

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANA CAROLINE BRAGA AQUINO

**CONTRIBUIÇÃO A ANÁLISE DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM
ALVENARIA**

São Luís
2018

ANA CAROLINE BRAGA AQUINO

CONTRIBUIÇÃO A ANÁLISE DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Luciano Carneiro Reis.

São Luís
2018

Aquino, Ana Caroline Braga.

Contribuição a análise de pórticos metálicos preenchidos com alvenaria / Ana Caroline Braga Aquino. – São Luís, 2018.
79f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Prof. Me. Luciano Carneiro Reis.

1. Alvenaria. 2. Estabilidade. 3. Estrutura metálica. 4. Pórtico.
5. Ligações. I. Título.

CDU 624.014

ANA CAROLINE BRAGA AQUINO

CONTRIBUIÇÃO A ANÁLISE DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Luciano Carneiro Reis.

Aprovado em: 03 / 12 / 18

Prof. Msc. Luciano Carneiro Reis
Prof. Orientador
Universidade Estadual do Maranhão

Prof. Dr. Eduardo Aurélio B. Aguiar
Membro titular
Universidade Estadual do Maranhão

Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Errelra
Membro titular
Universidade Estadual do Maranhão

Ao meu pai, Piêtro André Aquino e à minha mãe Saurea Maria Costa Braga Aquino que ensinaram e ainda ensinam seus filhos a serem pessoas melhores a cada dia. Ao meu irmão Piêtro Braga Aquino Júnior, pelo incentivo durante a produção deste trabalho. A todos, dedico com carinho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por ter me protegido e me guiado durante toda a minha trajetória.

Aos meus pais e minha família, sobretudo a minha prima Stéfanie Abbondanza, que me deram suporte para minha formação, além de amor e carinho para atravessar as mais diversas dificuldades.

Ao meu orientador Luciano Carneiro Reis que mesmo nos meus dias de maiores inseguranças ele estava lá para me guiar pelo melhor caminho do aprendizado.

Aos meus colegas de estágio, em especial Gabriel Araújo, que me ensinaram mais sobre área e me ajudaram sempre que possível nas minhas dúvidas referente a esse trabalho.

Aos meus amigos da capoeira, sobretudo Alexya Caroline e Ludmilla Espíndola, que indiretamente me ajudaram a entender que todo obstáculo pode ser superado seja no esporte ou na vida acadêmica.

Às minhas companheiras de time, do vôlei e do futsal, que trouxeram alegria nos meus dias mais difíceis e me apoiaram para concluir essa caminhada.

Aos meus amigos do curso, em especial Gabriel Araruna e Arthur Valente que sempre me apoiaram durante a minha trajetória acadêmica.

*“A flor que desabrocha na adversidade é
a mais rara e bela de todas.”*
Robert D. San Souci

RESUMO

Este trabalho analisa estruturas metálicas aporricadas de um edifício considerando painéis de alvenaria como parte integrante da estrutura, não somente como vedação. Esta análise se baseia ao fato de que a alvenaria já é amplamente utilizada no Brasil como vedação e não haveria grandes investimentos ao considerá-la no cálculo de estabilidade da estrutura. Sua análise quanto a estabilidade será feita em forma de comparações entre o método já usual, aquele que não considera a alvenaria como parte integrante da estrutura, e o método incluindo a alvenaria após a inserção de uma força horizontal do vento. Essa comparação também foi realizada, para ambos os métodos, levando em conta o tipo de ligação entre as peças (rígida e flexível). Assim, houve uma visão de qual delas tem-se uma maior influência da alvenaria. Utilizou-se para essas análises os softwares Ftool, que entrega de forma ágil os deslocamentos de uma estrutura aporricada, e Ciclone, utilizado para verificação no cálculo do vento. Os pórticos escolhidos foram retirados de um projeto de edifício de cinco andares feito por Luccas Lacerda Heluy, acadêmico de Engenharia Civil da UEMA, em que não foram consideradas aberturas, logo traz uma análise completa do potencial do painel de alvenaria para a estabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Alvenaria. Análise. Estabilidade. Estrutura metálica. Ligação. Pórtico.

ABSTRACT

This study analyse steel structure portico of a building considering a brickwall being a part of the structure, not just for sealing. This analysis it's founded in the fact that the brickwork it's already used in Brazil as sealing and it's not necessary a huge investment at considering in the count of the structure's stability. Her analysis as stability was done in a comparison way between the usual method, which one that not consider the brickwork as a part of the structure, and the method that include the brickwall in the structure after add a horizontal force of the wind. This comparison also was done, to both methods, considering the type of contact between the parts of the structure (stiff and flexible). So, there was a vision of which one have more influence by the brickwall. It was used for this analysis the software Ftool that brings, in a fast way, the displacements of a portico structure and it was also used the Ciclone, as a verification in the wind calculus. The porticos chosen was removed of a five floors building project made by Luccas Lacerda Heluy, academic of Civil Engineering at UEMA, wherein didn't consider wall openings, ergo, brings the complete potencial of the brickwall to the structure stability.

Keywords: Brickwall. Analysis. Stability. Steel structure. Contact. Portico.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pórtico sobre ação do vento	17
Figura 2 - Pilar Equivalente	18
Figura 3 - Efeito P- δ	19
Figura 4 - Perfis Laminados	27
Figura 5 - Perfis de Chapa Dobrada.....	28
Figura 6 - Perfis compostos de chapas ou de perfis laminados	28
Figura 7 - Viga Calandrada	29
Figura 8 - Comportamento das Ligações	31
Figura 9 - Ligações.....	31
Figura 10 - Prisma de dois blocos	33
Figura 11 - Estado triaxial de tensões no prisma	34
Figura 12 - Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria	36
Figura 13 - Biela de alvenaria equivalente	37
Figura 14 - Largura da biela	39
Figura 15 - Tensão média de compressão na biela	40
Figura 16 - Pórticos	42
Figura 17 - Pórtico 1	42
Figura 18 - Pórtico 2	43
Figura 19 - Seção transversal de uma fiada de bloco com ferro-cabelo soldado à mesa do pilar.....	43
Figura 20 - Força do vento no pórtico 1	50
Figura 21 - Força do vento no pórtico 2	51
Figura 22 – Pórticos internos ao pórtico 1	52
Figura 23 - Força de compressão na diagonal da estrutura com ligações rotuladas	56
Figura 24 – Força de compressão na diagonal da estrutura com ligações rígidas....	57
Figura 25 - Pórticos internos ao pórtico 2.....	59
Figura 26 - Força de compressão no pórtico 2 com ligações flexíveis	63
Figura 27 - Força de compressão no pórtico 2 com ligações rígidas	63
Figura 29 - Deslocamento do pórtico 1 com ligações rotuladas e sem alvenaria.....	66
Figura 30 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rotuladas e com alvenaria	67
Figura 31 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rígidas e sem alvenaria	68
Figura 32 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rígidas e com alvenaria.....	69
Figura 33 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rotuladas e sem alvenaria	70
Figura 34 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rotuladas e com alvenaria	71
Figura 35 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rígidas e sem alvenaria	72
Figura 36 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rígidas e com alvenaria	73
Figura 37 - Comparativo entre os maiores deslocamentos	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Materiais usados em parafusos.....	25
Tabela 2 – Resistência à tração do metal de solda.....	26
Tabela 3 - Aços para uso estrutural	26
Tabela 4 - Chapas grossas e finas.....	27
Tabela 5 - Expressões analíticas para o cálculo da largura da diagonal equivalente.....	36
Tabela 6 - Valores de S_2 para o Pórtico 1	45
Tabela 7 - Valores de S_2 para o Pórtico 2	45
Tabela 8 - Parâmetros meteorológicos	45
Tabela 9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	46
Tabela 10 - Velocidade característica no Pórtico 1 (V_k)	46
Tabela 11 - Velocidade característica no Pórtico 2 (V_k)	47
Tabela 12 - Pressão de obstrução q_{vento} - Pórtico 1	47
Tabela 13 - Pressão de obstrução q_{vento} - Pórtico 2	47
Tabela 14 - Força de arrasto para o Pórtico 1.....	49
Tabela 15 - Tabela de arrasto para o Pórtico 2.....	49
Tabela 16 - Dados para o cálculo da diagonal equivalente.....	52
Tabela 17 - Força de compressão na diagonal (R_c)	58
Tabela 18 - Verificação da tensão de compressão com a resistência à compressão nos pórticos A, B e C.....	59
Tabela 19 - Força de compressão na diagonal (R_c)	64
Tabela 20 - Verificação da tensão de compressão com a resistência à compressão nos pórticos D e E.....	65

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Justificativa	14
1.2	Objetivo Geral	15
1.3	Objetivos específicos	15
1.4	Estrutura do trabalho	15
2	METODOLOGIA	16
3	CONSIDERAÇÃO INICIAIS	16
3.1	Estabilidade Global	16
3.1.1	Cargas de vento	16
3.1.2	Método do pilar equivalente	17
3.1.3	Efeito $P-\delta$	19
3.1.4	Parâmetro de instabilidade α	20
3.1.5	Coefficiente γ_z	21
4	ESTRUTURAS METÁLICAS	23
4.1	Histórico	23
4.2	Vantagens	24
4.3	Caracterização	25
4.3.1	Materiais	25
4.3.2	Peças Laminadas	26
4.3.3	Perfis de chapa dobrada	28
4.3.4	Perfis soldados e compostos	28
4.3.5	Ligações de peças metálicas	29
4.3.6	Comportamento das ligações	30
5	ALVENARIA ESTRUTURAL	32
5.1	Histórico	32
5.2	Fatores importantes da alvenaria estrutural	32
5.2.1	Resistência dos blocos	33
5.2.2	Argamassa de assentamento	33
5.2.3	Diagonal comprimida	34
6	CARACTERIZAÇÃO DO MODELO UTILIZADO	41
6.1	Cálculo da carga do vento	44
6.1.1	Velocidade básica	44
6.1.2	Fator topográfico (S_1)	44
6.1.3	Fator S_2	44

6.1.4	Fator estatístico (S_3).....	46
6.1.5	Velocidade característica (V_k).....	46
6.1.6	Pressão de obstrução.....	47
6.1.7	Coeficiente de arrasto.....	48
6.1.8	Força de arrasto	49
6.2	Cálculo da diagonal comprimida	51
6.2.1	Dados	51
6.2.2	Pórtico 1	52
6.2.3	Pórtico 2	59
7	RESULTADOS	65
8	CONCLUSÃO	74

1 INTRODUÇÃO

A evolução da construção civil é um reflexo do desenvolvimento das técnicas alinhadas aos novos conhecimentos científicos. Essa evolução permitiu a economia de materiais, controle tecnológico e dos custos com mão-de-obra.

É importante frisar que no Brasil utiliza-se diversos sistemas estruturais, porém o concreto armado moldado *in loco* é o mais utilizado. Em decorrência desse fato é pertinente comparar as estruturas metálicas com as estruturas de concreto armado moldado *in loco*. Conforme Reis (2018) “Enquanto a primeira exige qualificação técnica de nível profissionalizante ou técnico, no mínimo, a segunda não apresenta exigências de escolaridade”, fato que a torna mais econômica, porém com nível de qualidade menor. Outra característica da estrutura metálica é que as suas peças são fabricadas, a construção se torna mais rápida por se tratar apenas de uma “montagem”, do que as estruturas de concreto armado moldado *in loco*. Além disso, também podemos citar que a estrutura metálica possui vantagens em relação ao seu peso que é mais leve do que as estruturas de concreto armado.

As estruturas metálicas são objetos deste estudo. Assim como a alvenaria que é o material de preenchimento do pórtico analisado neste trabalho. Tal material foi escolhido justamente por ser uma alternativa economicamente viável, ela provê conforto termo-acústico satisfatório e isolamento contra penetração de umidade, além de ser muito utilizado no Brasil e ter grande oferta no mercado nacional tanto de material quanto da mão-de-obra para aplicação. Entretanto, infelizmente, ainda se utiliza muito mais a alvenaria apenas como vedação quando ela pode ser usada de forma estrutural já que ela contribui para a rigidez global da estrutura. Alvarenga (2002, p.1) enfatiza essa contribuição das paredes:

Em estruturas de aço ou de concreto armado frequentemente se utilizam painéis de alvenaria como elementos de vedação, sem dar a devida atenção à contribuição destes como elementos estruturais. No entanto, as propriedades e os detalhes construtivos da associação de pórticos e painéis podem ter grande influência no comportamento global da estrutura. (ALVARENGA, 2002, p.1)

Como já ressaltava Alvarenga (2002), os painéis de alvenaria podem ter grande influência no comportamento global da estrutura, já que elas possuem resistência mesmo que em menor capacidade em comparação a estrutura, ou seja,

ela possibilita o aumento da rigidez da estrutura a partir da sua capacidade portante residual dos elementos que a formam.

É válido salientar que a rigidez do pórtico não depende somente da presença ou ausência de um material de preenchimento. A rigidez das ligações interfere bastante na estabilidade da estrutura, podendo reduzir seus deslocamentos verticais e horizontais expressivamente. Além disso, a ligação escolhida para uma edificação influencia diretamente no aparecimento de fissuras por tração, esmagamento por compressão e nos vãos de portas e janelas.

Esse projeto apresenta as variáveis que envolvem a obtenção do valor de rigidez, as características da alvenaria juntamente com sua interação com a argamassa a fim de possibilitar esse aproveitamento de capacidade de incremento da rigidez ao pórtico, além de mostrar a influência dos diferentes tipos de ligações de uma estrutura, o método de análise aplicado e os resultados obtidos através dele.

1.1 Justificativa

Utilizam-se frequentemente painéis de alvenaria como vedação em estruturas metálicas, sendo assim, por que não as considerar no cálculo de estabilidade do pórtico? Além de permitir economia na estrutura, não haverá necessidade de adicionar nenhum outro tipo de material, exceto aquele que já seria utilizado outrora apenas para vedação.

Por ser um material de vedação amplamente utilizado no país, torna-se ainda mais viável a sua utilização como parte integrante da estrutura da edificação, sem necessitar a contratação de mão-de-obra especializada ou maquinários não usuais.

Apesar de haverem estudos, tais como em Scherer (2015), Alvarenga (2002) e Garcia (2000), comprovando a economia e eficiência de pórticos preenchidos, os projetistas estruturais ainda relutam em considerar a alvenaria com elemento resistente. Isso pode ser explicado pela carência de ferramentas de projeto, falta de controle de qualidade nas fábricas, o não-atendimento do mercado às normas técnicas, uma pouca qualidade na execução do serviço e de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desses sistemas.

Esse trabalho vem como um incentivador para pesquisar sobre esse tema e espera colaborar na inserção da alvenaria como parte efetivamente atuante nos

cálculos de estabilidade global de uma edificação, para que se tenha maior economia nas estruturas utilizando um material já aplicado como vedação nas obras.

1.2 Objetivo Geral

Analisar a influência das ligações e da alvenaria de preenchimento em uma edificação se tratando da rigidez da estrutura, logo, da estabilidade dela.

1.3 Objetivos específicos

- Definir o conceito de Estabilidade Global e aplicar na edificação escolhida;
- Caracterizar e justificar o material escolhido da alvenaria assim como a espessura escolhida para a argamassa;
- Calcular e compara os resultados encontrados entre os casos escolhidos para a edificação (estrutura com ligação rígida, ligação rotulada, ligação rotulada com alvenaria resistente e ligação rígida com alvenaria resistente).

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho foi separado em 8 capítulos, tendo como o primeiro a introdução, o segundo a metodologia, o terceiro, quarto e quinto correspondendo a fundamentação teórica, o sexto para caracterização do modelo, o sétimo para resultados e o último para a conclusão sobre o assunto abordado.

O capítulo 1, Introdução, mostra uma visão ampla sobre o tema para que o leitor entenda a proposta do trabalho, abordando os principais pontos do mesmo.

O capítulo 2, Metodologia, apresenta os métodos utilizados para realização deste trabalho.

O capítulo 3 expõe sobre estabilidade global passando pelos tópicos de cargas do vento, método do pilar equivalente, efeito P- δ , parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z .

O capítulo 4 explana sobre estruturas metálicas; desde seu histórico, passando por suas vantagens, até sua caracterização.

O capítulo 5 apresenta a alvenaria estrutural, descrevendo, levemente, a sua história e os fatores importantes que ela compreende.

O capítulo 6 caracteriza o modelo que foi analisado: a estrutura e materiais utilizados, assim como, os cálculos da carga do vento que será aplicada a edificação e os cálculos das diagonais equivalentes aos painéis de alvenaria.

O capítulo 7 possui os resultados obtidos do modelo escolhido apresentando uma tabela comparativa entre os valores.

O capítulo 8 apresenta as conclusões do trabalho, dos resultados obtidos e as considerações finais.

Ao fim apresenta-se as referências bibliográficas e anexos que completam a estrutura do trabalho mostrando as plantas da edificação escolhida.

2 METODOLOGIA

O presente trabalho foi elaborado a partir da consulta a livros e artigos que apresentem abordagens com relação ao tema, sites e pesquisas que estavam dentro da área abordada, respaldando assim os estudos e garantir as vantagens e desvantagens dos modelos testados. Também foi utilizado as Normas Brasileiras para regulamentar e orientar o estudo.

As análises da edificação foram feitas utilizando o software Ftool, no total de oito modelos diferentes e, ao final, foram analisados os resultados obtidos e comparados os modelos escolhidos, sendo feitos comentários sobre a melhor opção se tratando de estabilidade da edificação e da viabilidade econômica.

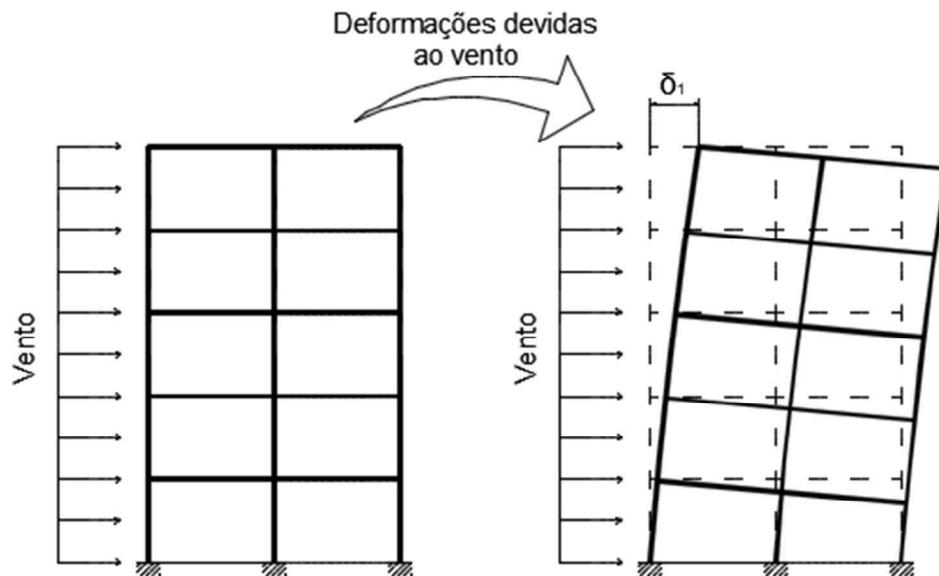
3 CONSIDERAÇÃO INICIAIS

3.1 Estabilidade Global

3.1.1 Cargas de vento

Segundo Gonçalves (2004, p.1), pode-se definir o vento, de forma simplificada, como o movimento de massas de ar decorrente das diferenças de pressões na atmosfera. Essa massa de ar, ao colidir com a superfície de uma estrutura, gera uma pressão na mesma, por isso deve-se considerar seus esforços. A própria NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda a incorporação dos esforços decorrentes da ação do vento e devem ser determinados de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 1 - Pórtico sobre ação do vento



Fonte: Autora (2018)

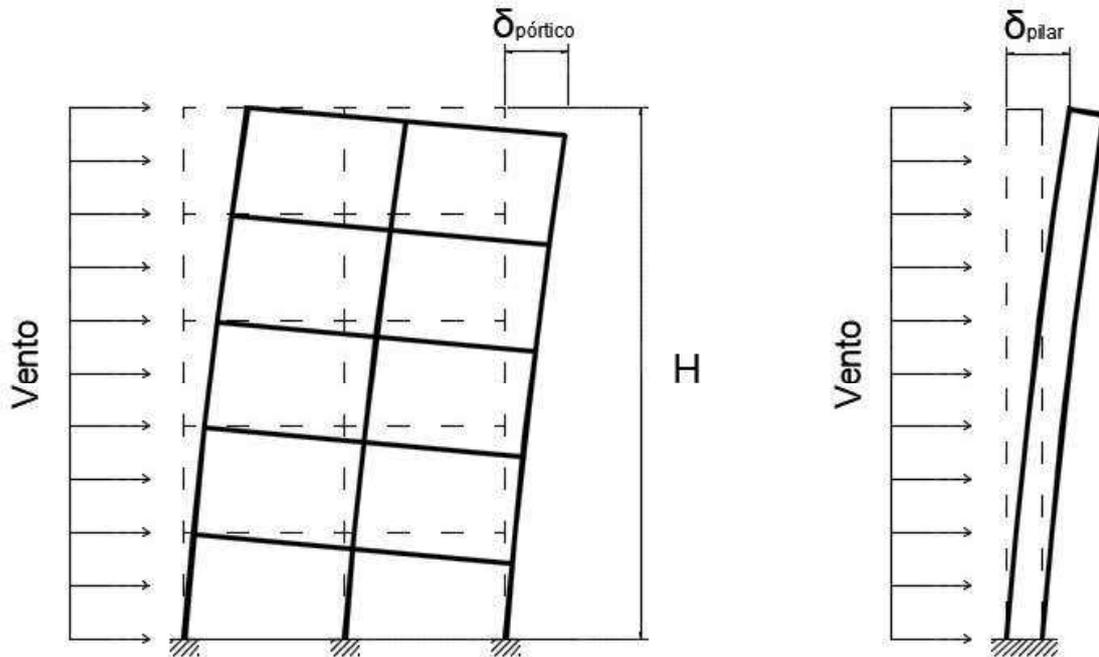
Carvalho (2009, p.180) aponta que as estruturas, mesmo as mais simples, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes, principalmente, por efeito de ventos.

É importante salientar que o vento tem caráter aleatório quando se trata da sua intensidade, duração, direção e sentido; por isso, deve ser levado em conta as situações mais desfavoráveis para a estrutura, assim como, deverão ser usados valores medidos experimentalmente e tratados estatisticamente.

3.1.2 Método do pilar equivalente

Segundo Carvalho (2009, p.182), um arranjo interessante para absorver as ações de ventos são os pórticos compostos de vigas e pilares, como apresentado na figura 1 e 2. Conforme De Faria (2013, p.38), o pilar equivalente é um artifício utilizado para determinar a rigidez à flexão de uma determinada estrutura. Assim sendo, é interessante usar o Método do Pilar Equivalente afim de definir um pilar com mesma rigidez do pórtico e conseqüentemente encontrar a rigidez a flexão da estrutura.

Figura 2 - Pilar Equivalente



Fonte: Autora (2018)

Esse pilar é definido ao se calcular o deslocamento no topo do pórtico a partir de uma força horizontal (vento). Após isso, admite-se um pilar engastado na base e com a outra extremidade livre, com mesma altura, submetido à mesma força horizontal do pórtico (vento) e tendo um deslocamento idêntico ($\delta_{\text{pórtico}} = \delta_{\text{pilar}}$). Dessa forma, segundo Carvalho (2009, p.186), temos a expressão 1 para o deslocamento horizontal do pilar no topo:

$$\delta_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot (E \cdot I)_{\text{pilar}}} \quad (1)$$

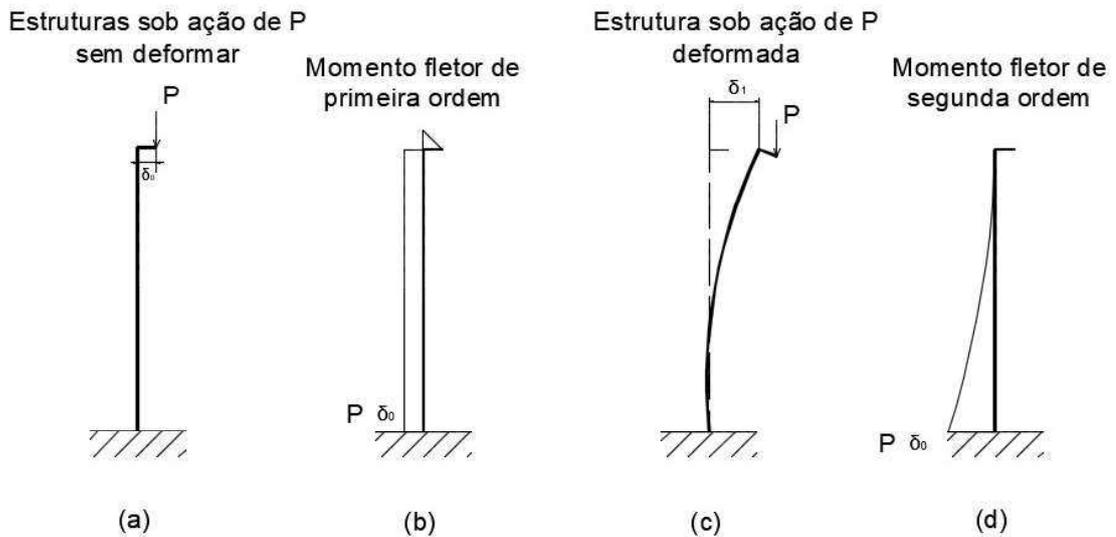
Igualando as deformações do pórtico e do pilar, temos:

$$(E \cdot I)_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}} \quad (2)$$

3.1.3 Efeito P- δ

Segundo Carvalho (2009, p.180), quando se considera a deformação da estrutura manifesta-se momentos fletores chamados de segunda ordem, também chamado de efeito P- δ .

Figura 3 - Efeito P- δ



Fonte: CARVALHO (2009)

É possível notar isso na figura 3; nela, uma haste está sendo, primeiramente, sujeita a uma carga vertical P , gerando um momento fletor denominado de primeira ordem que leva a uma deformação. Em seguida, essa mesma haste, também, é sujeita à ação do vento (carga horizontal) gerando um momento fletor de segunda ordem. Esses efeitos, segundo Carvalho (2009, p.181), são, em geral, maiores quando existem ações laterais significativas atuando em uma estrutura.

De acordo com Meireles (2012, p.45), o efeito P-delta não é linear, uma vez que a atuação da força P gera um momento de 2º ordem que tende a aumentar o valor de Δ o que por sua vez aumenta o momento de 2º ordem. Portanto, o deslocamento Δ é maior que o deslocamento devido a atuação apenas da força horizontal H . Assim, pode-se resumir que o efeito P-delta é uma forma de utilizar a análise linear a fim de obter os esforços de 2º ordem.

3.1.4 Parâmetro de instabilidade α

Como próprio título já diz, o parâmetro α é um indicador de instabilidade de uma estrutura. Podendo ele definir se a estrutura reticulada é de nós móveis ou nós fixos. Segundo Meireles (2012, p.50), caso o parâmetro α for maior que o prescrito por norma, é classificada como estrutura de nós móveis. Caso seja menor, é classificada como estrutura de nós fixos e é, assim, dispensada a análise de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o parâmetro α é dado pela equação número 3:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{(N_k / (E_{cs} \cdot I_c))} \quad (3)$$

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n$ se $n \leq 3$
- $\alpha_1 = 0,6$ se $n \leq 4$

Onde:

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerada para o cálculo de H_{tot}), com o seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares da direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

É importante salientar que na norma NBR 6118 (ABNT, 2014) o valor limite de $\alpha_1 = 0,6$ é em geral aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e pórticos associados aos mesmos. Esse valor de alfa pode ser acrescido para 0,7 no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para 0,5 quando não houver somente pórticos.

Observa-se, também, na NBR 6118 (ABNT, 2014) que para os casos de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo de altura pode ser considerada uma rigidez equivalente da estrutura

correspondente a de um pilar de seção constante, ou seja, pode se utilizar o Método do Pilar Equivalente apresentado anteriormente.

3.1.5 Coeficiente γ_z

Esse parâmetro foi proposto por Franco e Vasconcelos (1991) e segundo De Faria (2013, p.44), ele tem o intuito de facilitar o processo de classificação da estrutura quanto a deslocabilidade de seus nós. Complementando o que de Faria (2013, p.44) pontua, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que o coeficiente γ_z avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais, sendo válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

De acordo com de Faria (2013, p.44) o coeficiente γ_z pode ser deduzido através do comportamento de uma barra semelhante àquela apresentada na figura 3. E com a análise linear dos esforços de primeira ordem, temos:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

Onde, segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014):

$\Delta M_{tot,d}$ a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1° ordem;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

Assim considera-se que a estrutura é de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$.

Segundo Carvalho (2009, p.223), no cálculo do momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$) e do momento de segunda ordem ($\Delta M_{tot,d}$) devem ser empregados os esforços no estado limite último. Assim, temos:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \delta_{hi} \quad (5)$$

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot h_i \quad (6)$$

Onde:

i é o número do andar considerado;

n é o número total de andares do edifício;

P_{gi} é a resultante vertical da carga permanente no andar i ;

γ_f é o coeficiente de majoração das cargas no estado limite último;

ψ_0 é o fator de redução de combinação para o estado limite último para ações variáveis secundárias;

P_{q1i} é a resultante vertical da ação accidental considerada principal no andar i ;

P_{q2i} é a resultante vertical da ação accidental considerada secundária no andar i ;

δ_{hi} é o deslocamento horizontal na direção considerada do andar i ;

H_{vi} é a ação do vento resultante no andar i ;

h_i é a altura entre o andar i e a base do prédio.

Segundo de Faria (2013, p.47), nos casos gerais, a ação do vento é considerada, na combinação de estado limite último, como ação variável secundária. Dessa forma, adiciona-se um coeficiente que leva em consideração a probabilidade simultaneidade de aplicação das ações (ψ_0) conforme a equação 7:

$$\delta_{hi} = \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki} \quad (7)$$

Percebe-se que o coeficiente de ponderação adicional (ψ_0) provoca diminuição da ação do vento e, conseqüentemente, redução dos deslocamentos de primeira ordem resultantes (δ_{hki}). Assim, temos uma expressão mais desfavorável:

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \delta_{hi}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot h_i} \quad (8)$$

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i}) \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i} \quad (9)$$

4 ESTRUTURAS METÁLICAS

4.1 Histórico

Segundo Bellei (2008, p.18), as evidências de primeira obtenção de ferro ocorreram em aproximadamente 6 mil anos a.C. em civilizações como as do Egito, Babilônia e Índia. No entanto, Bellei (2008, p.18) aponta que o seu uso em escala industrial só ocorreu no século XIX por conta da revolução industrial que aconteceu na época, principalmente, nos países europeus.

De acordo com Pfeil (2009, p.2), a primeira ponte de ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra em 1779. Já em 1851, Bellei (2008, p.18) aponta que se iniciou a era dos grandes edifícios metálicos como o Palácio de Cristal, em Londres; porém, o primeiro edifício de múltiplos andares, feito com estrutura metálica da forma como conhecemos um edifício, foi a fábrica de chocolates de Noisiel-Sur-Name, em 1872, em Paris.

No Brasil, segundo Pfeil (2009, p.2), a ponte sobre o rio Paraíba do Sul (RJ), inaugurada em 1857, tinha vãos que foram vencidos por arcos atirantados constituídos de peças de ferro fundido.

O Pfeil (2009, p.2) ressalta que o aço já era conhecido desde a Antiguidade, entretanto não tinha um preço competitivo por falta de um processo industrial de fabricação, quando este foi possível, o aço substituiu o ferro fundido e forjado na indústria da construção.

De acordo com Bellei (2008, p.19), em 1884, foi construído o Tocama Building que possuía 14 andares e foi o primeiro edifício com ligações rebitadas. Isto resultou em uma maior rigidez da estrutura em comparação com os parafusos comuns.

Em 1885, segundo Bellei (2008, p.18), o Home Insurance Building, projetado por Willian le Baron Jenney, apresentou um sistema estrutural que pela primeira vez transferia-se o peso das paredes para um vigamento de ferro e respectivas colunas embutidas em alvenaria que servia apenas para enchimento do

vão livre. Nesse mesmo ano foram substituídas vigas de ferro forjado por vigas laminadas de aço doce que pela primeira vez era produzida nos Estados Unidos.

É importante destacar, de acordo com Bellei (2008, p.19), que as primeiras construções de edifícios de vários andares em aço foram feitas na França e Bélgica. Nesses países, foram feitos grandes progressos quanto aos métodos de executar ligações nas estruturas de aço (na transição de rebite para solda e para parafusos de alta resistência).

No Brasil, conforme Bellei (2008, p.20) foi apenas na década de 20 que o país começou a desenvolver sua indústria siderúrgica. Em 1940, foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional, com a finalidade de produzir chapas, trilhos e perfis nas bitolas americanas. Desde então o setor foi crescendo e o Brasil de importador passou a exportar devido ao baixo consumo interno.

4.2 Vantagens

De acordo com Bellei (2008, p.23) podemos pontuar algumas vantagens das estruturas de aço.

O aço possui uma alta resistência, é um material homogêneo de produção controlada, possui menores custos e prazos por conta da produção em escala em fábricas, seus elementos podem ser montados e substituídos com facilidade, além de permitir reforço quando necessário e menor prazo de execução.

Temos como outras vantagens também apresentadas pelo BELLEI (2008, p.23):

- Menor custo de administração, por reduzir o número de operários, ter um menor prazo de obra e diminuir os gastos com limpeza da obra;
- Economia nas fundações, devido a maior resistência do aço, que permite um projeto mais leve e alivia, conseqüentemente, as fundações;
- Menor custo de revestimento, por conta da maior precisão de fabricação das estruturas metálicas onde há uma redução nas espessuras dos revestimentos;
- Rapidez de execução pela possibilidade de serem feitas diversas tarefas ao mesmo tempo;

- Maior lucratividade do investimento: maior velocidade de giro do capital investido e maior área útil com elementos estruturais de menores dimensões.

Outro ponto frisado por Bellei (2008, p.22) como vantagem das estruturas metálicas é ela ser usada em quase todos os tipos de construção civil, industrial e viária. Porém, nesse trabalho me restringi somente as vantagens com relação a edifícios de múltiplos andares.

4.3 Caracterização

4.3.1 Materiais

Segundo Pfeil (2009, p.1), os aços para estruturas precisam ter boa ductibilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento. Para atingir essas características utilizam-se em estruturas os aços-carbono e os aços em baixo teor de liga/ micro ligados, ambos os tipos com baixo ou médio teores de carbono.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) aponta que os aços aprovados para o uso desta norma (perfis, chapas e barras) são aqueles com qualificação assegurada pela Norma Brasileira ou por normas/especificação estrangeira desde que possuam resistência de 450Mpa e com relação entre a resistência de ruptura e ao escoamento não inferior a 1,18. Na tabela 3 retirada da NBR 8800 (ABNT, 2008) pode-se ver os aços aprovados pela Norma Brasileira para uso estrutural. Já na tabela 1 e 2 temos os tipos de materiais que podem ser utilizados em parafusos e para metais de soldas.

Tabela 1 – Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{ly} MPa	f_{th} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 *	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ $24 < d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1$ $1 < d_b \leq 1 1/2$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1 1/2$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

* Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 2 – Resistência à tração do metal de solda

Metal da solda	f_w MPa
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 3 - Aços para uso estrutural

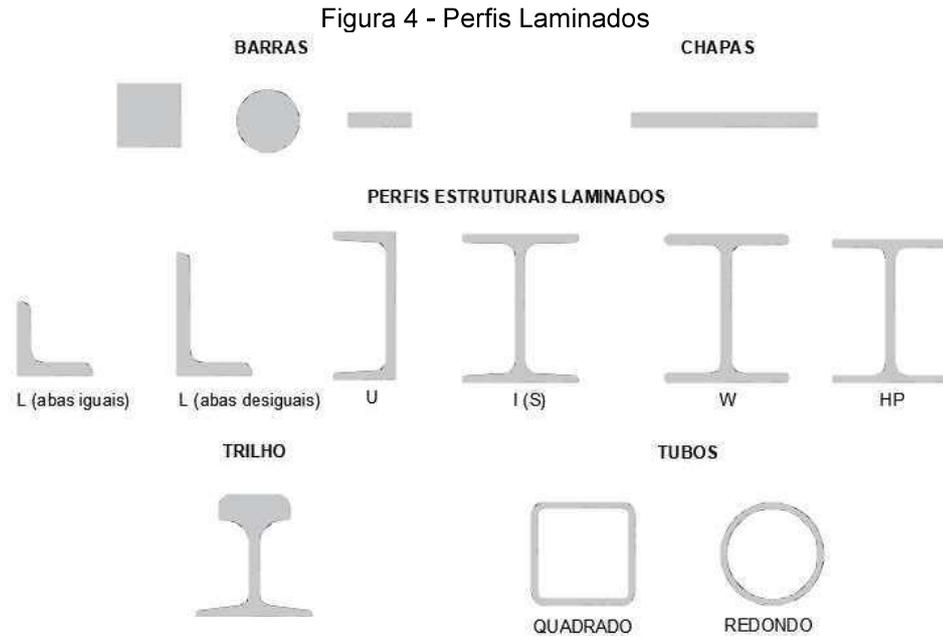
ABNT NBR 7007			ABNT NBR 6648			ABNT NBR 6649 / ABNT NBR 6650		
Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral			Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural			Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono para uso estrutural		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
MR 250 AR 350 AR 350 COR AR 415	250 350 350 415	400-580 450 485 520	CG-26 CG-28	255 275	410 440	CF-26 CF-28 CF-30	260/260 280/280 ---/300	400/410 440/440 ---/490
ABNT NBR 5000			ABNT NBR 5004			ABNT NBR 5008		
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
G-30 G-35 G-42 G-45	300 345 415 450	415 450 520 550	F-32/Q-32 F-35/Q-35 Q-40 Q-42 Q-45	310 340 380 410 450	410 450 480 520 550	CGR 400 CGR 500 e CGR 500A	250 370	380 490
ABNT NBR 5920/ABNT NBR 5921			ABNT NBR 8261					
Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural			Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular para usos estruturais					
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	Seção circular		Seções quadrada e retangular		
				f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa	
CFR 400 CFR 500	---/250 310/370	---/380 450/490	B C	290 317	400 427	317 345	400 427	

* Para limitações de espessura, ver norma correspondente.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

4.3.2 Peças Laminadas

Segundo Pfeil (2009, p.19), os produtos laminados, em geral, se classificam em barras, chapas e perfis. Como mostrado na figura 4.



Fonte: Autora adaptado de Pfeil (2009)

As barras possuem duas dimensões (da seção transversal) que são menores que uma terceira dimensão (comprimento). Elas podem ter seção circular, quadrada ou retangular alongada.

As chapas possuem a sua espessura muito menor que a sua largura e seu comprimento. De acordo com Xerez (2017, p.50), elas são encontradas com larguras comerciais dependentes do fabricante, deve ser indicado sua espessura em polegadas junto com seu comprimento e largura em milímetros. As chapas se dividem em duas categorias: chapas grossas e finas de acordo com a tabela 4.

Tabela 4 - Chapas grossas e finas

Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	> 5,0 mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2 - 5,0mm	Perfis de chapas dobradas
	A frio	0,3 - 2,65mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

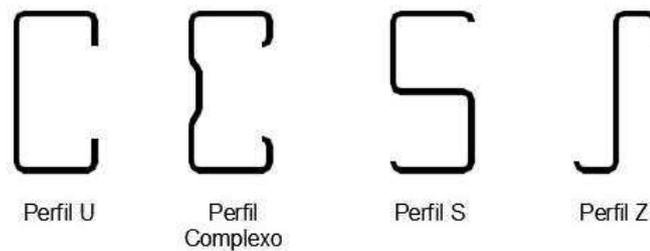
Fonte: Autora adaptado de PFEIL (2009)

De acordo com o Pfeil (2009, p.20), os perfis laminados possuem grande eficiência estrutural em forma de H, I, U e L. Eles são compostos, segundo Xerez (2017, p.51) por uma alma (chapa vertical) e duas abas/flanges (chapas horizontais). Já os trilhos são laminados destinados a servir de apoio para rodas metálicas (pontes rolantes e trens) e os tubos são peças ocas de seção circular, retangular ou quadrada.

4.3.3 Perfis de chapa dobrada

Segundo Pfeil (2009, p.22), as chapas metálicas de aços dúcteis podem ser dobradas a frio, transformando-se em perfis de chapas dobradas. Essas chapas são rígidas pela NBR 14762 (ABNT, 2001) de Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

Figura 5 - Perfis de Chapa Dobrada



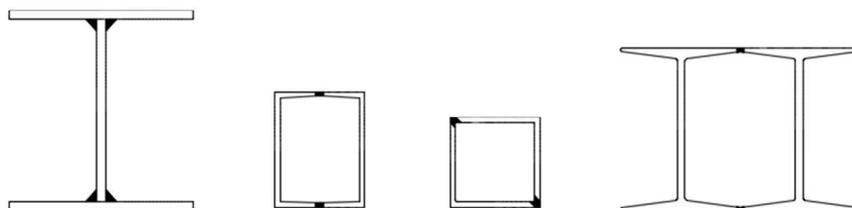
Fonte: Autora adaptado de PFEIL (2009)

4.3.4 Perfis soldados e compostos

Os perfis soldados e os perfis compostos são formados, de acordo com o Pfeil (2009, p.23), pela associação de chapas ou perfis laminados simples e tendo como ligação, normalmente, a solda.

Segundo Xerez (2017, p.52) os perfis soldados são feitos de chapas recortadas e soldadas que podem ser do tipo VS (viga soldada), CS (coluna soldada) e CVS (coluna viga soldada). Xerez (2017, p.52) ainda pontua que em caso de perfis que não estejam nas tabelas normatizadas, pois foi necessário algum tipo de ajuste para se adequar ao projeto, é chamado de perfil PS (perfil soldado personalizado).

Figura 6 - Perfis compostos de chapas ou de perfis laminados

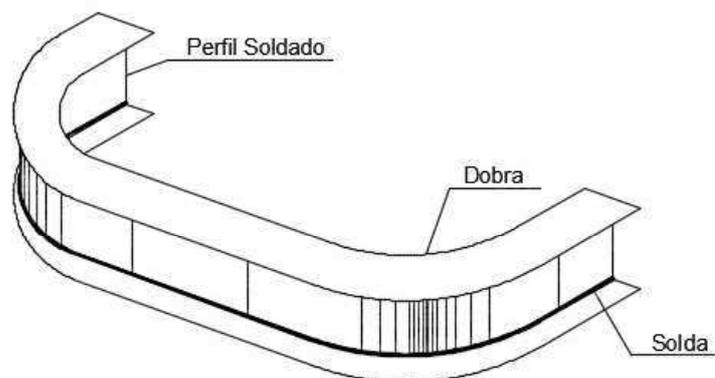


Fonte: Autora adaptado de Pfeil (2009)

Conforme Xerez (2017, p.52), a grande vantagem do uso de perfis soldados sobre os laminados é a capacidade de uso em vigas calandradas (curvas) que são muito utilizadas em marquises (como as abas são separadas da alma é possível dobrar elas separadamente para depois soldá-las) e em casos de vãos muito grandes, já que perfis soldados são encontrados em tabelas normatizadas em alturas maiores que 600mm (última altura de perfil laminado W em tabelas de família em série).

Vale ressaltar que deve-se ter um cuidado com perfis soldados de alturas elevadas e utilizar enrijecedores intermediários, pois as almas destes perfis podem sofrer ondulações durante as montagens.

Figura 7 - Viga Calandrada



Fonte: Autora (2018)

4.3.5 Ligações de peças metálicas

Segundo Pfeil (2009, p.23), as estruturas de aço são formadas por associação de peças ligadas entre si. De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), essa união consiste em elementos de ligação como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) pontua que esses componentes de ligação devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo e um determinado estado limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo.

De acordo com Pfeil (2009, p.23), as ligações parafusadas podem ser de parafusos comuns ou de alta resistência. O primeiro, geralmente, forjados com aço-carbono de baixo teor de carbono, são instalados com aperto que mobiliza atrito entre

as chapas. Já a conexão por solda, segundo Pfeil (2009, p.23), consiste em fundir as partes em contato de modo a unir as mesmas.

A soldagem é a técnica de unir duas ou mais partes constitutivas de um todo, assegurando entre elas a continuidade do material e em consequência suas características mecânicas e químicas, bem como os esforços a que ela está sujeita. (BELLEI, 2008, p. 101)

Vasconcellos (2011, p.34) comenta que pelas próprias características da ligação, em fábrica é preferível o uso da solda, enquanto nas ligações de campo utilizam-se preferencialmente os parafusos.

Conforme Vasconcellos (2011, p.34) as ligações podem ser classificadas quanto os esforços solicitantes ou quanto a rigidez. Na primeira classificação temos que os parafusos devem resistir a esforços de tração, cisalhamento ou ambos; já as soldas devem resistir a tensões de tração, compressão, cisalhamento ou a combinação de tensões tangenciais e normais. Na segunda classificação temos o comportamento mecânico das ligações que influencia na distribuição dos esforços e deslocamentos das estruturas.

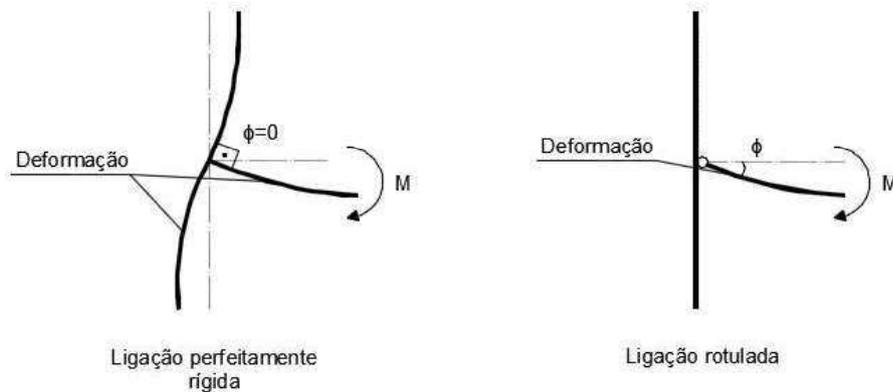
4.3.6 Comportamento das ligações

Conforme Pfeil (2009, p.27), no caso de estruturas aporticadas de edificações em estrutura de aço como é o caso do presente trabalho, as ligações entre vigas e pilares determinam o esquema estrutural. E segundo Bellei (2008, p.74), a escolha do sistema estrutural que vai dar sustentação ao edifício é fundamental para o resultado final da obra como um todo.

Desde a escolha de ter contraventamento vertical para trazer estabilidade a cargas do vento e trazer mais ligações flexíveis a estrutura ou não ter e tornar as ligações mais rígidas deixa claro a importância da escolha do tipo de ligação para uma estrutura aporticada; já que no primeiro caso a estrutura pode ficar mais leve e mais fácil de se montar e no segundo a montagem é mais lenta e possui uma estrutura menos econômica.

Na figura 8, inspirada no Pfeil (2009, p.27), vemos dois casos de ligações, em que a primeira é perfeitamente rígida (impede completamente a rotação entre viga e pilar) e a segunda é rotulada (que deixa livre a rotação entre viga e pilar).

Figura 8 - Comportamento das Ligações

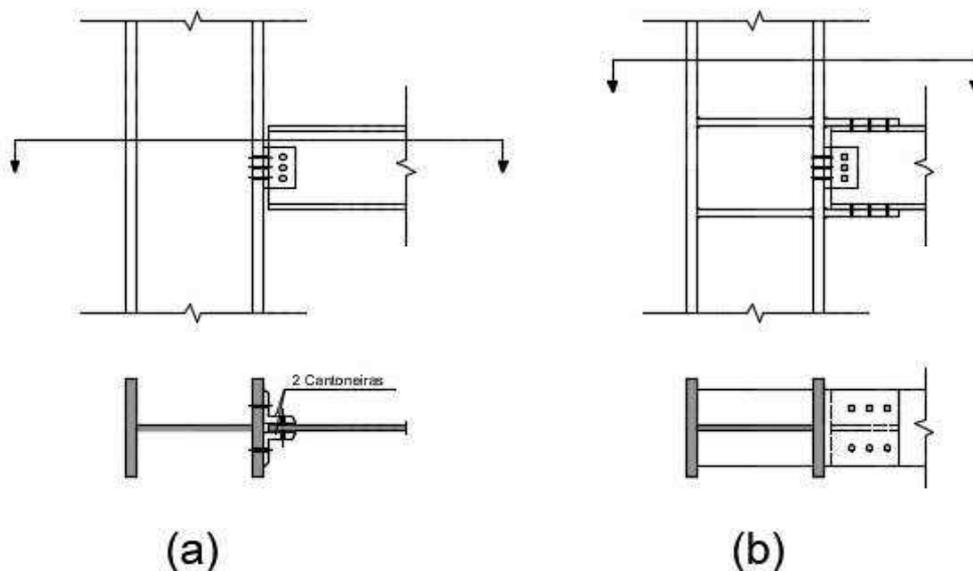


Fonte: Autora adaptado de Pfeil (2009)

Podemos perceber na figura 8 que a ligação perfeitamente rígida possui um ângulo que permanece igual após a deformação. Enquanto que na ligação rotulada o ângulo aumenta já que nela não há restrição à rotação.

De acordo com Pfeil (2009, p. 27), esses tipos de ligações são muito difíceis de conseguir na prática, chegam apenas a ser semelhante. Ele mostra dois casos de ligações que podem ser consideradas flexível e rígida: a primeira (Figura 9a) é do tipo flexível composta por dupla cantoneira de alma e a segunda (Figura 9b) é do tipo rígida composta por dupla cantoneira de alma e chapa de transpasse nas mesas da viga.

Figura 9 - Ligações



Fonte: Autora adaptado de Pfeil (2009)

5 ALVENARIA ESTRUTURAL

5.1 Histórico

Segundo Silva (2007, p.15), a alvenaria estrutural foi o primeiro método utilizado pelo homem para construção de abrigos depois das tendas utilizadas na vida nômade. Mais tarde, de acordo com Gouveia (2000, p.10), essa construção e os seus processos tiveram uma evolução a partir da utilização por determinados povos, como na construção de edifícios, estradas e canais pelos povos celtas, gregos, romanos e os árabes.

Através das grandes invenções surgem as máquinas a vapor que possibilitam otimizar fabricação de blocos de alvenaria. Segundo da Fonseca (1997, p.6), desde então, pesquisas são realizadas para tornarem os processos de industrialização mais eficiente, o que abriu portas para que hoje em dia tenhamos alvenarias apropriadas tanto para função de vedação quanto para funções estruturais.

No Brasil, conforme Rocha e Oliveira (s/d, p. 42), o início do uso de alvenaria com função estrutural, não somente como vedação, começou em meados de 1960. Segundo Garcia (2000, p.5), o marco inicial da alvenaria estrutural armada no país foi o Conjunto Habitacional Central Parque da Lapa em São Paulo no ano de 1966. Foi nesse período que por não haver pesquisas nacionais e normalização da alvenaria como elemento estrutural foram utilizados padrões estrangeiros para os dimensionamentos. De acordo com Garcia (2000, p.5), as pesquisas sobre a alvenaria só surgiram no final da década de 70 em São Paulo.

5.2 Fatores importantes da alvenaria estrutural

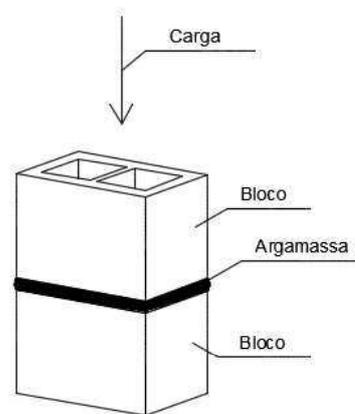
Segundo Corrêa (2003 apud Machado e Antunes, 2015), o principal conceito da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Essa característica, conforme Gomes (2011 apud Machado e Antunes, 2015), depende de fatores como as dimensões e formato dos blocos, arranjos, verticais e horizontais das juntas, anisotropia das unidades, qualidade da execução, condições de cura e propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

5.2.1 Resistência dos blocos

Segundo Garcia (2000, p. 8), dentre os fatores que exercem influência na resistência a compressão, a resistência dos blocos tem caráter predominante. Desde a sua composição até sua geometria influencia na resistência final do conjunto.

No Brasil, de acordo com a norma NBR 8215 (ABNT, 1983), a resistência a compressão da parede é feita a partir de ensaios com prismas de dois blocos. Nesse ensaio, os prismas são blocos unidos por argamassa submetidos a uma força de compressão conforme mostrado na figura 10.

Figura 10 - Prisma de dois blocos

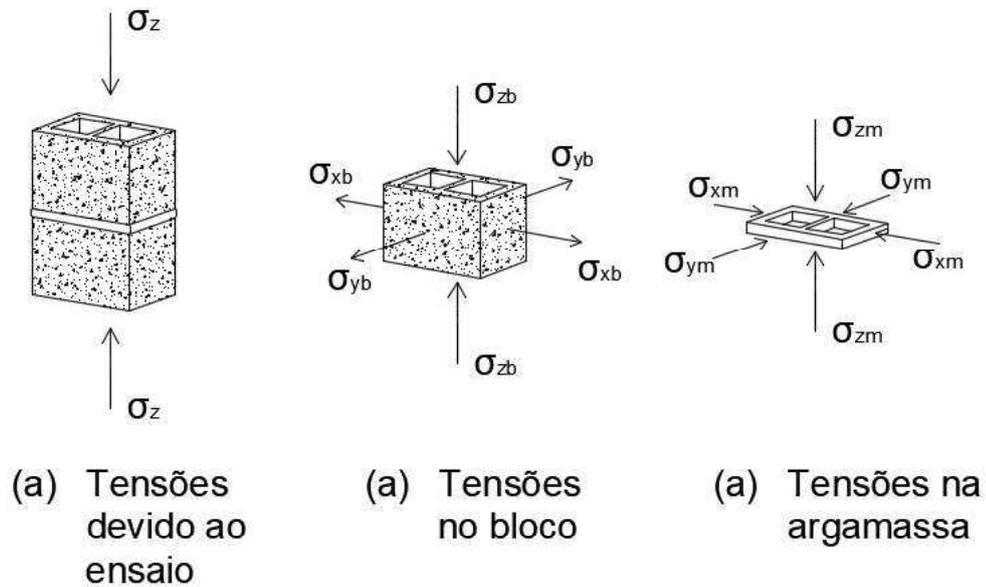


Fonte: Autora (2018)

5.2.2 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento é importante, pois é ela que possui a função de unir os blocos de forma a atender, segundo Oliveira (2001 apud Mota, 2012), para que a junta da argamassa de assentamento horizontal esteja com uma espessura adequada para que os blocos não se toquem, assim como, haja o estado de confinamento necessário para que a argamassa não se rompa. Podemos conferir na imagem X, o estado triaxial de tensões de compressão que ocorre na argamassa e o estado biaxial de tensões de trações que surge nos blocos ao ser aplicado a força de compressão (confinamento).

Figura 11 - Estado triaxial de tensões no prisma



Fonte: Autora adaptado de Mota (2012)

De acordo com Oliveira (2004 apud Mota, 2012), a resistência a compressão da argamassa de assentamento não influencia significativamente na resistência da parede, desde que não seja abaixo de 40% da resistência do bloco. O ideal, conforme Oliveira (2004 apud Mota, 2012), é a argamassa de assentamento ter uma resistência entre 70 a 100% da resistência do bloco. É importante compreender que o aumento da resistência da argamassa aumenta, sim, a resistência da parede, porém, a partir de 3 MPa, segundo Oliveira (2004 apud Mota, 2012), esse aumento não irá influenciar significativamente na resistência da parede.

Na pesquisa feita por Garcia (2007, p.148) verificou-se que a utilização de uma argamassa com resistência muito superior à do bloco é antieconômico, pois sua resistência para o painel de parede não eleva de forma satisfatória. Além de ter observado, também, que se a argamassa tiver resistência muito inferior à do bloco a capacidade do conjunto bloco-argamassa não atingirá valores satisfatórios. Essa pesquisa reitera o que Oliveira (2004) verificou.

5.2.3 Diagonal comprimida

Segundo Araújo (2014, p.266), a consideração do efeito favorável da alvenaria de enchimento dos pórticos pode ser feita através dos modelos de bielas.

Nesse caso, de acordo com Araújo (2014, p.266) a alvenaria é substituída por uma barra equivalente que funciona como uma biela de compressão inclinada birrotulada.

Esse conceito de barra diagonal equivalente, de acordo com Alvarenga (2002, p. 16), foi introduzido por Polyavok (1956) e desenvolvido por Holmes (1961). Posteriormente foi refinado por Stafford-Smith (1962, 1966 e 1967), Mainstone (1971) e Liauw e Lee (1977).

De forma resumida, conforme Alvarenga (2002, p.16), Holmes (1961) considerou uma diagonal com espessura e módulo de deformação iguais ao do painel e comprimento de contato igual a um terço do comprimento da diagonal, assim, concluiu que o painel diminuiu os deslocamentos horizontais dos pórticos quando comparados com o mesmo pórtico sem preenchimento. Já, Stafford-Smith (1962) estudou a rigidez lateral de pórticos preenchidos assumindo uma carga total aplicada próxima aos cantos comprimidos do painel, a largura efetiva da diagonal equivalente varia de $d/4$ até $d/11$.

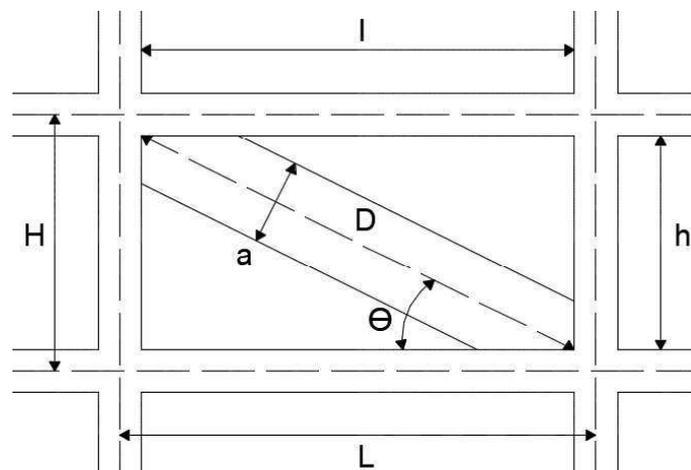
Segundo Reis (2018, p.6), o problema da determinação do coeficiente de rigidez da barra de compressão equivalente da alvenaria é a parcela da alvenaria que realmente é comprimida. Por esse motivo temos vários autores que desenvolveram fórmulas para achar essa largura da diagonal, tendo a espessura fixada pela alvenaria e a medida da diagonal fixada pelo pórtico. Alguns desses autores foram apresentados na tabela 5 por Silva (2014).

Tabela 5 - Expressões analíticas para o cálculo da largura da diagonal equivalente

Autores	Expressões	
MAINSTONE e WEEKS (1970) e MAINSTONE (1974)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$	
LIAUW e KWAN (1984)	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$	
DECANINI e FANTIN (1987)	Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D$	Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D$
PAULAY e PRIESTLEY (1992)	$a = \frac{D}{4}$	
DURRANI e LUO (1994)	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E \cdot t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}\right)^{-0,1}$	$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_p \cdot I_p \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}\right)$ E_p - módulo de elasticidade do material da viga; I_p - momento de inércia à flexão;
CHRYSOSTOMOU e ASTERIS (2012)	$a = 0,270 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$	

Fonte: Autora adaptado de Silva (2014)

Figura 12 - Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria



Fonte: Autora adaptado de Silva (2014)

Onde, de acordo com Silva (2014), temos:

- a - Largura da diagonal equivalente;
- t - Espessura da parede;
- D - Comprimento da diagonal da parede;
- h - Altura da parede;
- L - Comprimento da parede;

θ - Ângulo de inclinação da diagonal equivalente;

H - Distância entre eixos de vigas;

L - Distância entre eixos de pilares.

O fator λ_H é , de acordo com Reis (2018, p.8), o produto da rigidez relativa pela altura entre os eixos H das vigas dos pavimentos. Assim é dada pelas equações 10 e 11:

$$\lambda = \sqrt{E \cdot t \cdot \frac{\sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (10)$$

$$\lambda_H = \lambda \cdot H \quad (11)$$

Onde:

I_p – momento de inércia do pilar na direção contraventada;

E_p – módulo de elasticidade do pilar;

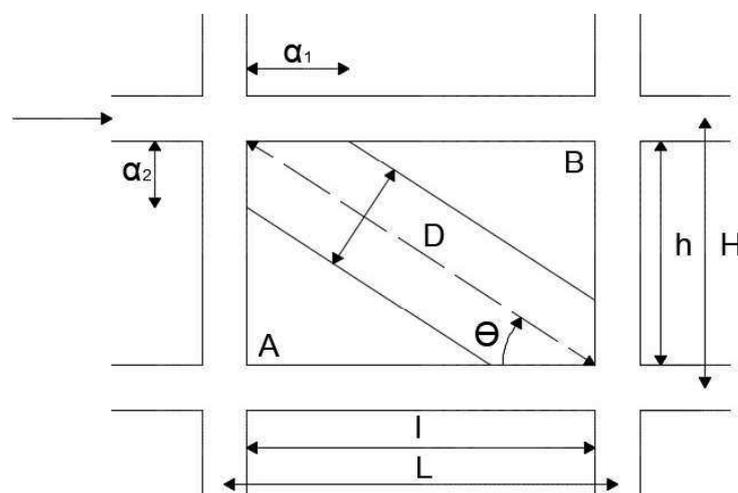
E – módulo de elasticidade da parede;

t – espessura da parede.

Analogamente, Araújo (2014, p.267) apresenta a um modelo que define a diagonal comprimida (figura 13). Ele destaca que a presença de aberturas reduz a eficiência da alvenaria, além do fato de não ter um modelo adequado que simule esse efeito. O mais seguro é desconsiderar as paredes com aberturas.

É válido frisar, de acordo com Araújo (2014, p. 266), que a alvenaria, mesmo fissurada, continua a colaborar no enrijecimento dos pórticos. Entretanto, esse fato não é considerado no modelo, assim como as aberturas, por uma questão de segurança.

Figura 13 - Biela de alvenaria equivalente



Fonte: Autora adaptado de Araújo (2018)

Araújo (2014, p. 267), traz um trecho de um pórtico com a biela representado a alvenaria (figura 13). Podemos perceber que o ângulo θ da biela é dado por:

$$tg\theta = \frac{h}{l} \quad (12)$$

Onde h é a altura do painel de alvenaria e l o comprimento do mesmo.

Em seguida, Araújo (2014, p. 267), indica, por geometria, o comprimento da diagonal:

$$D = \sqrt{h^2 + l^2} \quad (13)$$

Conforme Araújo (2014, p.267), com a aplicação da carga lateral no pórtico, o mesmo se deforma podendo haver uma separação entre o pórtico e a alvenaria junto aos cantos A e B. Os trechos α_1 e α_2 dependem da rigidez relativa entre a viga e o pilar do pórtico e o painel de alvenaria. Segundo Araújo (2014, p.267), esses comprimentos α_1 e α_2 são dados por:

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{\lambda_1} \leq l \quad (14)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2\lambda_2} \leq h \quad (15)$$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_p \cdot l}} \quad (16)$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_p \cdot h}} \quad (17)$$

Onde:

E_a – módulo de elasticidade da alvenaria;

E_c – módulo de elasticidade do material do pórtico;

t – espessura da parede;

I_p – momento de inércia dos pilares;

I_v – momento de inércia das vigas.

Segundo Araújo (2014, p.268), o módulo de elasticidade da alvenaria (E_a) pode ser estimado a partir da resistência característica do prisma (f_{pk}) conforme as expressões 18 e 19 dadas pela NBR 15812 (ABNT, 2010) e NBR15961 (ABNT, 2011).

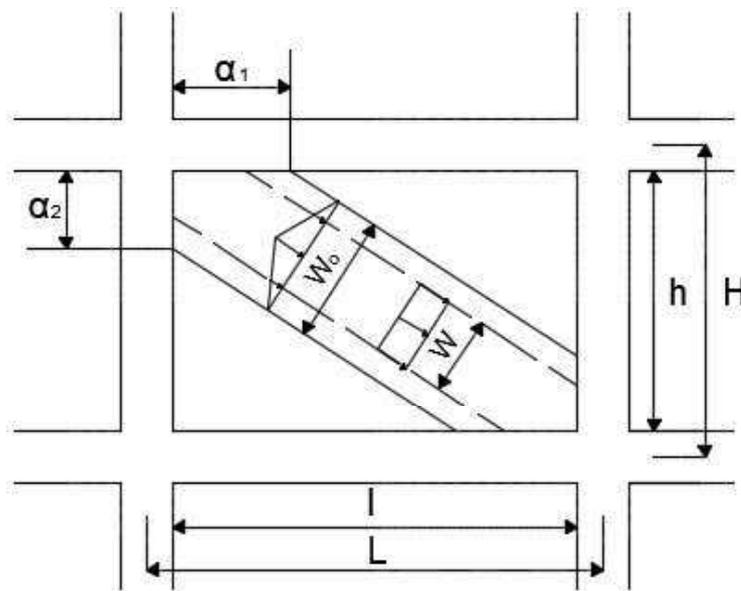
Para alvenaria de blocos cerâmicos:

$$E_a = 600f_{pk} \leq 12000MPa \quad (18)$$

Para alvenaria de blocos de concreto:

$$E_a = 800f_{pk} \leq 16000MPa \quad (19)$$

Figura 14 - Largura da biela



Fonte: Autora adaptado de Araújo (2014)

Por teorema de Pitágoras temos o seguinte valor pra w_0 :

$$w_0 = \sqrt{a_1^2 + a_2^2} \quad (20)$$

Conforme Araújo (2014, p.268) para se considerar uma tensão de compressão uniformemente distribuída na biela, deve-se adotar como valor de w :

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{a_1^2 + a_2^2} \quad (21)$$

Araújo (2014, p.268) frisa que na equação 21 admite-se que haja o pleno contato do painel de alvenaria com a viga de topo, assim, há um encunhamento completo entre eles. Esse procedimento, segundo Araújo (2014, p.268) de encunhamento permite que a viga se deforme livremente, em ação vertical da carga do vento, sem sobrecarregar a parede.

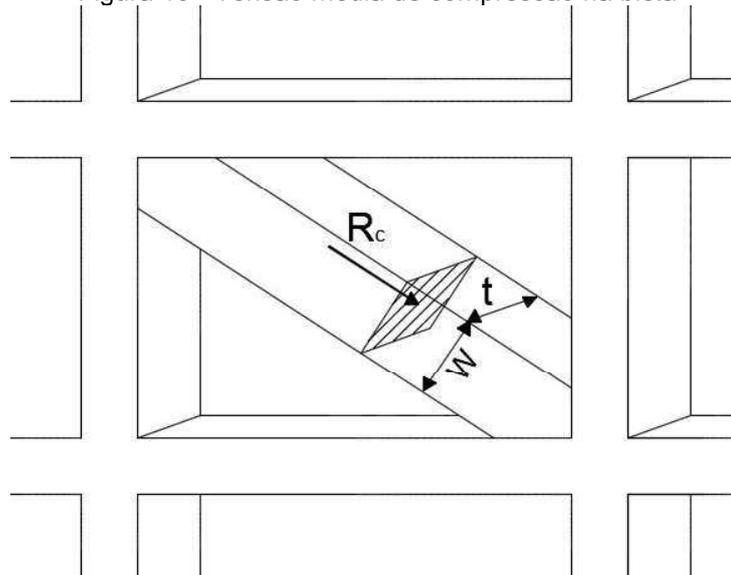
É importante lembrar, conforme Araújo (2014, p.268), que se a viga é muito rígida, o encunhamento proporciona um aumento significativo na largura da biela. Por outro lado, se a viga é flexível, o encunhamento tem um efeito secundário, já que o comprimento de contato α_1 torna-se pequeno. Em ambos os casos, Araújo (2014, p.269) ressalta que é recomendável limitar a largura da biela a 15% do comprimento da diagonal (equação 22).

$$w \leq 1,5D \quad (22)$$

Na figura 15 podemos observar uma força de compressão R_c agindo na biela, assim teremos, segundo Araújo (2014, p.269), uma tensão de compressão inclinada de:

$$\sigma_c = \frac{R_c}{t \cdot w} \quad (23)$$

Figura 15 - Tensão média de compressão na biela



Fonte: Autora (2018)

Segundo Araújo (2014, p.269), essa tensão σ_c deve ser menor que a resistência à compressão de cálculo da alvenaria (f_d) dada pela equação 24.

$$f_d = R \cdot \left(\frac{f_k}{\gamma_m} \right) \quad (24)$$

Onde:

f_k – resistência característica da alvenaria;

γ_m – coeficiente parcial de segurança;

Considera-se, segundo a NBR 15812 (ABNT, 2010) e a e NBR 15961 (ABNT, 2011), o valor de $\gamma_m = 2,0$ para combinações de ações normais e o valor de $\gamma_m = 1,5$ para combinações de ações excepcionais. Já, a resistência característica da alvenaria (f_k), de acordo com a NBR 15812 (ABNT, 2010) e a e NBR 15961 (ABNT, 2011), pode ser estimada como 85% da resistência característica de pequena parede ou como 70% da resistência característica do prisma.

Conforme Araújo (2014, p.269), o coeficiente R, apresentado na equação 24, considera os efeitos de esbeltez da parede. Esse coeficiente deve ser menor que 1 e é dado pela equação 25:

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \quad (25)$$

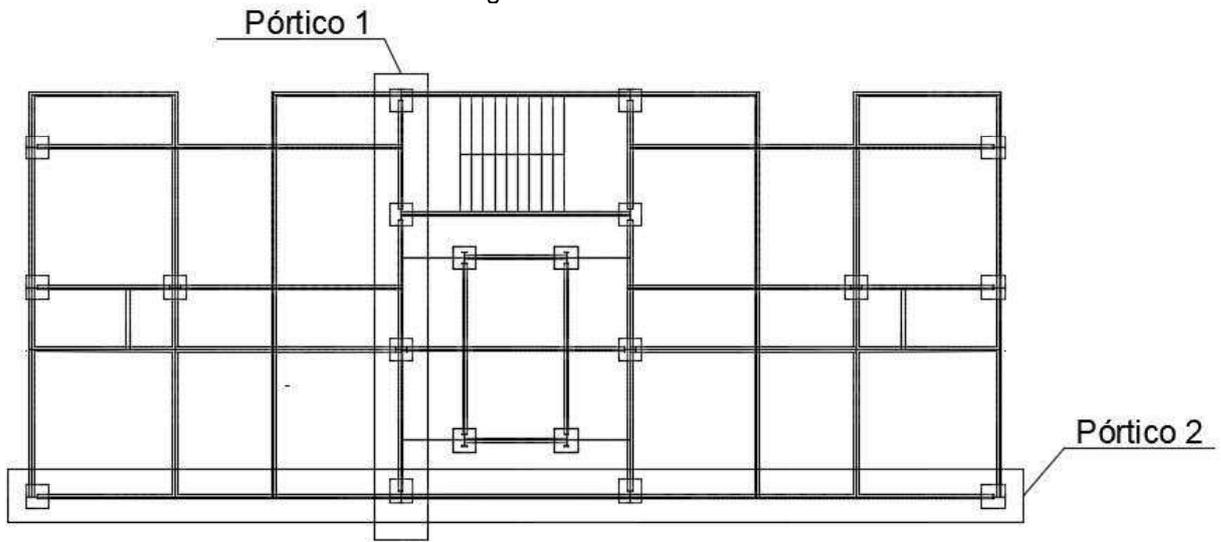
De acordo com a NBR 15812 (ABNT, 2010) e a NBR 15961 (ABNT, 2011), o limite de esbeltez h/t é de 24 para alvenaria não-armada.

6 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO UTILIZADO

O modelo de pórtico utilizado nesse trabalho é baseado em um projeto de uma edificação de 5 andares (anexo 1) retirado do trabalho de conclusão de Heluy (2018) que simula uma edificação comum. Como o objetivo do trabalho é analisar a eficiência quanto a estabilidade do pórtico a partir da inserção de painéis completamente preenchidos com alvenaria estrutural, não será analisado paredes com aberturas. Logo, não foi considerado esquadrias ou quaisquer aberturas nas paredes do projeto.

Dentre os vários pórticos do projeto, foram escolhidos os pórticos assinalados na figura 16. O pórtico 1 foi escolhido por possuir os menores vãos da estrutura e o pórtico 2 por possuir os maiores; assim, será possível analisar a alvenaria em duas situações: em vãos pequenos e em vãos grandes.

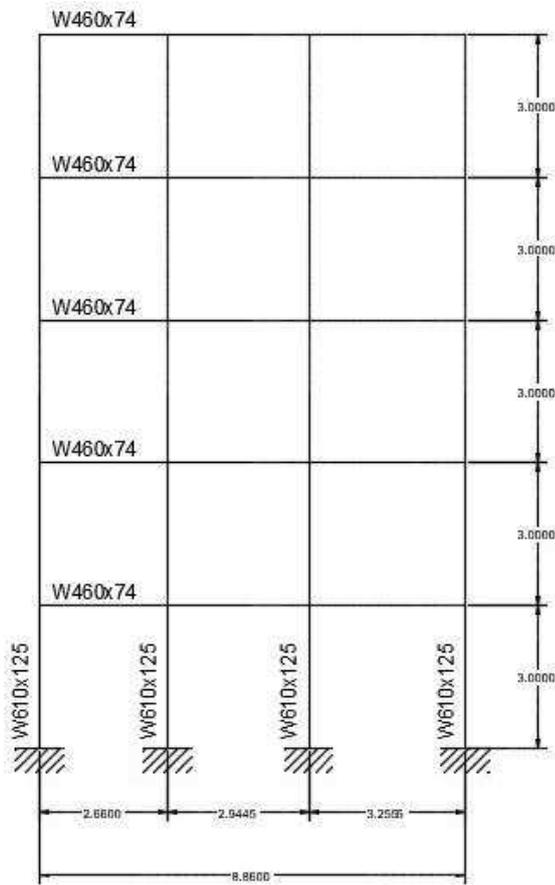
Figura 16 - Pórticos



Pavimento Tipo
Estrutura Metálica

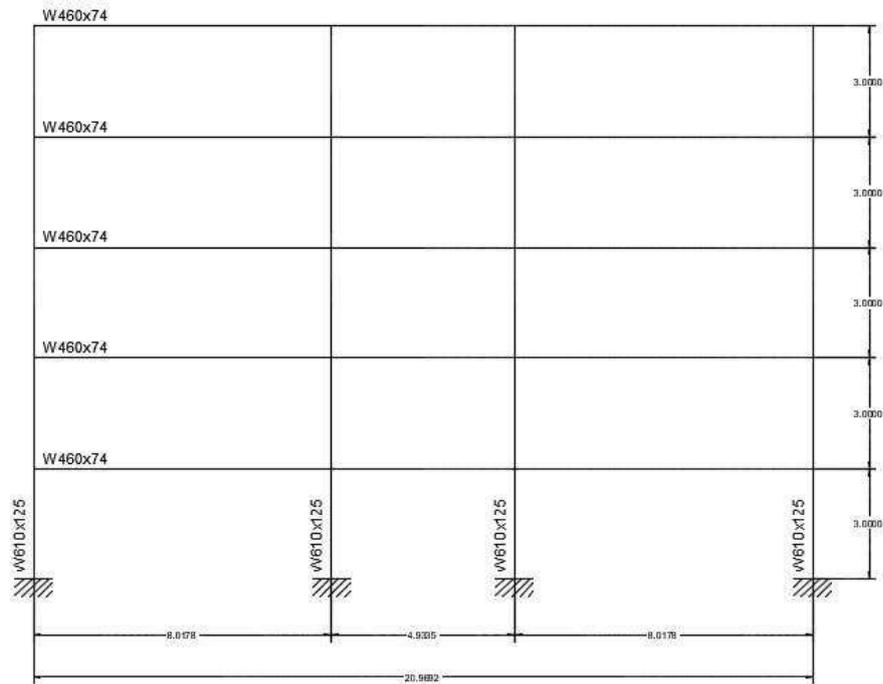
Fonte: Heluy (2018)

Figura 17 - Pórtico 1



Fonte: Heluy (2018)

Figura 18 - Pórtico 2



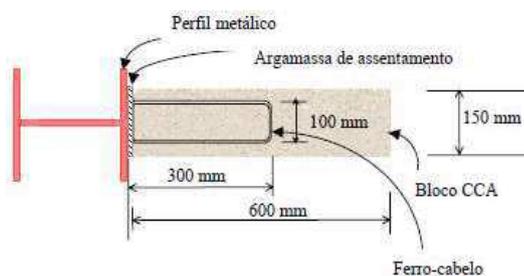
Fonte: Heluy (2018)

Os perfis de aço utilizados nos pilares foram do tipo W610X125 e as vigas utilizadas em ambos os pórticos foram do tipo W460X75. Já o bloco de concreto utilizado para a alvenaria de preenchimento possui dimensões de 600mm x 300mm x 150mm, o mesmo utilizado por Alvarenga (2002, p.42).

De acordo com Alvarenga (2002, p.57), nos ensaios de prismas à compressão o valor médio da resistência à compressão dos prismas utilizando Ciment-cola foi de 2,60Mpa, mesmo valor que será adotado neste trabalho.

Foi considerado que a ligação entre o painel de alvenaria e o pórtico metálico foi feito com uso de ferro-cabelo. A fixação desse tipo de armação é feita, segundo Alvarenga (2002, p.45), por ancoragem à base de epóxi através de furos que são feitos nos pilares de acordo com a imagem 19:

Figura 19 - Seção transversal de uma fiada de bloco com ferro-cabelo soldado à mesa do pilar



Fonte: Alvarenga (2002)

6.1 Cálculo da carga do vento

6.1.1 Velocidade básica

Foi considerado que a edificação foi feita em São Luís – MA, assim, de acordo com o mapa de isopleias da NBR 6123 (ABNT, 1988) para essa região, temos que a velocidade básica do vento é de aproximadamente 30 m/s.

6.1.2 Fator topográfico (S_1)

Segundo Carvalho (2009, p.195), o fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno. Assim temos que para um terreno plano adotado para a edificação do trabalho, de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), $S_1 = 1,0$.

6.1.3 Fator S_2

De acordo com Carvalho (2009, p.196), o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

No projeto considerado temos que em relação a rugosidade do terreno a classificação IV, já que a edificação foi idealizada para ser construída em área urbana. Em relação as dimensões da edificação, a edificação se encaixa na classe B (maior dimensão entre 20 a 50 metros) para o pórtico 2 e na classe A (dimensão menor que 20 metros) para o pórtico 1.

Por fim, temos a altura sobre o terreno que também influencia no valor de S_2 . Para cada altura teremos um S_2 diferente, conforme a equação 26 dada pela NBR 6123 (ABNT, 1988):

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (26)$$

Em que:

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente sempre à categoria II;

b é um parâmetro meteorológico usado na determinação;

p é o expoente da lei potencial de variação de S_2 .

Os valores de b , p e F_r são encontrados na tabela 8 retirada da NBR 6123 (ABNT, 1988). E em seguida, utilizando esses valores encontrados temos os seguintes valores de S_2 para cada altura da edificação na tabela 6 e 7.

Tabela 6 - Valores de S_2 para o Pórtico 1

z	b	Fr	p	S_2
3	0,85	1	0,125	0,731239
6	0,85	1	0,125	0,797421
9	0,85	1	0,125	0,838879
12	0,85	1	0,125	0,869594
15	0,85	1	0,125	0,894191

Fonte: Autora (2018)

Tabela 7 - Valores de S_2 para o Pórtico 2

z	b	Fr	p	S_2
3	0,86	1	0,12	0,744309
6	0,86	1	0,12	0,808866
9	0,86	1	0,12	0,849195
12	0,86	1	0,12	0,879023
15	0,86	1	0,12	0,902879

Fonte: Autora (2018)

Tabela 8 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

6.1.4 Fator estatístico (S_3)

Segundo Carvalho (2009, p.200), o fator S_3 considera o grau de segurança e a vida útil da edificação. Utilizando a tabela 9 retirada da NBR 6123 (ABNT, 1988) verificou-se que a edificação se enquadra no grupo 2, assim, $S_3 = 1,0$.

Tabela 9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

6.1.5 Velocidade característica (V_k)

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece como cálculo da velocidade característica a expressão 27:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (27)$$

Logo, a partir disso podemos calcular a velocidade característica para cada altura da edificação escolhida (tabela 10 e 11).

Tabela 10 - Velocidade característica no Pórtico 1 (V_k)

z	S_1	S_2	S_3	V_0	V_k
3	1	0,731238556	1	30	21,93716
6	1	0,7974213	1	30	23,92264
9	1	0,838878839	1	30	25,16637
12	1	0,869594094	1	30	26,08782
15	1	0,89419108	1	30	26,82573

Fonte: Autora (2018)

Tabela 11 - Velocidade característica no Pórtico 2 (V_k)

z	S ₁	S ₂	S ₃	V ₀	V _k
3	1	0,74430854	1	30	22,32926
6	1	0,808866039	1	30	24,26598
9	1	0,849195242	1	30	25,47586
12	1	0,879022923	1	30	26,37069
15	1	0,902878689	1	30	27,08636

Fonte: Autora (2018)

6.1.6 Pressão de obstrução

De acordo com Carvalho (2009, p.192), a pressão de obstrução causada pelo vento é a velocidade característica em condições normais de temperatura e pressão, assim, aplicando o teorema de Bernoulli, ela pode ser determinada pela expressão 28:

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (28)$$

Na tabela 12 e 13 temos o valor de q_{vento} para cada altura da edificação:

Tabela 12 - Pressão de obstrução q_{vento} - Pórtico 1

z	V _k	q _{vento} (N/m ²)	kN/m ²
3	21,93716	294,9994111	0,294999
6	23,92264	350,8153986	0,350815
9	25,16637	388,2410588	0,388241
12	26,08782	417,1921681	0,417192
15	26,82573	441,1270099	0,441127

Fonte: Autora (2018)

Tabela 13 - Pressão de obstrução q_{vento} - Pórtico 2

z	V _k	q _{vento} (N/m ²)	kN/m ²
3	22,32926	305,6391531	0,305639
6	24,26598	360,9575968	0,360958
9	25,47586	397,8488332	0,397849
12	26,37069	426,2882729	0,426288
15	27,08636	449,7402828	0,44974

Fonte: Autora (2018)

6.1.7 Coeficiente de arrasto

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), para se ter o valor do coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedas é necessário entrar em um dos dois gráficos que ela mesma fornece. No caso analisado, após calcular os parâmetros necessários, utilizou-se o gráfico em situação de vento de alta turbulência e encontrou-se os valores de $C_a=1,0$ e $C_a =0,8$, para os pórticos 1 e 2, respectivamente.

- Pórtico 1: $h = 15m$, $l_1 = 21m$ e $l_2 = 8,9m$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{15}{21} = 0,71$$

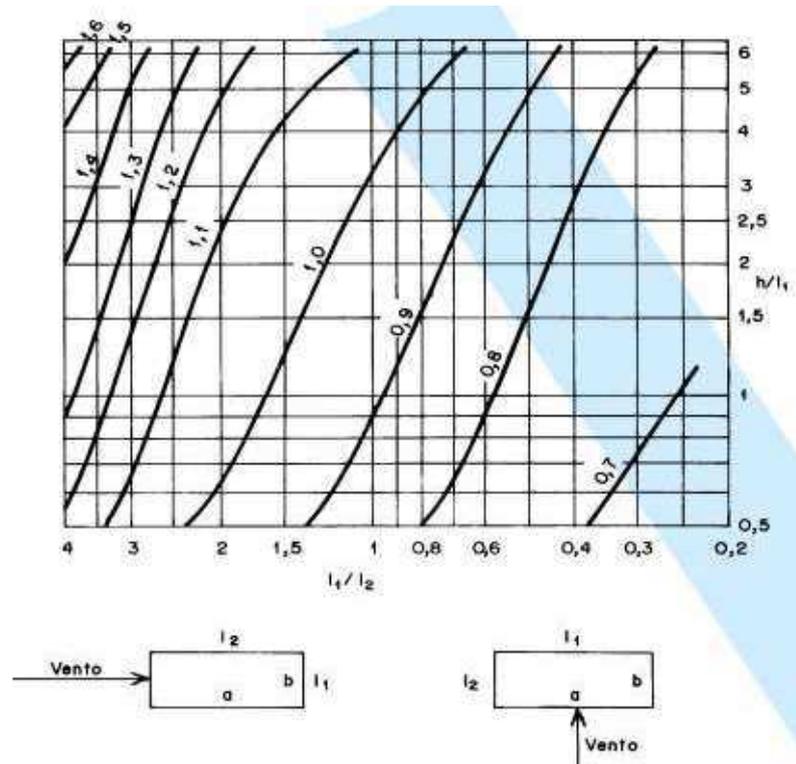
$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{21}{8,9} = 2,36$$

- Pórtico 2: $h = 15m$, $l_1 = 21m$ e $l_2 = 8,9m$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{15}{8,9} = 1,68$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{8,9}{21} = 0,42$$

Gráfico 1 - Coeficiente de arrasto para alta turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

6.1.8 Força de arrasto

Com os valores do coeficiente de arrasto obtidos, é possível calcular a força de arrasto utilizando a equação 29, dada pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Lembrando que para cada pavimento será calculado uma força de arrasto diferente, conforme mostrado na tabela 14 e 15 e demonstrado nas figuras 20 e 21.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (29)$$

Tabela 14 - Força de arrasto para o Pórtico 1

Força de arrasto					
Pav	H	Ca	q (kN/m ²)	Ae (m ²)	Fa (kN)
0	3	1	0,294999	31,5	9,292481
1		1	0,350815	31,5	20,34317
2		1	0,388241	31,5	23,28028
3		1	0,417192	31,5	25,37115
4		1	0,441127	31,5	27,03705
5		1	0,441127	31,5	13,8955

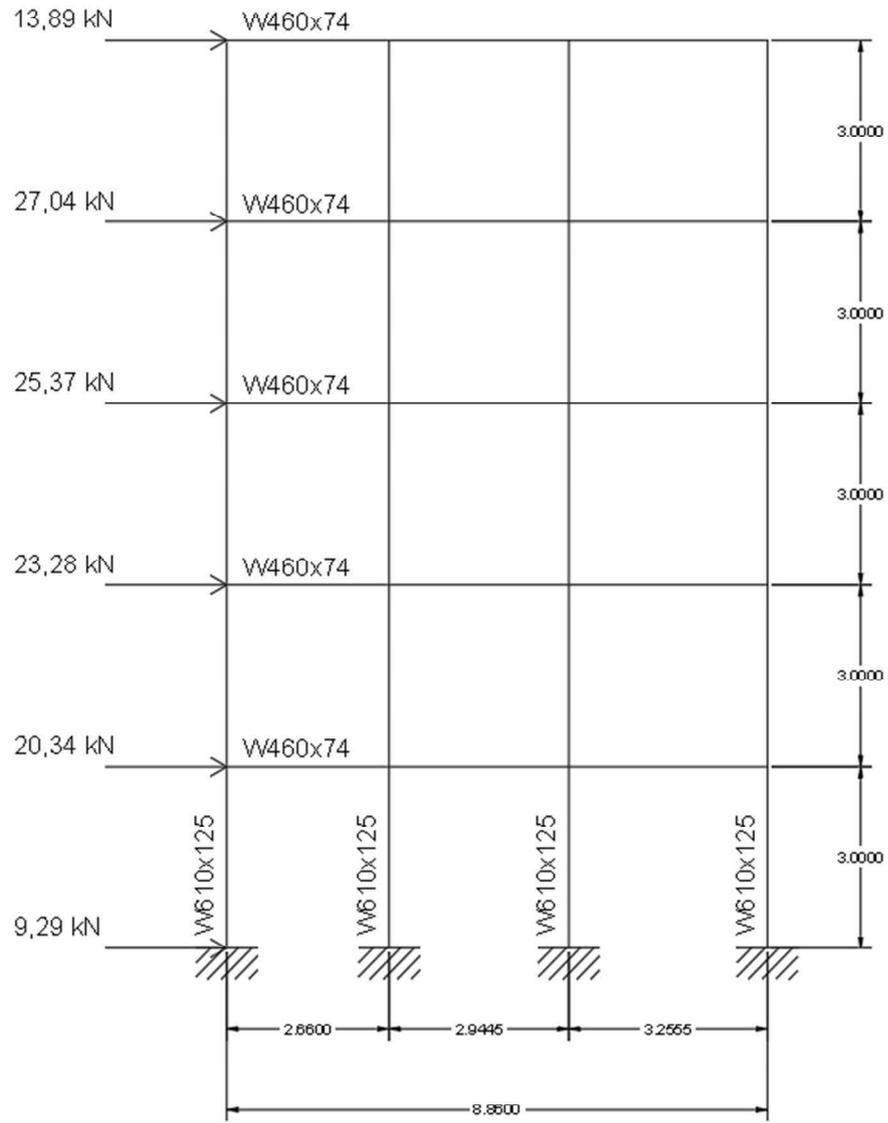
Fonte: Autora (2018)

Tabela 15 - Tabela de arrasto para o Pórtico 2

Força de arrasto					
Pav	H	Ca	q (kN/m ²)	Ae (m ²)	Fa (kN)
0	3	0,8	0,305639	31,5	7,702107
1		0,8	0,360958	31,5	16,79824
2		0,8	0,397849	31,5	19,12192
3		0,8	0,426288	31,5	20,76826
4		0,8	0,44974	31,5	22,07592
5		0,8	0,44974	31,5	11,33346

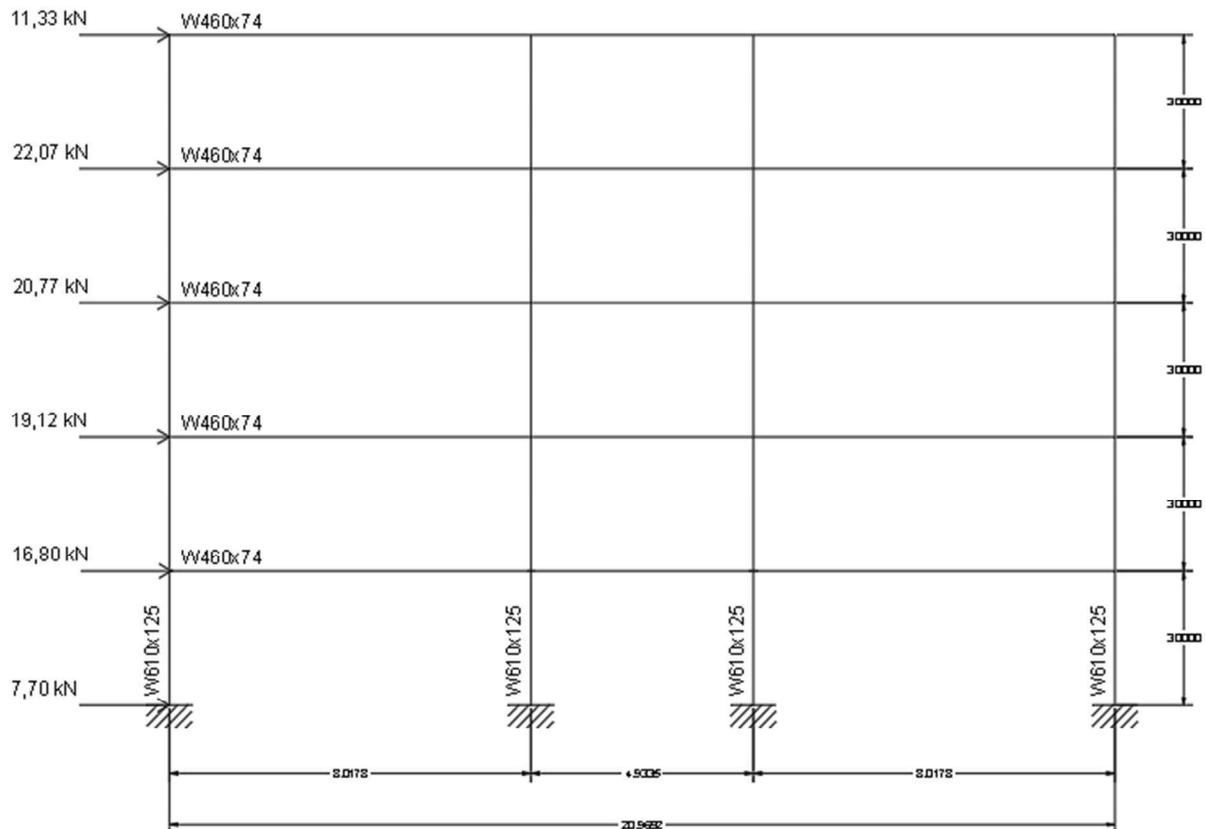
Fonte: Autora (2018)

Figura 20 - Força do vento no pórtico 1



Fonte: Autora (2018)

Figura 21 - Força do vento no pórtico 2



Fonte: Autora (2018)

6.2 Cálculo da diagonal comprimida

6.2.1 Dados

Como foi apresentado no tópico 5.1.3, será usado o método desenvolvido por Araújo (2014). Para isso definiu-se que o módulo de elasticidade do pórtico que será de 200.000 Mpa, conforme Hibbeler (2010) para aço estrutural A-36; o módulo de elasticidade da alvenaria foi calculado conforme a fórmula 19, sabendo que o bloco estrutural utilizado possui um f_{pk} de 2,6Mpa; a espessura da parede possui a mesma medida da espessura do bloco utilizado, ou seja, 150mm e que o momento de inércia dos perfis utilizados para os pilares e das vigas foi encontrado no catálogo da Gerdau para estruturas metálicas com os valores de $3,93 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ e $3,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, respectivamente. É possível visualizar os dados utilizados na tabela 16:

Tabela 16 - Dados para o cálculo da diagonal equivalente.

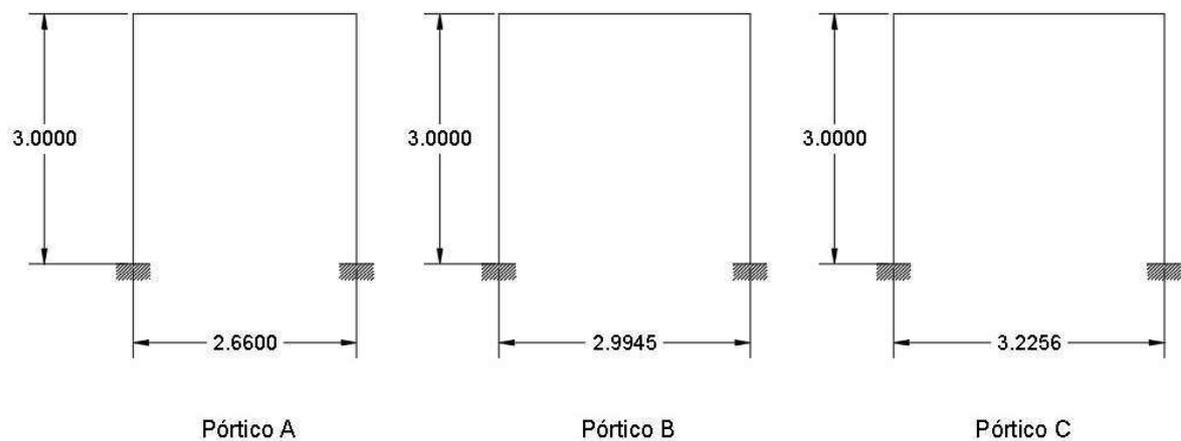
Dados			
Ea	Módulo de Elasticidade da Alvenaria	2080	MPa
Ec	Módulo de Elasticidade do Pórtico	200000	MPa
t	Espessura da parede	0,15	m
Ip	Momento de Inércia dos Pilares	3,93E-05	m ⁴
Iv	Momento de Inércia das Vigas	3,34E-04	m ⁴
fpk	Resistência característica do prisma	2,6	Mpa

Fonte: Autora (2018)

6.2.2 Pórtico 1

Foi calculado três pórticos diferentes dentro do pórtico 1 apresentado anteriormente na imagem 17, podemos ver as medidas deles na imagem 22:

Figura 22 – Pórticos internos ao pórtico 1



Fonte: Autora (2018)

6.2.2.1 Valor de w

Primeiro encontrou-se, a partir do valor da tangente de Θ , o próprio valor do ângulo Θ , conforme a equação 12 apresentada anteriormente. Em seguida, foi possível calcular o valor do seno de Θ , conforme visto abaixo.

- Pórtico A:

$$tg\theta = \frac{3}{2,66} = 1,1278$$

$$arctang(1,1278) = 0,8454 \text{ rad}$$

$$sen(2\theta) = 0,9928$$

- Pórtico B:

$$tg\theta = \frac{3}{2,9945} = 1,002$$

$$arctang(1,002) = 0,7863 \text{ rad}$$

$$sen(2\theta) = 0,9999$$

- Pórtico C:

$$tg\theta = \frac{3}{3,2256} = 0,93$$

$$arctang(0,93) = 0,7492 \text{ rad}$$

$$sen(2\theta) = 0,9974$$

Com o valor de $sen(2\theta)$ foi possível encontrar o valor de λ_1 e λ_2 de acordo com as equações 16 e 17 e logo em seguida encontrar o valor de α_1 , α_2 (equações 14 e 15) e w (equação 21).

- Pórtico A:

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9974}{4.200000.0,000334.2,66}} = 0,8882$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9974}{4.200000.0,000393.3}} = 1,7499$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{0,8882} = 3,537 \leq 2,66 \text{ m}$$

Como α_1 é maior que o comprimento l do pórtico, utiliza-se o valor do comprimento, assim, 2,66m.

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2.(1,7499)} = 0,8976 \leq 3 \text{ m}$$

Como α_2 é menor que a altura h do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 0,8976.

$$w = \frac{1}{2}\sqrt{(2,66)^2 + (0,8976)^2} = 1,4037 \text{ m}$$

- Pórtico B:

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9999}{4.200000.0,000334.2,9945}} = 0,8638$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9999}{4.200000.0,0000393.3}} = 1,7530$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{0,8638} = 3,6367 \leq 2,9945 \text{ m}$$

Como α_1 é maior que o comprimento l do pórtico, utiliza-se o valor do comprimento, assim, 2,9945 m.

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2 \cdot (1,7530)} = 0,8960 \leq 3 \text{ m}$$

Como α_2 é menor que a altura h do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 0,8960.

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(2,9945)^2 + (0,8960)^2} = 1,5628 \text{ m}$$

- Pórtico C

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9974}{4.200000.0,000334.3,2256}} = 0,8474$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,9974}{4.200000.0,0000393.3}} = 1,7519$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{0,8474} = 3,7074 \leq 3,2256 \text{ m}$$

Como α_1 é maior que o comprimento l do pórtico, utiliza-se o valor do comprimento, assim, 3,2256 m.

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2 \cdot (1,7519)} = 0,8966 \leq 3 \text{ m}$$

Como α_2 é menor que a altura h do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 0,8966 m.

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(3,2256)^2 + (0,8966)^2} = 1,6740 \text{ m}$$

De acordo como foi explanado anteriormente, Araújo (2014, p.269) ressalta que é recomendável limitar a largura da biela a 15% do comprimento da diagonal, assim temos:

- Pórtico A:

$$1,4037 \leq 0,15 \cdot (4,0094)$$

$$1,4037 \leq 0,6014$$

Logo, utiliza-se $w = 0,6014\text{m}$.

- Pórtico B:

$$1,5628 \leq 0,15 \cdot (4,2387)$$

$$1,5628 \leq 0,6358$$

Logo, utiliza-se $w = 0,6358\text{m}$.

- Pórtico C:

$$1,6740 \leq 0,15 \cdot (4,4050)$$

$$1,6740 \leq 0,6607$$

Logo, utiliza-se $w = 0,6607\text{m}$.

6.2.2.2 Verificação quanto a esbeltez

Como foi apresentado no tópico de diagonal comprimida, de acordo com a NBR15812 e a NBR15961, o limite de esbeltez de h/t é de 24 para alvenaria não-armada.

$$\frac{3}{0,15} = 20 < 24$$

Portanto, o bloco escolhido para os pórticos da estrutura 1 passam no quesito de esbeltez.

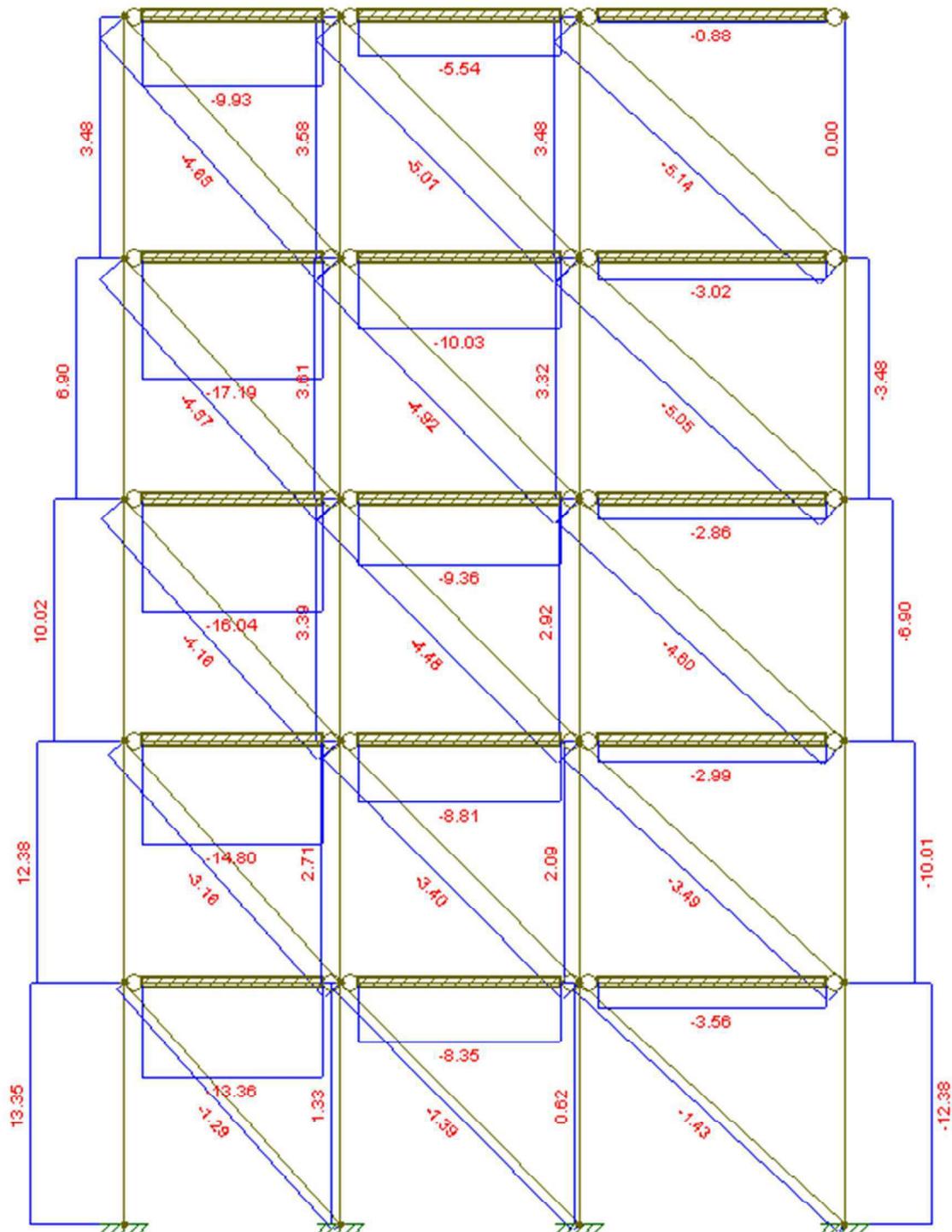
6.2.2.3 Verificação quanto a resistência à compressão

A fim de se verificar se alvenaria irá aguentar a força de compressão solicitada pelo pórtico foi retirado os valores de R_c para cada situação (ligações

flexíveis e rígidas) do pórtico 1 utilizando o software Ftool. Podemos conferir esses valores nas imagens 23, 24 e na tabela 17.

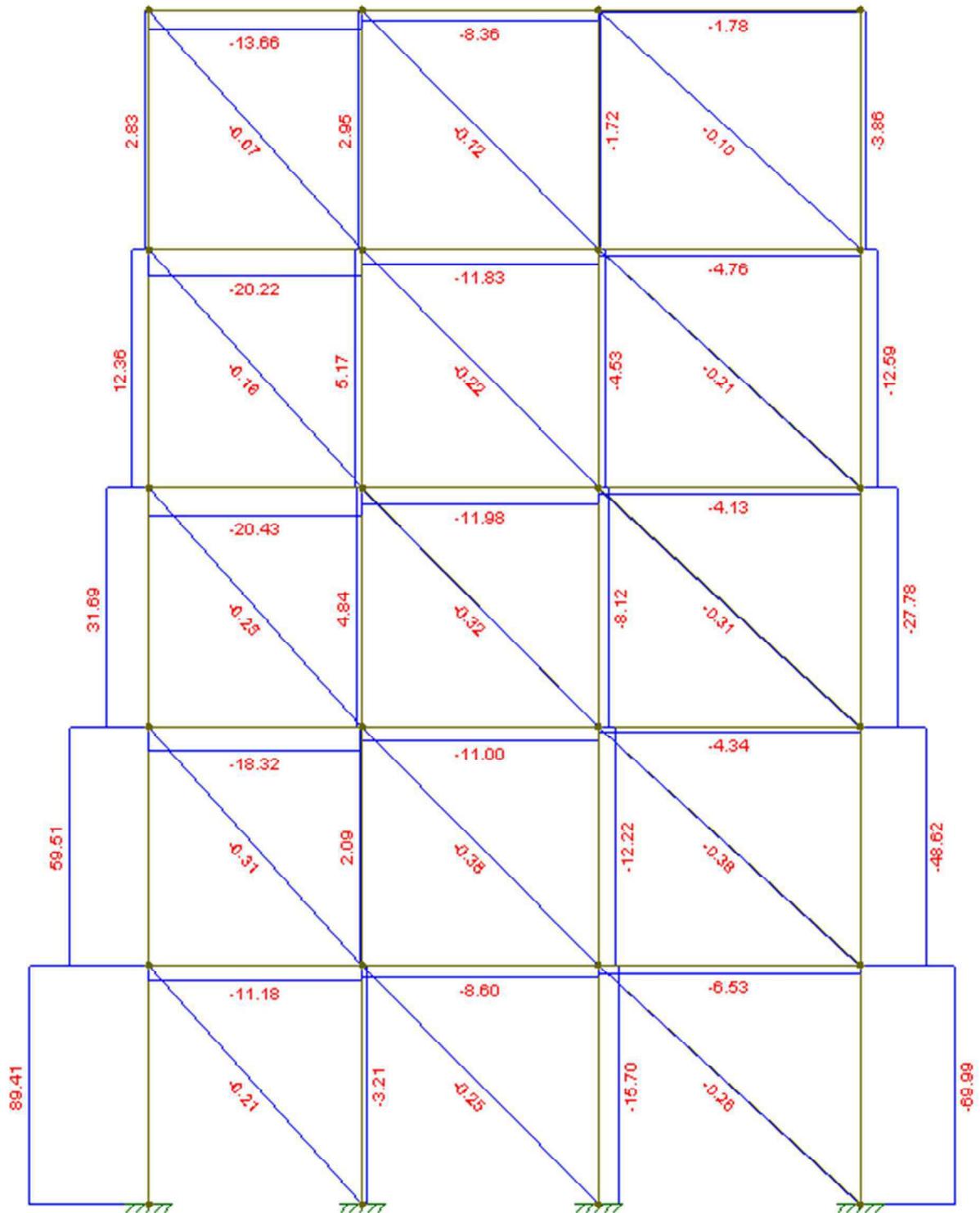
É válido frisar que como forma de simplificar os cálculos apenas foi utilizado o valor de maior compressão para cada pórtico (A, B e C), por tanto na tabela 17 colocou-se apenas a situação mais desfavorável.

Figura 23 - Força de compressão na diagonal da estrutura com ligações rotuladas



Fonte: Autora (2018)

Figura 24 – Força de compressão na diagonal da estrutura com ligações rígidas



Fonte: Autora

Tabela 17 - Força de compressão na diagonal (Rc)

Rc do Pórtico 1		
	Flexível (kN)	Rígido (kN)
Pórtico A	4,65	0,31
Pórtico B	5,01	0,38
Pórtico C	5,14	0,38

Fonte: Autora (2018)

Com o valor de Rc foi possível encontrar a tensão de compressão a partir da equação x, apresentada por Araújo (2014, p.269).

- Pórtico A – Ligações flexíveis:

$$\sigma_c = \frac{4,65}{0,15 \cdot 0,6014} = 51,6667 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico A – Ligações rígidas:

$$\sigma_c = \frac{0,31}{0,15 \cdot 0,6014} = 3,4364 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico B – Ligações flexíveis:

$$\sigma_c = \frac{5,01}{0,15 \cdot 0,6358} = 52,5322 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico B – Ligações rígidas:

$$\sigma_c = \frac{0,38}{0,15 \cdot 0,6358} = 3,8945 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico C – Ligações flexíveis:

$$\sigma_c = \frac{5,14}{0,15 \cdot 0,6607} = 51,8668 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico C – Ligações rígidas:

$$\sigma_c = \frac{0,38}{0,15 \cdot 0,6607} = 3,8345 \text{ kN/m}^2$$

Segundo Araújo (2014, p.269), a tensão de compressão deve ser menor que a resistência de compressão de cálculo da alvenaria, assim devemos encontrar o valor da resistência a compressão de cálculo da alvenaria dada pelas equações

abaixo. É válido frisar que o vento será considerado como combinação de ação normal, assim, o valor de γ_m será igual a 2 e o valor do coeficiente R é encontrado a partir da fórmula 25.

$$R = 1 - \left(\frac{3}{40,0,15} \right)^3 = 0,875$$

$$f_d = 0,875 \cdot \left(\frac{2,6,0,7}{2} \right) = 0,7962 \text{ MPa}$$

Tabela 18 - Verificação da tensão de compressão com a resistência à compressão nos pórticos A, B e C

Verificação						
	Flexível (Mpa)			Rígido (Mpa)		
	σ	f_d	Verificação	σ	f_d	Verificação
Pórtico A	0,051667	0,7962	Sim	0,003436	0,7962	Sim
Pórtico B	0,052532	0,7962	Sim	0,003895	0,7962	Sim
Pórtico C	0,051867	0,7962	Sim	0,003835	0,7962	Sim

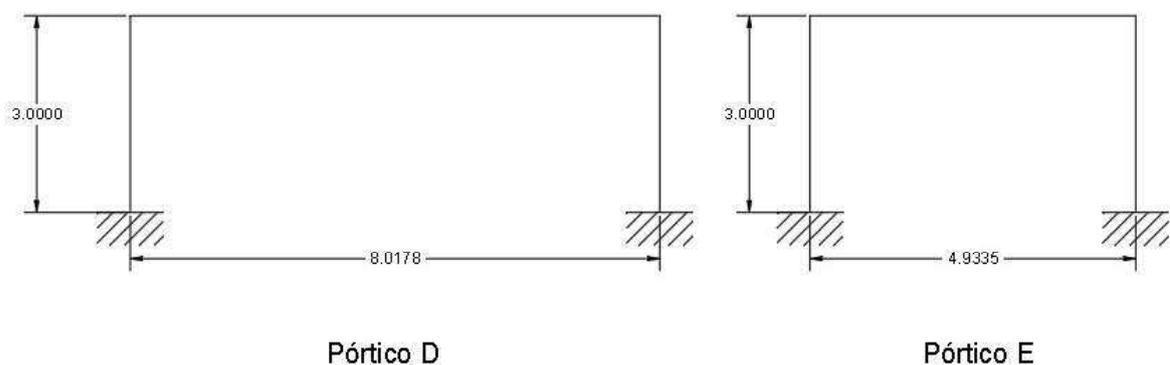
Fonte: Autora (2018)

Na tabela acima temos a comparação entre os valores de tensão de compressão e da resistência à compressão e podemos perceber que em todos os casos a alvenaria aguenta a força de compressão que é aplicada nela, logo, pode ser utilizada nos pórticos da estrutura 1 de forma estrutural.

6.2.3 Pórtico 2

Foi calculado dois pórticos diferentes dentro do pórtico 2 apresentado anteriormente na imagem 18, podemos ver as medidas deles na imagem 25:

Figura 25 - Pórticos internos ao pórtico 2



Fonte: Autora (2018)

6.2.3.1 Valor de w

Da mesma forma que foi encontrado o valor de w no pórtico 1 repetiu-se no pórtico 2, ou seja, a partir do valor da tangente de Θ encontrou-se o próprio valor do ângulo Θ e em seguida, foi possível calcular o valor do seno de Θ , conforme pode-se ver abaixo.

- Pórtico D

$$tg\theta = \frac{3}{8,0178} = 0,3742$$

$$arctang(0,3742) = 0,3580 \text{ rad}$$

$$sen(2\theta) = 0,6564$$

- Pórtico E

$$tg\theta = \frac{3}{4,9335} = 0,6081$$

$$arctang(0,6081) = 0,7863 \text{ rad}$$

$$sen(2\theta) = 0,8879$$

Da mesma forma apresentada anteriormente, com o valor de $sen(2\theta)$ foi possível encontrar o valor de λ_1 e λ_2 de acordo com as equações acima e logo em seguida encontrar o valor de α_1, α_2 e w.

- Pórtico D

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,6564}{4.200000.0,000334.8,0178}} = 0,7411$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{2080.0,15.0,6564}{4.200000.0,000393.3}} = 1,3327$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{0,7411} = 4,2389 \leq 8,0178 \text{ m}$$

Como α_1 é menor que o comprimento l do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 4,2389m.

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2 \cdot (1,3327)} = 1,1786 \leq 3 \text{ m}$$

Como α_2 é menor que a altura h do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 1,1786 m.

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(4,2389)^2 + (1,1786)^2} = 2,1998 \text{ m}$$

- Pórtico E

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2080,0,15,0,8879}{4,200000,0,000334,4,9335}} = 0,7401$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{2080,0,15,0,8876}{4,200000,0,0000393,3}} = 1,7017$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{0,7401} = 4,2244 \leq 4,9335 \text{ m}$$

Como α_1 é menor que o comprimento l do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 4,2244 m.

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2 \cdot (1,7017)} = 0,9231 \leq 3 \text{ m}$$

Como α_2 é menor que a altura h do pórtico, utiliza-se o valor encontrado, assim, 0,9231 m.

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(4,2244)^2 + (0,9231)^2} = 2,1719 \text{ m}$$

De acordo como foi explanado anteriormente, Araújo (2014, p.269) ressalta que é recomendável limitar a largura da biela a 15% do comprimento da diagonal, assim temos:

- Pórtico D

$$2,1998 \leq 0,15 \cdot (8,0178)$$

$$2,1998 \leq 1,2841$$

Logo, utiliza-se $w = 1,2841$ m.

- Pórtico E

$$2,1719 \leq 0,15 \cdot (4,9335)$$

$$2,1719 \leq 0,8661$$

Logo, utiliza-se $w = 0,8661$ m.

6.2.3.2 Verificação quanto a esbeltez

Da mesma forma que foi verificado no pórtico 1, é necessário ser feito no pórtico 2, assim, de acordo com a NBR15812 e a NBR15961, o limite de esbeltez de h/t não pode ultrapassar o valor de 24 para alvenaria não-armada.

$$\frac{3}{0,15} = 20 < 24$$

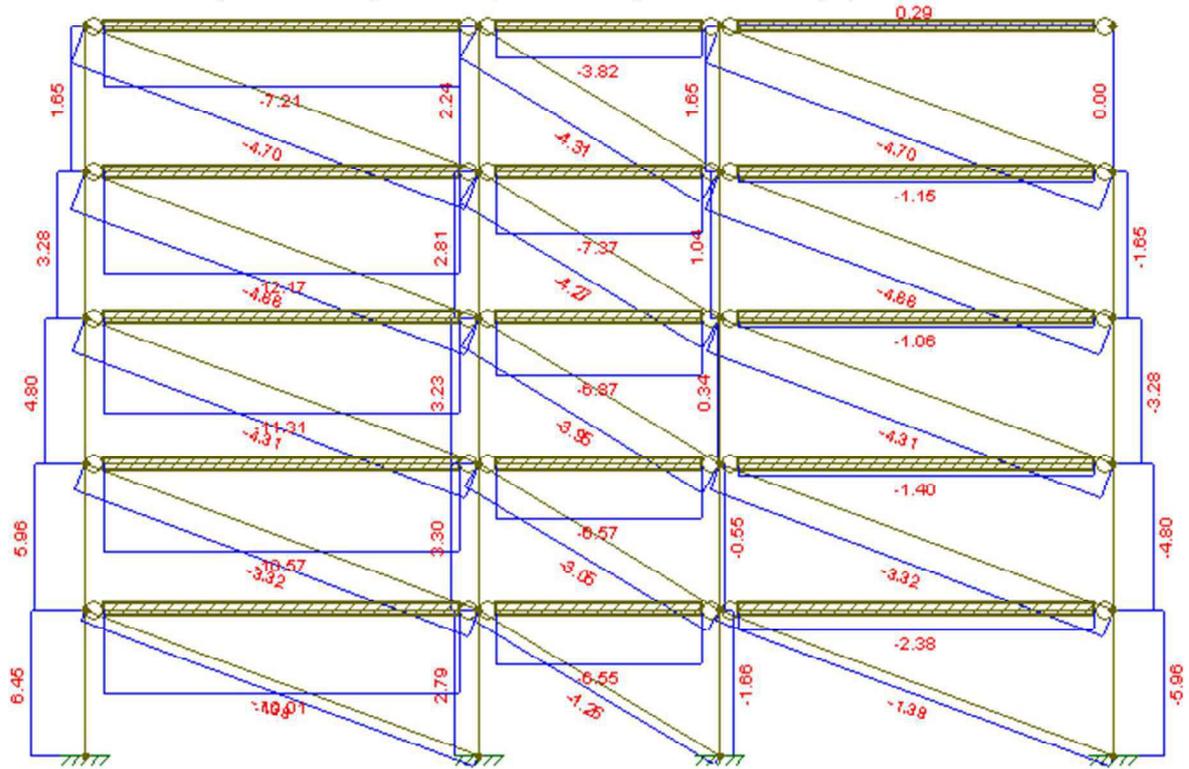
Portanto, o bloco escolhido para ambos os pórticos da estrutura 2 passa no quesito de esbeltez.

6.2.3.3 Verificação quanto a resistência à compressão

Deve-se verificar também para os pórticos da estrutura 2 se a alvenaria irá aguentar a força de compressão solicitada pelo pórtico. Foi retirado os valores de R_c para cada situação (ligações flexíveis e rígidas) da estrutura 2 utilizando o software Ftool e podemos conferir esses valores nas imagens 26 e 27 e na tabela 19.

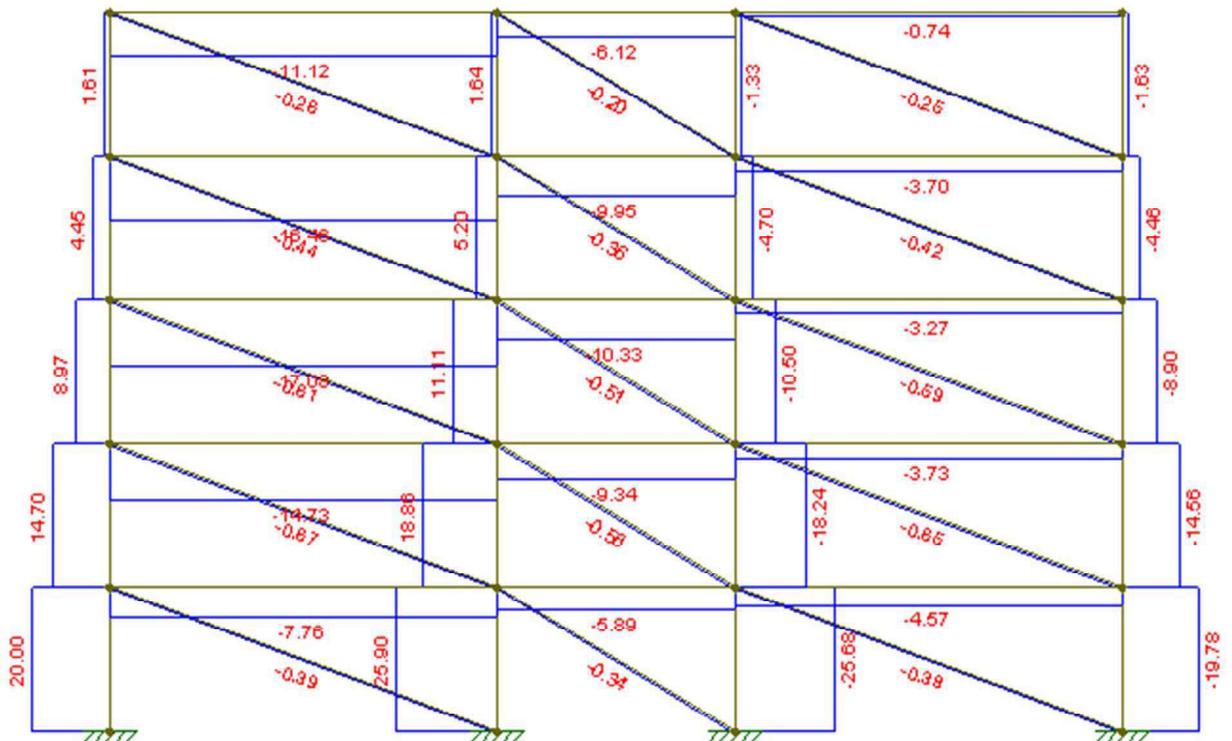
É válido frisar que como forma de simplificar os cálculos apenas foi utilizado o valor de maior compressão para cada pórtico (D e E), por tanto na tabela 19 colocou-se apenas a situação mais desfavorável.

Figura 26 - Força de compressão no pórtico 2 com ligações flexíveis



Fonte: Autora (2018)

Figura 27 - Força de compressão no pórtico 2 com ligações rígidas



Fonte: Autora (2018)

Tabela 19 - Força de compressão na diagonal (Rc)

Rc do Pórtico 2		
	Flexível (kN)	Rígido (kN)
Pórtico D	4,88	0,67
Pórtico E	4,31	0,58

Fonte: Autora (2018)

Com o valor de Rc foi possível encontrar a tensão de compressão a partir da equação x, apresentada pro Araújo (2014, p.269).

- Pórtico D – Ligações flexíveis:

$$\sigma_c = \frac{4,88}{0,15 \cdot 1,2841} = 25,3355 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico D – Ligações rígidas:

$$\sigma_c = \frac{0,67}{0,15 \cdot 1,2841} = 3,4784 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico E – Ligações flexíveis:

$$\sigma_c = \frac{4,31}{0,15 \cdot 0,8661} = 33,1755 \text{ kN/m}^2$$

- Pórtico E – Ligações rígidas:

$$\sigma_c = \frac{0,58}{0,15 \cdot 0,8661} = 4,4644 \text{ kN/m}^2$$

Segundo Araújo (2014, p.269), a tensão de compressão deve ser menor que a resistência de compressão de cálculo da alvenaria, assim devemos encontrar o valor da resistência a compressão de cálculo da alvenaria dada pelas equações abaixo. É válido frisar que o vento será considerado como combinação de ação normal assim o valor de γ_m será igual a 2 e o valor do coeficiente R é encontrado a partir da fórmula 25.

$$R = 1 - \left(\frac{3}{40 \cdot 0,15} \right)^3 = 0,875$$

$$f_d = 0,875 \cdot \left(\frac{2,6 \cdot 0,7}{2} \right) = 0,7962 \text{ MPa}$$

Tabela 20 - Verificação da tensão de compressão com a resistência à compressão nos pórticos D e E

Verificação						
	Flexível (Mpa)			Rígido (Mpa)		
	σ	fd	Verificação	σ	fd	Verificação
Pórtico D	0,025336	0,7962	Sim	0,003478	0,7962	Sim
Pórtico E	0,033175	0,7962	Sim	0,004644	0,7962	Sim

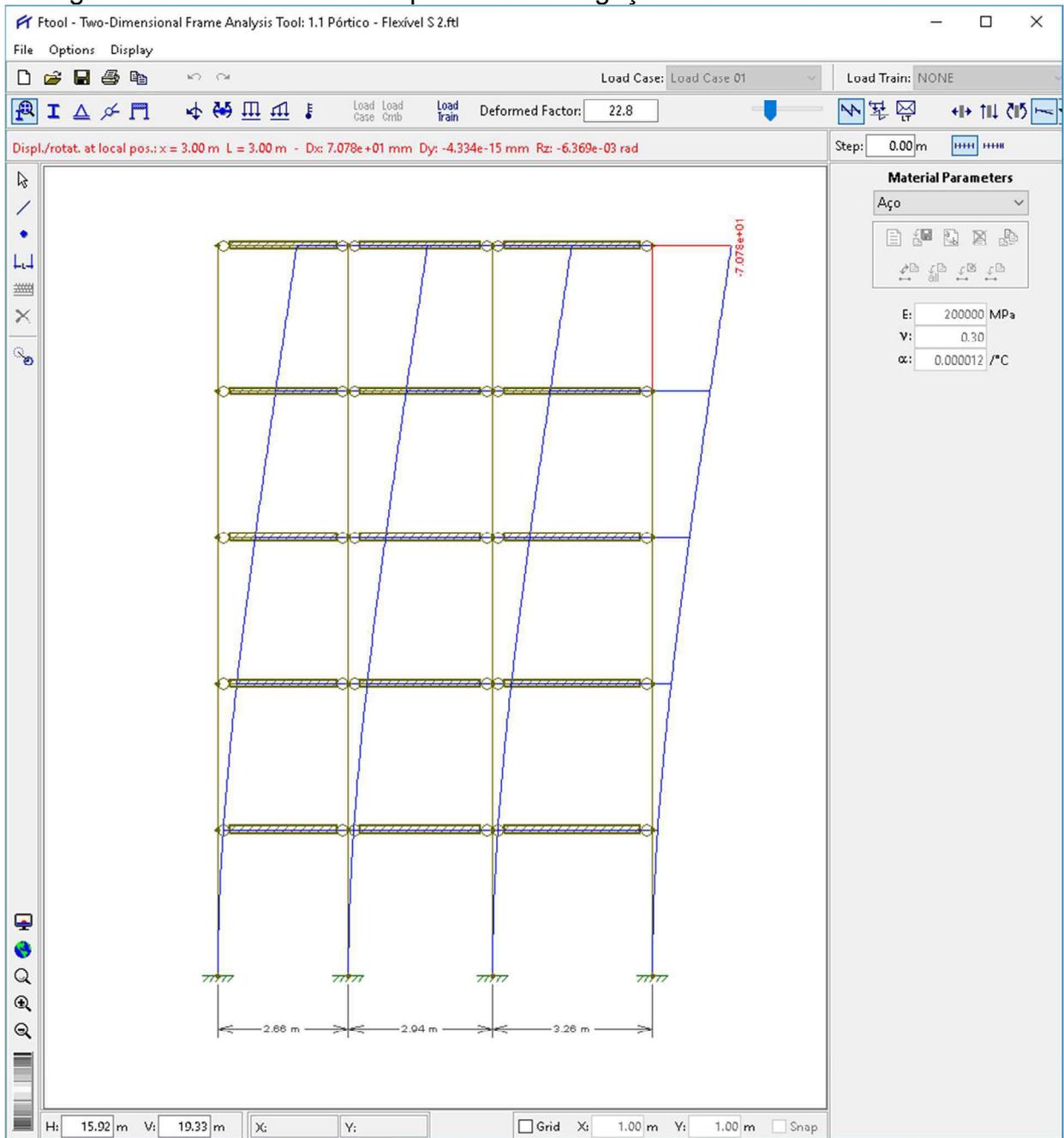
Fonte: Autora (2018)

Na tabela acima temos a comparação entre os valores de tensão de compressão e da resistência à compressão e podemos perceber que em todos os casos a alvenaria aguenta a força de compressão que é aplicada nela, logo, pode ser utilizada nos pórticos internos do pórtico 2 de forma estrutural.

7 RESULTADOS

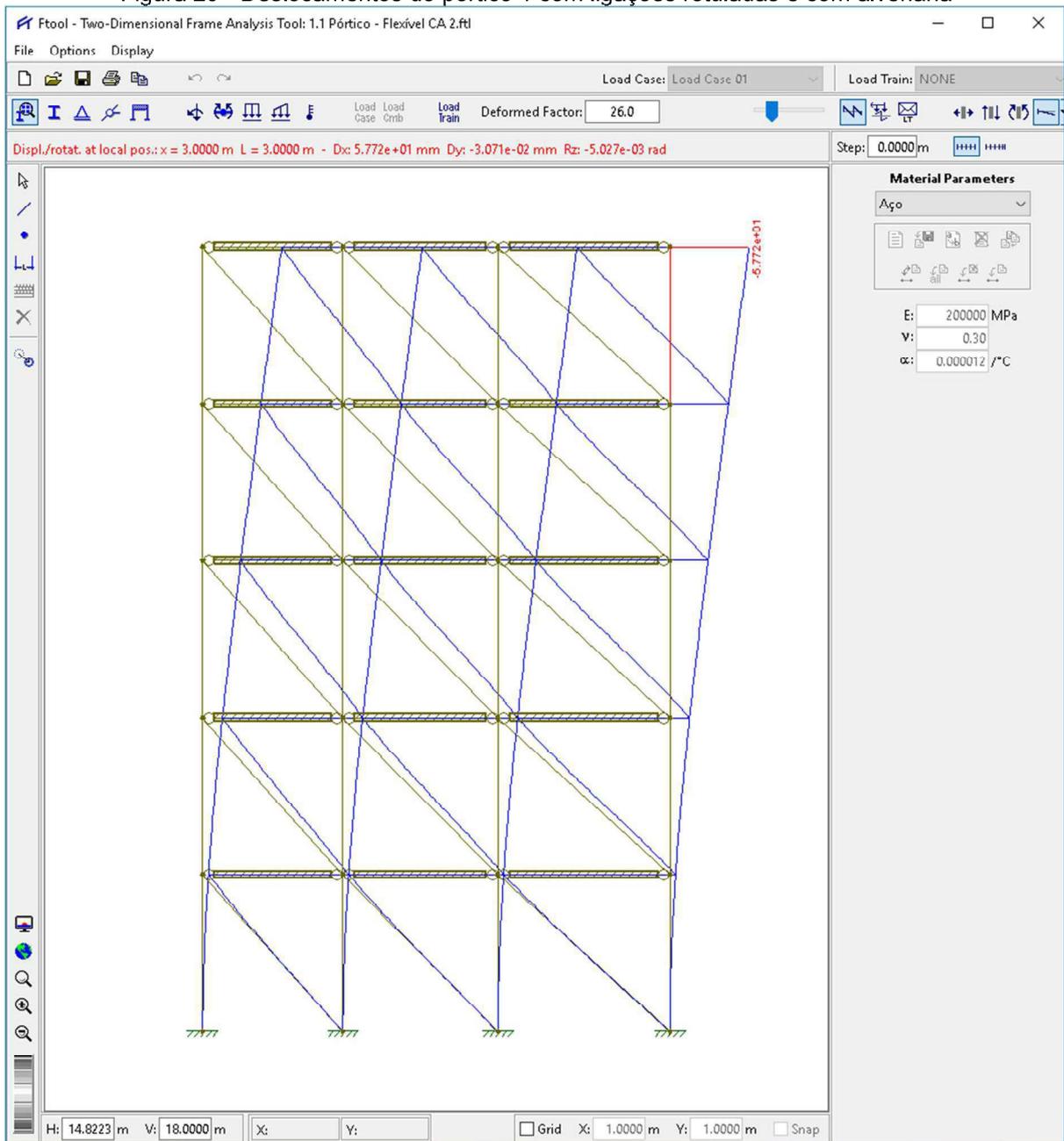
Após a caracterização do modelo foi lançado os pórticos no software Ftool, conforme as figuras 28,29,30,31,32,33,34, e 35, e dessa vez foi retirado os resultados dos deslocamentos com uso da alvenaria de forma estrutural (diagonal comprimida equivalente) e sem ela.

Figura 28 - Deslocamento do pórtico 1 com ligações rotuladas e sem alvenaria



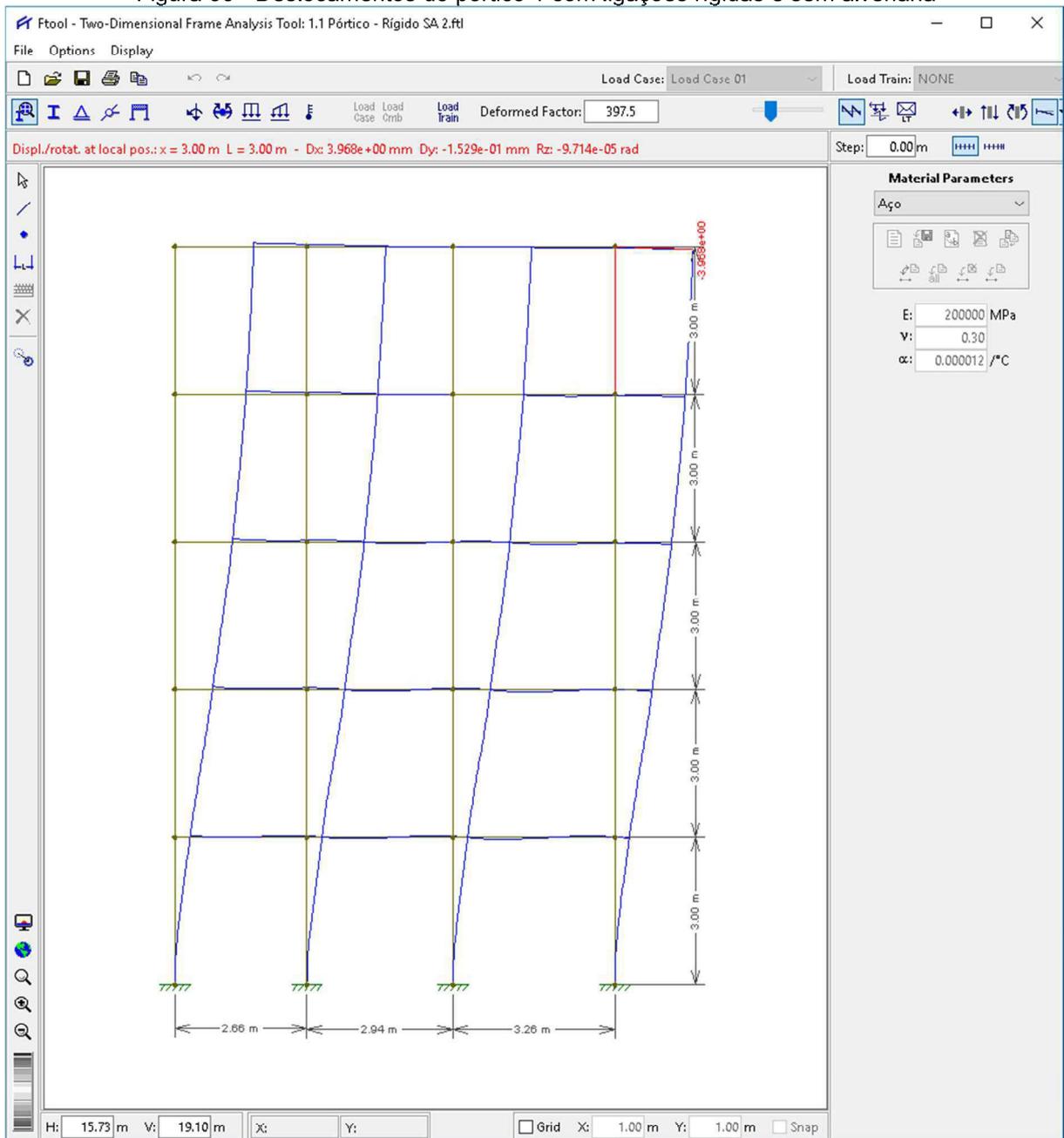
Fonte: Autora (2018)

Figura 29 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rotuladas e com alvenaria



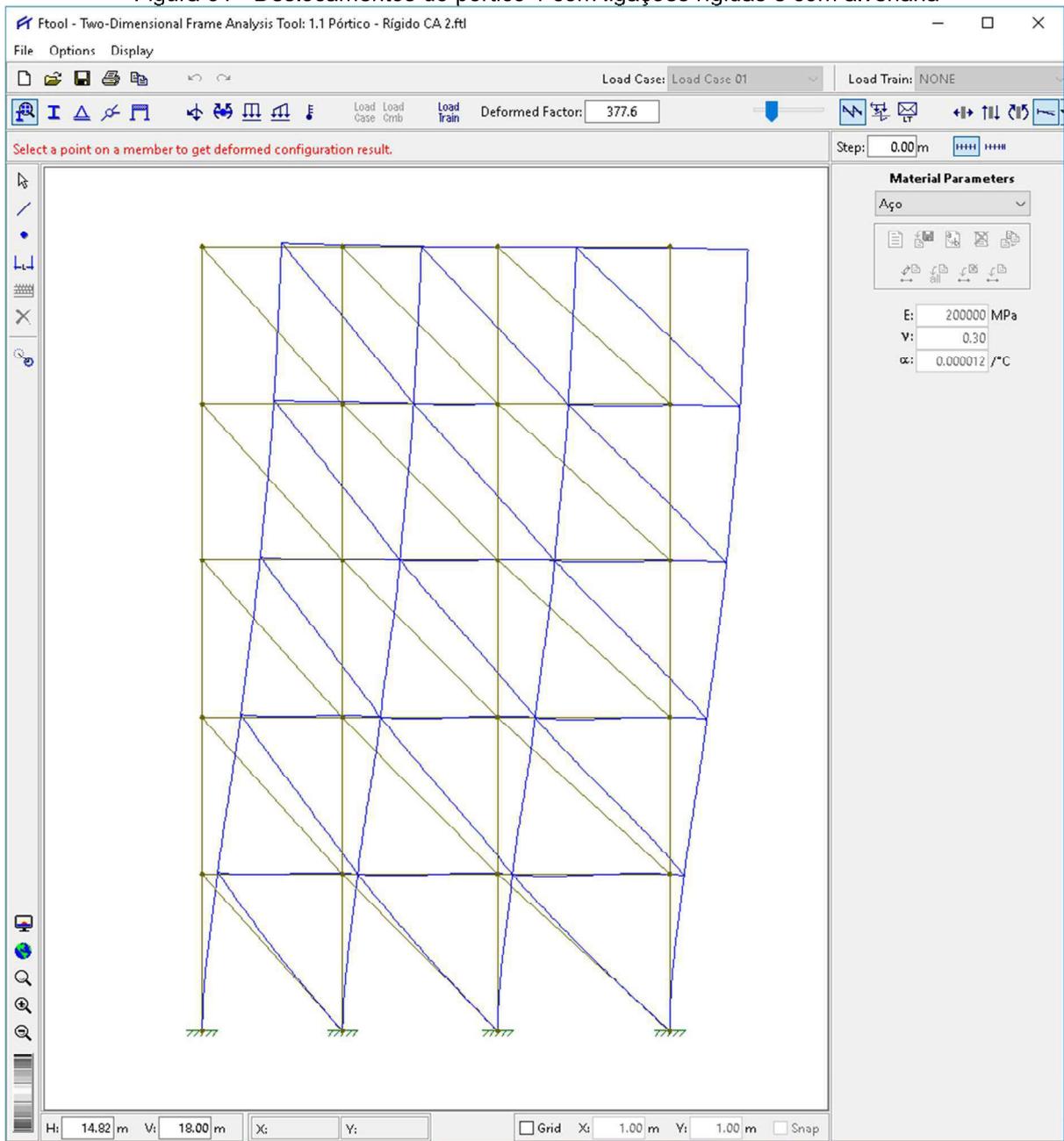
Fonte: Autora (2018)

Figura 30 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rígidas e sem alvenaria



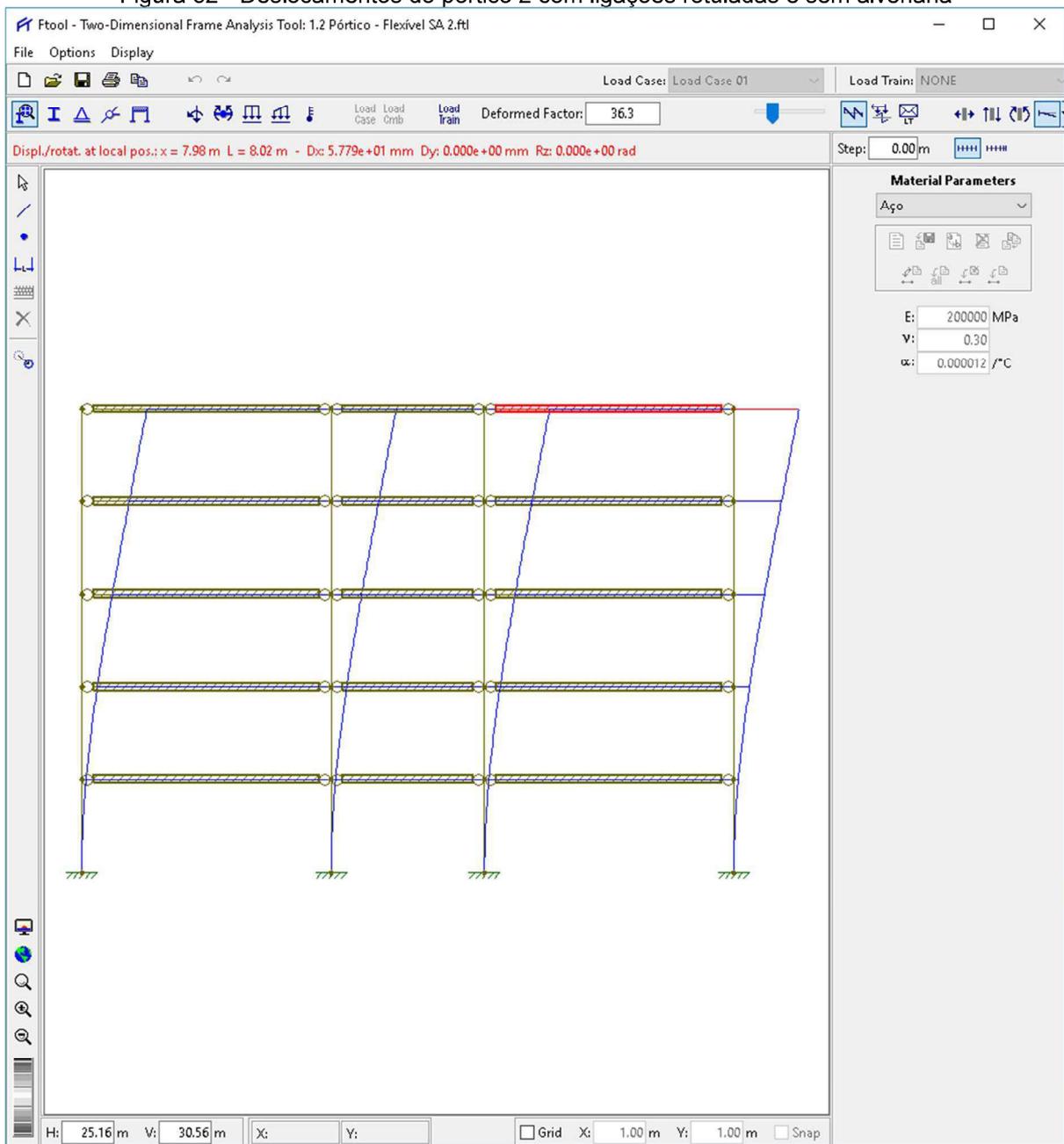
Fonte: Autora (2018)

Figura 31 - Deslocamentos do pórtico 1 com ligações rígidas e com alvenaria



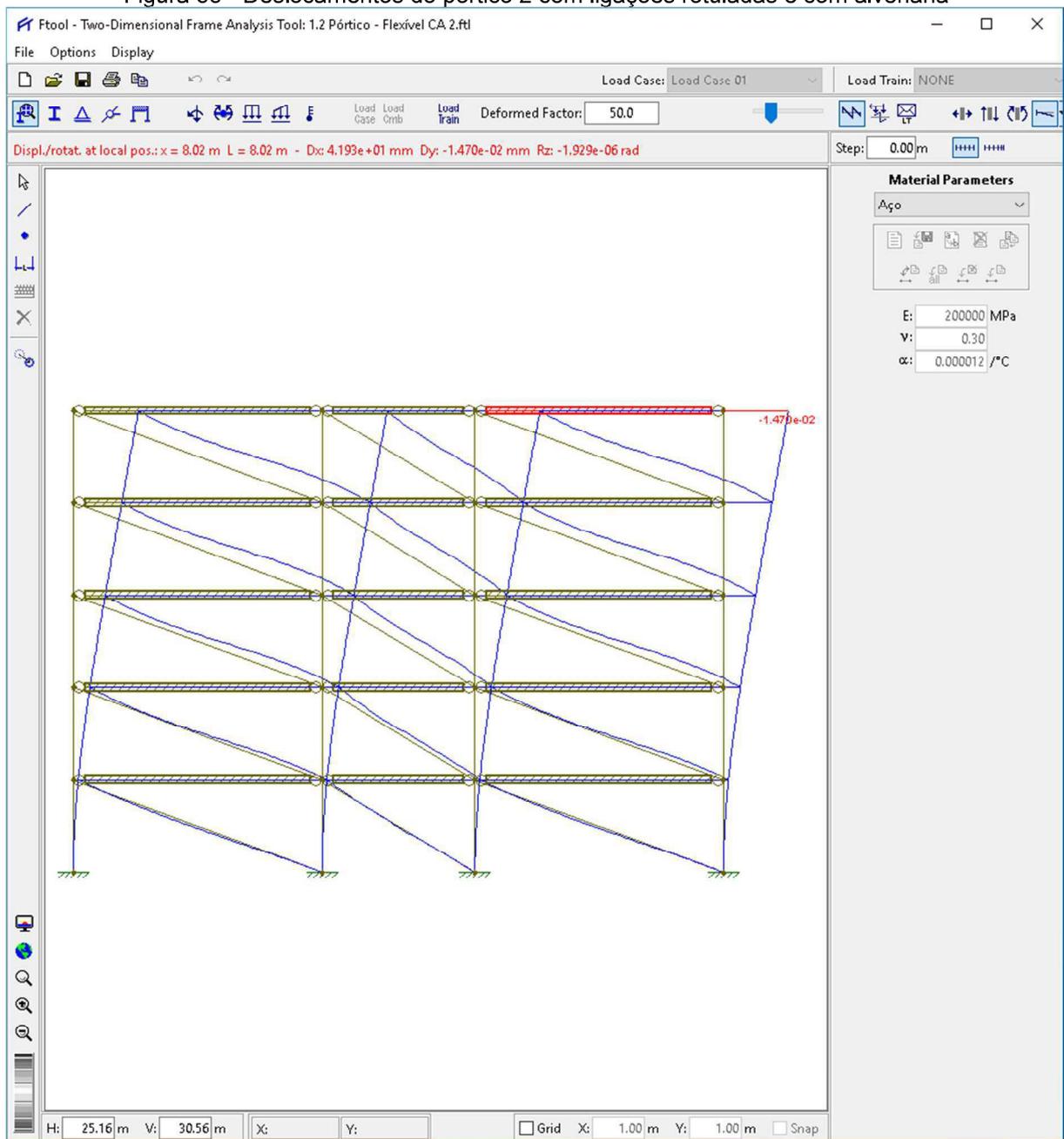
Fonte: Autora (2018)

Figura 32 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rotuladas e sem alvenaria



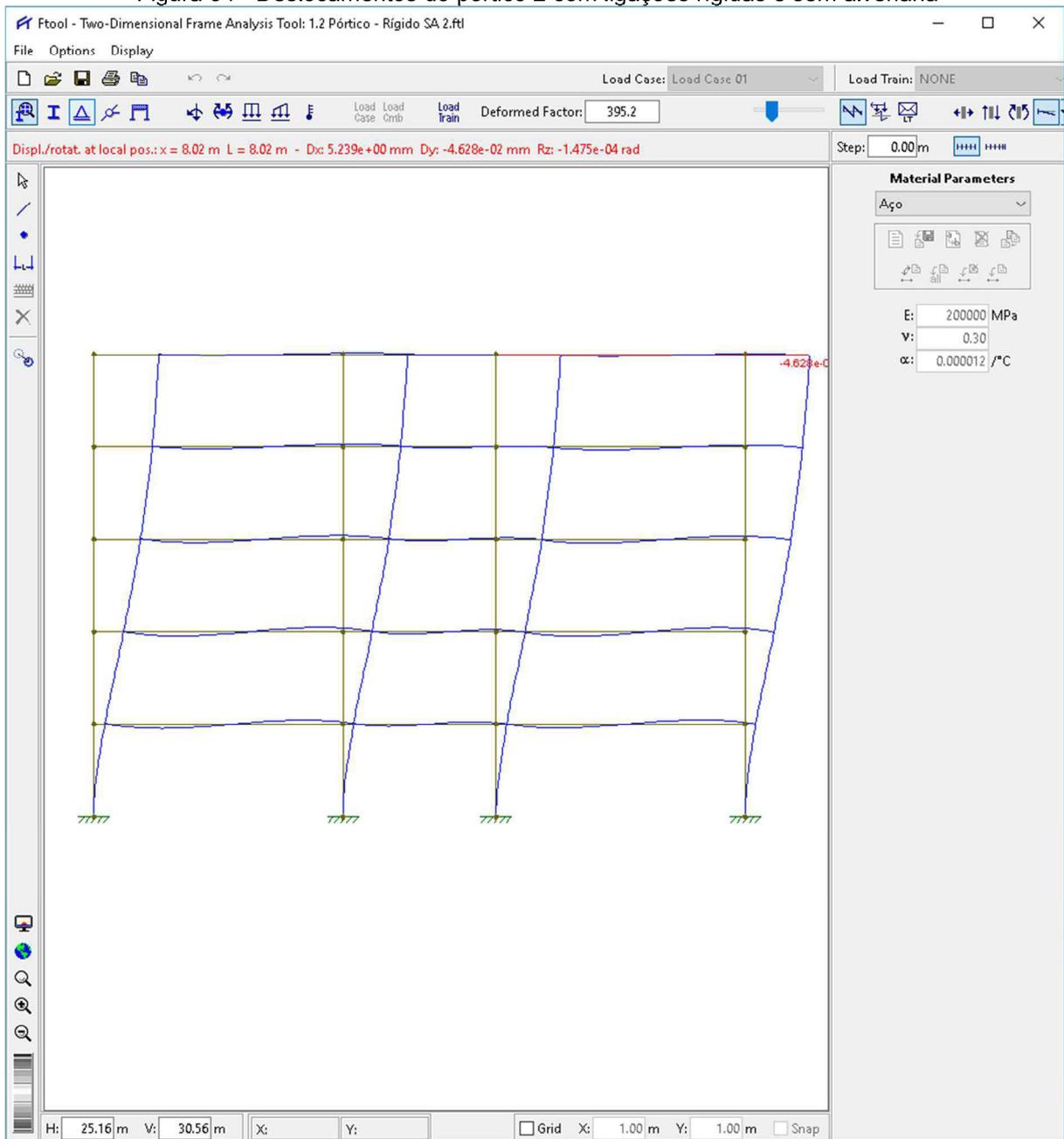
Fonte: Autora (2018)

Figura 33 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rotuladas e com alvenaria



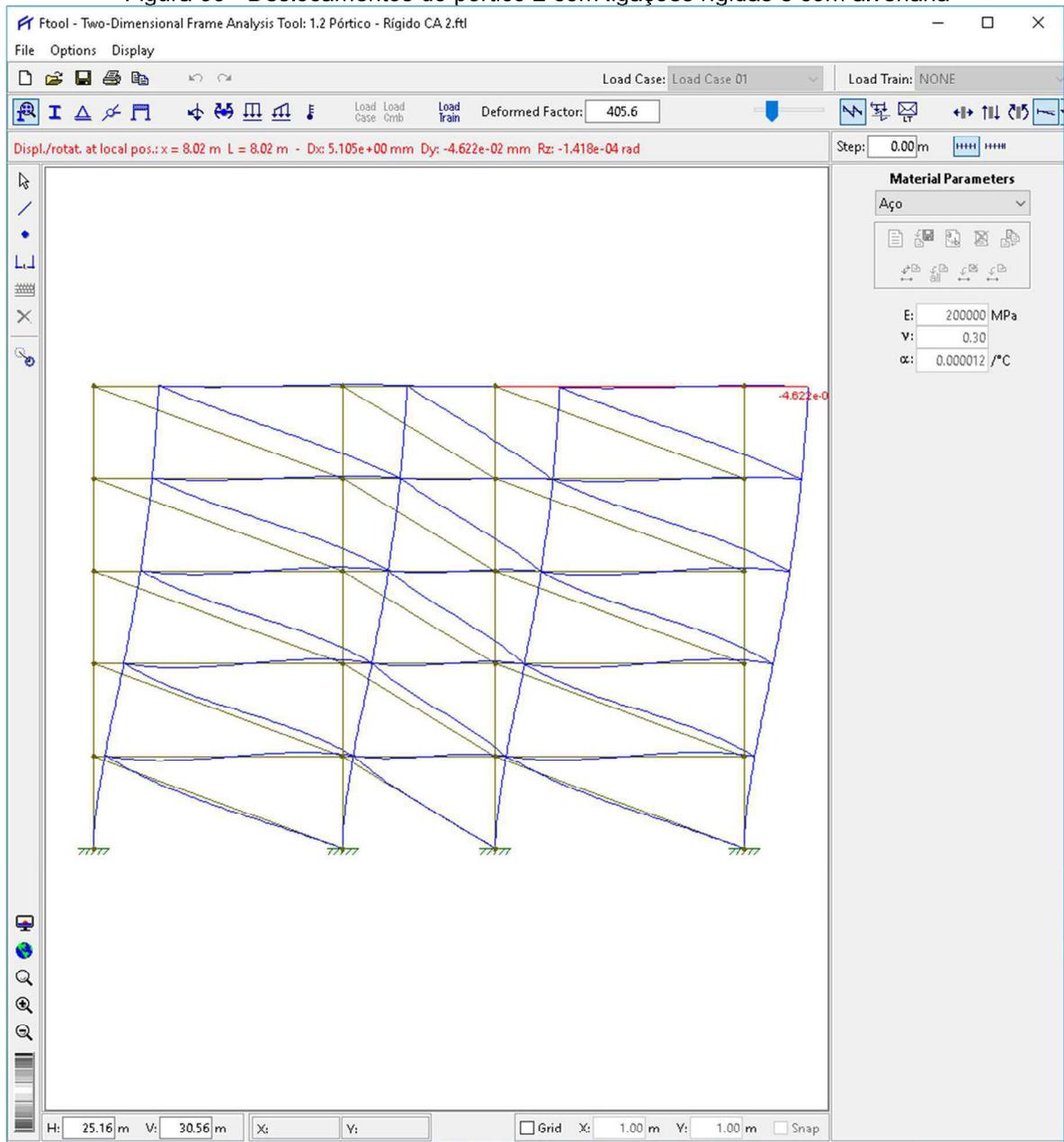
Fonte: Autora (2018)

Figura 34 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rígidas e sem alvenaria



Fonte: Autora (2018)

Figura 35 - Deslocamentos do pórtico 2 com ligações rígidas e com alvenaria



Fonte: Autora (2018)

Figura 36 - Comparativo entre os maiores deslocamentos

	Deslocamentos			
	Ligações Flexíveis/Rotuladas		Ligações Rígidas	
	Sem Alvenaria	Com Alvenaria	Sem Alvenaria	Com Alvenaria
Pórtico 1	7,078 cm	5,772 cm	0,3967	0,3937 cm
Pórtico 2	5,779 cm	4,193 cm	0,5239	0,5105 cm

Fonte: Autora (2018)

Todos os modelos estudados tiveram uma diminuição de deslocamento ao ser inserido a alvenaria como parte integrante da estabilidade da estrutura, sendo no pórtico com ligações rotuladas a maior influência dos blocos de alvenaria nessa diminuição, já que no pórtico 1 houve uma diminuição de 18,45% e no pórtico 2 houve uma diminuição de 27,44% ao ser utilizado a alvenaria estrutural. É válido frisar que nos pórticos de ligações rígidas a diminuição não foi tão expressiva (0,76% de diminuição no pórtico 1 e 2,56% no pórtico 2), porém, ainda assim a alvenaria contribuiu para a estabilidade da estrutura.

8 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

8.1 Conclusão

O presente trabalho demonstrou a eficiência quanto a estabilidade no uso da alvenaria estrutural em pórticos metálicos apresentando a carga do vento como força horizontal que proporciona esse deslocamento.

Percebeu-se que a alvenaria como elemento estrutural possui uma maior influência no pórtico com ligações rotuladas a partir do momento em que ela auxilia no travamento horizontal da estrutura, dificultando o seu deslocamento ao ser aplicado uma força. Entretanto, nos pórticos rígidos, esse travamento já ocorre pela própria característica da ligação. Logo, a alvenaria estrutural é apenas uma adição, gerando menos impacto no seu deslocamento, mas ainda assim contribuindo para sua diminuição.

É válido frisar que tendo em vista os resultados obtidos neste trabalho, a melhor opção são os pórticos rígidos preenchidos com alvenaria em se tratando apenas de estabilidade, porém, a estrutura apertada rotulada possui uma montagem mais rápida e uma estrutura mais leve. Desta forma, a inserção da alvenaria em tal estrutura traz uma estabilidade a mais para o que seria uma desvantagem, quando comparada as estruturas de ligações rígidas, favorecendo sua escolha na construção de uma edificação.

Ao longo do trabalho foram feitas simplificações nos cálculos para a melhor apresentação do conteúdo, sendo utilizados valores máximos da força de compressão para os cálculos, representando a pior situação, além da utilização da menor inércia do pilar independente de sua posição nos pórticos, também pelo mesmo motivo.

8.2 Sugestões para futuros trabalhos

Apesar das simplificações não atrapalharem a análise geral do efeito da alvenaria na estrutura, a autora sugere que, para futuros trabalhos, a análise seja realizada de uma forma mais detalhada nesses quesitos.

Sugere-se também analisar a influência da alvenaria em pórticos semirrígidos, para que seja comparado aos outros dois tipos analisados nesse trabalho.

Por fim, pode-se também considerar diversos tipos de blocos de alvenaria a fim de comparar a diminuição do deslocamento na estrutura metálica para cada um deles.

REFERÊNCIAS

- ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002
- ARAÚJO, D. L.; FERREIRA, A. F.; DEBE, M. K. El. **Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado: influência da plastificação da ligação.** Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, No. 2, p.85-102, MAIO/AGO., 2006.
- ARAÚJO, J. M. **Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, No 15, p.41-53, Abril, 2010.
- ARAÚJO, J. M. **Método simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado.** Artigo publicado na Revista do IBRACON, No. 27, p.3-12, São Paulo, Nov./Dez., 2001.
- ARAÚJO, J. M. de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado.** Dunas, Rio Grande, 2014, 3.ed.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812:** Alvenaria Estrutural. Blocos cerâmicos. Projeto, execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961:** Alvenaria Estrutural. Blocos de concreto. Projeto, execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8215**: Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro, 1983.

BELLEI, I H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. Editora PINI, São Paulo, 2008.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. Editora Pini, São Paulo, 2009.

DIAS, R. A.de. **Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando a alvenaria de vedação**. Tese (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Pernambuco, 2009.

FONSECA, G. M. da. **Aspectos relativos à contribuição dos painéis de alvenaria em edifícios altos**. Artigo publicado em Engenharia Civil UM, No 6, 1997.

FREITAS, J et al. **Influência da espessura da argamassa de assentamento na resistência à compressão axial de prismas de blocos cerâmicos**. 54° Congresso Brasileiro do Concreto. Outubro 2012, Alagoas, Brasil.

GARCIA, P. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GARCIA, P.; RAMALHO, M. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2007.

GOUVEIA, J. P. M. **Comportamento de estruturas de alvenaria po aplicação de acções de compressão**. Tese (Mestre) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2000.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. Pearson Prentice Hall, São Paulo, 2010.

JÚNIOR, A.C.J. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas**. Tese (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

JUSTE, A.; CORRÊA, M. **Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetidas a esforços de compressão**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2005.

LINS, F. F. V. **Contribuições à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

MADIA, F. C. A. R.; PARSEKIAN, G. A. **Alvenaria estrutural de preenchimento em pórticos de contraventamento – Comparação entre modelos para projeto**. Artigo publicado no XIII ENTAC, 2010.

MOREIRA, L. **Modelagem de pórticos de concreto armado para a análise da contribuição da alvenaria de vedação na rigidez da estrutura**. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Santa Maria, 2015.

NETO, M. M. **Estabilidade de edifícios de concreto pré-moldado com ligações semirrígidas**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas e Construção) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

PASKIEVISKI, A; GUGLIELMI, E. **Influência da resistência da argamassa de assentamento na compressão axial de prismas de blocos cerâmicos estrutural**. Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), 2015.

REIS, L. C. et al. **Estabilidade global de pórticos preenchidos com alvenaria**. 60º Congresso Brasileiro do Concreto. Setembro 2018, Paraná, Brasil.

SILVA, A. F. **Avaliação da resistência à compressão da alvenaria estrutural**. Tese (Mestre em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2007.

SILVA, F. A. N. Contribuição ao entendimento do comportamento estrutural de paredes de contraventamento de alvenaria não armada dotadas de aberturas submetidas a carregamento lateral. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

SILVA, R. L. e. Avaliação de pórticos planos de aço considerado a contribuição da alvenaria pelo modelo de bielas e tirantes. Tese (Mestre) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

ANEXOS