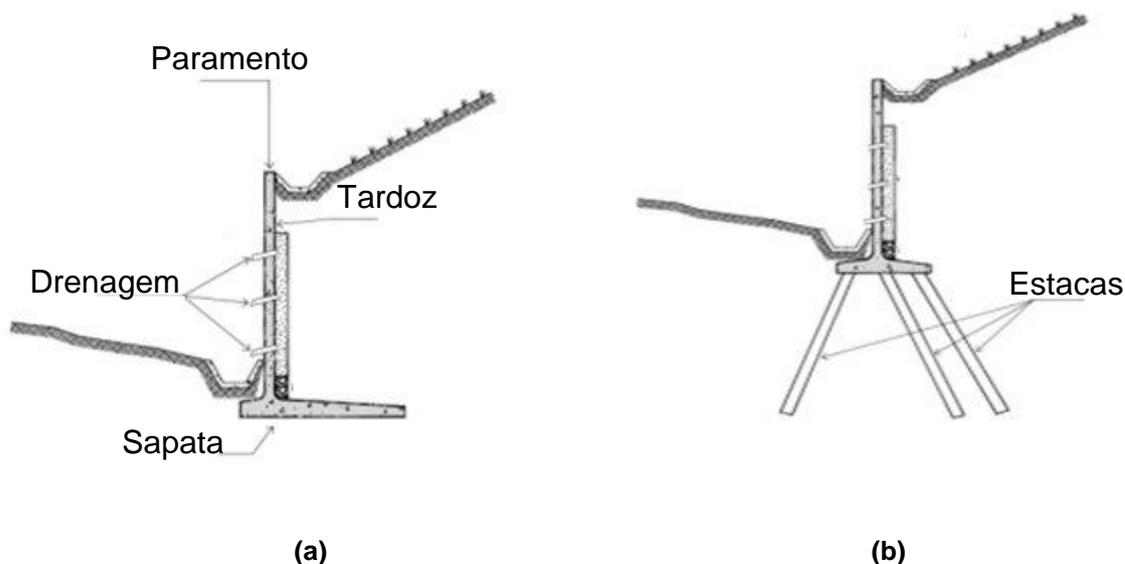
### 2.2.1 MUROS DE ARRIMO DE FLEXÃO

Os muros de arrimo podem ser divididos, basicamente, em muros de gravidade (concreto ciclópico, pedras, gabiões ou pneus) e muros de flexão (com ou sem contrafortes).

Gerscovich (2010) define os muros de flexão como estruturas esbeltas cuja seção transversal é no formato de “L”, sendo que o peso próprio do maciço é responsável pelo equilíbrio da estrutura (atuando sobre a base do “L”) enquanto os empuxos são resistidos pela face da mesma.

O DNER (2005) salienta que os muros de flexão podem ou não ter contrafortes, tendo seção transversal no formato “L” ou “T invertido”, sendo constituídos de alvenaria estrutural ou concreto armado tendo a possibilidade de fundação direta ou profunda, conforme Figura 3. No entanto, o autor ressalta que este tipo de muro é indicado apenas para pequenas alturas.

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



**Figura 3 – Muro de flexão com fundação direta em “L” (a) e indireta em “T invertido” (b)**

**Fonte: DNER (2005)**

A Secretaria de Serviços Públicos de Recife (2004) comenta que os muros de contrafortes são aqueles que possuem elementos verticais de maior porte, denominados contrafortes ou gigantes, dispostos com certo espaçamento entre si, destinados a suportar os esforços de flexão. Os esforços atuantes determinam a inclinação dos contrafortes, bem como sua espessura, e as dimensões do paramento frontal. A Figura 4 apresenta um exemplo de muro com contrafortes.



**Figura 4 – Muro de alvenaria estrutural com contrafortes**

**Fonte: Autoria Própria**

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

### 2.3 TEORIA DE RANKINE

Os muros de arrimo têm função de conter o solo, então sobre estes há um esforço atuante. O empuxo de terra pode ser definido como a ação produzida pelo maciço sobre as estruturas que estão em contato com o mesmo (CAPUTO, 1987).

A teoria de Rankine baseia-se na equação de ruptura de Mohr (1) e analisa o interior de uma determinada massa de solo. Esta massa é considerada um semi-espaco infinito, sendo apenas limitada pela superfície do solo e ainda, sem sobrecargas. Nesta situação existem duas tensões principais: uma vertical ( $\sigma_1 = \sigma_V$ ) e outra horizontal ( $\sigma_3 = \sigma_H$ ), sendo o valor da tensão principal vertical dado pelo peso próprio do solo, conforme Figura 5 (CAPUTO, 1987).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\varphi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\varphi} \quad (1)$$

Em que  $N_\varphi = tg^2(45 + \varphi/2)$ ,  $\varphi$  o ângulo de atrito interno e  $c$  a coesão do solo.

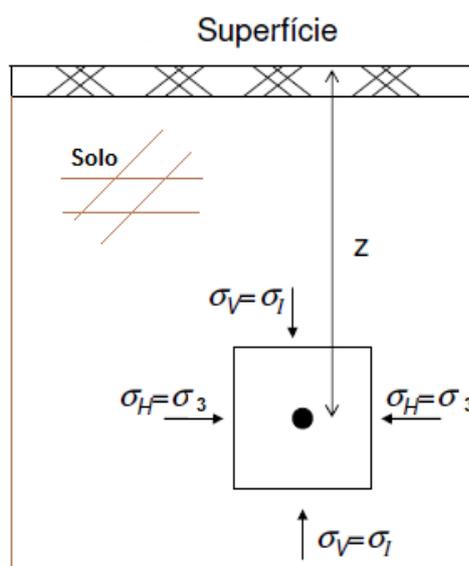


Figura 5 – Tensões Principais

Fonte: Adaptado de Cardoso (2010)

Gerscovich (2010) comenta que a teoria de Rankine considera estados limites plásticos, a partir do deslocamento de uma parede. Dessa maneira, surgem infinitos planos de ruptura e, conseqüentemente, ocorre a plastificação de todo o maciço. Ademais, o autor resume as hipóteses assumidas no método de Rankine da seguinte maneira:

- ✓ Solo em estado de equilíbrio plástico;
- ✓ Solo isotrópico e homogêneo;
- ✓ Superfície do terreno plana;
- ✓ Muro perfeitamente liso (não considera o atrito solo-muro);
- ✓ A parede da estrutura em contato com o solo é vertical;
- ✓ A ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos do maciço;
- ✓ A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação.

A partir da equação (1), e considerando dois casos de deslocamento (afastamento da parede e deslocamento da parede de encontro ao maciço), Gerscovich (2010) explica as condições ativa e passiva do solo. Na hipótese do afastamento da parede, ocorrerá um decréscimo de  $\sigma_h$ , e  $\sigma_v$  permanece inalterado. No entanto, as tensões verticais e horizontais permanecem sendo as tensões principais, máxima e mínima, respectivamente. Quando este processo atinge o ponto limite (a  $\sigma_h$  não reduz o valor independentemente do deslocamento da parede), o solo terá alcançado a condição ativa de equilíbrio plástico. Neste dado instante a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical resulta no coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ).

Já para o deslocamento da parede de encontro ao maciço, Gerscovich (2010) esclarece que acontecerá um acréscimo de  $\sigma_h$ , e  $\sigma_v$  não sofre alteração. Com a sequência do movimento, a tensão  $\sigma_h$  aumentará o seu valor até que a razão  $\sigma_h/\sigma_v$  alcance o limite superior e posteriormente a ruptura. Neste momento o solo terá atingido a condição passiva de equilíbrio plástico, e a razão  $\sigma_h/\sigma_v$  é representada pelo coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ). A Figura 6 apresenta, resumidamente, os comportamentos ativo e passivo do solo.

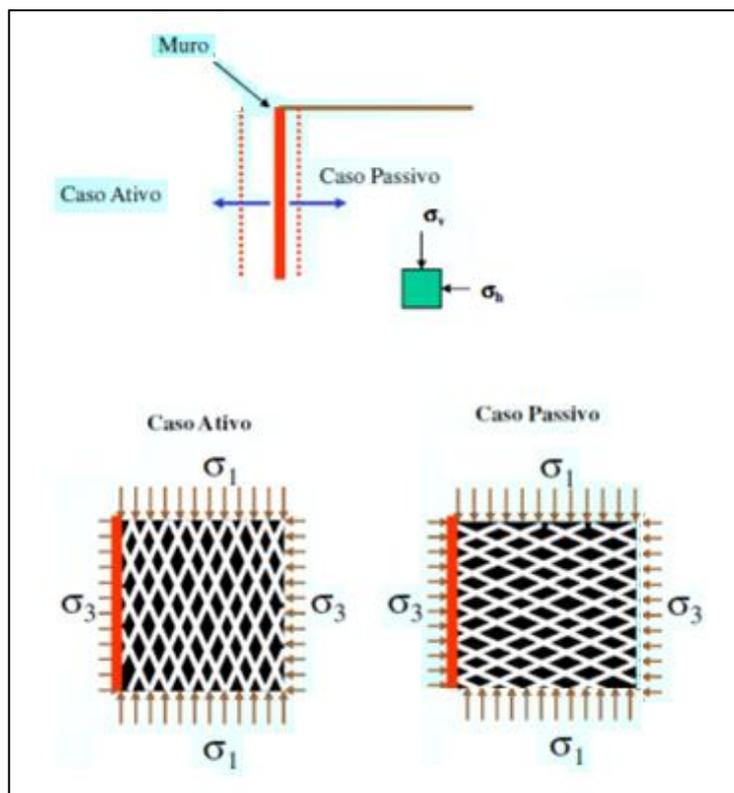


Figura 6 – Caso ativo e passivo do solo

Fonte: Marinho (2009)

### 2.3.1 MACIÇOS COM SUPERFÍCIE SEM INCLINAÇÃO

O empuxo ativo ( $E_a$ ) para situações em que o maciço não apresente inclinação, admitindo-se um solo homogêneo, seco e sem coesão pode ser calculado através da Equação 2 (GERSCOVICH, 2010).

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_a}{2} \quad (2)$$

O empuxo passivo ( $E_p$ ) pode ser representado pela Equação (3). Porém, para os dois casos (empuxo ativo e passivo), o carregamento do empuxo deve ser aplicado em uma profundidade de dois terços da altura.

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_p}{2} \quad (3)$$

Os coeficientes de empuxo ( $K_a$  e  $K_p$ ) são calculados por meio das Equações 4 e 5, em que  $\varphi$  é o ângulo de atrito interno do solo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \quad (4)$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad (5)$$

### 2.3.2 MACIÇOS COM SUPERFÍCIE INCLINADA

Admitindo-se que a superfície do maciço possua uma inclinação em relação à horizontal, representada por um ângulo  $\beta$ , as tensões atuantes não são as tensões principais. Dessa maneira, é necessário reescrever as equações dos coeficientes de empuxo ( $K_a$  e  $K_p$ ) e as equações de empuxo ( $E_a$  e  $E_p$ ). As Equações 6, e 7 apresentam o equacionamento para o estado ativo (GERSCOVICH, 2010).

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (6)$$

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_a}{2} \cos\beta \quad (7)$$

Para o caso passivo, o equacionamento é exposto nas Equações 8 e 9.

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (8)$$

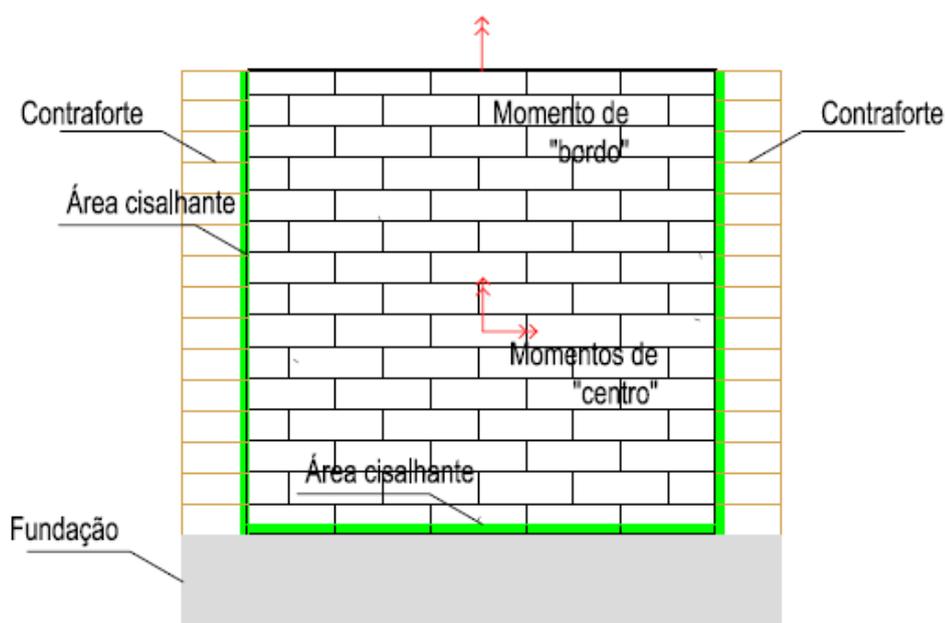
$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_p}{2} \cos\beta \quad (9)$$

Dessa maneira, é possível estimar o carregamento ao qual a estrutura de contenção está submetida e então efetuar o seu dimensionamento.

### 3 MODELO DE CÁLCULO PROPOSTO

Este estudo apresenta uma metodologia de cálculo simples baseada na teoria de placas. O cálculo dos esforços solicitantes é obtido através da teoria clássica de placas delgadas, considerando o material homogêneo, isotrópico, elástico e linear e a fundação do muro sendo uma base rígida. Como ferramenta auxiliar, o modelo adotado utiliza as tabelas de Bares (1972), admitindo-se coeficiente de Poisson igual a 0,15, para obtenção de momentos fletores e reações de apoio (PINHEIRO, 2007).

São realizadas duas verificações, a resistência ao cisalhamento na interface bloco/fundação e bloco/contraforte, e a resistência à flexão da parede. Para tal, admitiu-se que as paredes possuem rigidez equivalente à de uma parede de um metro quadrado. Desse modo, os esforços são dados para cada metro de parede do muro e conseqüentemente o seu dimensionamento é dado por metro linear. A Figura 7 apresenta as regiões da parede do muro em que os parâmetros foram analisados.



**Figura 7: Regiões de análise**

**Fonte: Autoria Própria**

A verificação do contraforte não será efetuada neste trabalho. No entanto pode ser feita adotando o modelo estrutural de uma viga / pilar engastado na base (fundação).

O carregamento é obtido utilizando a teoria de Rankine, conforme apresentado no capítulo anterior. Foram considerados o ângulo de inclinação do maciço igual a zero graus, solo não coesivo com peso específico saturado igual a 16,98 kN/m<sup>3</sup> e ângulo de atrito interno de 21,60°, e desconsiderados o empuxo passivo, o peso próprio do muro e o atrito solo/muro.

Isto leva a um coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) de 0,462. Os valores adotados correspondem a valores encontrados para o solo da região Sudoeste do Paraná, especificamente Pato Branco. A coesão do solo foi desconsiderada em razão da fissuração do solo que, conseqüentemente, irá reter água nas aberturas causando um aumento de carregamento e com o passar do tempo este solo, possivelmente, acabará repousando sobre o muro.

Dessa maneira, o carregamento pode ser escrito, de forma simplificada, em função da altura do muro e do peso específico do solo, o que resulta em um carregamento triangular vertical ao longo da parede.

Como forma de estudo foi realizada uma análise de uma parede variando o espaçamento entre contrafortes conforme a modulação de um bloco cerâmico de 14 x 19 x 29 cm com resistência à compressão de 6,0 MPa. Assim, a distância entre contrafortes cresce de 30 em 30 cm e a altura da parede de 20 em 20 cm (considerando um centímetro de junta da argamassa).

### 3.1 VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

De posse do carregamento atuante na parede, foram calculados os momentos fletores no centro e no bordo superior da parede do muro por meio das tabelas de Bares (1972) para carregamento distribuído triangular em uma laje com três lados apoiados e um lado livre.

O processo de cálculo foi iniciado a partir da razão entre a altura da parede ( $L_a$ ) e a distância entre contrafortes ( $L_b$ ). De posse desse valor foram encontrados os coeficientes ( $\mu$ ) das tabelas de Bares. Posteriormente, foram calculados os momentos fletores atuantes na parede por meio da Equação (10):

$$M = \frac{\mu \cdot p \cdot l^2}{100} \quad (\text{kN.m/m}) \quad (10)$$

Em que  $p$  é o carregamento e  $l$  é o menor valor entre a altura da parede e a distancia entre contrafortes.

Com a intensidade dos esforços obtidos foi efetuado o cálculo das tensões referentes a cada parcela de esforço (momento fletor no centro e no bordo livre da parede). Para o cálculo das tensões foi admitido que os esforços obtidos possuem atuação em uma faixa de parede de 1 m com inércia equivalente de  $1,03 \times 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$ . Figura 8 mostra a região do bloco considerada (em vermelho) para o cálculo da inércia da parede (com comprimento de 1m).

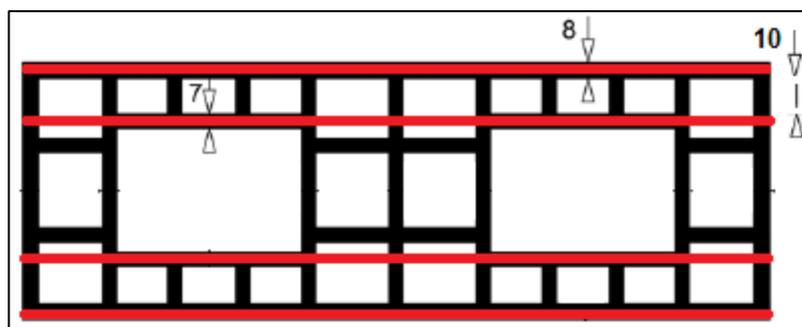


Figura 8: Bloco estrutural – Paredes e suas respectivas dimensões (em mm)

Fonte: Adaptado da NBR 15270 – 2.

As tensões são calculadas por meio de:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_{eq}} \text{ (kN/m}^2 \text{ /m)} \quad (11)$$

Em que  $M$  é o momento fletor atuante,  $y$  é à distância da linha neutra até a borda do bloco e  $I_{eq}$  é a inércia equivalente.

Desse modo, foi possível estimar as tensões atuantes nas direções  $x$  e  $y$ , assim como no bordo livre. Como exemplo de processo de cálculo é apresentada a Tabela 2.

Tabela 2: Exemplo de dimensionamento

P (kN/m <sup>2</sup> )	Carregamento aplicado	7,84	9,41
La (m)	Altura da parede	1,00	1,20
Lb (m)	Distância entre contrafortes	1,00	1,00
$\mu$	Relação La/Lb	1,00	1,20
$M_{\mu x}$	Momento de “centro” direção x	0,14	0,17
$M_{\mu y}$	Momento de “centro” direção y	0,24	0,35
$M_{\mu y,b}$	Momento de “bordo” direção y	0,26	0,31
$I_y$ (m <sup>4</sup> )	Momento de Inércia Equiv. direção y	0,00010	0,00010
$I_x$ (m <sup>4</sup> )	Momento de Inércia Equiv. direção x	0,00010	0,00010
y (m)	Distância da linha neutra	0,07	0,07
$\sigma_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão na Direção x ( $M_{\mu y}$ )	165,87	237,57
$\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão na Direção y ( $M_{\mu x}$ )	94,17	114,93
$\sigma_{x,b}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão na Direção x no bordo ( $M_{\mu y,b}$ )	174,97	214,46

Fonte: Autorial Própria

Após a obtenção das tensões foi verificado se a mesma atende a envoltória de ruptura (critério de resistência), considerada mais a frente.

Como pode ser constatado, não estão sendo empregados coeficientes de segurança nos cálculos, pois o trabalho restringe-se as tensões reais de ruptura. Porém no processo de dimensionamento do muro devem ser considerados tais coeficientes.

As paredes com distâncias entre contrafortes inferiores a um metro e a relação altura/largura superior a dois foram calculadas adotando-se o modelo de uma casca cilíndrica, pois existem limitações nas tabelas de Bares. As tensões de flexão foram calculadas em duas regiões da parede: no centro e na interface parede/fundação.

### 3.2 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

Os carregamentos foram obtidos de maneira análoga à verificação à flexão. Os esforços cisalhantes foram calculados por meio das tabelas de Bares (1972) para reações de apoio com carregamento distribuído triangular em uma laje com três lados apoiados e um lado livre (ROCHA, 1984).

Novamente foi calculada a razão entre a altura da parede ( $L_a$ ) e a distância entre contrafortes ( $L_b$ ). Encontrados os coeficientes ( $\mu$ ) das tabelas de Bares, foram calculados os esforços cisalhantes nas interfaces parede/contraforte e parede/fundação com auxílio da Equação (12).

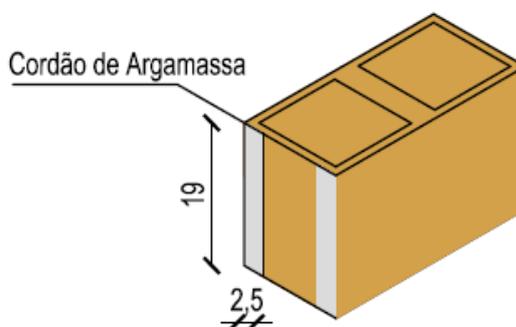
$$Q = \mu \cdot p \cdot l \quad (\text{kN}) \quad (12)$$

Em que  $p$  é o carregamento e  $l$  é o valor da altura da parede ou da distância entre contrafortes (depende do plano analisado).

A tensão de cisalhamento calculada é a tensão média, sendo esta expressa pela Equação (13) para seção retangular,

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (13)$$

Em que  $Q$  é o esforço cisalhante atuante e  $A$  é a área cisalhada (região preenchida pela argamassa de assentamento, que neste caso foi considerada a área de dois filetes de argamassa com 2,5cm de espessura cada, como mostra a Figura 9).



**Figura 9: Argamassa na ligação parede/contraforte**

**Fonte: Autoria Própria**

Após a obtenção das tensões de cisalhamento, foi verificado se a tensão calculada é superior à resistência nominal da ligação.

## 4 ENSAIOS REALIZADOS

Com o intuito de obter os parâmetros relativos à ruptura de uma parede de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, foram realizados ensaios para determinar a resistência dos blocos e da argamassa.

A metodologia foi dividida em três etapas. A primeira foi a obtenção do módulo de elasticidade e resistência à compressão do bloco, a segunda foi a formação de prismas para adquirir as tensões de cisalhamento na interface bloco/argamassa e a resistência à compressão da argamassa de assentamento, e por fim a resistência à tração do conjunto bloco/argamassa.

### 4.1 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Segundo a NBR 15270 (2005) o ensaio para determinação do módulo de elasticidade de blocos cerâmicos deve respeitar a NBR 8522 (2003). Para a NBR 8522 (2003), a medição dos deslocamentos deve ser efetuada dentro de um intervalo de carregamento efetuando variações cíclicas na aplicação da carga com duração de 60 segundos, sendo que o intervalo de carregamento varia de 30 a 50% do valor da resistência a compressão do bloco.

Porém, por limitações de laboratório o módulo de elasticidade foi retirado da curva tensão/deformação obtida de três ensaios de compressão direta do bloco. A Figura 10 apresentada a instrumentação empregada.

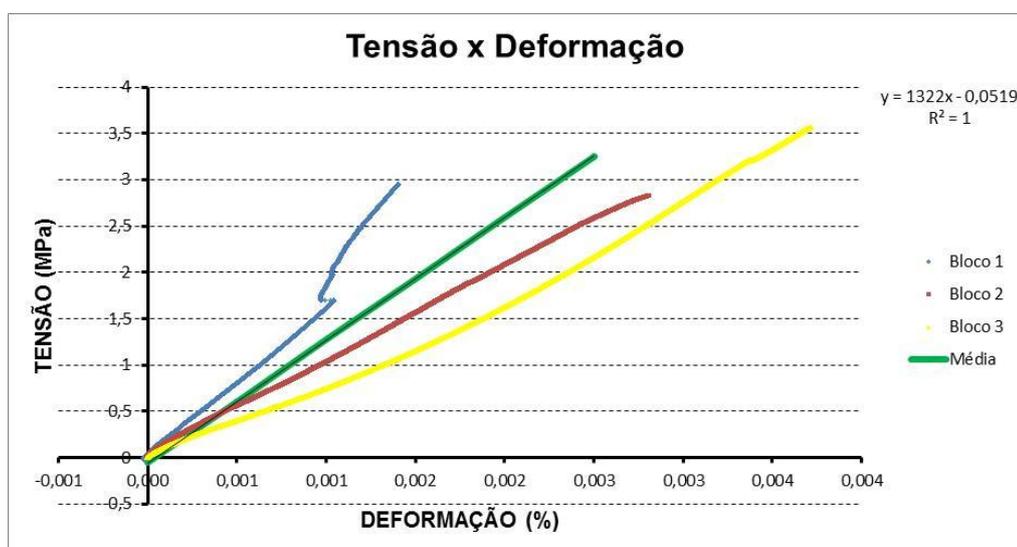


Figura 10 – Ensaio para determinação do Módulo de Elasticidade.

Fonte: Autorial Própria

Como pode ser observado na Figura 10, o bloco foi instrumentado com transdutores de deslocamento que mediam os deslocamentos nos dois lados do bloco. Assim, com a distância entre os pontos de fixação foi possível calcular os percentuais de alongamento e a partir dos deslocamentos obtidos foi efetuado o cálculo do módulo de elasticidade.

Para o cálculo do módulo de elasticidade foram traçadas três retas relacionando a tensão de compressão sobre a área bruta e a deformação de cada bloco. Figura 11 apresenta o resultado obtido.



**Figura 11: Módulo de elasticidade**

**Fonte: Autoria Própria**

A partir dos três ensaios foi elaborada uma reta que corresponde à média dos valores encontrados, sendo obtido módulo de elasticidade de aproximadamente 1,3GPa. Ademais, analisando a Figura 11 pode-se verificar uma variação no resultado do Bloco 1. Este fato pode ter sido provocado por falha na captação dos deslocamentos ou por uma acomodação da base do bloco devido ao desalinhamento do bloco em relação ao prato de aplicação de carga.

Outro fato relevante ao resultado é a ruptura antes do esperado. Como pode ser visto na Figura 11, a tensão de ruptura atingiu máximo de 3,5 MPa, abaixo da tensão nominal do bloco (6 MPa). Para elucidar a questão, ensaios de compressão foram realizados pelo laboratório da empresa fornecedora dos blocos, que apresentaram resultados condizentes ao esperado. Assim, após análise criteriosa, foi observado que o sistema de aplicação de carga nos ensaios realizados por este

trabalho pode ter imposto esforços de flexão ao bloco, promovendo ruptura antes do esperado.

#### 4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto foi executado empregando prismas com três blocos cerâmicos unidos por duas juntas de ligação. A Figura 12 apresenta um exemplo dos prismas utilizados.



**Figura 12: Prisma utilizado no ensaio de cisalhamento**

**Fonte: Aatoria Própria**

Por limitações nos equipamentos os prismas não foram ensaiados com a aplicação de carga de pré-compressão, como pode ser visto na Figura 13. Ademais foram utilizados apoios de madeira entre os prismas e o ponto de aplicação da carga para distribuir os esforços de maneira mais uniforme.

Os prismas foram instrumentados com quatro transdutores de deslocamento sendo possível acompanhar os deslocamentos e possíveis efeitos de rotação nos blocos.



**Figura 13: Esquema de aplicação de carregamento**  
**Autoria Própria**

Foram ensaiados quatro prismas, com área de 0,038 m<sup>2</sup>/m correspondente aos filetes de argamassa (vide Figura 9), e os resultados são apresentados na Tabela 3.

**Tabela 3: Resultados ensaios de cisalhamento**

	Carga (kN)	Tensão (Mpa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (Mpa)	Varição (%)
CP1	7,26	0,19			
CP2	5,59	0,15			
CP3	5,21	0,14	0,18	0,05	25,95
CP4	9,06	0,24			

Fonte: Autoria Própria

Analisando a Tabela 3 pode-se constatar que houve uma variação nos resultados, principalmente no CP4. Esta variação pode ter ocorrido em virtude da metodologia de ensaio aplicada, que não teve aplicada pré-compressão.

#### 4.2.1 Caracterização da Argamassa de Assentamento

Para caracterizar a argamassa de assentamento foram realizados dois ensaios: compressão direta de corpos de prova cilíndricos (5 x 10cm), com volume de 196,35 cm<sup>3</sup>, e de determinação da densidade (estado fresco e endurecido), sendo que foram confeccionados seis corpos de prova (da mesma betonada) para os dois ensaios. O traço, em massa, da argamassa foi de 1:0,5:4,5 (cimento, cal e areia) e relação água/cimento igual a um (traço obtido por meio de ensaios de Garcia e Ramalho, 2007).

O procedimento de ensaio de compressão direta seguiu o apresentado na NBR 5739/1994 e foi efetuado após 21 dias de cura da argamassa em tanque de água com temperatura constante. Os resultados são apresentados na Tabela 4.

**Tabela 4: Resistência à compressão da argamassa**

	Carga (kN)	Área (mm <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Variação (%)
CP1	8,57	1973,33	4,34			
CP2	4,91	1982,39	2,47			
CP3	8,14	1974,51	4,12	3,89	0,81	20,90
CP4	6,66	1975,29	3,37			
CP5	8,99	1966,25	4,57			

Fonte: Autoria Própria

Como pode ser visto na Tabela 4, a resistência à compressão da argamassa é inferior à resistência nominal do bloco, conforme esperado.

Com relação à densidade da argamassa, foram efetuadas duas medições, uma no estado fresco e outra no estado seco. Os procedimentos seguiram o apresentado na NBR 13278/2005. A medição no estado fresco foi efetuada logo após a moldagem dos corpos de prova. Seu resultado é apresentado na Tabela 5.

**Tabela 5: Densidade no estado fresco**

	Massa (g)	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Média (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão (g/cm <sup>3</sup> )	Variação (%)
CP1	414,45	2,11			
CP2	414,25	2,11			
CP3	413,43	2,11	2,10	0,02	0,81
CP4	411,48	2,10			
CP5	406,72	2,07			

Fonte: Autoria Própria

Já a medição no estado endurecido foi efetuada antes da imersão dos corpos de prova em água. O resultado é apresentado na Tabela 6.

**Tabela 6: Densidade no estado endurecido**

	Massa (g)	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Média (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão (g/cm <sup>3</sup> )	Variação (%)
CP1	410,3	2,09			
CP2	404,57	2,06			
CP3	409,79	2,09	2,07	0,02	0,99
CP4	400,2	2,04			
CP5	410,27	2,09			

Fonte: Autoria Própria

Analisando os dados das Tabelas 5 e 6 verifica-se uma pequena variação nos resultados e que o valor médio da densidade da argamassa de assentamento é de aproximadamente 2,09 g/cm<sup>3</sup>.

#### 4.3 ENSAIO DE TRAÇÃO

Para o ensaio de tração foram confeccionados prismas formados por dois blocos cerâmicos ligados por argamassa com área de ligação 0,019 m<sup>2</sup>/m correspondente ao filete de argamassa (vide Figura 8). A Figura 14 apresenta um exemplo da preparação dos prismas para a aplicação do carregamento.



**Figura 14: Esquema de aplicação do carregamento**

**Fonte: Aatoria Própria**

Os resultados dos ensaios são expostos na Tabela 7. Como pode ser observado a tensão resistente à tração é muito pequena se comparada a tensão de compressão. Dessa maneira, possivelmente, os prismas apresentam baixa resistência à flexão.

**Tabela 7: Resistência à tração**

CP	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Variação (%)
1	1,855	0,098			
2	1,918	0,101	0,101	0,003	3,15
3	1,976	0,104			

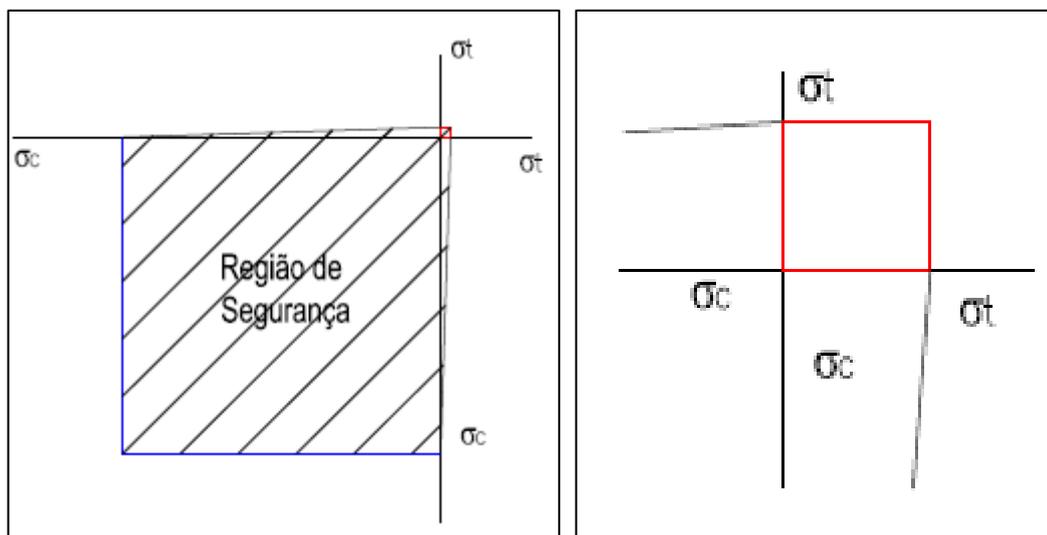
Fonte: Aatoria Própria

#### 4.4 CRITÉRIO DE RUPTURA

O critério de resistência tem por finalidade averiguar o eventual perigo de ruptura de determinado material quando este está submetido a solicitações combinadas (MELGES, 2011). Para tal, são executados ensaios de tração, compressão e cisalhamento para encontrar o real mecanismo de ruptura do material.

Para um estado plano de tensão pode-se construir um gráfico que represente a região de segurança por meio das tensões de compressão e tração obtidas em ensaios.

Assim, para facilitar a visualização dos pontos que podem promover a ruptura, foi elaborada a Figura 15 que representa uma envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para os blocos estudados.



**Figura 15: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb**

**Fonte: Autoria Própria**

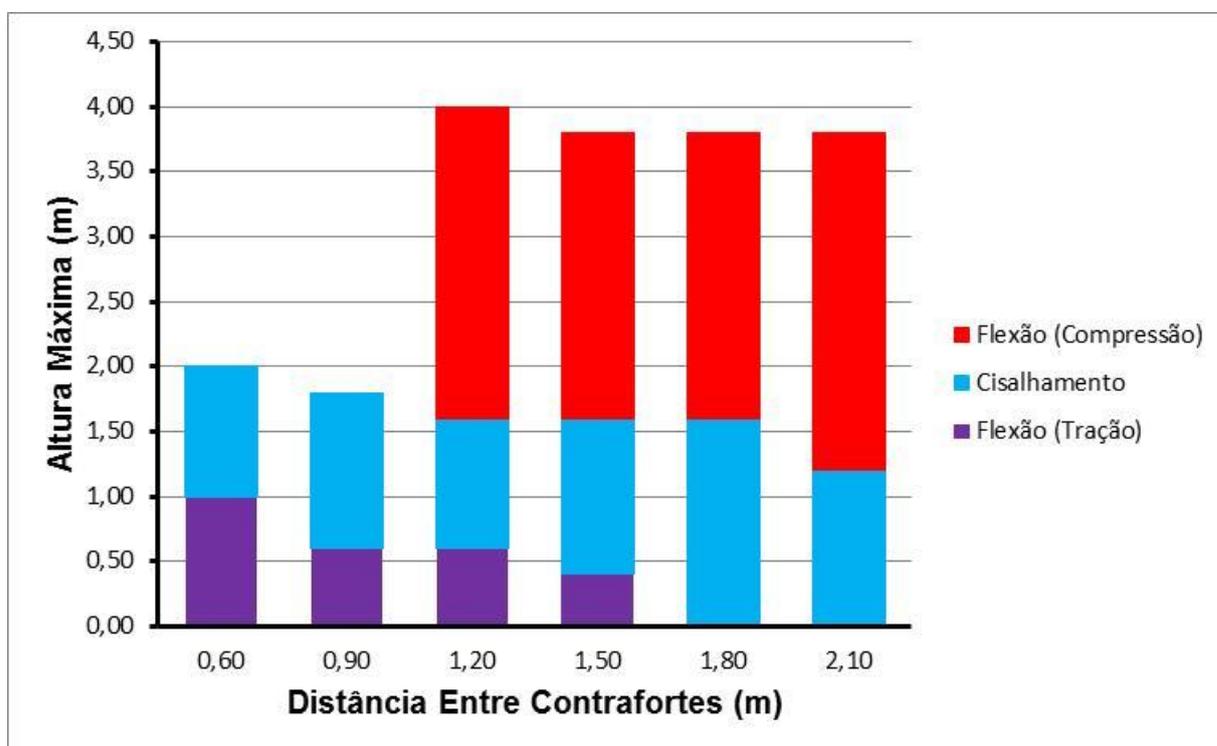
Como pode ser constatado na Figura 15, as tensões de tração são muito pequenas se comparadas as tensões de compressão. Desse modo, a região de segurança fica limitada, quase que em sua totalidade, às tensões de compressão.

## 5 CONCLUSÕES

Com a realização dos ensaios apresentados no capítulo anterior, aliado ao referencial teórico, buscou-se fomentar os estudos referentes às estruturas de contenção em alvenaria estrutural. Apesar de o trabalho apresentar limitações quanto à precisão dos resultados, em virtude das considerações impostas no modelo matemático, o mesmo fornece base para estudos futuros sobre o tema. O modelo proposto apresenta dados para o dimensionamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural, porém de maneira limitada.

Em relação aos ensaios realizados nos blocos estruturais cerâmicos, pode-se determinar a tensão resistente à tração e a tensão resistente ao cisalhamento dos prismas estudados. Todavia, recomenda-se a execução de ensaios de paredes para a confrontação dos valores das tensões.

Assim, com base nas tensões determinadas nos experimentos e na modelagem de cálculo apresentada, pode-se construir a Figura 16.



**Figura 16: Dimensões limites para a ruptura da parede**

Fonte: Autoria Própria

Como pode ser observado na Figura 16, as tensões de tração são o principal limitante da altura da parede. Da forma considerada, para uma distância entre

contrafortes de apenas 60 cm, obteve-se altura de no máximo 1m, reduzindo de forma considerável para distância entre contrafortes ainda maiores.

Todavia, ressalta-se que estas dimensões são alcançadas somente considerando a resistência da argamassa como elo entre a parede e o contraforte. Caso sejam executadas amarrações entre a parede e o contraforte, a parede irá resistir uma quantidade superior de esforços, visto que as condições de contorno serão alteradas, reduzindo o momento.

Ainda analisando a Figura 16, constata-se que as tensões de cisalhamento limitam a parede em pequenas alturas, cerca de 1,6m. No entanto, essas dimensões são alcançadas considerando apenas a ligação de argamassa entre parede e contraforte, ou seja, novamente sem amarração.

Desta forma sugere-se que sejam efetuadas amarrações entre o contraforte e a parede, possibilitando maiores panos de alvenaria. Pode-se ainda executar vigas intermediárias entre os contrafortes. Porém ressalta-se que é de fundamental importância para o cálculo das tensões de flexão o atrito solo/parede assim como o peso próprio da parede, uma vez que estes produzem um esforço normal à parede que altera o estado de tensões a que a parede está submetida.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270**: Componentes Cerâmicos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão x Deformação. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13278**: Argamassa Para Assentamento e Revestimento de Paredes e Tetos – Determinação da Densidade de Massa e do Teor de Ar Incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-De-Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

BARROS, P. L. de A. **Obras de Contenção - Manual Técnico**. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2011. Disponível em: <http://www.maccaferri.com.br/downloadDe.php?idioma=0&download=81>. Acesso em: 20 de março de 2011.

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

CARDOSO, R. **Notas de aula de Estruturas de Suporte de Terra**. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2010. Disponível em: [https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/570953/1/Geo\\_Fund\\_7.pdf](https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/570953/1/Geo_Fund_7.pdf). Acesso em: 20 de maio de 2011.

DNER. **Projeto de Muro de Arrimo**. São Paulo: 2005. Disponível em: [ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-C00-005\\_A.pdf](ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-C00-005_A.pdf). Acesso em: 25 de março de 2011.

FRANCO, L. S. **Notas de aula de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 2010. Disponível em: [http://dc97.4shared.com/download/AjfMB-JL/Alvenaria\\_estrutural-UFBA-prof.pdf?forceOpen=true](http://dc97.4shared.com/download/AjfMB-JL/Alvenaria_estrutural-UFBA-prof.pdf?forceOpen=true). Acesso em: 13 de abril de 2011.

GARCIA, D. Patricia. RAMALHO, A. Marcio. **Cadernos de Engenharia de Estruturas – Contribuições Ao Estudo da Resistência à Compressão De Paredes De Alvenaria De Blocos Cerâmicos**. São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

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

MELGES, J. L. P. **Notas de Aula de Critérios de Resistência**. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade do Estado de São Paulo, 2011. Disponível em: <http://www.dec.feis.unesp.br/melges/RM2-Mod6.pdf>. Acesso em: 25 de junho de 2011.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. Ed. 2. São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

PATRÍCIO, A.; TEIXEIRA, R. **Dimensionamento e Execução de Cortinas do Tipo Berlim**. 2006. Disponível em: [www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Muros%20de%20Berlim.pdf](http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Muros%20de%20Berlim.pdf). Acesso em: 20 de março de 2011.

PINHEIRO, L. M. **Tabelas de Lajes**. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo: 2007. Disponível em: <http://www.dec.feis.unesp.br/melges/RM2-Mod6.pdf>. Acesso em: 17 de agosto de 2011.

RAMALHO, M. A. et al. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: PINI, 2003.

ROCHA, Aderson Moreira da. **Curso Prático de Concreto Armado**. Volume 1. São Paulo: Nobel, 1984.

RODRIGUES, E. **Notas de Aula de Execução de Alvenarias**. Rio de Janeiro: Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, 2011. Disponível em: <<http://www.ufrrj.br/institutos/it/dau/profs/eduardo/Cap%EDtulo4-Alvenaria.pdf>>. Acesso em: 27 de junho de 2011.

SECRETARIA DE SERVIÇOS PÚBLICOS DE RECIFE. **Metodologia Construtiva de Geotecnia**. Recife, 2004. Disponível em: [http://www.recife.pe.gov.br/pr/servicospublicos/emlurb/cadernoencargos/geotecnia\\_metodologia.pdf](http://www.recife.pe.gov.br/pr/servicospublicos/emlurb/cadernoencargos/geotecnia_metodologia.pdf). Acesso em: 18 de maio de 2011.

SECRETARIA DE SERVIÇOS PÚBLICOS DE RECIFE. **Morros – Manual de Ocupação**. Recife, 2011. Disponível em: <http://www.defesacivil.es.gov.br/files/meta/9c79332b-f0d2-4891-8f9c-b26d981b2258/2bcb6cc8-0bce-45a1-afef-e40789eff430/91.pdf>. Acesso em: 18 de maio de 2011.

TABALIPA, N. L. **Estudo da Estabilidade de Vertentes da Bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2008.