



JIVAGO REZENDE BAGANHA

**COMPARATIVO DO CÁLCULO DE MURO DE ARRIMO DE
ALVENARIA ESTRUTURAL POR MEIO DE MÉTODOS
SIMPLIFICADOS E MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

**LAVRAS – MG
2021**

JIVAGO REZENDE BAGANHA

**COMPARATIVO DO CÁLCULO DE MURO DE ARRIMO DE
ALVENARIA ESTRUTURAL POR MEIO DE MÉTODOS
SIMPLIFICADOS E MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de
Lavras, como parte das exigências do curso de
Engenharia Civil, para obtenção do título de
Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Candido
Orientador

Prof. Me. Leonardo Carvalho Mesquita
Coorientador

**LAVRAS – MG
2021**

JIVAGO REZENDE BAGANHA

**COMPARATIVO DO CÁLCULO DE MURO DE ARRIMO DE
ALVENARIA ESTRUTURAL POR MEIO DE MÉTODOS
SIMPLIFICADOS E MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 02 de dezembro de 2021
Prof. Dr. Eduardo Souza Candido UFLA
Prof. Me. Leonardo Carvalho Mesquita UFV
Profa. Dra. Raquel Mariano Linhares UFLA



Prof. Dr. Eduardo Souza Candido
Orientador

Prof. Me. Leonardo Carvalho Mesquita
Coorientador

**LAVRAS – MG
2021**

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me oferecer toda saúde, energia e coragem para passar por esse desafio e muitos outros.

À minha família pelo incentivo e apoio em tudo que me propus a fazer e pela excelente educação que me proporcionaram.

Ao professor e orientador, Dr. Eduardo Souza Candido, pela sabedoria, paciência e dedicação em me guiar durante o desenvolvimento desse trabalho. Ao professor e coorientador, Me. Leonardo Carvalho Mesquita, pela ajuda que foi primordial em momentos de dificuldade.

À Carol, por seu amor, seu companheirismo e sua paciência durante esses anos de graduação juntos.

À Universidade Federal de Lavras por me proporcionar um ensino público de qualidade.

A todos os professores, desde aqueles do primário até os da graduação por todo conhecimento que me foi transmitido.

Agradeço a todos que fizeram parte da minha caminhada até aqui.

RESUMO

O correto dimensionamento de uma estrutura de contenção é de suma importância para garantir a segurança e é um grande desafio realizar esse dimensionamento quando se trata de um muro de contenção de alvenaria estrutural, pois são inúmeros os fatores que influenciam na sua estabilidade externa e interna. Soma-se a isso, o problema de não existir uma norma que forneça as diretrizes para seu cálculo e ainda haver uma escassez de trabalhos que abordam esse assunto. Nesse sentido, de forma a contribuir com os estudos e projetos desse tipo de estrutura este trabalho visou avaliar os métodos da linha de plastificação e da linha de ruptura para cálculo dos esforços em painéis de alvenaria sujeitos a pressões perpendiculares ao seu plano, propostos pela NBR 16868-1 (ABNT, 2020), e o método utilizado por Moliterno (1994), para o cálculo dos esforços no contraforte. Para atingir os objetivos do trabalho, após o cálculo da estrutura utilizando os métodos citados, foi feita a verificação da estabilidade externa e em seguida foi realizada uma modelagem numérica no *software* ABAQUS, com as dimensões obtidas anteriormente, utilizando a técnica da micromodelagem simplificada. Com base nos resultados obtidos, pôde-se aferir que as tensões atuantes no muro calculadas pelos métodos propostos pela norma e por Moliterno (1994), aqui chamados de métodos simplificados, foram menores que as observadas no modelo numérico e constatou-se que isso ocorreu, principalmente, porque ainda é necessário um modelo numérico mais detalhado.

Palavras-chave: Muros de flexão; Parâmetros geotécnicos; Cálculo de empuxo; Momento fletor.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
2	REFERENCIAL TEÓRICO	9
2.1	Estruturas de contenção	9
2.1.1	Muros de Gravidade	9
2.1.2	Muros de Flexão	10
2.2	Parâmetros geotécnicos	11
2.3	Cálculo de Empuxos	11
2.4	Estabilidade Externa	15
2.4.1	Tombamento	16
2.4.2	Deslizamento	17
2.4.3	Ruptura da fundação	18
2.4.4	Ruptura Global	19
2.5	Alvenaria Estrutural	20
2.5.1	Comportamento da alvenaria na flexão	21
2.5.2	Cálculo dos esforços em painéis de alvenaria	24
2.5.3	Cálculo dos esforços nos contrafortes	27
2.5.4	Dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos à flexão simples	28
2.5.4.1	Dimensionamento dos painéis	28
2.5.4.2	Dimensionamento dos contrafortes	29
2.5.5	Dimensionamento dos contrafortes em relação aos esforços cortantes	30
2.6	Modelagem Numérica pelo Método dos Elementos Finitos	30
2.6.1	Tipos de Modelagem	31
3	METODOLOGIA	33
3.1	Perfil do terreno e características geotécnicas	33
3.2	Características dos componentes da alvenaria	33
3.3	Geometria do muro e dimensionamento	34
3.4	Estabilidade externa	35
3.5	Modelagem numérica	36
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	39
4.1	Resultados	39
4.1.1	Métodos simplificados	39
4.1.2	Estabilidade externa	40

4.1.3	Modelagem numérica.....	41
4.2	Discussão	44
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	46
5.1	Conclusões.....	46
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	47
	REFERÊNCIAS	48
	ANEXO A.....	51
	ANEXO B.....	52
	ANEXO C.....	53

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são responsáveis por gerarem estabilidade em um maciço de solo ou rocha quando, naturalmente, oferecem risco a população ou são necessárias intervenções na topografia do terreno e, por falta de espaço, não é possível manter a diferença de nível por meio de taludes. Um dos vários tipos de estrutura de contenção são os muros de arrimo de alvenaria estrutural que por apresentarem técnicas construtivas simplificadas e etapas de execução fáceis de serem controladas, entregam economia e qualidade.

Apesar de a alvenaria existir há milhares de anos, só em meados do século XX que sugeriram os primeiros códigos e normas de cálculo desse tipo de estrutura. Até então, todo conhecimento dessa técnica construtiva era empírico. Há um grande avanço no estudo do comportamento da alvenaria quanto à compressão, à flexão paralela ao plano do elemento e ao cisalhamento, mas ainda existem dúvidas quando a alvenaria está sujeita às cargas laterais, como o empuxo do solo, pois a bibliografia nacional que aborda essa questão ainda é escassa e isso é evidenciado pelo fato de a norma brasileira de projetos de alvenaria estrutural NBR 16868-1 (ABNT, 2020) só passar a tratar disso recentemente.

Diante de um processo de racionalização da construção civil, a aplicação da alvenaria estrutural se tornou cada vez mais comum. Nesse contexto, devido à dificuldade de encontrar bibliografias nacionais relacionadas ao dimensionamento de muros de contenção de alvenaria estrutural, essa pesquisa se justifica na análise dos métodos de cálculo como forma de preencher essa lacuna nos projetos desse tipo de estrutura.

De forma geral, no dimensionamento de um muro de alvenaria estrutural são envolvidas muitas variáveis, tais como os parâmetros do solo e as resistências dos diferentes materiais que compõem a alvenaria estrutural, a qual apresenta comportamento ortotrópico.

Nesse sentido, esta pesquisa tem por objetivo principal comparar as diferentes formas de se obter os esforços em muro de alvenaria estrutural de blocos de concreto vazado. Além disso, como objetivos específicos, propõe-se realizar o dimensionamento da estrutura aplicando os métodos simplificados; avaliar a estabilidade externa da estrutura; e fazer uma análise numérica utilizando o método dos elementos finitos por meio do *software* ABAQUS.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Estruturas de contenção

Em diversos casos, durante a execução de uma obra de engenharia civil, seja para construção de um edifício, uma estação de metrô ou ampliação de uma rodovia, é preciso fazer modificações na topografia do terreno, executando ações de escavação, corte e aterro, as quais alteram a condição de equilíbrio do maciço, culminando o surgimento de empuxos e tensões.

O objetivo das estruturas de contenção ou de arrimo, segundo Barros (2008), é fornecer estabilidade contra a ruptura do maciço de terra ou rocha, ou seja, é manter a condição de equilíbrio do sistema, após o terreno sofrer as alterações na topografia e dessa forma evitar o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos.

Rocha (2013), cita os principais tipos de estrutura de contenção como sendo os muros de contenção, os escoramentos de estruturas provisórias, as cortinas ancoradas ou apoiadas em outras estruturas e os reforços de solo.

Os muros podem ser divididos em dois grupos. Um grupo é chamado de muro de flexão, que consiste numa estrutura delgada em que seu peso próprio não influencia na estabilidade do sistema (PINTO, 2013). Já o outro grupo apresenta estrutura robusta e é denominado muro de gravidade, o qual, segundo Barros (2008), garante a estabilidade utilizando seu peso próprio e em alguns casos o peso do maciço incorporado a ele. Também existem os muros mistos que apresentam característica intermediária dos dois tipos citados anteriormente (HACHICH *et al.*, 2019).

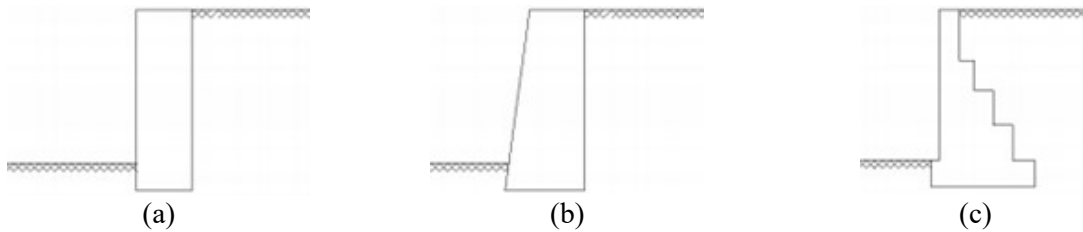
2.1.1 Muros de Gravidade

Existe uma grande variedade de muros de gravidade devido à diversidade de materiais e de formatos para a construção da contenção. Alguns exemplos são os muros de pedra seca ou argamassada, de concreto ciclópico, de gabião, de solo reforçado, de solo-cimento ensacado, de pneus e Crib-walls (BARROS, 2008).

O dimensionamento do muro de gravidade deve ser feito de modo que sua estrutura não esteja sujeita às tensões de tração e seja capaz de resistir às ações laterais, provenientes do atrito da sua face externa com o solo (DOMINGUES, 1997).

Segundo Domingues (1997), o muro de gravidade é empregado onde o solo apresenta boa capacidade de suporte e, em relação ao formato, eles podem ser projetados em três perfis básicos: retangular (FIGURA 1.a), trapezoidal (FIGURA 1.b) e escalonado (FIGURA 1.c).

Figura 1 – Perfis de Muros de Gravidade: (a) Retangular; (b) Trapezoidal e (c) Escalonado.

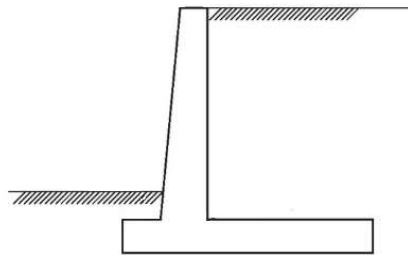


Fonte: Adaptada de Moliterno (1994).

2.1.2 Muros de Flexão

Os muros de flexão (FIGURA 2), podem ou não ter contrafortes, possuem seção transversal no formato de “T invertido” ou “L” e podem ser de concreto armado ou alvenaria estrutural sobre uma fundação rasa ou profunda (DNER, 2005). Segundo Ranzini e Negro Junior (1998), esse tipo de muro resiste aos empuxos por flexão e usa parte do peso próprio do maciço contido sobre sua base para manter-se em equilíbrio.

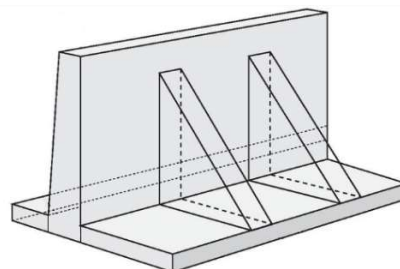
Figura 2 – Perfil de Muro de flexão.



Fonte: Adaptada de Marchetti (2007).

Gerscovich (2009) destaca que o muro de flexão se torna antieconômico para alturas acima de 5 a 7m e aconselha a utilização de contrafortes quando excederem essas alturas, a fim de aumentar a estabilidade contra o tombamento (FIGURA 3). Esses contrafortes devem ser armados para resistir a esforços de tração, quando se trata de base de laje interna, ou seja, sob o retroaterro. No caso de laje externa ao retroaterro, os contrafortes trabalham a compressão, porém é válido ressaltar que essa configuração ocasiona perda de área útil na parte externa.

Figura 3 – Muro com contraforte.



Fonte: Adaptada de Marchetti (2007).

2.2 Parâmetros geotécnicos

Além das condições de projeto, conhecer as características dos materiais constituintes do maciço, assim como da estrutura de contenção, é imprescindível para realizar a análise de sua estabilidade, porém na maioria dos casos há uma grande variedade de materiais envolvidos. Também existem dificuldades experimentais para determinar de forma exata o grande número de parâmetros envolvidos nessa análise, o que interfere na sua precisão.

Bowles (1985 citado por MIRANDA, 2005), apresenta os principais parâmetros geotécnicos: resistência e deformabilidade (coeficiente de Poisson; ângulo de atrito; coesão e módulo de Young); compressibilidade (índice de compressão e de recompressão); índices físicos (peso específico, densidade real dos grãos, porosidade, índice de vazios, teor de umidade natural, limite de liquidez, e limite de plasticidade); e permeabilidade (coeficiente de permeabilidade). Esses parâmetros podem ser obtidos por meio de ensaios de laboratório e/ou ensaios de campo.

Schnaid (2012) apresenta as principais técnicas de ensaios em campo (ANEXO A). As características do subsolo e as propriedades a serem medidas são determinantes para a escolha do tipo de ensaio.

Já os ensaios de laboratório, podem ser classificados como diretos e indiretos. Geralmente os ensaios diretos são os de compressão triaxial, de compressão edométrica e de cisalhamento direto e os ensaios indiretos são os índices de estado, granulometria, limites de Atterberg, permeabilidade e Proctor normal (LAMBE; WHITMAN, 1969).

2.3 Cálculo de Empuxos

Segundo Barros (2008), o peso próprio do solo ou a sobrecarga aplicada sobre ele geram pressões laterais sobre uma estrutura de arrimo ou de fundação e a resultante dessas pressões é chamada de empuxo. Moliterno (1994) afirma que, para elaboração de um projeto de estrutura de contenção, é indispensável a quantificação da intensidade do empuxo de terra.

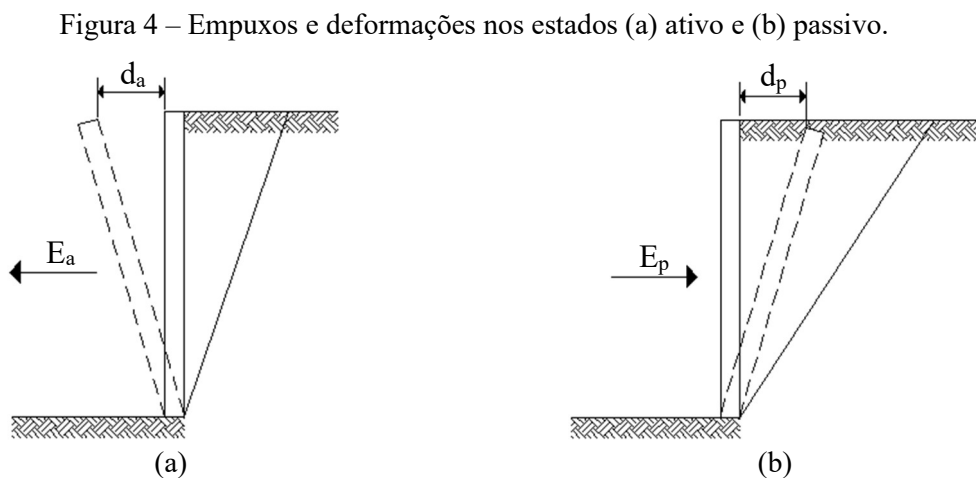
Domingues (1997) enumerou uma série de fatores que devem ser avaliados durante a determinação das tensões e deformações do solo, como por exemplo o tipo de solo e seus parâmetros, tais como a coesão, o ângulo de atrito interno e o peso específico; a permeabilidade e fluxo de água; o desnível do talude em estudo; a deformação da estrutura, entre outros.

Os cálculos dos empuxos não podem ser feitos usando apenas as equações da estática, pois dependem das relações tensão-deformação-resistência do solo e da própria estrutura, que tornam esse problema de interação solo-estrutura altamente hiperestático. Porém há muitas

situações em que o dimensionamento pode ser realizado de forma eficaz com base apenas na análise do empuxo passivo e empuxo ativo, ou seja, a força mínima e/ou força máxima de interação solo estrutura (FERNANDES, 2014).

O empuxo de terra ativo, como representado na Figura 4.a, é aquele no qual os esforços do maciço atuam contra a estrutura de contenção, portanto ele pode ser obtido por meio da deformação do maciço no sentido da contenção (PINTO, 2013).

Pinto (2013) também caracteriza o empuxo de terra passivo como aquele em que o maciço é solicitado por esforço atuante contra ele e é obtido por meio da deformação do maciço na sua própria direção (FIGURA 4.b).



Fonte: Adaptada de Pinto (2013)

Segundo Fernandes (2014), para a avaliação dessas forças existem as teorias de Coulomb (1773) e de Rankine (1857), as quais trazem soluções cientificamente sustentadas. Moliterno (1994), acrescenta a teoria de Poncelet (1840) e afirma que essas teorias, também chamadas de Teoria Antigas, ainda entregam resultados satisfatórios para o caso de muros de gravidade, construídos de alvenaria ou concreto ciclópico.

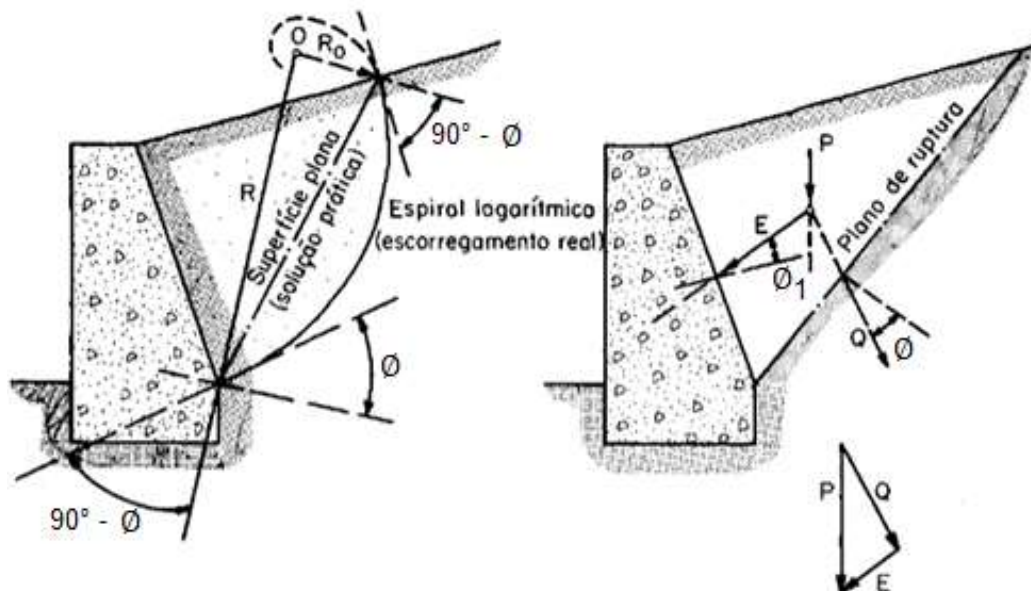
Tanto a teoria de Rankine quanto a teoria de Coulomb empregam os métodos de equilíbrio limite, porém ao contrário da teoria de Rankine, a teoria de Coulomb considera a existência de atrito solo muro (MARANGON, 2018). A hipótese de não haver atrito entre o solo e muro raramente ocorre na prática (GERSCOVICH, 2010). Portanto, a seguir será apresentada somente a teoria de Coulomb (1776).

Coulomb (1776) admite que no instante da mobilização total da resistência do solo, formam-se superfícies de deslizamento no interior de maciço. Essas superfícies separam uma cunha de solo que tenta deslizar em relação ao restante do maciço no sentido do deslocamento da estrutura. Essa cunha é considerada como um corpo indeformável, no qual são aplicadas as

análises de equilíbrio de corpos rígidos, e dessa forma é possível obter o empuxo (SANTOS JUNIOR, 2010).

Marchetti (2007) cita as hipóteses feitas por Coulomb para o cálculo do empuxo de terra, sendo (1) solo isotrópico e homogêneo que contém ângulo de atrito interno (ϕ) e coesão (c); (2) superfície de ruptura plana, para simplificação dos cálculos, pois frequentemente ela é curva, como pode ser observado na Figura 5; (3) distribuição uniforme das forças de atrito ao longo da superfície de ruptura que valem $f = \tan\phi$; (4) a cunha de ruptura é um corpo rígido; (5) há atrito entre o solo e a estrutura de contenção, portanto uma força de atrito surge na parte posterior da estrutura quando a cunha se move; e (6) a ruptura é um problema bidimensional, ou seja, é avaliado considerando uma seção de largura unitária.

Figura 5 – Planos de ruptura.



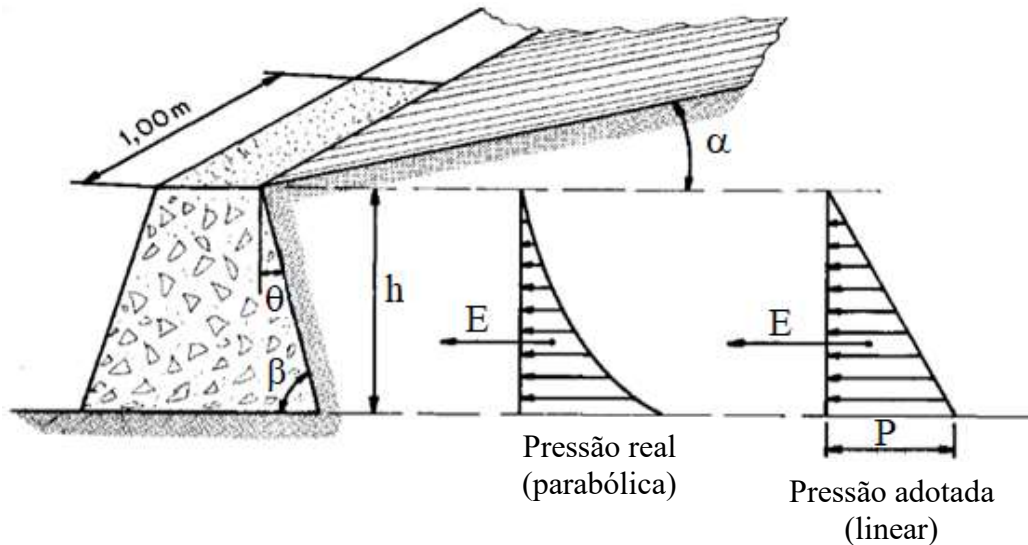
Fonte: Adaptada de Moliterno (1994).

Segundo Coulomb (1776), a tangente do ângulo ϕ_1 (chamado ângulo de rugosidade do muro), formado entre o empuxo e a normal ao paramento do lado do solo, é igual ao coeficiente de atrito entre o solo e o muro (MOLITERNO, 1994). Usualmente são adotados: ϕ_1 igual a zero para paramento do muro liso (cimentado ou pintado com pixe); a $0,5\phi$ para paramento do parcialmente rugoso e a $1,0\phi$ para muro rugoso.

O ângulo ϕ , formado entre a componente Q do peso da cunha de solo P e a normal ao plano de ruptura, conforme a Figura 5, é igual ao coeficiente de atrito entre a cunha e o restante do maciço ou ângulo de atrito do terreno. Dessa forma, tem-se o peso da cunha P decomposto em Q , que atua no plano de ruptura e E , que atua no muro. Entretanto, para o projeto da estrutura de contenção é importante obter o valor do empuxo E (MOLITERNO, 1994).

O valor de E pode ser representado pela área do diagrama da distribuição de pressão no muro que, para simplificação do cálculo, admite-se crescer linearmente com a profundidade, em analogia com o empuxo oriundo da pressão hidrostática, como mostrado na Figura 6 (MOLITERNO, 1994).

Figura 6 – Diagrama de pressão.



Fonte: Moliterno (1994).

No caso de uma coluna de líquido, o empuxo é dado pela Equação 1.

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

Em que: E é o empuxo; γ o peso específico do líquido e h a altura do muro.

No entanto, para o caso do solo, introduz-se o coeficiente K , designado por coeficiente de empuxo ou Coulomb, o qual leva em consideração o atrito entre as partículas, a rugosidade do muro e a inclinação do terreno em relação a horizontal, resultando na Equação 2 (MOLITERNO, 1994).

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

Em que: γ_t é o peso específico do solo e K o coeficiente de empuxo (EQUAÇÃO 3).

$$K = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha)\text{sen}(\phi + \phi_1)}{\text{sen}(\beta - \phi_1)\text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (3)$$

Em que: α é o ângulo de inclinação do terreno adjacente (FIGURA 6) e β é dado pela Equação 4.

$$\beta = 90 - \theta \quad (4)$$

Sendo θ o ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical, como pode ser visto na Figura 6.

São inúmeras as situações de projeto de um muro de arrimo. O muro poder ter sua face interna inclinado ou na vertical e o terreno ser horizontal ou também ser inclinado. Além disso, o terreno pode conter ou não uma sobrecarga. Dessa forma, Moliterno (1994) apresenta em seu trabalho um resumo para cálculo do coeficiente K , grandeza do empuxo e seu ponto de aplicação de acordo com a configuração do muro (ANEXO B).

A Equação 2 é definida para solos puramente arenosos, que não apresentam coesão significativa. Para esse tipo de solo, resistência ao cisalhamento (τ) é dada pela Equação 5.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\phi \quad (5)$$

Já para os solos coesivos, deve ser acrescentada à expressão de resistência ao cisalhamento o valor da coesão (c) (EQUAÇÃO 6).

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\phi \quad (6)$$

Como pode ser observado nas Equações 5 e 6, a coesão aumenta a resistência ao cisalhamento do solo e, dessa forma, ela pode ser considerada como uma carga contrária ao sentido de deslizamento da cunha de solo, reduzindo o valor do empuxo E .

Coulomb apresenta a Equação 7 para cálculo de empuxo de solos coesivos.

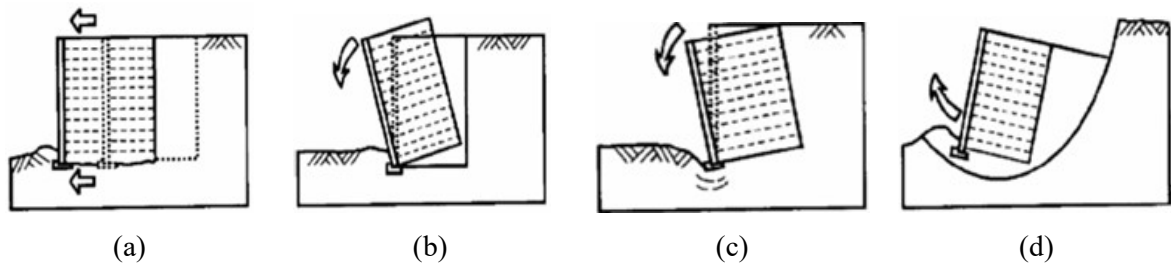
$$E = \frac{1}{2} \gamma_t K h^2 - c h K \quad (7)$$

Porém, com as variações climáticas do teor de umidade os solos coesivos variam de volume. Essa variação de volume faz com que formem fissuras nesse tipo de solo durante a estação seca e que ele atinja o limite de saturação nos períodos chuvosos e, dessa forma, as pressões exercidas no muro ficam muito maiores do que aquelas calculadas inicialmente. Portanto, na prática, para ser a favor da segurança, não se leva em conta o valor da coesão no cálculo do empuxo (MOLITERNO, 1994).

2.4 Estabilidade Externa

Para a verificação da estabilidade externa das estruturas de contenção deve-se analisar a ocorrência de quatro fenômenos: tombamento, deslizamento da base, ruptura da fundação e ruptura global (GERSCOVICH, 2009). Na Figura 7 estão ilustrados esses tipos de ruptura.

Figura 7 – Estabilidade de muros de arrimo: (a) Deslizamento; (b) Tombamento; (c) Ruptura da fundação e (d) Ruptura Global.

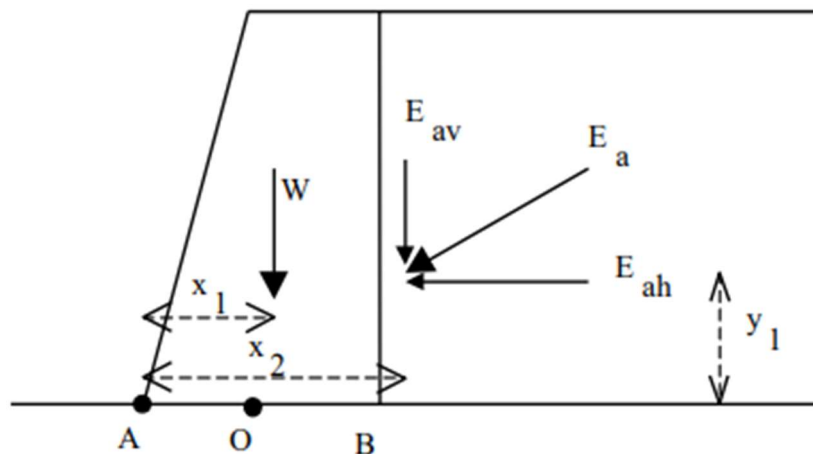


Fonte: Adaptada de Gerscovich (2009).

2.4.1 Tombamento

O tombamento ocorre quando o momento resistente é insuficiente para neutralizar o momento solicitante. O momento resistente (M_{res}) é gerado pela ação do peso próprio do muro em relação ao ponto A, localizado na parte inferior da extremidade externa do muro, e o momento solicitante (M_{solic}) é gerado pelo empuxo total em relação a este mesmo ponto (GERSCOVICH, 2009) (FIGURA 8).

Figura 8 – Verificação da estabilidade ao tombamento.



Fonte: Gerscovich (2009).

O coeficiente de segurança contra o tombamento (FS_{tomb}) é dado pela Equação 8.

$$FS_{tomb} = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \quad (8)$$

Substituindo os esforços ilustrados na Figura 8 é possível obter a Equação 9.

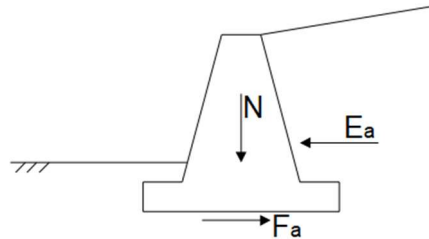
$$FS_{tomb} = \frac{W x_1 + E_{av} x_2}{E_{ah} y_1} \quad (9)$$

O valor mínimo sugerido para o coeficiente de segurança contra o tombamento é 1,5.

2.4.2 Deslizamento

A segurança contra o deslizamento é obtida por meio da verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, ilustradas na Figura 9 (GERSCOVICH, 2009).

Figura 9 – Verificação da estabilidade ao deslizamento.



Fonte: Adaptada de Gerscovich (2009).

A força a favor do deslizamento é o empuxo ativo (E_a) e a única força que deve resistir a ela é a força de atrito (F_a) exercida sobre o plano da base do muro (MOLITERNO, 1994). Portanto para haver equilíbrio, deve ser respeitada a igualdade da Equação 10.

$$E_a = F_a \quad (10)$$

A força de atrito F_a é dada pela Equação 11.

$$F_a = \mu N \quad (11)$$

Em que: N é a força normal de compressão do muro sobre o solo e μ o coeficiente de atrito.

Alguns valores do coeficiente de atrito podem ser consultados na Tabela 1.

. Tabela 1 – Valores para coeficiente de atrito.

Materiais	μ
Alvenaria sobre a alvenaria	0,75 a 0,70
Alvenaria ou concreto sobre solo seco	0,55 a 0,50
Alvenaria ou concreto sobre solo saturado	0,3
Alvenaria sobre concreto	0,55

Fonte: Adaptada de Moliterno (1994).

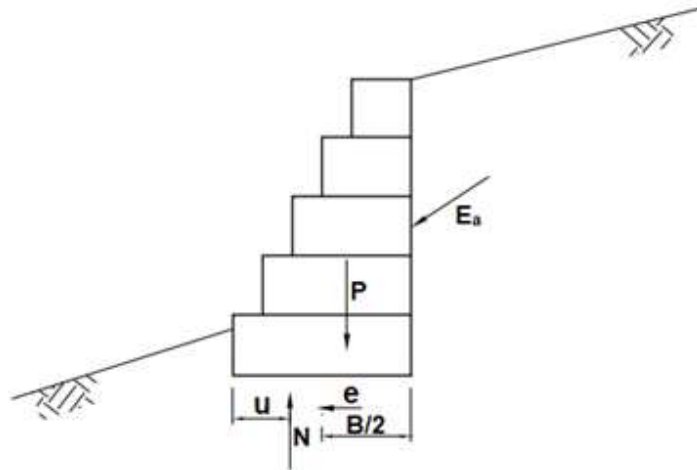
A Equação 12 representa o equilíbrio limite. Para segurança, deve-se ter um coeficiente de segurança contra deslizamento. Segundo Moliterno (1994), o fator de segurança contra o deslizamento deve ser maior ou igual que 1,5 (EQUAÇÃO 12).

$$FS_{desliz} = \mu \frac{N}{E_a} \geq 1,5 \quad (12)$$

2.4.3 Ruptura da fundação

A ruptura ou recalque excessivo da fundação ocorre quando a capacidade de carga do solo é inferior as pressões aplicadas pela estrutura sobre ele (BARROS, 2008). Na Figura 10 estão representadas as forças envolvidas na verificação da estabilidade da fundação.

Figura 10 – Verificação da estabilidade da fundação.



Fonte: Adaptada de Barros (2008).

A distância do ponto de aplicação da força normal (N) ao bordo comprimido (u) como visto na Figura 10, pode ser determinada por meio da Equação 13.

$$u = \frac{M_{res} - M_{solic}}{N} \quad (13)$$

E a excentricidade (e) é determinada pela Equação 14.

$$e = \frac{B}{2} - u \quad (14)$$

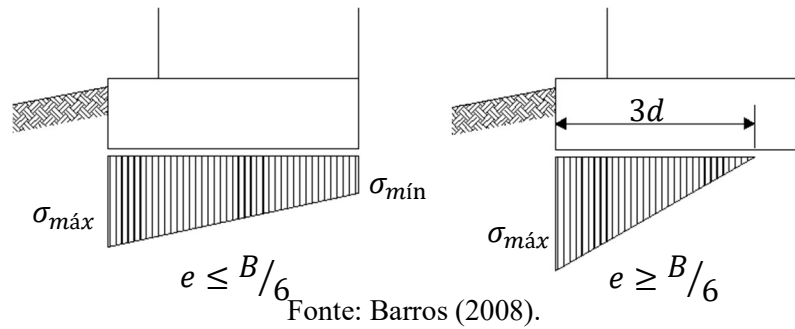
A força N é a reação das pressões normais que atuam na base da estrutura de contenção e só é possível determinar estas pressões se for conhecida sua forma de distribuição. Usualmente admite-se uma distribuição linear para estas pressões e dessa forma é possível determinar seus valores máximo e mínimo, que se encontram nas bordas da base da estrutura, como na Figura 11, por meio das Equações 15 e 16 (BARROS, 2008).

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (15)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) \quad (16)$$

Para “ $e \leq B/6$ ”.

Figura 11 – Distribuição das pressões na fundação.



No caso em que “ $e \geq B/6$ ”, há um deslocamento da parte anterior da base e a distribuição passa a ser triangular, tornando tracionada uma parte da fundação. Dessa forma a pressão máxima, excluindo a zona tracionada, é dada pela Equação 17.

$$\sigma_{máx} = \frac{2 N}{3 d} \quad (17)$$

Para haver segurança quanto à ruptura, a Equação 18 deve ser respeitada.

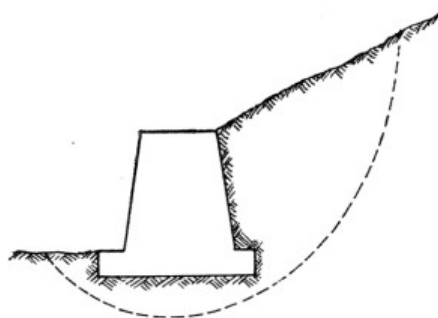
$$\sigma_{máx} \leq \sigma_{adm} \quad (18)$$

Em que: σ_{adm} é a tensão admissível do solo.

2.4.4 Ruptura Global

Na ruptura global, representada na Figura 12, ocorre o deslocamento do conjunto solo-muro, considerado um corpo rígido, em um movimento de rotação ao longo de uma superfície de ruptura cilíndrica (GERSCOVICH, 2009).

Figura 12 – Ruptura global.



Fonte: Adaptada de Gerscovich (2009).

A verificação da estabilidade quanto à ruptura global da estrutura de contenção pode ser feita por meio dos métodos utilizados na análise de estabilidade de taludes, uma vez que a forma de deslizamento em ambas as situações é similar (BARROS, 2008).

A maioria das análises de estabilidade foram desenvolvidas com base na teoria do equilíbrio limite. Os principais métodos de análise de estabilidade desenvolvidos são: Fellenius, Bishop simplificado, Janbu e Morgensten e Price (BUENO; VILAR, 1980).

Segundo Gerscovich (2009), o fator de segurança quanto à ruptura global não deve ser menor que 1,3 para obras provisórias e 1,5 para obras permanentes.

2.5 Alvenaria Estrutural

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo em que as paredes exercem a função de vedação e a função estrutural de resistir as forças verticais e horizontais.(MACHADO JUNIOR, 2014). No estudo em questão, a força vertical é devida ao peso próprio e a força horizontal devida ao empuxo do solo.

A principal vantagem da alvenaria estrutural é a economia, devida à otimização das tarefas na obra. As técnicas executivas desse sistema construtivo são simplificadas, o que gera uma redução de gastos e desperdícios, uma vez, que ao contrário do sistema de concreto armado, a alvenaria estrutural dispensa o uso de fôrmas. A instalação dessas fôrmas demanda um tempo considerável no cronograma de uma obra, além de gerar um volume considerável de entulho devido ao descarte da madeira (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Segundo Machado (2014), os materiais que compõem a alvenaria estrutural são as unidades de alvenaria (blocos ou tijolos), as juntas de argamassa, o graute e a armadura, essa última que está presente nas alvenarias armadas ou parcialmente armadas.

Os blocos (unidades vazadas) ou tijolos (unidades maciças) são os principais componentes responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura e podem ser de concreto, material cerâmico ou sílico-calcáreos. De acordo com a NBR 6136 (ABNT, 2016) os blocos são definidos por suas dimensões: comprimento, largura e altura. Na Tabela 2 são apresentadas as dimensões dos blocos mais utilizados.

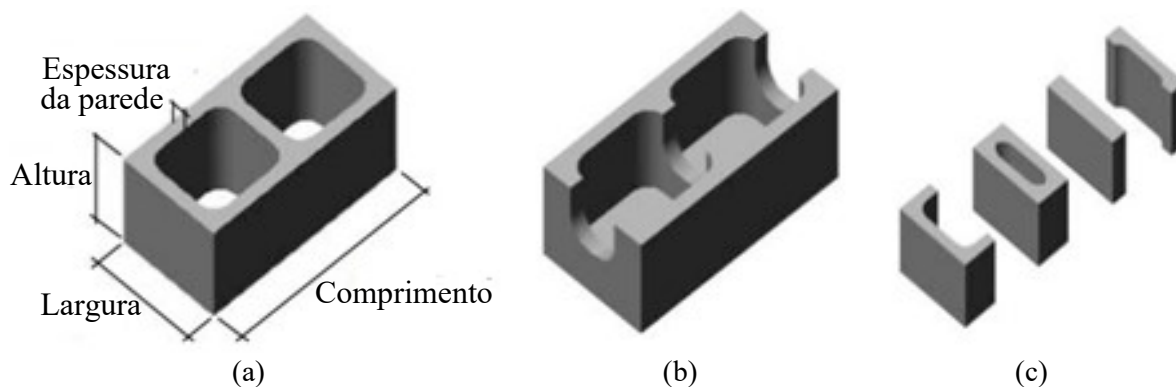
Tabela 2 – Dimensões nominais dos blocos mais utilizados.

Família	Medidas nominais (mm)					
	Largura	Altura	Comprimento			
			Inteiro	Meio	Canaleta inteira	Meia Canaleta
20 x 40	190	190	390	190	390	190
15 x 40	140	190	390	190	390	190
15 x 30	140	190	290	140	290	140

Fonte: Adaptada de NBR 6136 (ABNT, 2016).

A NBR 6136 (ABNT, 2016) também define os blocos como simples vazado (FIGURA 13.a), tipo canaleta (FIGURA 13.b) ou compensador (FIGURA 13.c).

Figura 13 – Tipos de bloco de concreto: (a) Simples; (b) Canaleta e (c) Compensador.



Fonte: Adaptada de NBR 6136 (ABNT, 2016).

De acordo com a NBR 6136 (ABNT, 2016) as paredes transversais desses blocos devem ter espessura de 25mm e as paredes longitudinais dos blocos com largura nominal de 190mm e 140mm, devem ter espessura de 32mm e 25mm, respectivamente.

A argamassa é responsável por garantir o monolitismo e a solidez necessários à parede. Sua função é ligar as unidades de modo a transmitir as ações verticais e horizontais entre elas, além de absorver pequenas deformações e compensar as irregularidades provenientes das variações dimensionais das mesmas (MOHAMAD; MACHADO; JANTSCH, 2017). Segundo a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), a resistência à compressão da argamassa deve ser menor que 1,5 vezes a resistência característica adotada para o bloco.

O graute é um micro-concreto fluido composto por cimento, água, cal e agregados de pequena dimensão. Sua função é preencher os vazios da unidade, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente e/ou solidarizar as armaduras à alvenaria (MOHAMAD; MACHADO; JANTSCH, 2017).

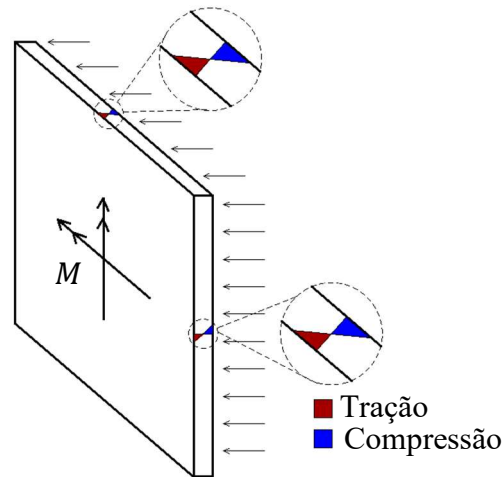
As armaduras têm a função de combater os esforços de tração e são utilizadas quando as tensões de tração atuantes são maiores que a tensão de tração resistente. Elas devem sempre estar envolvidas por graute para garantir o trabalho conjunto com os outros componentes da alvenaria (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

2.5.1 Comportamento da alvenaria na flexão

Como visto, a carga de empuxo atua perpendicularmente ao plano do muro e dessa forma prevalecem sobre a alvenaria os esforços de flexão em torno do eixo de menor inércia. Portanto, neste caso, a alvenaria tem um comportamento de placa (MALUF, 2007).

Uma seção sujeita à flexão apresenta tensões de compressão em uma face e tração na outra, como pode ser visto na Figura 14. Dessa forma, a máxima resistência à compressão na flexão ou máxima resistência à tração na flexão que pode determinar a resistência à flexão de tal seção. Nesse sentido, vale ressaltar que as alvenarias apresentam uma boa resistência à compressão, porém baixa resistência à tração (MALUF, 2007).

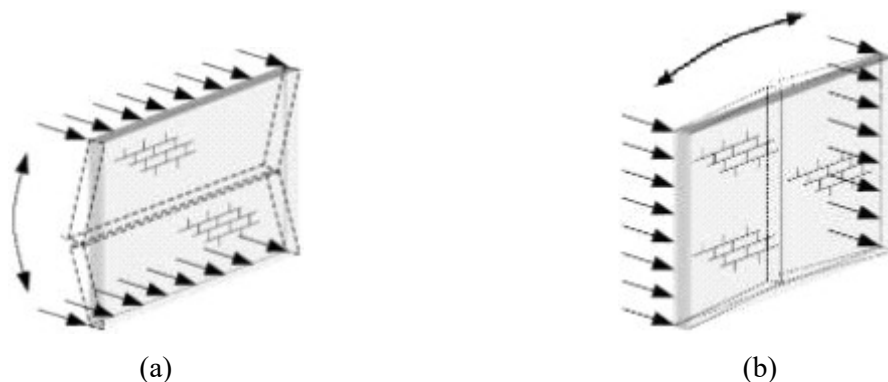
Figura 14 – Flexão no painel de alvenaria.



Fonte: Adaptada de Maluf (2007).

A flexão em muros de arrimo acontece nas duas direções, como representado na Figura 15, a depender das suas dimensões geométricas e das condições de contorno.

Figura 15 – Nomenclatura para flexão na parede: (a) Normal à fiada e (b) Paralela à fiada.



Fonte: Adaptada de MCKENZIE (2001, citado por SANTOS JUNIOR, 2014).

Segundo a NBR 16868-1 (ABNT, 2020) a resistência característica à compressão na flexão na direção normal às juntas de assentamento é igual à resistência característica à compressão simples (f_k). Já na direção paralela, a resistência característica à compressão na flexão pode ser igual a f_k , quando a região comprimida do elemento estiver totalmente grauteada, mas em caso contrário, deve ser a metade desse valor.

O valor de f_k pode ser calculado como 70% da resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}). A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) disponibiliza um quadro com várias resistências de blocos e valores de referência das resistências dos materiais argamassa e graute. Na Tabela 3 está apresentada somente a resistência de alguns blocos e as respectivas resistências dos prismas.

Tabela 3 – Resistência à compressão de blocos e prismas.

f_{bk} (MPa)	f_{pk} (MPa)	f_{pk}^* (MPa)
6	4,5	7,9
8	6	10,5
10	7	12,3
12	8,4	13,4
14	9,8	15,7

f_{pk}^* = resistência do prisma cheio

Fonte: Adaptada de NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Os valores das resistências característica à tração na flexão podem ser obtidos por meio da Tabela 4.

Tabela 4 – Resistência da alvenaria a tração na flexão.

Resistência média à compressão da argamassa	f_{tk} (MPa)	
	Direção da tração perpendicular à fiada	Direção da tração paralela à fiada
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Deve-se dividir as resistências características pelo coeficiente de ponderação das resistências para obter a resistência de cálculo. A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) apresenta a Tabela 5 que contempla coeficientes de ponderação para verificação no estado limite último (ELU).

Tabela 5 – Coeficientes de ponderação das resistências.

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,00	2,00	1,15
Especiais ou de construção	1,50	1,50	1,15
Excepcionais	1,50	1,50	1,00

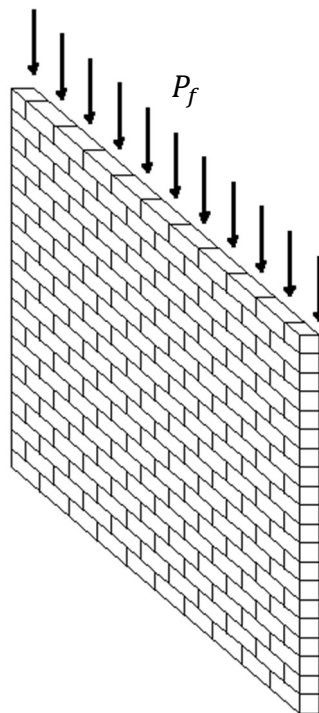
Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

O coeficiente de ortogonalidade da alvenaria à flexão (μ), segundo a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), pode ser determinado por meio da Equação 19.

$$\mu = \frac{\left(f_{td,normal} + \frac{P_f}{A_e} \right)}{f_{td,paralelo}} \quad (19)$$

Em que: $f_{td,normal}$ é a resistência à tração na flexão normal à junta de assentamento, em valores de projeto; $f_{td,paralelo}$ a resistência à tração na flexão paralela à junta de assentamento, em valores de projeto; P_f a carga axial (FIGURA 16), considerada igual a 90% da carga permanente, com $\frac{P_f}{A_e}$ não superior a 0,15 MPa e A_e a área efetiva da seção.

Figura 16 – Direção da carga axial P_f .



Fonte: Do autor (2021).

2.5.2 Cálculo dos esforços em painéis de alvenaria

Maluf (2007) aborda em seu trabalho os vários métodos de cálculo de esforços em painéis de alvenaria e faz uma comparação dos resultados obtidos por cada método. Seu trabalho contempla o método elástico e os diferentes métodos plásticos, sendo eles o Método da Linha de Plastificação, da Linha de Fratura e da Linha de Ruptura.

Em relação ao método elástico, diversos autores de concreto armado desenvolveram tabelas para o cálculo de placas para vários carregamentos e condições de apoio, sendo o trabalho de Bares (1972) o mais conhecido entre eles. No entanto, é importante frisar que as placas de concreto armado são consideradas como isótropas, mas como dito anteriormente, as placas de alvenaria apresentam comportamento ortotrópico (MALUF, 2007).

Segundo Maluf (2007), o método da linha de plastificação, mesmo sendo controverso e não recomendado por muitos autores, é empregado nos códigos BS 5628 e o EC-6-1996 para cálculo de painéis. A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) utiliza esse método somente para o cálculo de painéis armados, e Maluf (2007), também recomenda sua utilização.

O método da linha de fratura, segundo os autores Hendry, Sinha e Davies (1997, citado por MALUF, 2007), pode ser aplicado a qualquer material rígido de comportamento anisotrópico, sendo que esse método foi avaliado experimentalmente para o caso de alvenaria.

O método da linha de ruptura foi especialmente desenvolvido para painéis de alvenaria na McMaster University (Canadá) e é aplicado na norma canadense CNA-CSA S304.1-04 (MALUF, 2007). Ainda segundo o autor, eventuais engastes devem ser reduzidos a apoios simples, uma vez que esse método foi desenvolvido para painéis apoiados. A atual norma brasileira NBR 16868-1 (ABNT, 2020) utiliza esse método para cálculo de painéis não armados.

Os resultados obtidos por Maluf (2007) mostram que o método das linhas de plastificação é menos conservador que os demais e expõe que o método da linha de fratura é o mais indicado.

Segundo a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), os momentos solicitantes de cálculo devem ser calculados utilizando as Equações 20 e 21.

$$M_{d,paralelo}(FLEXÃO HORIZONTAL) = \beta_f W_d l^2 \quad (20)$$

$$M_{d,normal}(FLEXÃO VERTICAL) = \mu \beta_f W_d l^2 \quad (21)$$

Em que: μ é o fator de ortogonalidade (EQUAÇÃO 19), β_f o fator para cálculo de momento conforme os Quadros 1 e 2; W_d a pressão lateral por área em valor de projeto e l a largura do painel.

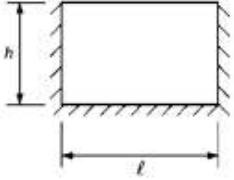
Para aplicar o método da linha de ruptura, proposta para o cálculo da alvenaria não armada, o painel deve ter largura (l) e altura (h) menores que 50 vezes a espessura (t) da alvenaria e também atender as seguintes condições:

(a) Para painéis apoiados nos três lados: $h \times l \leq 1350t^2$; e

(b) Para painéis apoiados nos quatro lados: $h \times l \leq 2025t^2$.

O coeficiente β_f para o método da linha de ruptura é obtido por meio do Quadro 1.

Quadro 1 – Coeficientes β_f para método da linha de ruptura.

Vinculações do painel	Coeficientes para cálculo do momento de ruptura – β_f											
	μ	h/l										
		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

Legenda

- borda livre
- //// lado simplesmente apoiado
- XXXX lado engastado

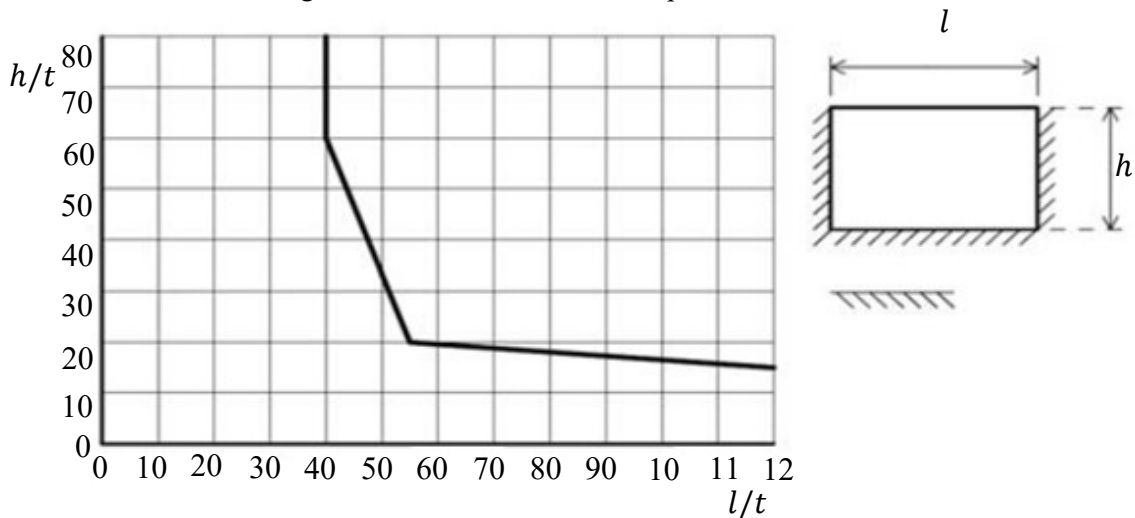
NOTA 1 Interpolação linear para valores de μ e h/l é permitida.

NOTA 2 Regiões sombreadas indicam que a flexão ocorre em uma direção predominante.

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

No caso do método da linha de plastificação, aplicado para painéis armados, se as razões entre a altura e espessura (h/t) e largura e espessura (l/t) estiverem abaixo e à esquerda da linha na Figura 17, pode-se assumir como satisfeito o estado-limite de serviço. Para esta análise é preciso considerar os lados engastados como simplesmente apoiados.

Figura 17 – Dimensões limite de painéis armados.

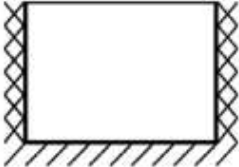


Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

O coeficiente β_f para o método da linha de plastificação é obtido por meio do Quadro

2.

Quadro 2 – Coeficientes β_f para método da linha de plastificação.

Condição de apoio do painel	Valores de β_f								
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
	0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
	0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
	0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
	0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060	

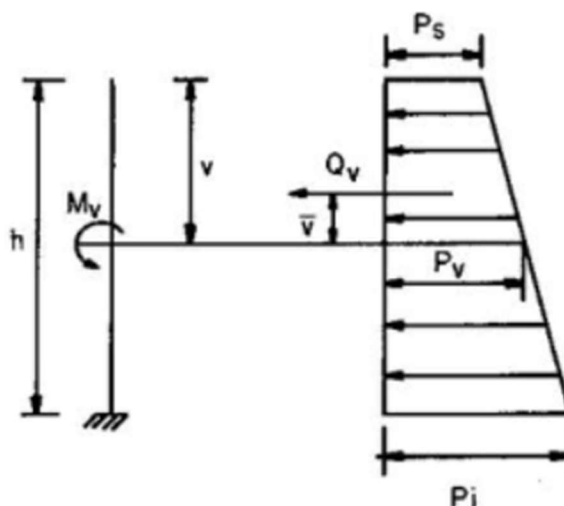
NOTA A interpolação linear para valores de μ e h/l é permitida.

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

2.5.3 Cálculo dos esforços nos contrafortes

Moliterno (1994), considera o contraforte como uma viga engastada em balanço sujeita a um carregamento trapezoidal como na Figura 18 Dessa forma temos as Equações 22, 23, 24, 25, 26 e 27 para cálculo dos esforços solicitantes.

Figura 18 – Esforços no contraforte.



Fonte: Moliterno (1994).

$$P_s = k \cdot \gamma_t \cdot h_0 \quad (22)$$

$$P_i = k \cdot \gamma_t \cdot H \quad (23)$$

$$Q_v = \frac{v}{2} \cdot (P_s + P_v) \quad (24)$$

$$M_v = \frac{v^2}{6} \cdot (2P_s + P_v) \quad (25)$$

$$P_v = P_s + \frac{v}{h} P \quad (26)$$

$$P = P_i - P_s \quad (27)$$

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a tensão de cisalhamento (τ_{vd}) atuante no contraforte pode ser calculada por meio da Equação 28.

$$\tau_{vd} = \frac{Q_v}{A} \quad (28)$$

Em que: A é a área da seção transversal do contraforte.

2.5.4 Dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos à flexão simples

Os painéis de alvenaria são considerados como vigas de largura unitária, portanto são dimensionados como seções retangulares de armadura simples e os contrafortes são dimensionados como seções com flanges sujeitas a flexão no seu plano.

2.5.4.1 Dimensionamento dos painéis

Segundo a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), o momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) para o caso de seção retangular fletida com armadura simples é calculado por meio da Equação 29.

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (29)$$

Em que: A_s é a área de aço; f_s a tensão no aço e z o braço de alavanca (EQUAÇÃO 30).

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d \quad (30)$$

Em que: d é a altura útil; b a base do painel e f_d a resistência à compressão de cálculo da alvenaria.

Como as unidades do muro serão de blocos de concreto, a tensão no aço f_s é limitada a f_{yd} .

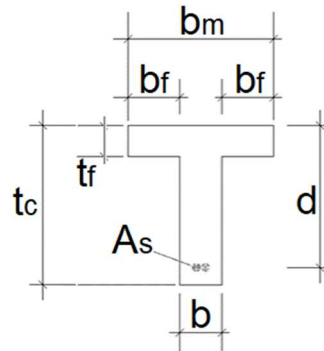
A fim de garantir a ductilidade, limitando a posição da linha neutra a $0,45 d$, a Equação 31 deve ser respeitada.

$$M_{rd} \leq 0,3 f_d b \cdot d^2 \quad (31)$$

2.5.4.2 Dimensionamento dos contrafortes

A seção genérica do flange, a qual representa o contraforte, está representada na Figura 19.

Figura 19 – Seção transversal do contraforte.



Fonte: Adaptada de NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

O momento resistente de cálculo é mesmo que apresentado na Equação 29 e o braço z de alavanca é calculado por meio da Equação 32.

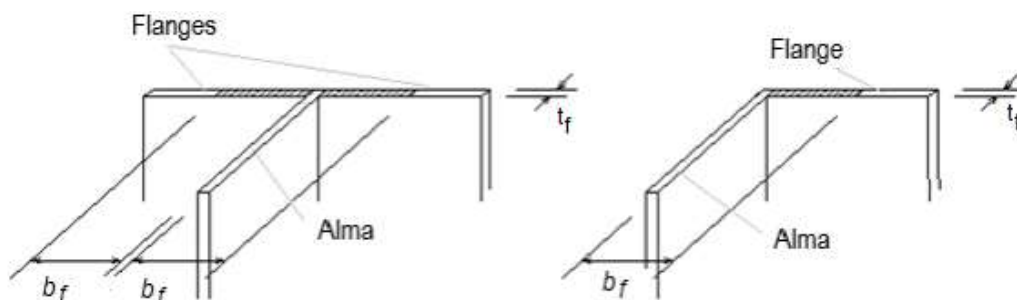
$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_s}{b_m \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d \quad (32)$$

No caso de seções de paredes com flanges, o valor de M_{rd} não deve ser maior que o que apresentado na Equação 33.

$$M_{rd} \leq f_d \cdot b_m \cdot t_f (d - 0,5 t_f) \quad (33)$$

A largura do flange (b_f) deve ser menor que 6 vezes a espessura da parede (t_f), ou seja $b_f \leq 6 t_f$, como está demonstrado na Figura 20.

Figura 20 – Comprimento efetivo de flanges.



Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Já a largura da mesa (b_m), que pode ser observada na Figura 20, deve ser menor ou igual a um terço da altura da parede e t_f não deve exceder o valor de 0,5 d.

2.5.5 Dimensionamento dos contrafortes em relação aos esforços cortantes

A norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) apresenta as resistências características ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes em função da faixa de resistência da argamassa (TABELA 6).

Tabela 6 – Resistências características ao cisalhamento.

Resistência média à compressão da argamassa	f_{vk} (MPa)
Entre 1,5 e 3,4 MPa	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 MPa	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 MPa	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

σ é a tensão normal de pré-compressão na junta, considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente igual a 0,9 (ação favorável).

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Para paredes com juntas amarradas, a resistência característica ao cisalhamento na interface vertical pode ser igual a 0,60 MPa.

Quando o elemento estiver submetido à flexão e possuir armaduras, envoltas por graute, perpendiculares ao plano de cisalhamento, a resistência característica ao cisalhamento pode ser calculada por meio da Equação 34:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (34)$$

Em que: ρ é a taxa geométrica de armadura (EQUAÇÃO 35)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02 \quad (35)$$

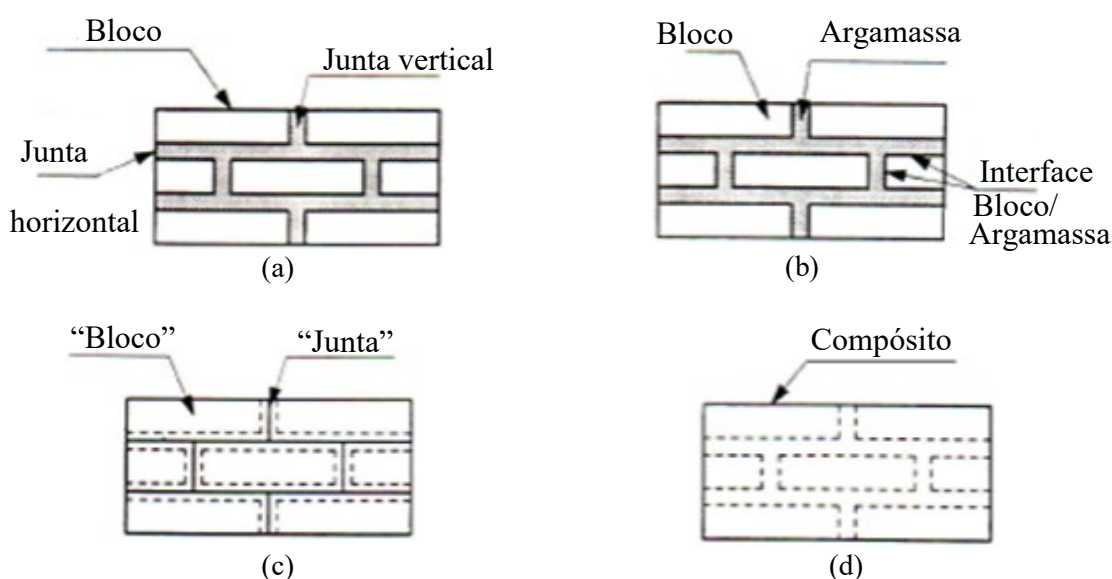
2.6 Modelagem Numérica pelo Método dos Elementos Finitos

A modelagem numérica possibilita uma análise mais refinada que os métodos de cálculo simplificados, como os apresentados nas normas técnicas. O comportamento da alvenaria estrutural é muito complexo, pois são muitos os fatores que influenciam as propriedades da alvenaria, entre eles a dimensão e as propriedades dos blocos, a espessura e o arranjo das juntas horizontais e verticais, as propriedades da argamassa e a qualidade da mão de obra (SANTOS JUNIOR, 2014).

2.6.1 Tipos de Modelagem

De acordo com Lourenço (1996), de modo geral, a modelagem numérica pode ser tratada por meio da micromodelagem individual dos componentes da alvenaria (unidades e argamassa) ou por meio da macromodelagem, na qual a alvenaria é considerada como um compósito. A Figura 21 demonstra as possíveis estratégias para modelagem apresentadas por Lourenço (1996), as quais dependem do nível de precisão e da simplicidade almejada.

Figura 21 – Estratégias de modelagem: (a) Exemplar de Alvenaria; (b) Micromodelagem detalhada; (c) Micromodelagem simplificada e (d) Macromodelagem.



Fonte: Adaptada de Lourenço (1996, citado por PELETEIRO, 2002).

Na micromodelagem detalhada as unidades e a argamassa são discretizadas por elementos contínuos, ao passo que a interface entre eles é modelada por elementos especiais de interface (descontínuos), que representam um plano potencial de fissuração/deslizamento, pois apresentam baixa rigidez (FIGURA 21.b). Neste tipo de modelagem, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e opcionalmente o comportamento não-linear dos materiais são levados em consideração. A vantagem desse modelo está na possibilidade de realizar uma análise mais rigorosa da ação combinada da unidade, da argamassa e da interface. Porém, o custo computacional para executar esse modelo é maior, uma vez que exige mais tempo de processamento das malhas refinadas e mais memória para armazenar a grande quantidade de parâmetros dos materiais. Essa estratégia é mais utilizada para estruturas de pequeno porte, onde deseja-se estudar um fenômeno localizado (PELETEIRO, 2002).

Na micromodelagem simplificada, as unidades são representadas por elementos contínuos e com dimensões expandidas para manter as características geométricas da alvenaria,

pois a junta de argamassa é modelada por interface de espessura zero e como elemento descontínuo (FIGURA 21.c). Como esse modelo despreza o efeito de Poisson da argamassa, a precisão diminui um pouco (PELETEIRO, 2002).

Na macromodelagem a alvenaria é tratada como um meio contínuo e homogêneo (FIGURA 21.d). Não há distinção entre unidade, argamassa e interface. Essa modelagem é mais adequada quando se deseja estudar o comportamento global da estrutura, principalmente quando se está analisando paredes sólidas de grandes dimensões, onde, por simplificação, é válido considerar distribuição de tensão uniforme. Esse tipo de modelagem reduz tempo de processamento e economiza memória dos computadores, por utilizar malhas mais simples e menos parâmetros dos materiais. Por outro lado, é válido evidenciar que ocorre uma perda de precisão (PELETEIRO, 2002).

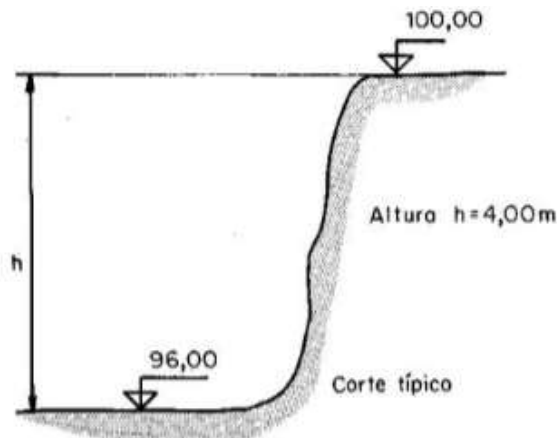
Segundo Peleiteiro (2002), não é possível afirmar se uma abordagem é melhor que a outra, pois como visto anteriormente, cada uma apresenta vantagens e desvantagens para estudos específicos. A escolha deve ser feita levando em conta o tipo de fenômeno a ser estudado e o objetivo a ser alcançado.

3 METODOLOGIA

3.1 Perfil do terreno e características geotécnicas

Para efeito de cálculo utilizou-se de um exemplo retirado do livro do Moliterno (1994) que, como ilustrado na Figura 22, necessita de um muro de arrimo de 4,00m para conter o maciço.

Figura 22 – Perfil do terreno.



Fonte: Moliterno (1994).

Segundo Moliterno (1994), após serem realizadas sondagens no terreno, obteve-se a informação de que o solo é formado por uma camada profunda de argila silto-arenosa. Os parâmetros adotados por Moliterno (1994), são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Características geológicas.

Ângulo de atrito interno (ϕ)	30°
Peso específico aparente do solo (γ_t)	16 kN/m ³
Tensão admissível do solo (σ_{adm})	150 kN/m ²

Fonte: Adaptada de Moliterno (1994).

Moliterno (1994) admite que poderá ocorrer no terreno uma sobrecarga de 3,20 kN/m².

3.2 Características dos componentes da alvenaria

Nesse trabalho é utilizado o bloco de concreto, com a resistência característica de 10 MPa, por ser tipicamente utilizado no Brasil. Para esta resistência Juste (2001) determinou, por meio de ensaios em laboratório, os parâmetros elásticos e de resistência desse bloco que devem ser utilizados na modelagem numérica. Já em relação as dimensões dos blocos, foi utilizada a família 20x40 que é composta por blocos inteiros com 19 x 19 x 39 cm e meio bloco com 19 x 19 x 19 cm.

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) recomenda que, para blocos de concreto vazado de 10 MPa, sejam utilizados grante e argamassa com resistências características de 20 MPa e 8 MPa, respectivamente. Para as armaduras foi adotado aço CA-50.

3.3 Geometria do muro e dimensionamento

Nesse trabalho serão abordados os métodos da linha de fratura e de plastificação para calcular os momentos solicitantes, por serem esses os apresentados pela norma brasileira. Para simplificação das nomenclaturas, o muro calculado pelo método da linha ruptura será denominado Muro 1 e o calculado pelo método da linha de plastificação de Muro 2.

Antes de iniciar o dimensionamento é necessário determinar a pressão W_d que deve ser considerada constante para aplicar as Equações 20 e 21. No entanto, como o valor do empuxo varia com a profundidade, a pressão W_d , será considerada como a média entre o maior e menor pressão atuante no muro, após ser verificado que essa simplificação é a favor da segurança.

Os elementos de alvenaria submetidos a flexão simples foram dimensionados por meio dos adimensionais (KMD , K_x , K_z e K_s) dados pelas Equações 36, 37, 38 e 39 em conjunto com o quadro de dimensionamento de seção retangular (ANEXO C).

$$KMD = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} \quad (36)$$

$$K_x = \frac{x}{d} \quad (37)$$

$$K_z = \frac{z}{d} \quad (38)$$

$$K_s = \frac{M_d}{A_s d} \quad (39)$$

Primeiramente foram obtidos os maiores comprimentos possíveis dos painéis de alvenaria para o método da linha de ruptura e da linha de plastificação, que devem ser múltiplas de 40cm por conta das dimensões dos blocos. Ao observar o quadro de dimensionamento de seção retangular no Anexo C, percebe-se que o valor de K_x , que deve ser menor que 0,45 para que seja respeitada a condição de ductilidade, depende do valor de KMD , o qual por sua vez depende diretamente do valor do momento de cálculo do painel, já que os valores da resistência de cálculo do bloco, altura útil e base do painel são fixados. Dessa forma, variou-se o valor da largura do painel de 40 em 40cm até encontrar um valor máximo no qual era respeitada a condição de ductilidade. Por fim, obtêm-se as áreas de aço necessárias da direção horizontal e

vertical seguindo quadro no Anexo C, sendo que as barras de aço verticais foram distribuídas intercalando os furos dos blocos e as barras horizontais foram dispostas a cada 3 fiadas de bloco para promover um melhor intertravamento. Todas as barras foram envoltas com graute como exigido na norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Em relação aos contrafortes, assim como abordado por Moliterno (1994), ao invés de considerar as reações dos painéis, será considerado o carregamento da pressão do solo diretamente sobre ele, utilizando as equações apresentadas na seção 2.5.3.

Para o cálculo do contraforte o fator condicionante é a ação das forças cisalhantes, que devem ser resistidas somente pela alvenaria, a qual foi considerada completamente grauteada para que fosse gerada uma maior resistência nessa região. Isso ocorre porque não é possível dispor estribos ao longo das juntas horizontais, uma vez que a NBR 6118 (ABNT, 2014) dispõe que o cobrimento mínimo para elementos estruturais em contato com o solo é 30mm e com controle de qualidade adequado pode ser adotado como 25mm, no entanto, as paredes transversais e longitudinais tem espessura de apenas 32mm e 25mm, respectivamente. Dessa forma, variou-se o valor do comprimento do contraforte até encontrar o valor mínimo capaz de resistir aos esforços cisalhantes e, posteriormente, obteve-se a área de aço longitudinal necessária para o contraforte resistir ao momento fletor utilizando o quadro de dimensionamento de seção retangular (ANEXO C).

Os momentos fletores obtidos através desses métodos simplificados devem ser convertidos em tensão normal (σ) nos elementos, pois são obtidas tensões por meio da análise numérica e para isso empregou-se a Equação 40.

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (40)$$

Em que: M é o momento fletor, I o momento de inércia e y a distância do eixo neutro até a extremidade da seção.

3.4 Estabilidade externa

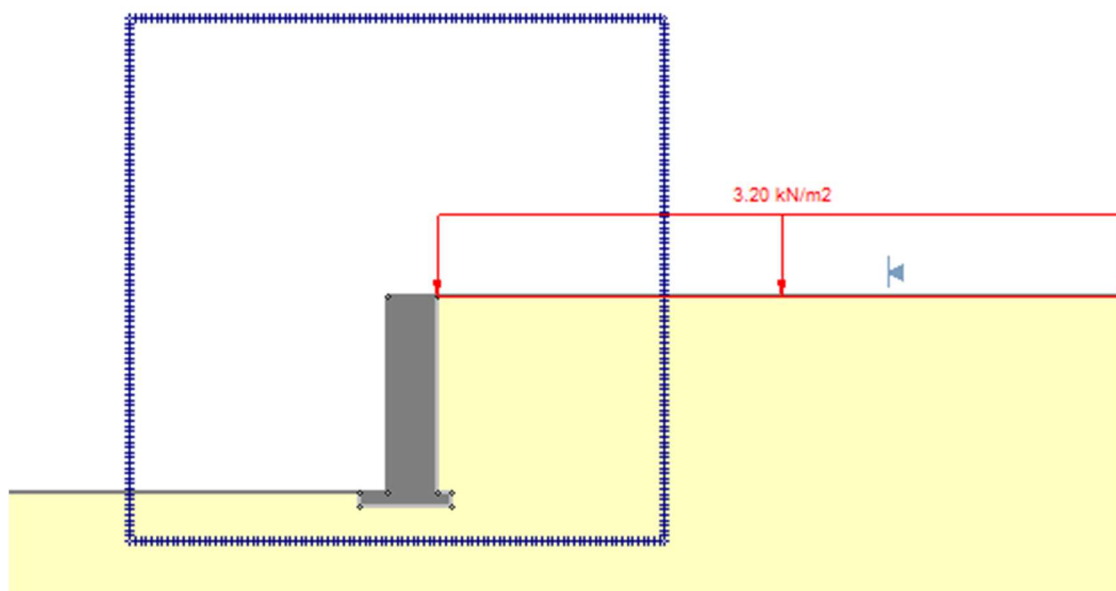
Após obter as dimensões do muro que o permitem resistir aos esforços atuantes sobre ele, é necessário realizar a verificação da estabilidade externa da estrutura. Dessa forma, foram aplicadas as equações demonstradas na seção 2.4 para verificação do fator de segurança ao deslizamento e ao tombamento e da capacidade de carga da fundação. Para análise da estabilidade global, foi utilizado o *software* Slide2. Em todas essas análises considerou o peso próprio da alvenaria igual a 24 kN/m³.

No *software* Slide2 foram inseridos os limites do maciço e suas características geotécnicas. Em seguida foram inseridos os limites do muro, porém no *software* Slide2 não há meios de inserir as propriedades da alvenaria como resistência e o coeficiente de Poisson, somente o peso específico. Nesse sentido, como se trata de uma análise global, é preciso que a superfície de ruptura não passe pelo muro, mas sim pela base, contornando-o. Portanto, a alternativa usada para forçar que isso acontecesse no programa foi atribuir a região do muro valores altos de coesão e ângulo de atrito. Assim, foi adotado o valor da coesão igual a 100 kN/m² e do ângulo de atrito igual a 90°.

Após a modelagem do muro, a malha dos centros de deslizamento foi inserida utilizando o comando “Add Grid”, de modo que fosse capaz de demonstrar a convergência dos fatores de segurança para um valor mínimo. Em seguida, foi inserida a sobrecarga de 3,20 kN/m² e, por fim, foram escolhidos os métodos de estabilidade global, sendo eles o de Fellenius, Bishop simplificado, Janbu e Morgensten e Price.

Na Figura 23 está ilustrada a modelagem final do muro no *software* Slide2 com a posição da malha de centros de deslizamento e a sobrecarga.

Figura 23 – Modelagem do muro no Slide2.



Fonte: Do autor (2021).

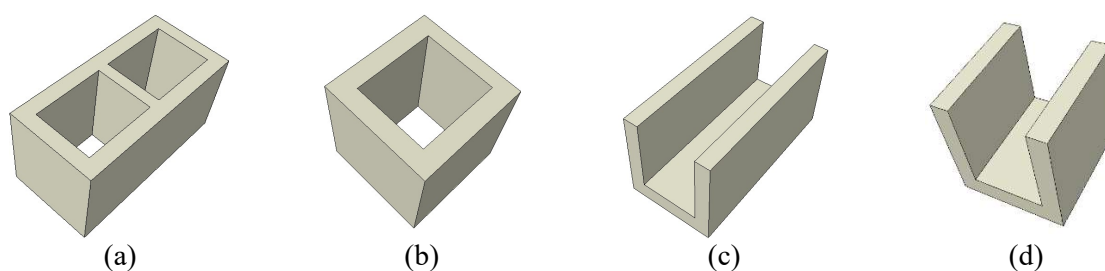
3.5 Modelagem numérica

Para a avaliação dos esforços atuantes no muro obtidos por meio da aplicação dos métodos recomendados na norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) e propostos por Moliterno (1994), foi elaborada a modelagem numérica utilizando o *software* ABAQUS.

Optou-se em realizar a micromodelagem simplificada. Logo, o bloco foi modelado com dimensões expandidas, englobando a dimensão da argamassa, sendo assim chamado de bloco expandido. Já o graute e a armadura foram modelados separadamente. Dessa maneira, adotou-se o módulo de Young igual a 35714,30 MPa para o bloco expandido, 35857,50 MPa para o graute e 210 GPa para armadura. Os valores do módulo de Young para o bloco expandido e do graute foram obtidos por Gilvan (2014) após o autor aplicar as equações apresentadas por Drysdale (1994) utilizando os módulos de deformação do bloco e da argamassa obtidos por Juste (2001). O valor do coeficiente de Poisson adotado para o bloco expandido e o graute foi de 0,20, como exposto na norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), e para a armadura foi de 0,30.

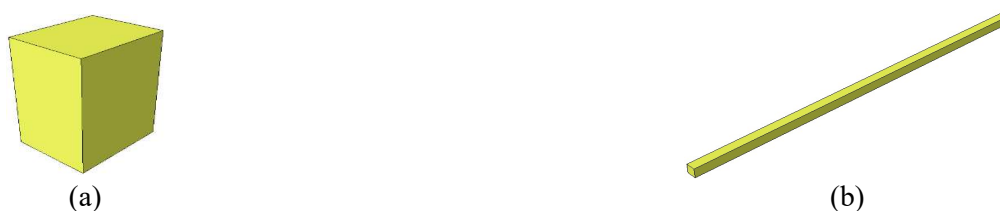
Primeiramente, foram modelados no ABAQUS os blocos expandidos e os grautes, ilustrados na Figura 24 e 25, utilizando elementos sólidos cúbicos com oito nós e interpolação linear do tipo C3D8. Também foram modeladas as armaduras utilizando elementos unidimensionais de dois nós com interpolação linear do tipo B31.

Figura 24 – Unidades modeladas: (a) Bloco inteiro; (b) Meio bloco; (c) Canaleta e (d) meia canaleta.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 25 – Grautes modelados: (a) Vertical e (b) horizontal.

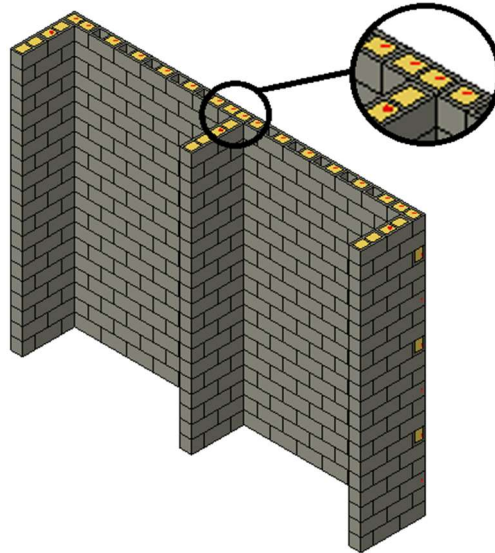


Fonte: Do autor (2021).

Após a modelagem dos blocos, foram modeladas as fiadas juntando-os de forma que ao colocarem umas sobre outras fossem garantidas as juntas amarradas. Logo depois do empilhamento das fiadas, foram inseridos o graute e as armaduras e, para garantir o trabalho conjuntos entre esses elementos, foi adotado a restrição do tipo *embedded*. Na Figura 26 está ilustrado um dos modelos do muro, onde é possível observar os blocos expandidos (em cinza)

e as juntas amarradas entre eles, os pontos de graute (em amarelo) e as armaduras (em vermelho).

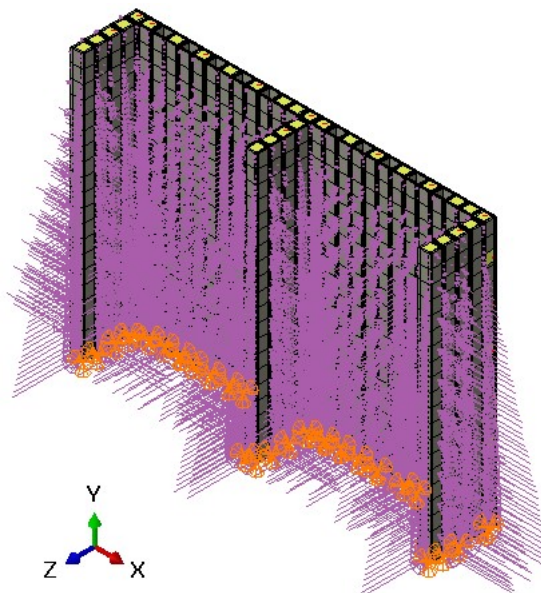
Figura 26 – Representação do modelo numérico



Fonte: Do autor (2021).

Na Figura 27 está representado a distribuição do empuxo que varia ao longo da altura do muro e as condições de contorno da base. O muro foi modelado com a base restrita ao movimento nas direções x , y e z , sendo importante ressaltar que foi aplicado o valor característico do empuxo no modelo e não o valor de cálculo como usado nos métodos simplificados.

Figura 27 – Representação do carregamento e condições de contorno no modelo numérico.



Fonte: Do autor (2021).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resultados

4.1.1 Métodos simplificados

Os momentos fletores e os resultados do dimensionamento dos painéis obtidos por meio da aplicação dos métodos simplificados foram resumidos nos Quadros 3 e 4.

Quadro 3 – Resultados obtidos para o painel pelo método da linha de ruptura (Muro1).

W_d (kN/m ²)	h (m)	l (m)	μ	h/l	β_f
16,42	4,00	2,40	0,5	1,667	0,11
$M_{d,paralelo}$ (kN.m/m)			$M_{d,normal}$ (kN.m/m)		
10,404			5,202		
$\sigma_{d,paralelo}$ (MPa)		1,729	$\sigma_{d,normal}$ (MPa)		0,865
d (cm)		14,375	d (cm)		12,311
KMD		0,235	KMD		0,080
Kz		0,834	Kz		0,950
Kx		0,413	Kx		0,124
A_s (cm ²)		1,995	A_s (cm ²)		1,022
S (m)		0,600	S (m)		0,400
A_s' (cm ²)		1,197	A_s' (cm ²)		0,409
2 ϕ 1/2" c/60			1 ϕ 3/8" c/40		

Fonte: Do autor (2021).

Quadro 4 – Resultados obtidos para o painel pelo método da linha de plastificação (Muro2).

W_d (kN/m ²)	h (m)	l (m)	μ	h/l	β_f
16,42	4,00	3,60	0,5	1,111	0,05
$M_{d,paralelo}$ (kN.m/m)			$M_{d,normal}$ (kN.m/m)		
10,285			5,143		
$\sigma_{d,paralelo}$ (MPa)		1,709	$\sigma_{d,normal}$ (MPa)		0,855
d (cm)		14,375	d (cm)		12,241
KMD		0,232	KMD		0,080
Kz		0,837	Kz		0,950
Kx		0,408	Kx		0,124
A_s (cm ²)		1,966	A_s (cm ²)		1,017
S (m)		0,600	S (m)		0,400
A_s' (cm ²)		1,179	A_s' (cm ²)		0,406
2 ϕ 1/2" c/60			1 ϕ 3/8" c/40		

Fonte: Do autor (2021).

Já os resultados obtidos do dimensionamento do contraforte em relação ao esforço cortante e momento fletor estão dispostos nos Quadros 5 e 6, respectivamente.

Quadro 5 – Dimensionamento do contraforte a flexão simples

h (m)	t_f (m)	t_{enr} (m)	b_m (m)
4	0,19	1,00	1,3
M_d (kN.m/m)		91,462	
Kz		0,95	
KMD		0,08	
Kx		0,124	
d (m)		0,45	
A_s (cm ²)		4,891	
4 ϕ 1/2"			

Fonte: Do autor (2021).

Quadro 6 – Dimensionamento do contraforte ao cisalhamento.

V_k (kN)	b (cm)	t_{enr} (cm)	τ_{vd} (kN/cm ²)	A_s (cm ²)	ρ	f_{vd} (kN/cm ²)	Verificação
47	10	100	0,0165	4,909	0,00129	0,019	OK

Fonte: Do autor (2021).

4.1.2 Estabilidade externa

Na Tabela 8 estão representados os coeficientes de seguranças do deslizamento e tombamento e a tensão máxima aplicada no solo pela estrutura.

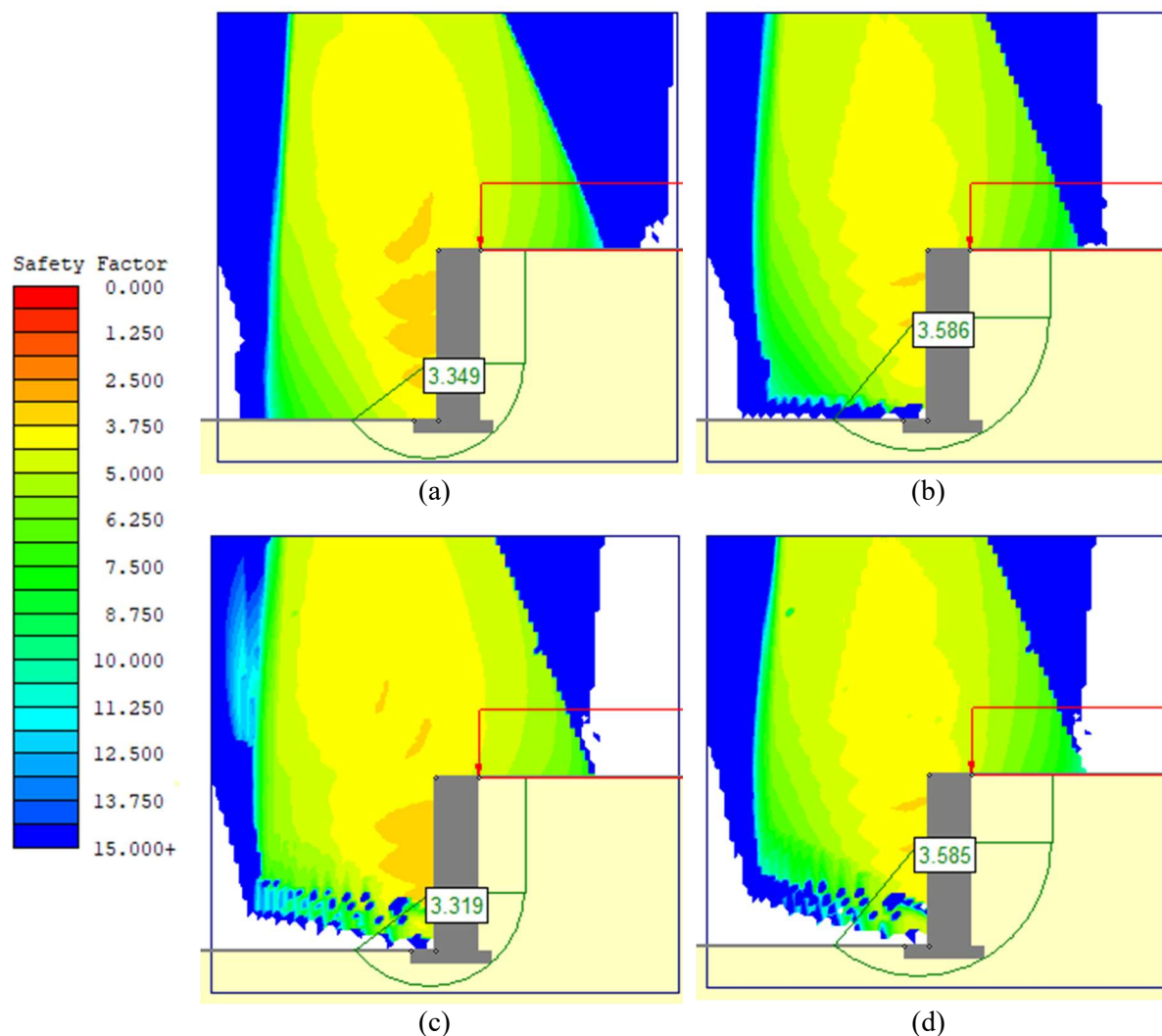
Tabela 8 – Fatores de segurança e tensão máxima aplicada no solo.

FS_{tomb}	1,97
FS_{desliz}	1,50
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kgf/cm ²)	14,25

Fonte: Do autor (2021).

Os fatores de segurança da estabilidade global estão representados na Figura 28, onde também pode-se observar a linha da superfície de ruptura para cada um dos métodos.

Figura 28 – Fatores de segurança da estabilidade global pelos métodos: (a) Fellenius; (b) Bishop; (c) Janbu e (d) Morgenstern e Price.



Fonte: Do autor (2021).

4.1.3 Modelagem numérica

Como dito anteriormente, por meio da modelagem numérica são obtidos valores de tensão. Na nomenclatura usada no ABAQUS, e que estará exposta a seguir, S11 são as tensões na direção de horizontal, S22 são as tensões na direção vertical e S23 são as tensões cisalhantes na direção transversal ao muro.

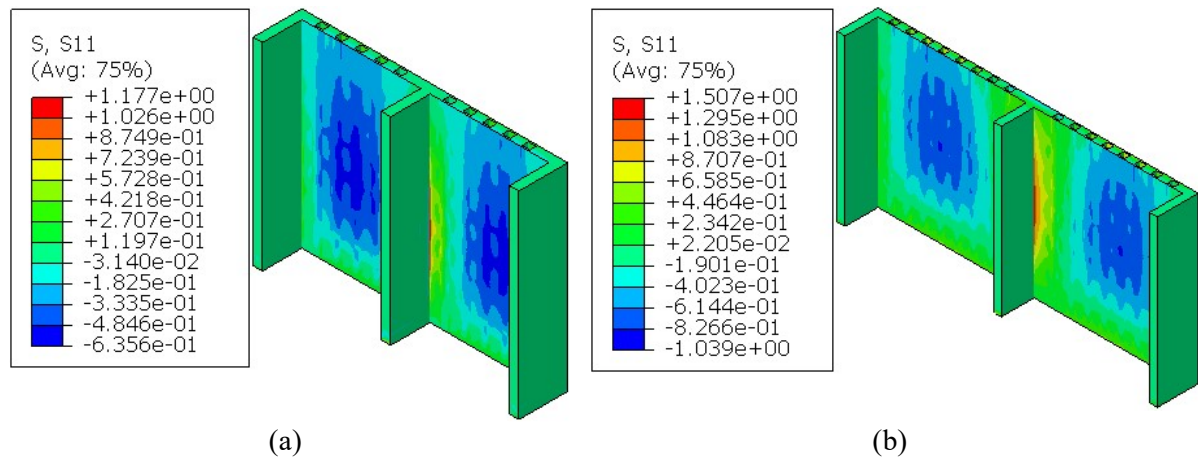
As tensões máximas obtidas para o painel e o contraforte do Muro 1 e Muro 2 estão apresentados na Tabela 9 e as Figuras 29, 30, 31 e 32 representam onde se encontram essas tensões (em MPa) no muro e na sua armadura. Já os deslocamentos (em mm) podem ser observados na Figura 33.

Tabela 9 – Tensões máximas no Muro 1 e 2.

	Tensão	Muro 1	Muro 2
Painel	S11	1,177	1,507
	S22	1,481	2,579
Contraforte	S22	3,696	4,943
	S23	0,511	0,793

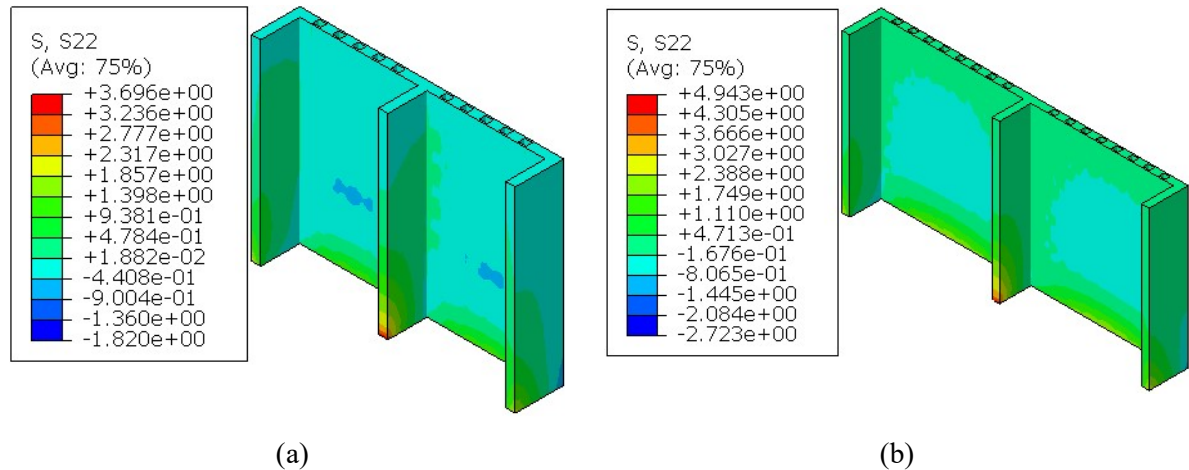
Fonte: Do autor (2021).

Figura 29 – Tensões S11 na alvenaria: (a) Muro 1 e (b) Muro 2.



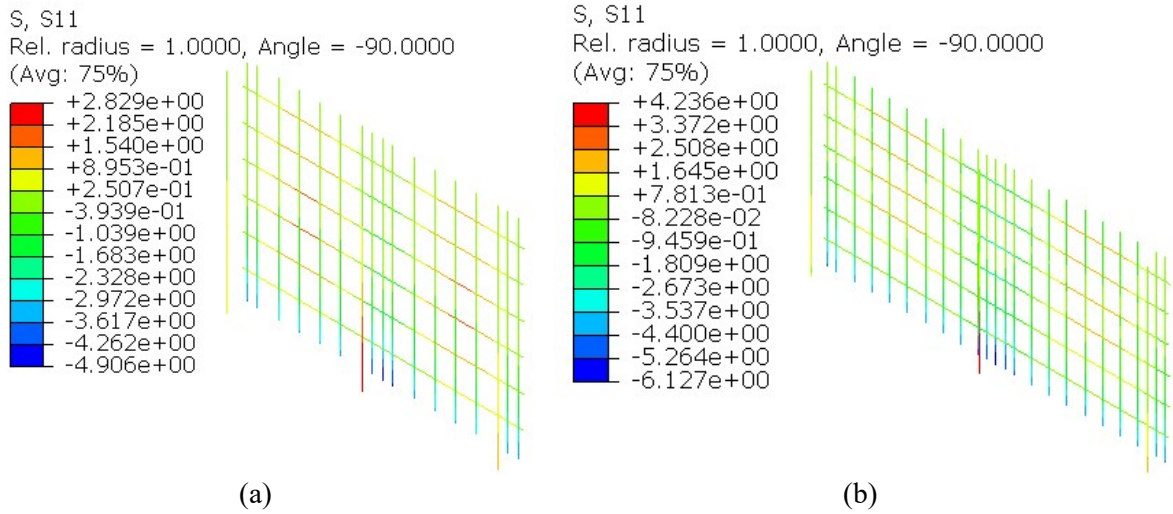
Fonte: Do autor (2021).

Figura 30 – Tensões S22 na alvenaria: (a) Muro 1 e (b) Muro 2.



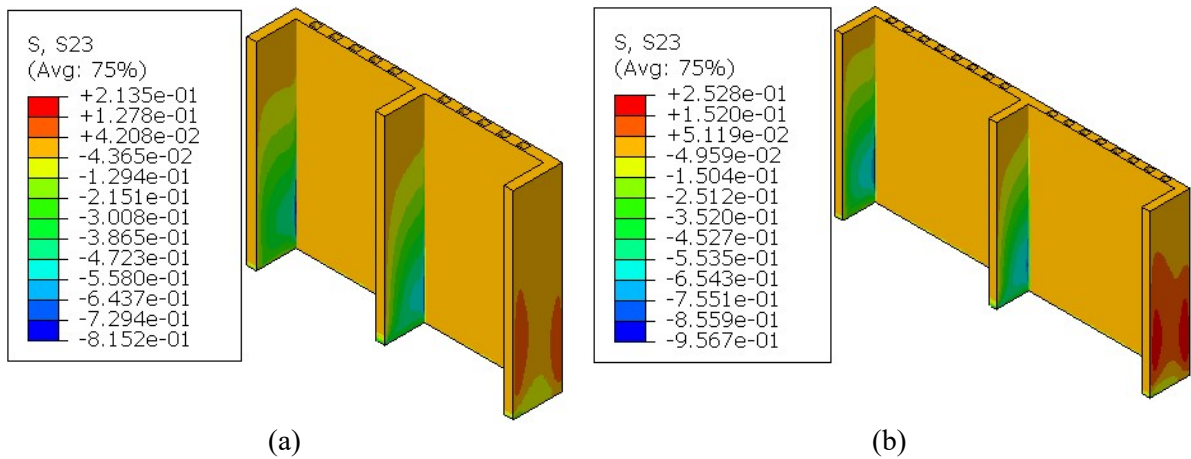
Fonte: Do autor (2021).

Figura 31 – Tensões S11 na armadura: (a) Muro 1 e (b) Muro 2.



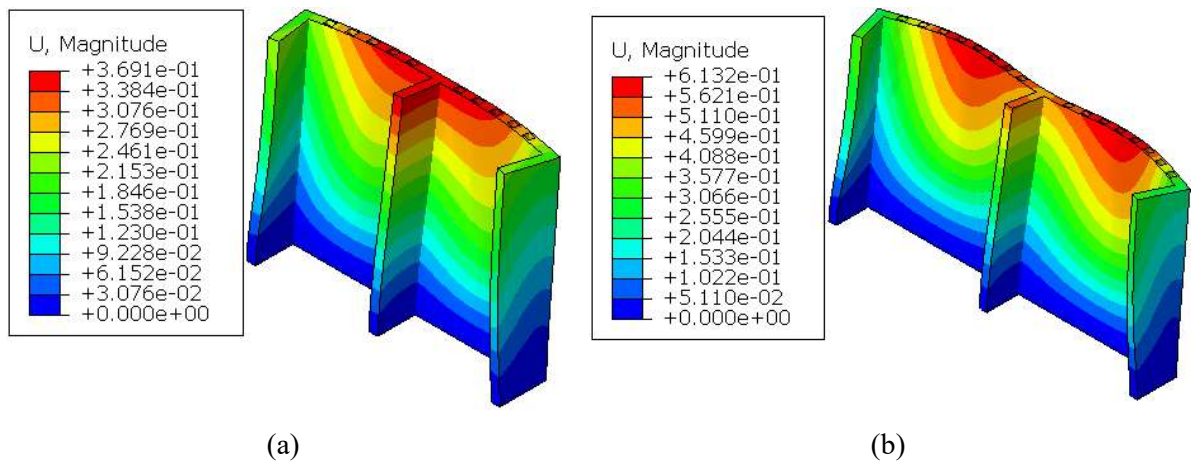
Fonte: Do autor (2021).

Figura 32 – Tensões S23 na alvenaria: (a) Muro 1 e (b) Muro 2.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 33 – Deslocamentos: (a) Muro 1 e (b) Muro 2.



Fonte: Do autor (2021).

4.2 Discussão

Pode-se observar que pelo método da linha de plastificação é possível dimensionar um muro com distância entre os contrafortes 50% maior que pelo método da linha de ruptura. Isso acontece porque o coeficiente β_f também segue essa mesma proporção e, prevendo essas dimensões maiores, a norma recomenda que o método da linha de plastificação só seja usado para painéis armados, assim como também recomenda Maluf (2007).

Um fato importante de ser ressaltado nos resultados obtidos por meio dos cálculos simplificados é que a condição imposta pela norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) de limitar braço de alavanca (z) a $0,95d$, como forma de impor uma região mínima de concreto comprimido, tornou a seção do contraforte superdimensionada. Essa circunstância pode ser explicada em função da solicitação ao cisalhamento exigir do elemento da alvenaria uma seção transversal com altura de 1,00m, mas a condição imposta pela norma limitou o valor da altura útil (d) a 0,45m, independente da altura do elemento.

Analisando a Tabela 8 constata-se que o muro está estável quanto ao deslizamento e tombamento, pois os fatores de segurança para esses fenômenos atendem a condição limite de serem iguais ou maiores que 1,5 e ele não sofrerá recalques ou ruptura da fundação, uma vez que a tensão máxima aplicada pela estrutura é menor que a tensão admissível do solo. Já, ao analisar a Figura 28, observa-se que o muro passou nos critérios de ruptura global, pois seus fatores de segurança convergiram para valores mínimos maiores que 1,5.

Ao observar a Figura 29, constata-se que as maiores tensões na direção horizontal ocorreram próximas do contraforte, onde o painel é considerado engastado devido a continuidade dos painéis. Na figura 30, a qual representa as tensões verticais, nota-se que as maiores tensões acontecem na base, onde foi considerado o engastamento da estrutura. Já a Figura 32 mostra que as maiores tensões cisalhantes na direção transversal ao muro ocorreram na base, pois é onde encontram-se as maiores pressões de empuxo.

Pode-se perceber que os únicos casos em que a tensão obtida pelo método simplificado foi maior que pelo método numérico foram as tensões paralelas nos painéis. Já para os demais casos acontece o contrário, mesmo adotando para o cálculo simplificados condições a favor da segurança, como utilizar uma pressão constante com valor médio das pressões atuante no muro e desconsiderar o peso próprio do muro no cálculo do coeficiente de ortogonalidade (μ).

No caso dos painéis, existem dois motivos que podem ter levado os resultados do método simplificado serem menores que no método numérico. O primeiro deles é que a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) leva em conta a fissuração da alvenaria no cálculo dos esforços

e, dessa forma, ao longo da primeira fissura do painel é descontada a resistência à flexão da alvenaria. Já na modelagem numérica, o problema foi tratado como elástico linear e não foi modelado a junta de argamassa e a interface. Dessa forma, como não é considerada a fissuração, não há perda de resistência da alvenaria e a alvenaria consegue atingir tensões maiores. Outra consequência disso é que as armaduras ficaram pouco solicitadas, como pode-se observar na Figura 31. O segundo motivo se encontra na condição de contorno adotado no modelo, pois o engastamento da base gera maiores tensões no muro, sendo que para o cálculo simplificado foi adotada a base como apoiada.

Já para os contrafortes, a condição de contorno no modelo é igual a proposta por Moliterno (1994), mas também não é considerada a perda de resistência da alvenaria por conta da fissuração e, mais importante que isso, o autor citado não considera as reações dos painéis no contraforte, mas sim a pressão do solo aplicado diretamente nele. Isso levou as tensões no contraforte serem iguais nos dois muros quando calculado pelo método proposto por Moliterno (1994), mas através do modelo numérico obteve-se tensões maiores no Muro 2, evidenciando a importância de considerar as reações dos painéis nos contrafortes.

Na Figura 33 é possível analisar que os deslocamentos no muro foram pequenos, mas é importante ressaltar que os deslocamentos também dependem das condições de contorno. A condição de engastamento da base ao mesmo tempo que gera tensões maiores, também impossibilita maiores deformações na estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

A princípio, foram realizadas diversas consultas em trabalhos acadêmicos e livros em busca dos tipos de estruturas de contenção, dos parâmetros do solo que estão envolvidos no seu dimensionamento e como obtê-los, das formas de se calcular a pressão exercida pelo solo no muro e como deve ser executada a análise de estabilidade externa. Também foi efetuada uma pesquisa na literatura para averiguar como a alvenaria e seus componentes se comportam quando são aplicadas forças tangenciais ao seu plano, as características desses materiais, os métodos e modelos numéricos sugeridos para o cálculo dessa estrutura.

Em seguida, foi realizado o dimensionamento do muro de arrimo de alvenaria estrutural com os dados oriundos de Moliterno (1994), seguindo o método da linha de plastificação e da linha de ruptura, propostos pela norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), e também foi verificada a estabilidade externa da estrutura. O objetivo desse dimensionamento foi obter dados necessários como dimensões do painel, posição e bitolas das barras de aço e pontos de graute para posteriormente ser feito um modelo numérico no *software* ABAQUS.

Na sequência, foi realizada a modelagem da estrutura de contenção no *software* ABAQUS, na qual foi adotada a técnica da micromodelagem simplificada. Dessa maneira, os elementos do muro foram modelados, sendo eles o bloco (com dimensões expandidas), o graute e as barras de aço. Logo depois, montou-se o modelo conforme as dimensões encontradas no cálculo simplificado, considerando o problema elástico linear e a base do muro como engastada. Logo, o objetivo dessa modelagem era obter as tensões que surgem no muro devido à pressão do empuxo aplicada na direção perpendicular do seu plano e fazer uma comparação com os esforços calculados anteriormente.

Com base nos resultados, pode-se aferir que aqueles obtidos por meio dos métodos propostos pela norma e por Moliterno (1994) foram muito inferiores do que os encontrados por meio da modelagem numérica.

Entretanto, é importante salientar que para o dimensionamento dos painéis considerou-se a pressão aplicada constante ao longo o muro, e para isso foi necessário a realização da manipulação algébrica nas pressões de empuxo, pois não há na norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) o caso de carregamento que varia ao longo da altura da alvenaria. Na norma citada também não é abordado como devem ser feitas distribuições das reações dos painéis nos contrafortes e por isso foi adotado o método proposto por Moliterno (1994). Além disso não foi possível modelar o muro com todos os níveis de detalhes necessários, como separar os

elementos bloco e argamassa, modelar a interface entre esses dois elementos e tratar os materiais como elementos elásticos não-linear, pois para isso era necessário o uso de computadores mais potentes e de maior tempo de processamento, assim como afirmado por Peleteiro (2002).

Por fim, conclui-se que os métodos simplificados adotados nesse trabalho são menos conservadores, ou seja, eles podem levar a dimensionamentos de muros de arrimo de alvenaria estrutural que não forneçam segurança necessária, logo devem ser reformulados. Já as simplificações adotadas no modelo numérico levaram o método dos elementos finitos a atingirem resultados mais conservadores e contribuíram com uma modelagem capaz de ser executada em computadores pessoais. Assim os engenheiros podem fazer uma análise das tensões no muro, o que se acredita não ser muito usual na prática por falta de um modelo como esse, além de fazer um dimensionamento mais seguro da estrutura.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se que seja feito um estudo comparativo entre diferentes tipos de modelos, inicialmente utilizando elementos 1D (tipo *beam*) e 2D (tipo *shell* ou estado plano de deformação) e em seguida ir aumentando o grau de detalhamento. Nesses modelos considerar também os efeitos de não-linearidade geométrica e física.

Outras sugestões para trabalhos futuros são: obter fatores de cálculo de momento (β_f) e equações de cálculo de momento fletor para painéis que estão sujeitos a cargas que variam com a profundidade, talvez de forma experimental, para tornar o cálculo por meio dessas equações mais preciso. Também recomenda que seja utilizado outro método para cálculo dos esforços nos contrafortes, de forma que leve em consideração a reação dos painéis.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria**. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: Alvenaria estrutural - Parte 1: Projeto Versão Corrigida: 2021**. Rio de Janeiro. 2020.

BARES, R. **Tablas para el calculo de placas y vigas pared**. Barcelona. 1972.

BARROS, Pécio L. D. A. **Manual Técnico de Obras de Contenção**. Jundiaí: Macaferri do Brasil, 2008.

BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 5ª. ed. [S.l.]: McGraw Hill, 1995.

BUENO, Benedito D. S.; VILAR, Orêncio M. **Mecânica dos Solos**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1980.

COULOMB, Charles. Test on the applications of the rules of maxima and minima to some problems of statics related to architecture. **Men Math Phys**, v. 7, p. 343-382, 1773.

DNER. **Projeto de muro de arrimo**. São Paulo: [S.n.], 2005.

DOMINGUES, Paulo C. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.

FERNANDES, Manuel D. M. **Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. II, 2014.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de contenção: muros de arrimo**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio De Janeiro. 2009.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Mecânica dos solos: empuxos de terra**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2010.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

HENDRY, A. W.; SINHA, A. P.; DAVIES, S. R. **Design of masonry structures**. 3. ed. London: E & Spon, 1997.

LAMBE, T. W; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Nova York: J. Wiley, 1969.

LOURENÇO, Paulo J. B. B. **Computational strategies for masonry structures**. Universidade do Porto. Porto. 1996.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. Londres: Blackie Academic & Professional, 1997.

MACHADO JUNIOR, Asdrubal L. **Comparativo dos custos de sistemas construtivos de concreto armado e alvenaria estrutural - estudo de caso em Santana do Livramento/RS**. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria. 2014.

MALUF, Danilo R. **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2007.

MARANGON, Marcio. **Mecânica dos Solos**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de arrimo**. 1ª. ed. São Paulo: Edgar Blücher LTDA, 2007.

MARCHI, Othávio A. **Contribuição ao estudo da estabilidade de taludes em solos residuais da Zona da Mata Norte de Minas Gerais: o caso de Ponte Nova-MG**. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2005.

MCKENZIE, William M. C. **Design of structural masonry**. New York: Palgrave, 2011.

MIRANDA, Maria F. **Estudo comparativo de contenções através de métodos probabilístico**. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes. 2005.

MOHAMAD, Gihad; MACHADO, Diego W. N.; JANTSCH, Ana C. A. **Alvenaria estrutural - construindo o conhecimento**. 1ª. ed. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 2017.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de Muros de Arrimo**. São Paulo: EDITORA EDGARD BLÜCHER LTDA., 1994.

PELETEIRO, Suzana C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2002.

PINTO, Sandro E. L. **Retroanálise de ruptura de estrutura de contenção com retângulos em Belo Horizonte/MG**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2013.

PONCELET, Jean-Victor. *Memoire sur la stabilite derevetements et de leurs foundations: Memorial de l'officier du genie*, 13. 1840.

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

RANKINE, William J. M. II. *On the stability of loose earth*. **Philosophical transactions of the Royal Society of London**, n. 147, p. 9-27, 1857.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JUNIOR, A. **Obras de contenção**: tipos, métodos construtivos dificuldades executivas. 2^a. ed. São Paulo: Pini, 1998.

ROCHA, Melina F. **Influência do perfil de sucção em obras de contenção em solos não saturados**. Universidade Federal de Goiás. Goiânia. 2013.

SANTOS JUNIOR, Gilvan B. D. **Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados**. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2014.

SANTOS JUNIOR, Petrucio J. D. **Cálculo do empuxo ativo com determinação numérica da superfície freática**. Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2010.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia**. 2^a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

ANEXO A – Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Grupo	Equipamento	Identificação de parâmetros												
		Tipo solo	Perfil	u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	k	G_o	σ_h	OCR	$\sigma-\epsilon$
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	-
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT) Standard	B	A	-	B	B	C	B	-	-	B	B	B	-
	Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
	Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	A	C	C
Auto-perfurante (SBP)		B	B	A	B	B	B	B	-	B	A	A/B	B	A/B
Cone-pressiômetro (FDP)		B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	-	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	-	-	C	B	B
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Parâmetros geotécnicos:

u - poro pressão *in situ*

ϕ' - ângulo de atrito efetivo

S_u - resistência ao cisalhamento não drenada

D_r - densidade relativa

m_v - coeficiente de variação volumétrica

c_v - coeficiente de consolidação

k - coeficiente de permeabilidade

G_o - módulo cisalhante a pequenas deformações

σ_h - tensão horizontal

OCR - razão de sobre-adensamento

$\sigma-\epsilon$ - relação tensão-deformação

Fonte: Adaptada de Lunne, Robertson e Powell et al. (1997 citado por Miranda, 2005).

ANEXO B – Quadro de fórmulas para cálculo de empuxo.

Cálculo do empuxo pela teoria de Coulomb			
Elementos	Terreno sem sobrecarga	Terreno com sobrecarga	
Dados preliminares h... altura do muro ψ ... ângulo de talude natural γ ... massa específica aparente da terra α ... ângulo de inclinação do terreno adjacente			
	$H = h + h_0$	$h_0 = \frac{q}{\gamma_1}$	
Grandeza... t/m	$E = \frac{1}{2} K \gamma_1 h^2$	$E = \frac{1}{2} K \gamma_1 (H^2 - h_0^2)$	
Direção	$\delta = \theta = \psi_1$		
Componentes	$E_V = E \sin \delta$	$E_H = E \cos \delta$	
Ponto de aplicação	$Y = \frac{h}{3}$	$Y = \frac{1}{3} h \left(\frac{H + 2h_0}{H + h_0} \right)$	
Posição t/m²	No topo	$P_S = 0$	
	No base	$P = K \gamma_1 h$	
Coeficiente de empuxo K	Caso geral $K = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \psi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\psi - \alpha) \cdot \sin(\psi - \psi_1)}{\sin(\beta - \psi_1) \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$		
	1º Paramento interno liso e vertical $\psi_1 = 0; \alpha = 0; \beta = 0$	$K = \frac{\cos^2 \psi \cos \alpha}{(\sqrt{\cos \alpha} + \sqrt{\sin(\psi - \alpha) \sin \psi})^2}$	
	2º Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno horizontal $\alpha = 0; \psi_1 = 0$	$K = \frac{\cos^2(\theta + \psi)}{\cos \theta (\cos \theta + \sin \psi)^2}$	
	3º Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno com inclinação $\alpha = \psi; \psi_1 = 0$	$K = \frac{\cos^2(\theta + \psi)}{\cos^3 \theta}$	
	4º Paramento interno liso, vertical e terreno horizontal $\alpha = \psi; \psi_1 = 0; \theta = 0$	$K = \cos^2 \psi$	
	5º Paramento interno liso, vertical do lado da terra e terreno horizontal $\alpha = 0; \psi_1 = 0; \theta = 0$ - (Caso geral dos muros de concreto armado)	$K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\psi}{2} \right)$	
Dados Auxiliares	Tipo de solo	γ_1 t/m ³	ψ
	Terra de jardim, naturalmente úmida	1,7	25°
	Areia e silte com umidade natural	1,8	30°
	Areia e silte saturadas	2,0	27°
	Cascalho e pedra britada	1,8-1,9	40°-30°
	Barras e argila	2,1	17°-25°
ψ_1 ... ângulo de rugosidade do muro	$\psi_1 = 0$... Paramento liso $\psi_1 = 0,5\psi$... Paramento parcialmente rugoso $\psi_1 = \psi$... Paramento rugoso		

Fonte: Moliterno (1994).

ANEXO C – Quadro de dimensionamento de seção retangular

KMD	Kx	Kz	CA 50 Ks
0,02	0,03	0,998	42,96
0,04	0,06	0,976	42,43
0,06	0,092	0,963	41,89
0,08	0,124	0,95	41,33
0,1	0,157	0,937	40,75
0,12	0,191	0,924	40,16
0,14	0,226	0,909	39,54
0,16	0,263	0,895	38,91
0,18	0,301	0,88	38,25
0,2	0,34	0,894	37,56
0,22	0,382	0,847	36,84
0,24	0,425	0,83	36,08
0,26	0,471	0,812	35,29
0,28	0,52	0,792	17,22
Md = [kN.m]		b;d = [m]	
As = [cm ²]		fcd = [kN/m ²]	