

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL**  
**ÁREA DO CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

**JEFERSON CARVALHO AYRES**

**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO EM PAREDES DE  
ALVENARIA ESTRUTURAL NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE  
CONCRETO ARMADO**

**BENTO GONÇALVES**

**2021**

**JEFERSON CARVALHO AYRES**

**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO EM PAREDES DE  
ALVENARIA ESTRUTURAL NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE  
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Engenharia  
Civil, da Universidade de Caxias do Sul  
como requisito parcial para a obtenção  
do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Gustavo Ribeiro  
da Silva

**BENTO GONÇALVES**

**2021**

**JEFERSON CARVALHO AYRES**

**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO EM PAREDES DE  
ALVENARIA ESTRUTURAL NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE  
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Engenharia  
Civil, da Universidade de Caxias do Sul  
como requisito parcial para a obtenção  
do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Gustavo Ribeiro  
da Silva

**Aprovado em 30/06/2021**

**Banca examinadora**

---

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Me. Luciano Zatti  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Esp. Sergio Paulo da Silva Pacheco  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

## RESUMO

AYRES, Jeferson Carvalho. **Estudo sobre a influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural no dimensionamento de vigas de concreto armado.** Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul, Área de conhecimento das Exatas e Engenharia, Bento Gonçalves, 2021.

Tendo em vista que o sistema de alvenaria estrutural tem apresentado uma significativa presença no mercado da construção civil brasileiro e que na grande maioria dos casos, a edificação em alvenaria estrutural será suportada por vigas de transição em concreto armado para atendimento das demandas de utilização do prédio, o presente trabalho visa buscar subsídios técnicos para um dimensionamento mais coerente, analisado os principais aspectos resultantes dessa interação entre esses dois sistemas estruturais contemplando os parâmetros de análise do efeito arco, pelo método de rigidez relativa, em diferentes situações de projeto. Os modelos foram analisados em duas situações de carregamento variando o comprimento do conjunto parede/viga, sem a consideração das condições de contorno dos elementos. Os resultados obtidos, apresentam aspectos muito importantes a serem considerados no dimensionamento das estruturas de transição, bem como na própria alvenaria, visto que as variações no direcionamento das tensões alteram o comportamento dos dois elementos. Os momentos fletores máximos atuantes nas vigas considerando o efeito arco são quase dez vezes menores do que os momentos resultantes aplicando os métodos tradicionais de dimensionamento de vigas de concreto armado, resultando numa significativa redução da área de aço necessária, mas de contraponto as paredes de alvenaria acabam sendo mais solicitadas na absorção dos esforços do sistema, devendo ser redimensionadas para a maior segurança e coerência da redistribuição das tensões.

**Palavras-chave:** Alvenaria estrutural. Efeito arco. Vigas de concreto armado.

## ABSTRACT

AYRES, Jeferson Carvalho. **Study on the influence of the arch effect in structural masonry walls in the design of reinforced concrete beams.** Course completion work (Graduate in Civil Engineering) – University of Caxias do Sul, Exact Science and Engineering, Bento Gonçalves/RS, 2021.

Considering that the structural masonry system has shown a significant presence in the Brazilian civil construction market and that in most cases, the structural masonry building will be supported by transitional beams in reinforced concrete to meet the demands of building use, the present work aims to seek technical subsidies for a more coherent design, analyzing the main aspects resulting from this interaction between these two structural systems, considering the parameters for analyzing the arc effect, by the relative stiffness method, in different design situations. The models were analyzed in two loading situations, varying the length of the wall/beam set, without considering the boundary conditions of the elements. The results obtained present very important aspects to be considered in the design of transition structures, as well as in the masonry itself, since variations in the direction of stresses change the behavior of the two elements. The maximum bending moments acting on the beams considering the arc effect are almost ten times smaller than the moments resulting from the traditional methods of designing reinforced concrete beams, resulting in a significant reduction in the steel area needed, but counterpointing the masonry walls they end up being more requested in the absorption of the system's efforts, and should be resized for greater security and coherence in the redistribution of tensions.

**Keywords:** Structural masonry. Arc effect. Reinforced concrete beams.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma de delineamento da pesquisa.....	11
Figura 2 – Pirâmides de Gizé, Egito.....	13
Figura 3 – Coliseu de Roma, Itália.....	13
Figura 4 – Bloco de concreto.....	15
Figura 5 – Alvenaria estrutural fiada intermediária.....	17
Figura 6 – Modulação horizontal.....	19
Figura 7 – Modulação de piso a teto.....	19
Figura 8 – Prisma de dois blocos.....	20
Figura 9 – Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria.....	22
Figura 10 – Dispersão de ações verticais.....	24
Figura 11 – Distribuição das cargas do vento.....	25
Figura 12 – Deslocamento horizontal de paredes de contraventamento.....	26
Figura 13 – Imperfeições geométricas globais.....	27
Figura 14 – Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis.....	29
Figura 15 – Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos.....	30
Figura 16 – Tensões verticais de tração na interface parede-viga.....	30
Figura 17 – Esforços na viga.....	31
Figura 18 – Distribuição de tensões do sistema viga-parede.....	31
Figura 19 – Distribuição das tensões verticais.....	34
Figura 20 – Variação de $\alpha$ , $\beta$ e $\gamma$ com $H/L$ .....	35
Figura 21 – Variação da força axial $T$ na viga com a rigidez axial $K$ .....	37
Figura 22 – Distribuição dos esforços na interface parede/viga.....	38
Figura 23 – Porção da parede com formação do efeito arco.....	41
Figura 24 – Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto.....	43
Figura 25 – Diagrama tensão-deformação idealizado para aços de armaduras passivas.....	44
Figura 26 – Diagramas de esforços resistentes e esforços solicitantes em seção de concreto armado.....	46
Figura 27 – Domínios na flexão simples.....	49
Figura 28 – Armadura simples em seção retangular.....	49
Figura 29 – Diagrama retangular para concreto.....	50

Figura 30 – Profundidade limite para a linha neutra garantindo a ductibilidade	51
Figura 31 – Seção retangular com armadura dupla .....	52
Figura 32 – Deformações e resultantes das tensões na seção.....	52
Figura 33 – Situação 1 .....	57
Figura 34 – Situação 2 .....	58
Figura 35 – Geometria das lajes .....	62
Figura 36 – Linhas de ruptura de lajes engastadas em todas as bordas .....	63
Figura 37 – Elevação das paredes.....	64
Figura 38 – Características do sistema .....	68
Figura 39 – Distribuição do carregamento e diagrama de momento fletor.....	69
Figura 40 – Tensões na alvenaria .....	71
Figura 41 – Diagrama de momento fletor considerando o efeito arco.....	72
Figura 42 – Áreas de aço nas vigas .....	76

## L ISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores máximos para o índice de esbeltez .....	20
Quadro 2 – Coeficientes $\lambda$ e $r$ correlacionados à rigidez relativa à flexão (R)	39
Quadro 3 – Coeficientes $\lambda$ e $\alpha_c$ .....	44
Quadro 4 – Coeficientes de ponderação das resistências do concreto e aço.	45
Quadro 5 – Tensão $\sigma'_{cd}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) na armadura de compressão .....	53
Quadro 6 – Parâmetros adotados .....	61
Quadro 7 – Parâmetros adotados para o dimensionamento das vigas .....	69

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de $\xi_{lim}$ e $\mu_{lim}$ sem redistribuição dos esforços .....	51
Tabela 2 – Taxas mínimas de armadura de tração .....	55
Tabela 3 – Matriz de análise .....	59
Tabela 4 – Carregamentos nas lajes .....	63
Tabela 5 – Reações de apoio das lajes .....	64
Tabela 6 – Peso dos materiais da parede .....	65
Tabela 7 – Peso próprio das paredes .....	65
Tabela 8 – Carregamentos em 10 pavimentos .....	65
Tabela 9 – Carregamentos em 14 pavimentos .....	66
Tabela 10 – Resistência à compressão solicitante .....	67
Tabela 11 – Resistência à compressão solicitante .....	67
Tabela 12 – Resistência característica do bloco na situação 1 .....	67
Tabela 13 – Resistência característica do bloco na situação 2 .....	68
Tabela 14 – Áreas de aço calculadas para carga de 10 pavimentos .....	70
Tabela 15 – Áreas de aço calculadas para carga de 14 pavimentos .....	70
Tabela 16 – Tensões na alvenaria .....	71
Tabela 17 – Tensões na alvenaria .....	72
Tabela 18 – Momentos máximos nas vigas .....	73
Tabela 19 – Área de aço das vigas para situação 1 .....	73
Tabela 20 – Área de aço das vigas para situação 2 .....	74
Tabela 21 – Redimensionamento dos blocos para a situação 1 .....	74
Tabela 22 – Redimensionamento dos blocos para a situação 2 .....	74
Tabela 23 – Resultados dos dimensionamentos das vigas .....	75

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>7</b>
1.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	9
1.2 OBJETIVOS .....	9
<b>1.2.1 Objetivo Geral</b> .....	<b>9</b>
<b>1.2.2 Objetivos Específicos</b> .....	<b>9</b>
1.3 HIPÓTESE .....	10
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	10
1.5 DELINEAMENTO .....	10
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>12</b>
2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL .....	12
<b>2.1.1 Contexto histórico</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.2 Alvenaria estrutural no mercado brasileiro</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1.3 Componentes da alvenaria estrutural</b> .....	<b>15</b>
2.1.3.1 Blocos.....	15
2.1.3.2 Argamassa de assentamento.....	16
2.1.3.3 Graute .....	16
2.1.3.4 Armadura.....	16
<b>2.1.4 Parâmetros de projeto</b> .....	<b>18</b>
2.1.4.1 Conceito de modulação.....	18
2.1.4.2 Resistência à compressão simples .....	19
2.2 CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA AS ALVENARIAS.....	22
<b>2.2.1 Ações</b> .....	<b>23</b>
2.2.1.1 Ações Verticais.....	23
2.2.1.2 Pré-dimensionamento das lajes .....	24

2.2.1.3 Dispersão das ações verticais .....	24
2.2.1.3 Ações horizontais .....	25
2.2.1.4 Cargas devidas ao vento .....	26
2.2.1.5 Imperfeições geométricas globais – desaprumo .....	27
2.3 EFEITO ARCO .....	28
<b>2.3.1 Alvenaria estrutural e pavimentos de transição .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2 Ação conjunta parede-viga.....</b>	<b>29</b>
<b>2.3.3 Avaliação do efeito arco .....</b>	<b>32</b>
<b>2.3.4 Método da rigidez relativa .....</b>	<b>32</b>
2.3.4.1 Parâmetros da Rigidez relativa .....	32
2.3.4.2 Força axial máxima na viga.....	36
2.3.4.3 Comprimento da superfície de contato.....	38
2.3.4.4 Momento máximo considerando o efeito arco.....	39
2.3.4.5 Momento fletor central.....	40
<b>2.3.5 Confiabilidade do método da rigidez relativa para avaliação do efeito arco .....</b>	<b>40</b>
<b>2.3.6 Altura da parede e o efeito arco.....</b>	<b>41</b>
2.4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	42
<b>2.4.1 Estados limites .....</b>	<b>42</b>
<b>2.4.2 Resistência do concreto .....</b>	<b>44</b>
<b>2.4.3 Resistência do aço .....</b>	<b>45</b>
<b>2.4.4 Resistência a flexão .....</b>	<b>47</b>
<b>2.4.5 Dimensionamento de vigas à flexão simples conforme Araújo (2010).....</b>	<b>48</b>
<b>2.4.6 Taxas de armaduras mínimas .....</b>	<b>54</b>
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>56</b>

3.1 OBJETO DE ESTUDO .....	56
<b>3.1.1 Considerações de carregamento .....</b>	<b>56</b>
<b>3.1.2 Matriz de análise.....</b>	<b>58</b>
<b>3.1.3 Dimensionamento das paredes de alvenaria.....</b>	<b>59</b>
<b>3.1.4 Dimensionamento das vigas de concreto armado.....</b>	<b>59</b>
<b>3.1.5 Análise do efeito arco .....</b>	<b>60</b>
<b>4 DIMENSIONAMENTOS E RESULTADOS .....</b>	<b>61</b>
4.1 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES .....	61
<b>4.1.1 Cargas provenientes das lajes.....</b>	<b>61</b>
4.1.1.1 Carregamento nas lajes .....	62
4.1.1.2 Reação das lajes sobre as paredes .....	63
<b>4.1.2 Peso próprio das paredes estruturais .....</b>	<b>64</b>
<b>4.1.3 Carregamento vertical.....</b>	<b>65</b>
4.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM A CONSIDERAÇÃO DO EFEITO ARCO .....	68
4.3 EFEITO ARCO PELO MÉTODO DA RIGIDEZ RELATIVA .....	70
<b>4.3.1 Tensões na alvenaria .....</b>	<b>71</b>
<b>4.3.1 Momento máximo nas vigas considerando o efeito arco .....</b>	<b>72</b>
<b>4.3.1 Redimensionamento dos blocos considerando as novas tensões na alvenaria.....</b>	<b>74</b>
4.4 SINTETIZAÇÃO DOS RESULTADOS .....	75
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>78</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>80</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um sistema construtivo usado desde a antiguidade, caracterizado simplesmente por ser realizado pelo empilhamento de tijolos ou outras unidades, é o sistema de alvenaria estrutural (SILVA et al., 2017). No sistema de alvenaria estrutural as paredes fazem parte da estrutura da edificação e são responsáveis por distribuir as cargas ao longo das fundações ou pavimentos de transição (TAUIL E NESE, 2012).

As primeiras edificações em alvenaria estrutural, no Brasil, deram-se no ano de 1966 contemplando no máximo quatro pavimentos. Após, em 1977, foi construído um prédio de nove pavimentos, em alvenaria não armada. Desde então, o sistema vem ganhando espaço e se mostrando uma técnica econômica e eficiente (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Atualmente, no mercado da construção civil brasileiro, conforme Lage (2019), segue em alta a difusão do sistema de alvenaria estrutural. Os fatores que se destacam positivamente nesse método são: otimização dos projetos, racionalização dos materiais e rapidez na execução.

Quanto a aspectos econômicos, o sistema de alvenaria estrutural apresenta uma redução de custos significativa quando comparado ao concreto armado convencional. Essa redução é proporcionada pela facilidade na execução de alguns trabalhos na obra, que geram redução na quantidade de resíduos e menos desperdícios de material e mão de obra. Isso faz com que o sistema construtivo seja muito competitivo no mercado brasileiro (MOHAMAD, 2015).

O conceito crucial a ser considerado quando se observa a alvenaria como processo construtivo colaborante à estrutura, é a transmissão de cargas e tensões de compressão (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Tendo em vista a necessidade de se obter espaços abertos em pavimentos térreos ou subsolos para serem ocupados como garagem ou áreas de lazer, se torna imprescindível a otimização do projeto contemplando um pavimento de transição em concreto armado entre a alvenaria estrutural e as fundações (LAGE, 2019).

De forma a proporcionar um melhor aproveitamento dos ambientes de uso comum dos empreendimentos, é necessário análises que se aproximem do comportamento real das estruturas de transição, promovendo a otimização dos

materiais, e também projetos mais econômicos e seguros, embasados em parâmetros melhor fundamentados (MEDEIROS, 2015).

Observando a demanda cada vez maior por construções com pavimentos de transição, Paes (2008), destaca que uma questão importante a ser estudada, é a interação entre os diferentes sistemas construtivos. Como já apontado no meio científico, pelo fato de ocorrer o efeito arco, as cargas tendem a ser diferentes das calculadas usualmente.

A viga de concreto que servirá de apoio para a parede de alvenaria, sofrerá deformação que ocasionará uma diferente distribuição dos esforços da parede, passando a se concentrar próximo aos apoios e não mais como uma carga uniformemente distribuída, apresentando um arranjo de tensões na forma de cargas parabólicas ou triangulares. Esse novo arranjo é definido como efeito arco (CARVALHO, 2007).

Barbosa (2000), aponta que pelo fato de existir e usualmente não ser considerado no dimensionamento, o efeito decorrente da interação entre o elemento de alvenaria estrutural e a viga de concreto, chamado efeito arco, pode acarretar em uma superestimação dos esforços, simplesmente pelo fato de estimar de forma incorreta o carregamento a que o conjunto estará submetido na prática, podendo comprometer a segurança da estrutura.

De acordo com Carvalho (2007), o efeito arco pode ser potencializado pela rigidez da viga em relação a rigidez da parede, por exemplo, observando que se de alguma forma alivia as tensões no elemento de apoio, de contraponto provoca uma concentração de carregamento na alvenaria propiciando manifestações patológicas, como trincas e fissuras.

Medeiros (2015), também aponta a importância dos estudos das ações da alvenaria estrutural sobre suportes em concreto armado, tanto em vigas de pilotis quanto em estruturas de fundações, sob a perspectiva de que há pouco conhecimento do efeito arco, que faz com que os carregamentos dos painéis de alvenaria sustentados por estruturas de concreto se comportem de maneira diferente de como foram projetadas. Visto isso, segundo o autor, são muito valiosas as investigações desse comportamento, possibilitando conhecer aspectos que possam favorecer a economia e a segurança no contexto geral da edificação.

Logo, o presente trabalho se justifica pela necessidade de se obter conhecimento em diferentes aspectos do comportamento das tensões envolvidas no conjunto de alvenaria estrutural e estruturas de transição em concreto armado, considerando o efeito arco em diferentes condições de carregamento e comprimento das paredes, relacionando o comportamento das tensões e a rigidez dos elementos estruturais do sistema, buscando contribuir para um melhor entendimento sobre o comportamento destas estruturas em situações de projetos de alvenaria estrutural usuais no mercado brasileiro.

## 1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Quais as consequências técnicas em se considerar o efeito arco, no dimensionamento de vigas de pavimentos de transição?

## 1.2 OBJETIVOS

Para que se torne possível responder à questão proposta nesse trabalho, foram traçados os objetivos que nortearão a pesquisa.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Dimensionar um conjunto de vigas de concreto armado, considerando a ocorrência do efeito arco em diferentes carregamentos, para análise técnica do sistema.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- a) estipular as cargas permanentes e variáveis, as quais a parede está submetida;
- b) dimensionar a parede de alvenaria estrutural conforme carregamento solicitante;
- c) calcular um conjunto de vigas de concreto armado considerando uma carga uniformemente distribuída;

- d) calcular um conjunto de vigas de concreto armado considerando o efeito arco;
- e) comparar as variações das áreas de aço para as vigas em diferentes carregamentos com vãos de três, seis e oito metros.

### 1.3 HIPÓTESE

Os métodos tradicionais de dimensionamento de vigas de pavimentos de transição, não costumam levar em consideração o efeito decorrente da interação entre a alvenaria e sua estrutura de apoio em concreto armado, podendo sobrecarregar a estrutura em determinados pontos. Se considerado o efeito arco no dimensionamento dessas vigas, podemos ter uma estrutura mais eficaz e proporcionar uma economia em relação aos elementos de concreto armado, favorecendo a segurança da edificação.

### 1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa delimita-se a seguinte situação:

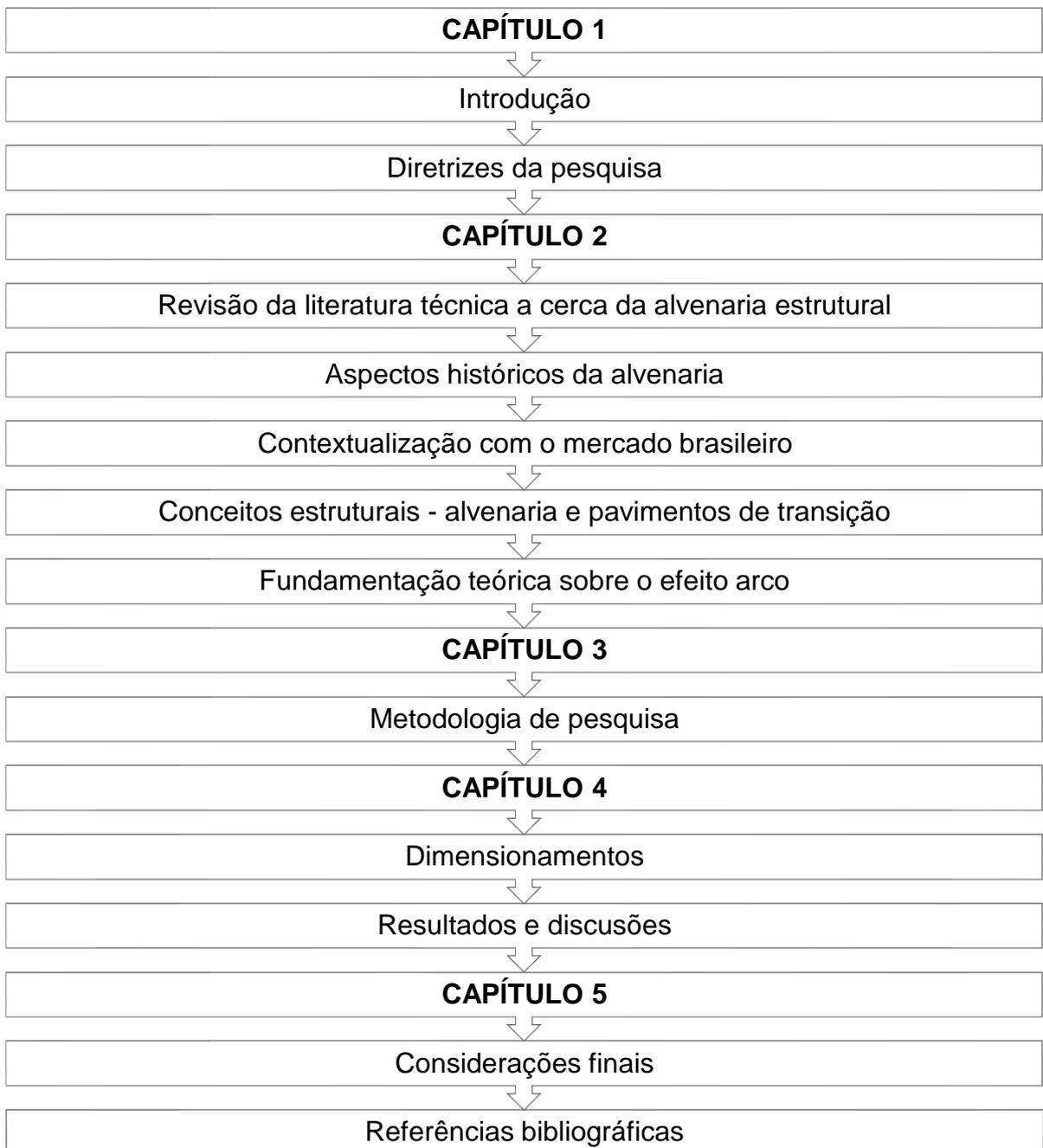
- a) a parede calculada será modulada em bloco cerâmico, conforme modelos disponíveis no mercado;
- b) a viga dimensionada será de concreto armado convencional;
- c) a carga considerada para o dimensionamento da parede levará em conta duas situações, um edifício de 10 pavimentos e um de 14 pavimentos, ambos de alvenaria estrutural sobre pilotis;
- d) serão analisados somente as ações verticais;
- e) o dimensionamento das vigas será somente à flexão simples.

### 1.5 DELINEAMENTO

A apresentação desta pesquisa será realizada em quatro grandes etapas, conforme roteiro exposto na Figura 1. Sendo na primeira seção exposto o tema que norteará a exploração do assunto e as diretrizes da pesquisa. Na segunda etapa, o

capítulo contempla o referencial bibliográfico, que servirá como sustentação e embasamento teórico e técnico do trabalho a ser desenvolvido e dará o entendimento necessário para a elaboração e desenvolvimento da metodologia a ser aplicada na realização do teste da hipótese, que serão abordados no capítulo 3, seguindo com os dimensionamentos, discussão dos resultados no capítulo 4 e as conclusões apresentadas no capítulo 5.

Figura 1 - Fluxograma de delineamento da pesquisa



## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

Nesse item serão abordados os aspectos técnicos e teóricos acerca do tema principal da pesquisa, com base em artigos, teses, dissertações, livros e trabalhos de conclusão de curso já publicados.

### **2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL**

Grandes obras que fazem parte da história do homem foram concebidas em alvenaria estrutural e o método vem sendo desenvolvido e aprimorado, se mostrando um sistema muito eficiente nos dias atuais. Nos próximos itens serão apresentados como o sistema vem se desenvolvendo no mercado brasileiro, normativas e os principais componentes do sistema.

#### **2.1.1 Contexto histórico**

Podendo ser considerado como o método mais antigo de construção, a alvenaria teve seu início sendo aplicada em habitações, monumentos e templos religiosos. Porém, na antiguidade o processo de construção baseava-se no método empírico e intuitivo (HOFFMANN et. al, 2012).

Inicialmente o desenvolvimento do sistema construtivo deu-se através do simples empilhamento de unidades, blocos ou tijolos de forma a cumprir as finalidades do projeto. Com o desenvolvimento do método de construção, obteve-se a concepção de construção de arcos, a partir dos arranjos das unidades para o vencimento dos vãos (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Conforme Mohamad (2015), falar sobre a evolução histórica da alvenaria estrutural, é conhecer os principais aspectos do seu desenvolvimento ao longo dos anos, buscando a compreensão dos elementos e materiais utilizados na antiguidade.

Ainda hoje podemos ver os resquícios de grandes construções, que se tornaram símbolos da engenharia, que utilizavam o método de empilhamento de unidades, que, hoje mais desenvolvida tecnicamente, conhecemos por alvenaria estrutural. Dentre vários exemplares que se destacam por sua imponência, estão as

Pirâmides do Egito e o Coliseu de Roma na Itália, apresentados na Figura 2 e Figura 3.

Figura 2 - Pirâmides de Gizé, Egito



Fonte: Site: [www.mundoviagens.com](http://www.mundoviagens.com) (2017)

Figura 3 - Coliseu de Roma, Itália



Fonte: Site: [www.sohistoria.com.br](http://www.sohistoria.com.br) (2017)

### 2.1.2 Alvenaria estrutural no mercado brasileiro

A alvenaria usada como estrutura, é utilizada de modo empírico há milhares de anos, contudo a sua utilização de forma mais sensata se deu no início dos anos 1950 na Suíça. No Brasil começou a ser utilizado a alvenaria estrutural na década de 1980, partindo da iniciativa de pesquisas e criação de centros de estudo e divulgação dos fundamentos do método construtivo (CARVALHO, 2007).

Na década de 1980, a alvenaria estrutural passou a ser reconhecida, no Brasil, por sua eficiência e racionalização na construção de condomínios residenciais. Nessa

época, era uma técnica ainda pouco apurada, desencadeando várias manifestações patológicas após a entrega dos apartamentos aos moradores, passando a ser reputado como construção para o público de baixa renda (HOFFMANN et. al, 2012).

Segundo Medeiros (2015), o somatório das práticas do passado com os estudos feitos ao longo dos últimos anos, tem promovido um avanço técnico e o aperfeiçoamento das normas, tornando os projetos de alvenaria estrutural tão refinados quanto os de concreto armado, elevando o conceito e confiabilidade do sistema.

Mesmo com um desenvolvimento vagaroso inicialmente, conforme Corrêa e Ramalho (2003), o sistema teve boa aceitação no mercado brasileiro, um dos maiores indicadores disso é o crescente número de empresas especializadas na produção de blocos estruturais, promovendo uma aceleração das pesquisas sobre o sistema nos últimos anos.

Através do aumento da produção e qualidade dos materiais utilizados na alvenaria estrutural, conforme Steinmetz (2018), possibilitou-se a construção de estruturas maiores com destacada redução de custos. Atualmente no Brasil, não há uma limitação quanto à altura da edificação em alvenaria estrutural, o que existe é um censo econômico, pois quanto maior a altura, maior é a resistência solicitada pela alvenaria, fazendo-se necessário aumentar a utilização de aço no sistema, elevando de forma brutal o custo do projeto. O autor observa que no Brasil a viabilidade econômica limita-se à faixa construtiva de edificações de vinte a vinte e quatro pavimentos.

Lage (2019), aponta que ainda encontra-se em crescimento a utilização da alvenaria estrutural no Brasil nos dias atuais, o método ainda ganha, dia após dia, evolução em seus parâmetros de execução e projeto tornando-se ainda mais vantajoso nos quesitos de racionalização, agilidade de execução, otimização de recursos humanos e materiais e quando bem projetado e executado, gera redução dos custos globais da obra.

Conforme apresentado no catálogo da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o conjunto de normativas vigentes que estabelecem os requisitos mínimos para projeto e execução de sistemas de estruturas em alvenaria no Brasil são:

- a) NBR 16868-1:2020 Alvenaria estrutural: Projeto;
- b) NBR 16868-2:2020 Alvenaria estrutural: Execução e controle de obras;
- c) NBR 16868-3:2020 Alvenaria estrutural: Métodos de ensaio.

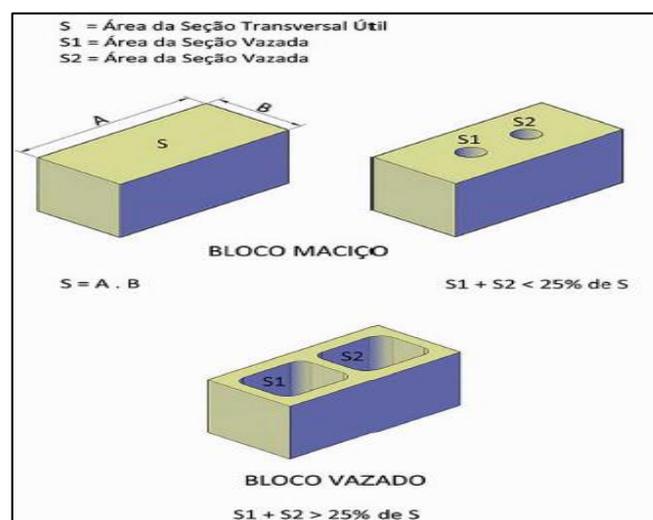
### 2.1.3 Componentes da alvenaria estrutural

Conforme Corrêa e Ramalho (2003), trata-se de componente da alvenaria, todo material que fará a composição dos elementos que, por sua vez, participarão da estrutura como um todo. Os componentes principais do sistema de alvenaria estrutural são: blocos, argamassa, graute e armadura. Já os elementos devem constituir ao menos dois dos componentes anteriormente indicados. Os principais elementos são as paredes, cintas, vergas e contra-vergas.

#### 2.1.3.1 Blocos

Dentre os componentes da alvenaria estrutural o responsável por definir as características de resistência da estrutura é o bloco, sendo fabricados em três tipos principais que são: bloco sílico-calcário, de concreto e bloco cerâmico. São considerados maciços, quando o índice de vazios for inferior a 25% da área total, e vazados quando o índice supera os 25% (CRRÊA E RAMALHO, 2003). Conforme ilustrado na Figura 4.

Figura 4 - Bloco de concreto



Fonte: Tauil e Nese (2010)

### 2.1.3.2 Argamassa de assentamento

De forma geral a NBR 13281:2005, define argamassa como um composto homogêneo de água, agregado miúdo e aglomerantes inorgânicos, podendo-se inserir ou não, aditivos com propriedades de endurecimento e aderência, podendo ser industrializada ou dosada em obra. A argamassa para assentamento em alvenaria estrutural, serve para ligação dos blocos além de ter finalidade estrutural (ABNT, 2005).

Para Sánchez (2013), a função primordial da argamassa de assentamento são as de transmitir todas as tensões verticais e horizontais, de maneira a manter a parede como um elemento sólido e consistente, alojando as deformações afim de evitar fissuras.

### 2.1.3.3 Graute

Definido pela NBR 16868-1 (ABNT, 2020), como material cimentício fluído, usado na complementação dos espaços vazios do bloco, com a intenção de solidificar a armadura com o bloco ou aumentar a resistência da parede.

Tauil e Nese (2010), descrevem o graute como, concreto com agregados miúdos, utilizados para o preenchimento dos blocos em locais definidos em projeto. Os componentes do graute são: areia, pedrisco, cimento e cal. Do ponto de vista estrutural, Corrêa e Ramalho (2003), citam que, pelo fato de executar o grauteamento dos vazios de um bloco, podemos ter um acréscimo de quase 100% na resistência à compressão do bloco.

### 2.1.3.4 Armadura

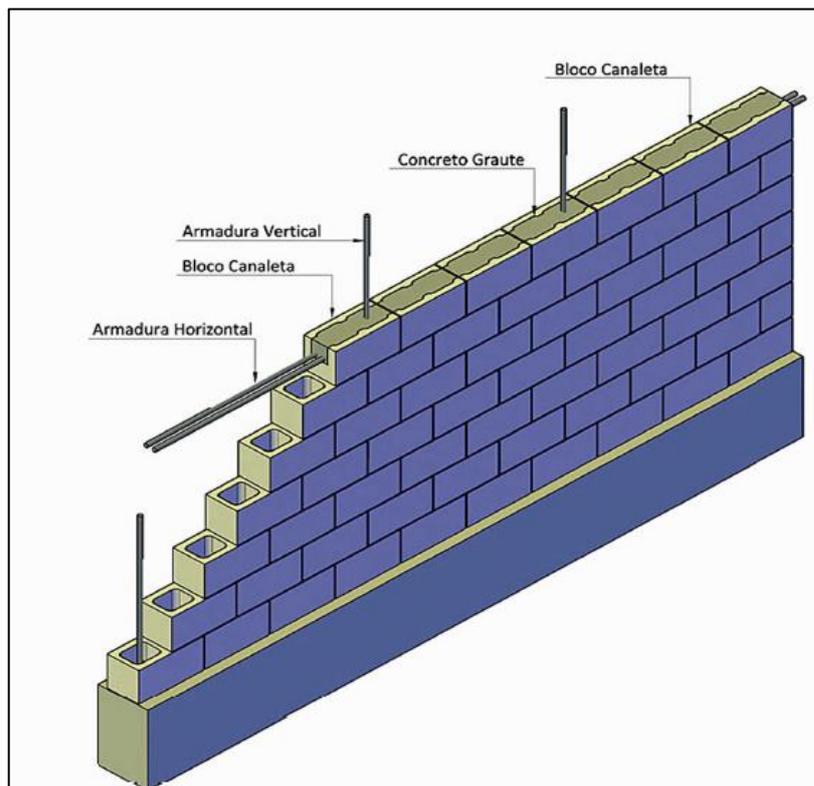
O dimensionamento da armadura utilizada na alvenaria estrutural, baseia-se nas solicitações à tração, ao cisalhamento e também ajuda a manter a ductibilidade do sistema em casos de ocorrência de ações, como por exemplo, abalos sísmicos. Em situações em que a alvenaria absorve todos os esforços, pode-se adotar armaduras construtivas, afim de controlar as fissuras decorrentes das deformações térmicas, retração ou cargas pontuais (PARSEKIAN, 2014).

Considerando a armadura, segundo Mohamad (2015), são utilizados normalmente, quatro tipos construtivos dentro do sistema de alvenaria estrutural:

- a) alvenaria armada: Quando a taxa de armadura total da obra, calculada para resistir as tensões de tração, flexão, compressão e cisalhamento, não ultrapassa 20%;
- b) parcialmente armada: É quando o projeto contempla apenas algumas paredes pontuais com a utilização de armadura, pois somente a alvenaria resiste às solicitações;
- c) não armada: Não possui presença de aço, somente o mínimo previsto em norma;
- d) alvenaria protendida: Submete a alvenaria aos esforços de compressão através de armadura pré tensionada.

A Figura 5, ilustra uma fiada intermediária de uma parede de alvenaria estrutural, apoiada sobre uma viga de concreto armado, indicando os principais componentes do sistema.

Figura 5 - Alvenaria estrutural fiada intermediária



Fonte: Tauil e Nese (2010)

## 2.1.4 Parâmetros de projeto

O projeto de alvenaria estrutural, se desenvolve em função dos materiais e é modulado em função das medidas dos blocos. Uma das principais vantagens, é que o projetista deve pensar no processo construtivo como um todo, considerando o arquitetônico, estrutural, elétrico, hidráulico e esse é o caminho para a racionalização tanto do projeto quanto da execução (CARVALHO 2007).

### 2.1.4.1 Conceito de modulação

Modulação é a organização de todas as peças que constituem a edificação, mantendo uma base padrão com medidas concebidas em projeto. O módulo a ser adotado deve estar dentro dos padrões dos blocos fabricados no mercado local onde será implantada a obra (TAUIL E NESE, 2010).

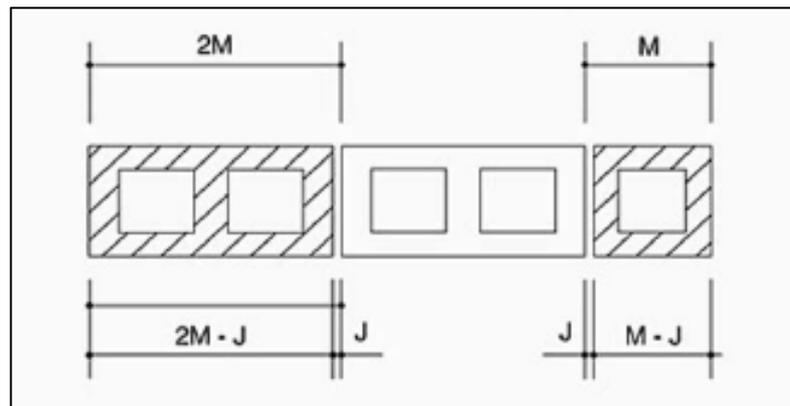
A premissa do projeto de alvenaria estrutural é o perfeito posicionamento dos componentes dentro de uma malha modulada. A partir disso surge a necessidade do conhecimento preliminar das propriedades desses componentes, que serão modulados e industrializados seguindo os padrões de medida (CARVALHO 2007).

A arquitetura é um fator determinante para a distância modular de um projeto em alvenaria estrutural. Corrêa e Ramalho (2003), destacam que o primeiro conceito a ser considerado é o das dimensões reais. No caso de modulação horizontal, estamos falando sobre o comprimento real do bloco somado a espessura da junta de argamassa, com isso o projetista deve avaliar as necessidades dos espaços solicitados pelo arquitetônico. Por outro lado, modulação vertical, dificilmente implica em mudanças drásticas na composição arquitetônica.

Na Figura 6, podemos observar um exemplo de modulação horizontal indicado por Corrêa e Ramalho (2003), onde M representa um módulo (15 ou 20 cm) e J representa a junta de argamassa de 1 cm. Na Figura 7, temos um exemplo de modulação vertical de piso a teto, que representa pela letra h a altura da laje.

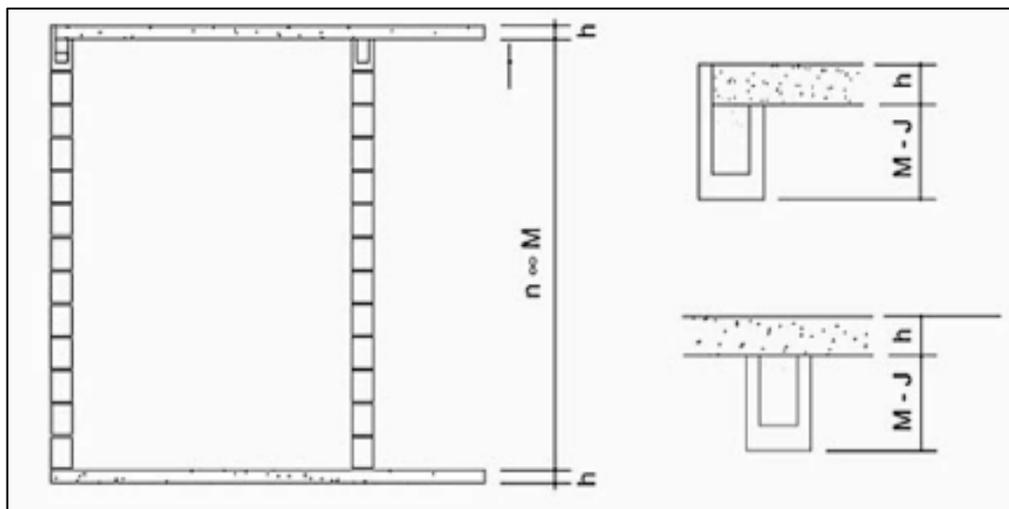
Conforme Steinmetz (2018), os blocos que são mais utilizados no Brasil são os conhecidos como família 29, de medidas 14x19x29 (cm), executados com junta de argamassa de 1 cm, resultando em unidades modulares de 20 cm.

Figura 6 - Modulação horizontal



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

Figura 7 - Modulação de piso a teto

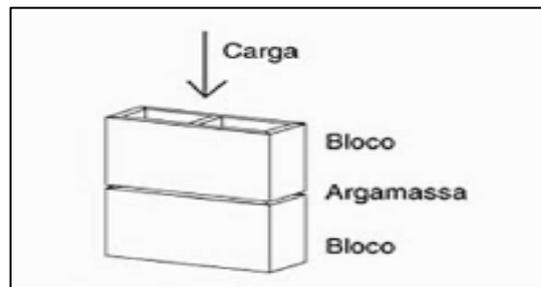


Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

#### 2.1.4.2 Resistência à compressão simples

Conforme Corrêa e Ramalho (2003), a resistência à compressão é o parâmetro de maior relevância na alvenaria estrutural e depende das resistências apresentadas pelos seus componentes. Um modo muito eficaz de se avaliar a resistência dos elementos é através dos ensaios de prismas. A Figura 8 ilustra, o que realmente consiste no prisma.

Figura 8 - Prisma de dois blocos



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

A espessura mínima para as paredes estruturais em edificações deve respeitar o limite do índice de esbeltez, definido como a razão entre a altura efetiva da parede e a espessura efetiva, sendo  $\lambda = h_e/t_e$ , os valores máximos estipulados pela norma estão apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Valores máximos para o índice de esbeltez

Paredes e pilares	Índice de esbeltez
<b>Não armados *</b>	24 *
<b>Armados</b> (devem respeitar amaduras mínimas em 12.2)	30
<b>Paredes muito esbeltas</b>	Sem limite, desde que seja seguido o descrito no Anexo C
* Em casos de construções habitacionais térreas, admitem-se paredes não armadas com índice de esbeltez menor ou igual a 30, desde que o coeficiente ponderador da resistência da alvenaria seja considerado igual a $\gamma_m = 3,0$ .	

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Conforme a ABNT NBR 16868-1:2020, o esforço resistente de cálculo em paredes de alvenaria estrutural é obtido através da Equação 1.

$$N_{rd} = f_d * A * R \quad (1)$$

Onde:

$N_{rd}$  = Força normal resistente de cálculo;

$f_d$  = Resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

$A$  = Área da seção resistente;

$R$  = Coeficiente redutor devido à esbeltez da parede:  $R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$

Com base na ABNT NBR 16868-1:2020, a resistência característica à compressão simples da alvenaria  $f_k$ , pode ser determinada através de ensaios ou pode ser estimado em 70% da resistência característica observada para o prisma  $f_{pk}$ . Concatenando as equações de cálculo das solicitações com os parâmetros de redução devido à esbeltez e os valores estimados para a resistência característica dos blocos, podemos calcular a resistência à compressão para as paredes conforme a Equação 2.

$$\frac{\gamma_f * N_k}{A} \leq \frac{0,7 * f_{pk}}{\gamma_m} * \left[ 1 - \left( \frac{h_e}{40 * t_e} \right)^3 \right] \quad (2)$$

Sendo:

$\gamma_f, \gamma_m$  = Coeficientes de ponderação das ações e resistências;

$N_k$  = Força normal característica;

$f_{pk}$  = Resistência característica à compressão do prisma;

$h_e, t_e$  = Altura e espessura efetiva da parede.

A NBR 16868-1:2020, recomenda para projetos de edificações em alvenaria estrutural, valores de referência para a resistência dos componentes como, graute, argamassa e prisma, em função da resistência do bloco. Esses valores de resistência característica, conforme Figura 9, são valores sugeridos que devem ser verificados durante o controle de obra. Sendo  $f_{bk}$  a resistência do bloco,  $f_a$  a da argamassa,  $f_{gk}$  resistência do graute,  $f_{pk}$  resistência do prisma (ABNT, 2020)

Figura 9 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria

Tipo de bloco		$f_{bk}$	$f_a$	$f_{pk}$	$f_{pk}/f_{bk}$	$f_{pk}^*/f_{pk}$	$f_{pk}$	$f_{pk}^*$	Espessura mínima de parede do bloco mm
		MPa					MPa		
Bloco vazado de concreto, conforme a ABNT NBR 6136 (ref. 14 x 39 cm)		3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
		4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
		6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	0,9	25
		8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
		10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
		12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
		14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7	25
		16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6	25
		18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
		20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
		22,0	18,0	35,0	0,60	1,60	13,2	21,1	25
24,0	18,0	40,0	0,60	1,60	14,4	23,0	25		
Bloco cerâmico de parede vazada, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		4,0	4,0	15,0	0,50	1,60	2,0	3,2	8
		6,0	6,0	15,0	0,50	1,60	3,0	4,8	8
		8,0	6,0	20,0	0,50	1,60	4,0	6,4	8
		10,0	8,0	25,0	0,45	1,60	4,5	7,2	8
		12,0	8,0	25,0	0,45	1,60	5,4	8,6	8
Bloco cerâmico de parede maciça, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		10,0	8,0	20,0	0,60	1,60	6,0	9,6	22
		14,0	12,0	25,0	0,60	1,60	8,4	13,4	25
		18,0	15,0	30,0	0,60	1,60	10,8	17,3	30

$f_{pk}^*$  = resistência de prisma cheio.

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

## 2.2 CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA AS ALVENARIAS

Concepção estrutural é a fase onde se definem as ações as quais os elementos estruturais estão submetidos. Conforme Carvalho (2007), o termo construção racional, carrega intrínseco o entendimento das propriedades reológicas e mecânicas dos materiais envolvidos. Esse conhecimento das propriedades em conjunto com o estudo das ações que se aplicam na estrutura, promove uma utilização plena dos materiais e proporciona uma estrutura mais leve e eficiente economicamente.

### 2.2.1 Ações

A ABNT NBR 8681:2003, define as ações, do ponto de vista estrutural, como agentes que incitam esforços, tensões ou deformações nas estruturas. As deformações resultantes são designadas por ações diretas ou indiretas.

Conforme a ABNT NBR 16868-1 (2020), na análise da estrutura deve-se levar em conta toda e qualquer ação que possa provocar eventos significativos para a estabilidade e segurança da edificação. A norma ainda classifica as ações em:

- a) ações permanentes: são as que tem o seu valor quase invariável praticamente durante toda a vida útil da estrutura;
- b) ações variáveis: são as que variam significativamente ao longo da vida da estrutura, principalmente em função de seu uso e força do vento;
- c) ações excepcionais: são aquelas decorrentes de impactos, explosões, incêndios, abalos sísmicos etc.

#### 2.2.1.1 Ações Verticais

O carregamento a ser considerado nas edificações deriva-se do tipo de uso e ocupação do prédio, sendo para edifícios habitacionais em alvenaria estrutural as cargas mais imponentes às quais a parede estará submetida, serão as provindas do peso próprio da alvenaria e do peso das lajes (CORREA E RAMALHO, 2003). O peso próprio das paredes, pode ser calculado com a utilização da Equação 3. Já as cargas acidentais nas lajes, em edifícios residenciais, devem ser avaliadas conforme os parâmetros apresentados na ABNT NBR 6120:2019.

$$P = \gamma . e . h \quad (3)$$

Sendo:

$P$  = peso da alvenaria;

$\gamma$  = peso específico da alvenaria;

$e$  = espessura da parede;

$h$  = altura da parede.

Para valores de peso específico a ABNT NBR 16868-1:2020 definiu o seguinte:

- a) 14 kN/m<sup>3</sup> - para a alvenaria de blocos de concreto vazados;
- b) 12 kN/m<sup>3</sup> - para alvenaria de blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas;
- c) 14 kN/m<sup>3</sup> - para a alvenaria de blocos cerâmicos vazados com paredes maciças;
- d) 18 kN/m<sup>3</sup> - para alvenaria de tijolos maciços.

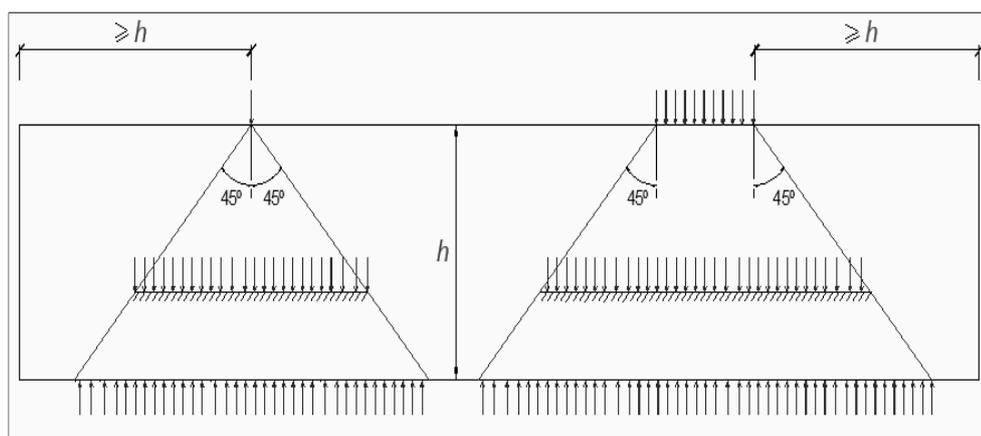
### 2.2.1.2 Pré-dimensionamento das lajes

Conforme Campos Filho (2014), a espessura das lajes deve atender às verificações do estado limite de serviço. Desse modo, caso a verificação não seja devidamente atendida, deve-se adotar uma espessura maior do que a primeira espessura calculada.

### 2.2.1.3 Dispersão das ações verticais

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), a propagação resultante de ações verticais, ocorre por uma inclinação de 45° com o plano horizontal, isso vale tanto para a determinação da parte de um elemento que resiste a uma ação quanto para um carregamento que casualmente aja sobre um elemento, como pode-se visualizar na Figura 10.

Figura 10 - Dispersão de ações verticais



Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

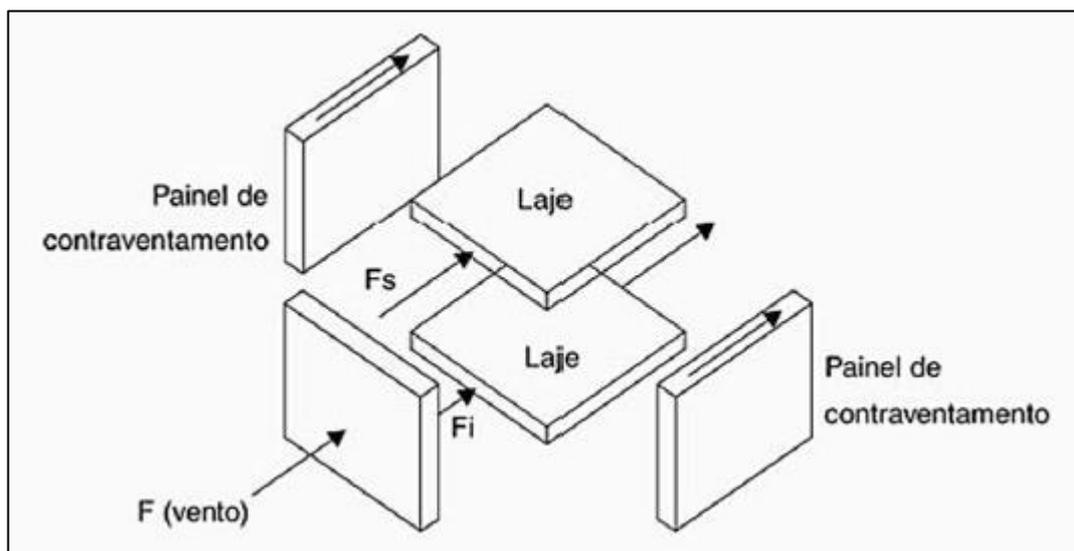
### 2.2.1.3 Ações horizontais

Seguindo os critérios gerais de segurança das edificações e estabilidade da estrutura, é imprescindível a consideração das cargas horizontais, tendo em vista que são ações a que as edificações estão expostas ao longo de todo o tempo de vida (ABNT NBR 8681: 2004).

Para Corrêa e Ramalho (2003), nas construções brasileiras, as ações horizontais a serem consideradas na concepção estrutural são as ações dos ventos e o desaprumo. Porém, deve-se estar atento a estrutura do solo em caso de áreas expostas ao risco de abalos sísmicos, devendo considerar os eventuais desequilíbrios.

As ações horizontais que incidem nas paredes das fachadas, serão transmitidas para as lajes, que estarão atuando como diafragmas rígidos repassando essa carga para as paredes paralelas a direção das ações. Essas paredes que recebem as cargas horizontais transmitidas pelas lajes são denominadas paredes de contraventamento (CAMACHO, 2006). Os elementos que absorvem as cargas horizontais podem ser observados na Figura 11.

Figura 11 – Distribuição das cargas do vento



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

Camacho (2006), ainda aponta que, os elementos concebidos como paredes de contraventamento têm como função principal a transferir as cargas, originadas das

ações horizontais, para as estruturas de fundações. Para que esse processo de encaminhamento das cargas seja eficiente, é necessário que a ligação entre a laje e as paredes tenham a capacidade de atender às solicitações quanto aos esforços de cisalhamento que surgem dessa interação laje/parede.

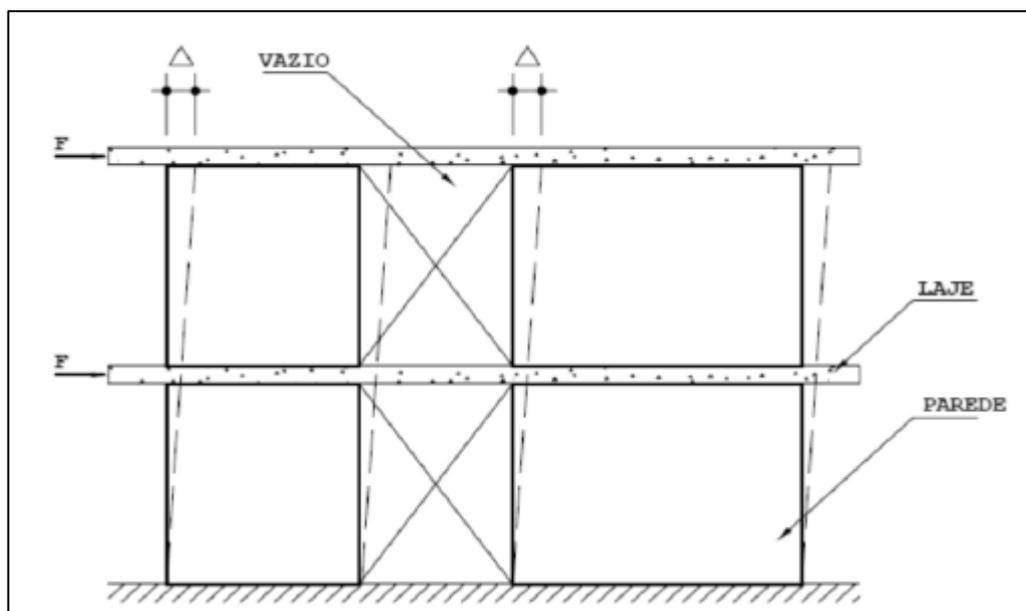
#### 2.2.1.4 Cargas devidas ao vento

As ações resultantes das forças do vento em uma edificação, são determinadas conforme os requisitos apontados pela ABNT NBR 6123 (1988), nessa norma estão definidos os fatores que influenciam nos parâmetros de dimensionamento que são: a localização, dimensões da edificação, tipologia do relevo.

A norma prescreve os métodos de cálculos para a definição das pressões do vento atuantes na edificação, considerando a velocidade característica do vento. Quando multiplicamos esse valor, resultante da pressão do vento, pela área da fachada de cada pavimento, considerando o coeficiente de arrasto, obtemos a força estática aplicada aos níveis dos pavimentos que serão transmitidos pelas lajes para as paredes de contraventamento.

Esse roteiro de cálculos nos permite obter os dados para os deslocamentos indicados na Figura 12.

Figura 12 – Deslocamento horizontal de paredes de contraventamento

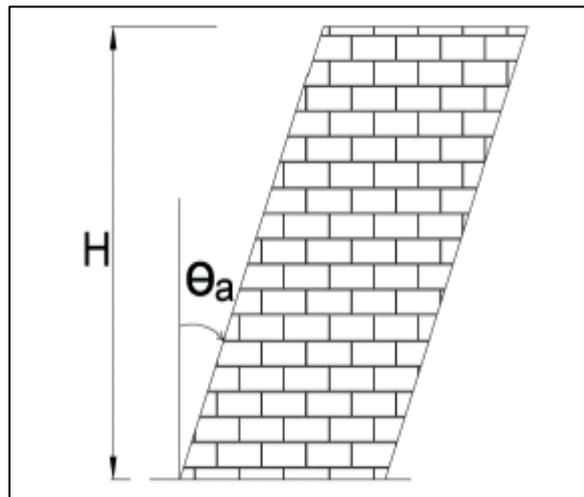


Fonte: Camacho (2006)

### 2.2.1.5 Imperfeições geométricas globais – desaprumo

Definido pela NBR 16868-1:2020, como uma imperfeição geométrica global, o desaprumo deve ser considerado que tivermos projetando edifícios de múltiplos andares (ABNT, 2020). O desaprumo é representado por um ângulo  $\theta_a$ , expresso em radianos, conforme apresentado na Figura 13.

Figura 13 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

O ângulo de desaprumo pode ser calculado conforme a Equação 4.

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (4)$$

Sendo:

$H$  = a altura total da edificação, expressa em metros (m).

Vale destacar que, conforme Corrêa e Ramalho (2003), para fins práticos de consideração do desaprumo, pode-se estipular uma força horizontal equivalente que será aplicada em cada pavimento, conforme a Equação 5.

$$Fd = \Delta P * \theta_a \quad (5)$$

Onde:

$Fd$  = força horizontal equivalente ao desaprumo (kN);

$\Delta P$  = peso total do pavimento considerado (kN);  
 $\theta a$  = ângulo de desaprumo expresso em radianos.

## 2.3 EFEITO ARCO

Os estudos sobre o efeito arco começaram em 1952, quando a alvenaria estrutural começou a ser vista como uma técnica aplicável na construção de edifícios, por R. H. Wood, que em sua análise mostrou que as paredes estruturais de alvenaria e seus apoios de concreto atuam em conjunto e essa interação provoca uma modificação significativa na forma como a parede descarrega o peso sobre a viga, acarretando em deformações na viga (CARVALHO, 2007).

### 2.3.1 Alvenaria estrutural e pavimentos de transição

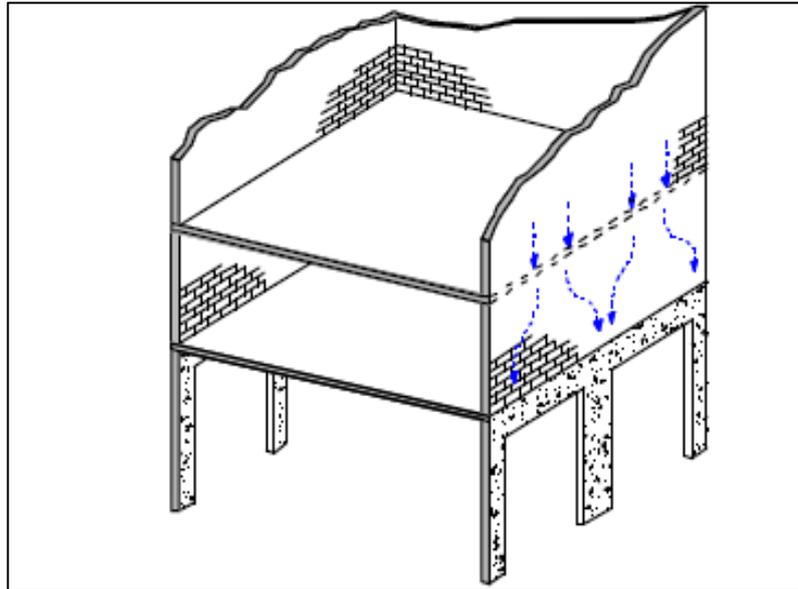
A ABNT NBR 16868-1 (2020), define que a premissa da análise estrutural é considerar o equilíbrio de cada elemento tanto quanto a estabilidade da estrutura de forma geral. A trajetória desenvolvida pelas ações, tanto verticais quanto horizontais, devem estar compreendidas de forma clara desde o ponto de aplicação até o ponto de descarregamento no solo.

Medeiros (2015), cita que a forma como acontece a distribuição do carregamento vertical da alvenaria até seu elemento de apoio final depende do tipo de estrutura na qual ela está sobreposta.

Conforme Lage (2019), as construções em alvenaria podem ser construídas sobre apoios discretos de fundações, ou apoiadas em elementos em concreto armado de apoio contínuo como radier, sapata corrida ou no conjunto estrutural de vigas e pilares, no qual chamamos estrutura de pilotis.

Para satisfazer as exigências do projeto arquitetônico e viabilizar a execução de vãos livres em edificações de alvenaria estrutural, torna-se indispensável a construção de pavimentos de transição em concreto armado, conforme apresenta a Figura 14.

Figura 14 - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis

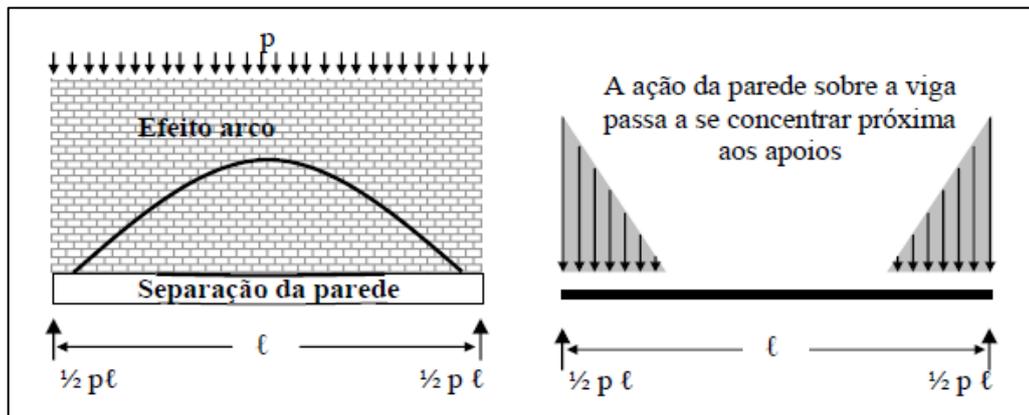


Fonte: Barbosa (2000)

### 2.3.2 Ação conjunta parede-viga

Paes (2008) diz que, o efeito arco torna-se relevante no momento em que se analisa a interação entre a alvenaria e seu elemento de suporte. Pode-se interpretar que a parede de alvenaria estrutural sobreposta a uma viga de concreto, tem um comportamento similar a um arco atirantado. Tal efeito, influencia na difusão do carregamento vertical da parede sobre sua peça de apoio. Visto isso, o autor ainda salienta, que os esforços solicitantes da viga de concreto, principalmente os momentos fletores, podem ser diminuídos, resultando em alívio de tensões ao centro e concentração de tensões nos cantos da parede. Analisando a Figura 15, podemos observar que, após a formação do arco a viga passa a trabalhar como um tirante, sofrendo mais tração do que a flexão a qual foi dimensionada.

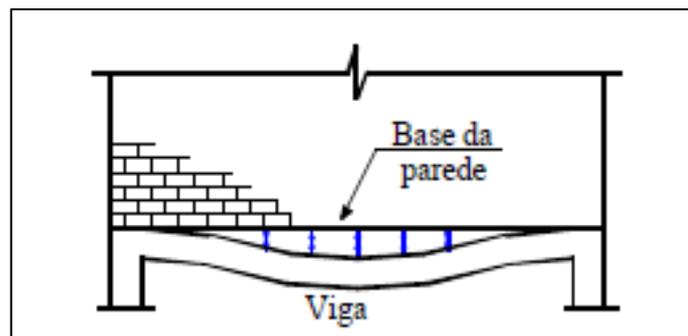
Figura 15 - Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos



Fonte: Carvalho (2007)

A interface do sistema parede-viga, apresenta o surgimento de tensões nominais verticais de tração. No momento em que os valores das tensões de tração coincidirem com os valores máximos de resistência do material, pode apresentar uma separação entre os elementos. Essa separação acontece, na maioria das vezes, no centro do vão onde as tensões de tração verticais são maiores (BARBOSA, 2000). O desligamento dos elementos no centro do vão, ilustrado na Figura 16, acaba enfatizando a transferência do carregamento para os apoios.

Figura 16 - Tensões verticais de tração na interface parede-viga

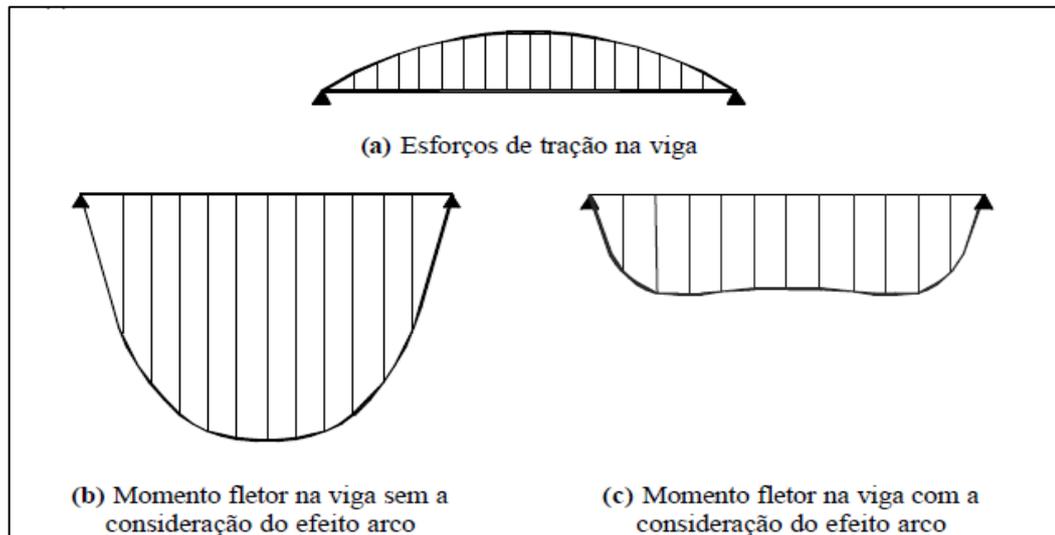


Fonte: Barbosa (2000)

Lage (2019), ressalta que devido a ocorrência do efeito arco, as cargas se transferem para os apoios, reduzindo de forma drástica o momento fletor máximo na viga, conforme mostra a Figura 17, em relação ao momento calculado considerando a carga distribuída uniforme. Barbosa (2000), destaca ainda, que esse novo arranjo

das cargas implica em concentração de tensões cisalhantes horizontais e de compressão verticais na parede, conforme ilustra a Figura 18.

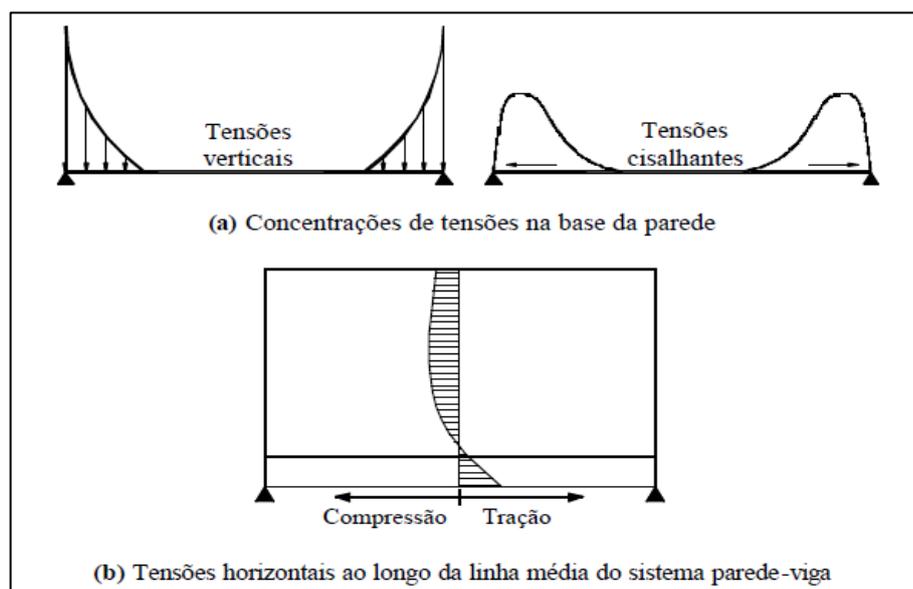
Figura 17 - Esforços na viga



Fonte: Barbosa (2000)

No caso das tensões horizontais, se distribuem de forma a resultar em uma região de compressão e outra região de tração ficando próximo ao modelo estrutural de uma viga-parede em concreto armado, conforme apresenta o item b da Figura 18.

Figura 18 - Distribuição de tensões do sistema viga-parede



Fonte: Barbosa (2000)

### 2.3.3 Avaliação do efeito arco

Além do carregamento vertical, no sistema parede-viga, existem vários fatores que influenciam na distribuição das tensões. As tensões podem ser coagidas por fatores como: vão da viga, inércia, altura da parede e altura da viga. Mas esses fatores normalmente não são estudados separadamente e sim, analisados pelo conceito da rigidez relativa que combina as propriedades da viga e da parede (BARBOSA, 2000).

### 2.3.4 Método da rigidez relativa

Um dos métodos que se mostrou muito relevante com o passar dos tempos, comprovado por meio de vários estudos aplicados, é o método da rigidez relativa que será abordado neste subitem.

#### 2.3.4.1 Parâmetros da Rigidez relativa

Carvalho (2007) aponta que, conforme estudos realizados por Davies e Ahmed (1977) pode-se verificar que a configuração do arco na distribuição das tensões é influenciada por características geométricas, como o vão entre os apoios, a inércia da viga de concreto e espessura da parede, correlacionados às características físicas como módulo de elasticidade dos materiais que compõem a parede de alvenaria e o material da viga. Os autores então, propuseram uma relação denominada Rigidez Relativa, expressa por parâmetros baseados em resultados obtidos por meio de análise de elementos finitos aplicados em alguns casos práticos. O parâmetro de rigidez à flexão “R”, considerado o fator de maior influência para as concentrações de tensão relacionadas ao efeito arco. Podemos obter o valor numérico deste parâmetro conforme representado pela Equação 6.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p * t_p * H^3}{E_v * I_v}} \quad (6)$$

Onde:

$R$  = Parâmetro de rigidez à flexão;

$E_p$  = Módulo de elasticidade da parede;

$E_v$  = Módulo de elasticidade da viga;

$I_v$  = Inércia na seção da viga de apoio;

$H$  = Altura da parede;

$t_p$  = Espessura da parede.

Segundo Barbosa (2000), os valores obtidos através dessas duas equações de rigidez relativa têm a função de indicar a configuração deformada do conjunto parede-viga. O autor aponta que o método da rigidez relativa não apresenta um resultado matemático exato, é um resultado muito mais qualitativo do que quantitativo. Os parâmetros  $K$  e  $R$ , fornecem informações sobre a distribuição das tensões e a configuração de deformação do sistema parede-viga. Estão contemplados no numerador da fração, as variáveis relacionadas à rigidez da parede e no denominador, estão as variáveis ligadas a rigidez da viga de concreto.

Conforme Paes (2008), valores de rigidez relativa altos, utilizando os parâmetros de Davies e Ahmed (1977), indicam que as vigas estão mais flexíveis em relação às paredes o que acarreta em maior zona de separação entre os elementos. Então, quanto maior a zona de separação maior é o efeito arco, ou seja, maior será a parcela de carga transmitida para as extremidades da viga.

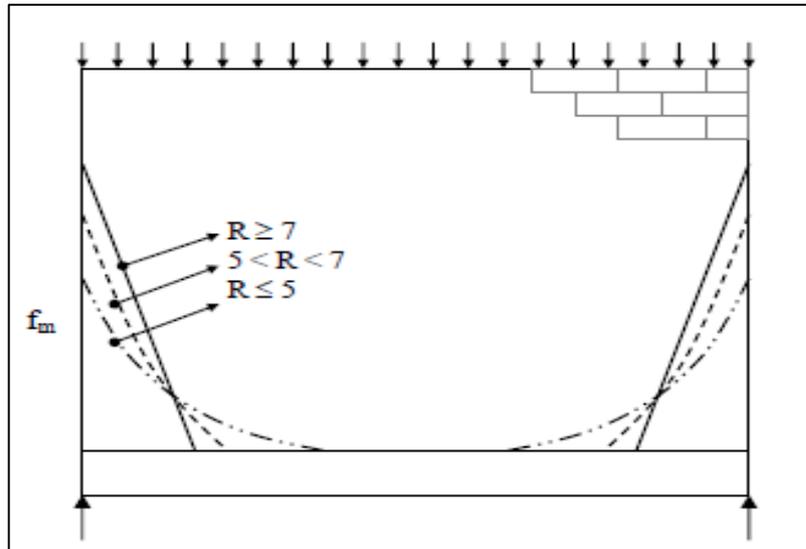
O parâmetro  $R$ , tenta representar, de forma mais direta, a relação de rigidez da parede com a rigidez da viga, enquanto o parâmetro  $K$  associa o vão. Nenhum dos autores faz considerações quanto a variação da altura da parede (CARVALHO, 2007).

Conforme citado por Carvalho (2007, p. 101), Davies e Ahmed estabelecem:

- a)  $R \geq 7$  vigas muito esbeltas onde a distribuição de tensões é triangular com grandes concentrações de tensões verticais sobre os apoios;
- b)  $5 < R < 7$  valores intermediários de  $R$  onde a distribuição de tensões ao longo da superfície de contato se aproxima a uma parábola simples (quadrática);

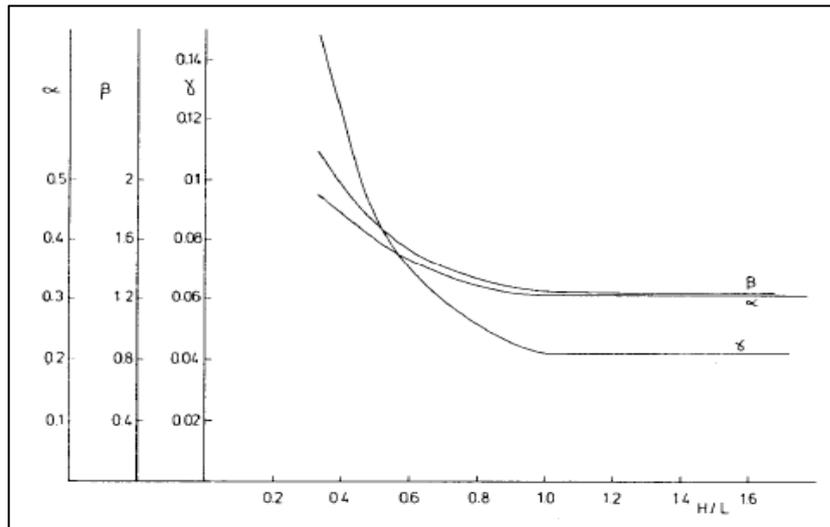
c)  $R \leq 5$  vigas relativamente rígidas onde a tensão vertical de contato se estende para o centro do vão, com menor concentração de tensão sobre os apoios. A distribuição da tensão se aproxima a uma parábola de terceiro grau.

Figura 19 – Distribuição das tensões verticais



Fonte: Carvalho (2007)

Considerando as avaliações e os resultados numéricos alcançados através de uma análise utilizando o método de elementos finitos, Davies e Ahmed (1977) conseguiram equacionar a concentração das tensões verticais na parede, a máxima força axial na viga, a tensão cisalhante máxima ao longo da ligação parede-viga, por meio de coeficientes representados por  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$ , obtidos de forma empírica considerando a relação de altura da parede e vão da viga,  $H/L$ , como representado no ábaco da Figura 20.

Figura 20 – Variação de  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  com H/L

Fonte: Davies e Ahmed (1977)

Da mesma forma como estabeleceram os coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$ , os autores propõem um fator de concentração para as tensões verticais, relacionando a relação H/L e o fator de rigidez R, denominaram-no como fator “C”. Esse fator de concentração C, pode ser obtido conforme apresentado na Equação 7.

$$C = (1 + \beta * R) \quad (7)$$

Onde:

C = concentração de tensão vertical;

$\beta$  = coeficiente obtido na Figura 20, em função da relação da altura da parede e o vão da viga;

R = parâmetro de rigidez de flexão relativo, obtido pela Equação 6.

Davies e Ahmed (1977), ainda estabelecem a relação que determina a máxima tensão vertical na parede, conforme expressa na Equação 8.

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{W}{L * t} (1 + \beta * R) \quad (8)$$

Sendo:

W = carga distribuída aplicada pela parede;

$L$  = vão da viga;  
 $t$  = espessura da parede;  
 $\beta$  = coeficiente dependente da relação  $H/L$ ;  
 $R$  = parâmetro de rigidez de flexão relativo.

De forma a obter a força axial na viga de apoio, os autores apresentam o parâmetro de rigidez axial relativo “ $K$ ”, esse parâmetro expressa a rigidez relativa axial conforme apresenta a Equação 9.

$$K = \frac{H*t*E_w}{A*E_b} \quad (9)$$

Onde:

$K$  = parâmetro de rigidez axial relativo;  
 $H$  = altura da parede;  
 $t$  = espessura da parede;  
 $E_w$  = módulo de elasticidade da parede;  
 $A$  = área de seção transversal da viga;  
 $E_b$  = módulo de elasticidade da viga.

#### 2.3.4.2 Força axial máxima na viga

Já a força axial máxima, Davies e Ahmed (1977) apontam que, no caso de viga simplesmente apoiada, acontece no ponto médio do vão e tem sua variação conforme o parâmetro  $K$ , conforme ilustra a Figura 21. E essa relação pode ser calculada conforme a Equação 10. A força axial máxima representa as tensões de tração que a parede exerce na viga devido a separação desses dois elementos.

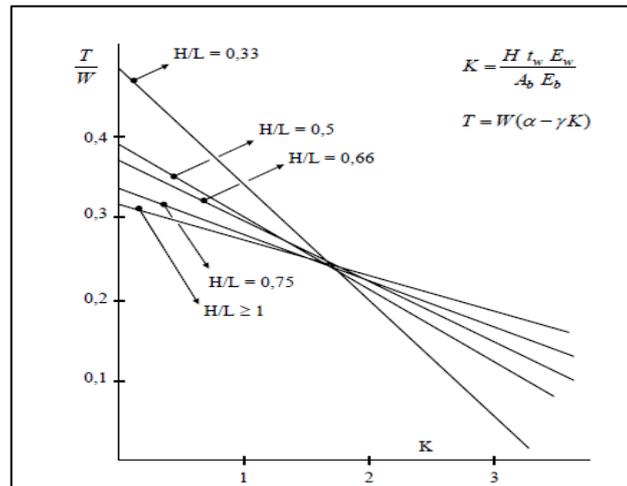
$$T_{m\acute{a}x} = W * (\alpha - \gamma * K) \quad (10)$$

Sendo:

$T_{m\acute{a}x}$  = força axial máxima na viga;  
 $W$  = carga distribuída aplicada na parede;  
 $K$  = parâmetro de rigidez relativo;

$\alpha$  e  $\gamma$  = coeficientes dependentes de H/L, obtidos no gráfico da Figura 21.

Figura 21 – Variação da força axial T na viga com a rigidez axial K



Fonte: Carvalho (2007)

Para o desenvolvimento da ação composta do sistema parede/viga, a resistência ao cisalhamento na sua interface deve ser adequada para a transmissão das tensões de cisalhamento horizontal resultante do efeito arco. A partir dos resultados obtidos para a força axial máxima resultante na viga, é possível obter a máxima tensão de cisalhamento aplicada à parede de alvenaria através da Equação 11.

$$\tau_{m\acute{a}x} = T_{m\acute{a}x} * (1 + \beta * K) \quad (11)$$

Sendo:

$\tau_{m\acute{a}x}$  = Tensão máxima de cisalhamento;

$T_{m\acute{a}x}$  = força axial máxima na viga;

$\beta$  = coeficiente dependente da relação H/L;

K = parâmetro de rigidez axial relativo.

A estimativa aproximada da tensão máxima de cisalhamento, é dada a partir da concepção de que a distribuição das tensões verticais e de cisalhamento, são distribuídas de forma triangular, como apresentado na Figura 22.

### 2.3.4.3 Comprimento da superfície de contato

Através da análise dos elementos finitos realizado por Davies e Ahmed (1978), foi possível determinar o comprimento da superfície de tensão de cisalhamento horizontal varia de acordo com a tensão vertical máxima e estabeleceu-se o método de cálculo conforme mostra a Equação 12.

$$Lv = \frac{L}{(1+\beta * R)} \quad (12)$$

Onde:

$Lv$  = comprimento de contato da distribuição de tensão vertical;

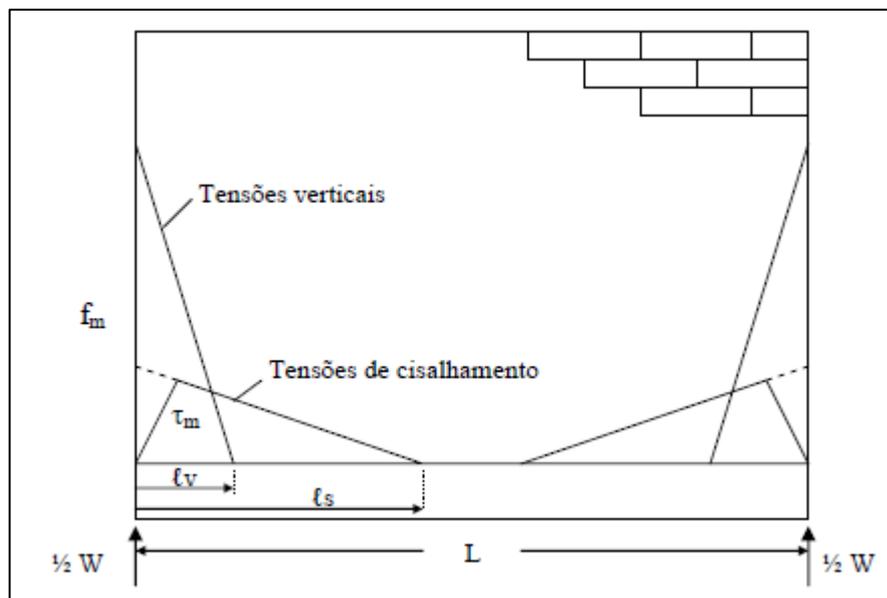
$L$  = vão da viga;

$\beta$  = coeficientes dependentes de  $H/L$ ;

$R$  = parâmetro de rigidez de flexão relativo.

Na Figura 22, pode-se observar o diagrama dos esforços proposto pelos autores.

Figura 22 – Distribuição dos esforços na interface parede/viga.



Fonte: Carvalho (2007)

#### 2.3.4.4 Momento máximo considerando o efeito arco

O momento fletor resultante que é produto do efeito da combinação das forças verticais e horizontais do sistema parede/viga obtido pelos estudos de Davies e Ahmed (1977). Carvalho (2007) aponta que o momento fletor máximo incide no ponto coincidente com o comprimento de contato calculado na Equação 12, porém essa hipótese é aproximada.

Sendo assim o momento fletor máximo pode ser obtido pela Equação 13.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{W*L*r-2*W*Hv(\alpha-\gamma*K)}{4*(1+\beta*R)\lambda} \quad (13)$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$  = momento máximo;

$W$  = carga distribuída aplicada na parede;

$L$  = vão da viga;

$Hv$  = altura da viga;

$R$  = parâmetro de rigidez de flexão relativo;

$\alpha$  e  $\gamma$  e  $\beta$  = coeficientes dependentes de  $H/L$ ;

$r$  = coeficiente relativo à posição da resultante das tensões verticais;

$\lambda$  = coeficiente que depende do contato de distribuição das tensões verticais.

Conforme sintetiza carvalho (2007, p. 111), os resultados obtidos através dos parâmetros de Davies e Ahmed, concatenando o parâmetro de rigidez a flexão, os coeficientes de tensões verticais e o momento máximo representados no Quadro 2.

Quadro 2 – Coeficientes  $\lambda$  e  $r$  correlacionados à rigidez relativa à flexão ( $R$ )

<b>Rigidez relativa (R)</b>	<b>Coeficiente <math>r</math></b>	<b>Coeficiente <math>\lambda</math></b>
Viga rígida ( $R \leq 5$ )	0,33	0,50
Viga parcialmente flexível ( $5 < R < 7$ )	0,25	0,33
Viga flexíveis ( $R \geq 7$ )	0,20	0,25

Fonte: Adaptado de Carvalho (2007, p. 111)

### 2.3.4.5 Momento fletor central

Pelo método da rigidez relativa, momento no centro do vão pode ser calculado conforme a Equação 14

$$M_c = \frac{W*L*r-2*W*Hv(\alpha-\gamma*K)(1+\beta*R)}{4*(1+\beta*R)\lambda} \quad (14)$$

Onde:

$M_c$  = momento máximo;

$W$  = carga distribuída aplicada na parede;

$L$  = vão da viga;

$Hv$  = altura da viga;

$R$  = parâmetro de rigidez de flexão relativo;

$\alpha$  e  $\gamma$  e  $\beta$  = coeficientes dependentes de  $H/L$ ;

$r$  = coeficiente relativo à posição da resultante das tensões verticais;

$\lambda$  = coeficiente que depende do contato de distribuição das tensões verticais.

### 2.3.5 Confiabilidade do método da rigidez relativa para avaliação do efeito arco

Sobre a utilização do método de Rigidez Relativa como parâmetro de estudo sobre o efeito arco proposto em 1977, Carvalho (2007, p.115) diz que:

O equacionamento das ações oriundas do efeito arco, ou seja, a definição de uma metodologia de projeto, pouco mudou a partir de Davies e Ahmed (1978) e Riddington e Stafford Smith (1978). Suas propostas, feitas 26 anos após o trabalho pioneiro de Wood (1952), ainda hoje são aceitas consensualmente no meio técnico, salvo pequenas correções inerentes ao desenvolvimento e barateamento dos sistemas computacionais, que possibilitaram os seus aprimoramentos.

O estudo de Davies e Ahmed (1977), apresenta menores incertezas aos cálculos quando comparados a outros métodos de análise do efeito arco, pelo motivo de não depender de parâmetros subjetivos para as equações e sim de dados de estudos experimentais realizados pelos autores (CARVALHO, 2007).

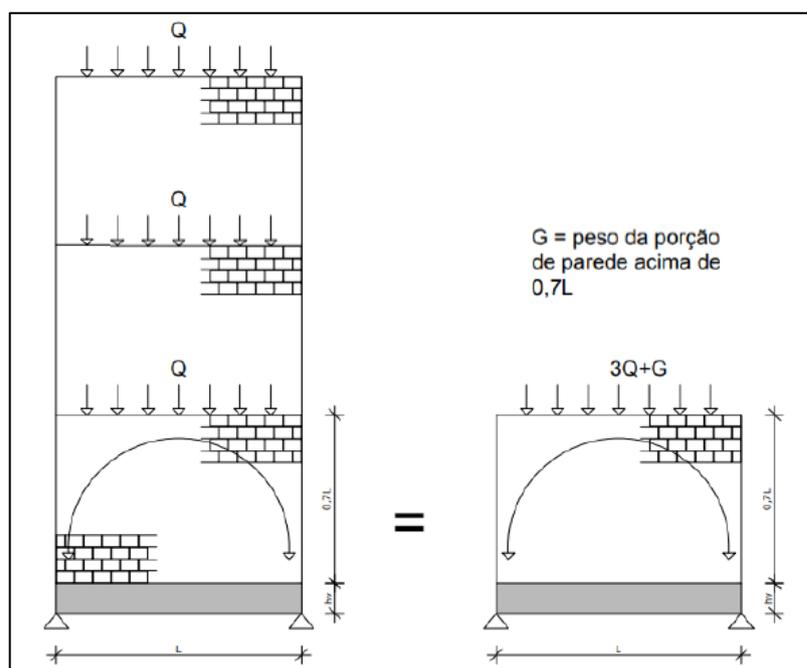
Barbosa (2000) afirma que, o método proposto por Davies e Ahmed (1997) demonstra muitas vantagens quando comparado a outros métodos, pois ele permite quantificar e relacionar um número maior de variáveis necessárias para avaliação do comportamento estrutural do sistema parede/viga. Para o autor um ponto positivo muito importante do método é a determinação da máxima tensão cisalhante na interface, o que permite um dimensionamento mais coerente quanto às redistribuições das tensões.

### 2.3.6 Altura da parede e o efeito arco

Na maioria das vezes, paredes com maior altura, implicam em concentrações de tensões maiores nos apoios. No entanto, para a análise do efeito arco, conforme a altura da parede vai aumentando a sua influência na distribuição das tensões vai diminuindo (BARBOSA, 2000).

Segundo estudo de Riddington e Smith (1978), para paredes submetidas a cargas constantes com alturas superiores a 70% do seu comprimento, a configuração do arco permanece sem alteração. Nesses casos, o peso da parede acima seria considerado somente como um acréscimo de carregamento. Isso pode ser visualizado na Figura 23.

Figura 23 - Porção da parede com formação do efeito arco



Fonte: Barbosa (2000)

Conforme Medeiros (2015), quanto ao arranjo do arco, se torna constante a partir de uma determinada relação que envolve a altura da parede e o comprimento da viga, e não muda sempre que altura da parede aumenta. Considerando que as construções mais usuais em alvenaria estrutural no Brasil, contemplam um pé direito de 2,8 metros e vãos na maioria das vezes superiores a 4,0 metros, pode-se dizer que apenas um pé direito de paredes já seria o suficiente para que se apresente a atuação do efeito arco.

## 2.4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Neste subitem serão abordados os métodos para dimensionamento de vigas de concreto armado submetidas a flexão simples considerando os quesitos de segurança necessários apontados pelas literaturas que abordam métodos de dimensionamento conforme os requisitos da ABNT NBR 6118:2014.

Conforme Araújo (2014), o estudo de vigas de uma estrutura, consiste primeiramente na definição dos carregamentos atuantes nesse elemento. O autor ainda aponta as cargas mais recorrentes nas edificações, que são: peso próprio, peso das alvenarias e ações das lajes.

### 2.4.1 Estados limites

As recomendações da ABNT NBR 6118:2014, é que para os dimensionamentos e verificações de elementos de concreto armado, sejam considerados os estados limites de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU). Os estados limites de serviço estão relacionados aos aspectos de conforto, estéticos e boa utilização dos usuários, já os estados limites últimos estão relacionados ao colapso ou a desestabilização da estrutura devido às solicitações.

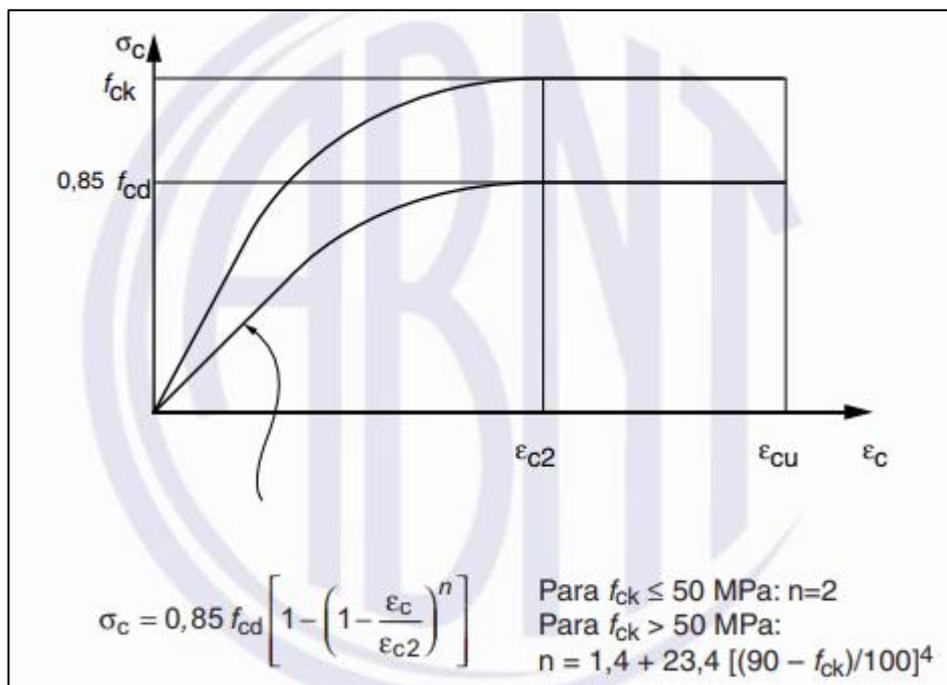
Quando submetidas à flexão relacionadas ao momento fletor, as vigas em concreto armado, possuem um comportamento não-linear para realização do dimensionamento conforme o estado limite último (ELU). Esse comportamento é ocasionado pela plastificação da armadura longitudinal e pela fissuração do concreto. Conforme os esforços internos vão aumentando, as fissuras se formam na parte

tracionada da viga, causando uma alteração da inércia do elemento (CARVALHO E FILHO, 2014).

Para dimensionamento das seções que estão expostas às solicitações normais, a NBR 6118, prescreve a avaliação de vários fatores e hipóteses para a concepção da estrutura, tais como (ABNT, 2014):

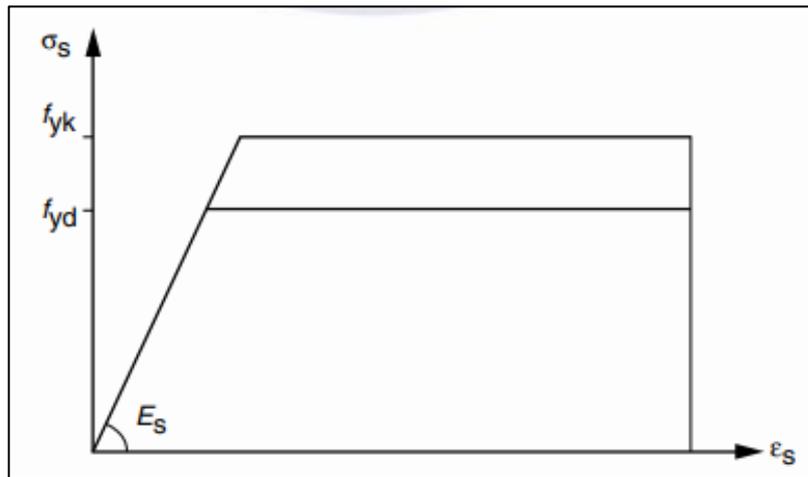
- seções transversais devem se manter planas após a deformação;
- as barras submetidas à tração ou compressão, devem apresentar deformação igual a ocorrida no concreto que as envolve;
- considerando o Estado Limite Último, as tensões de tração paralelas à seção transversal devem ser desprezadas;
- a distribuição das tensões no concreto se dá conforme o diagrama parábola-retângulo, apresentado na Figura 24, sendo a sua tensão de pico igual a  $0,85 \cdot f_{cd}$ , esse diagrama ainda pode ser substituído por um retângulo de área equivalente tendo como altura igual a  $0,8 \cdot X$ , sendo X a profundidade da linha neutra;
- a tensão nas armaduras pode ser obtida por meio do diagrama tensão-deformação do aço, conforme mostra a Figura 25.

Figura 24 – Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Figura 25 – Diagrama tensão-deformação idealizado para aços de armaduras passivas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

É possível admitir que a tensão no concreto ( $\sigma_{cd}$ ) seja igual a 85% da resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ), considerando um concreto de resistência característica ( $f_{ck}$ ) igual ou menor que 50 MPa. Já em casos em que a resistência do concreto é superior a 50 MPa, faz-se necessário a equação conforme apresenta o Quadro 3.

Quadro 3 – Coeficientes  $\lambda$  e  $\alpha_c$

$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda$	$\alpha_c$
$f_{ck} \leq 50$	0,8	0,85
$50 < f_{ck}$	$0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}$	$0,85 \left[ 1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \right]$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

#### 2.4.2 Resistência do concreto

Com base na ABNT NBR 6118 (2014) deve ser adotado a resistência à compressão do concreto ( $f_{cd}$ ) com base em sua resistência característica ( $f_{ck}$ ) conforme apresenta a Equação 15.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (15)$$

Onde:

$f_{cd}$  = resistência característica à compressão de cálculo do concreto;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão característica do concreto;

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação de resistência para o concreto.

### 2.4.3 Resistência do aço

Conforme Fusco (1981), o aço é primordial na fabricação de estruturas de concreto devido a sua alta capacidade de resistir aos esforços de tração. Sua resistência característica de escoamento ( $f_{yk}$ ) será utilizada para a determinação da resistência de escoamento de cálculo ( $f_{yd}$ ), conforme aponta a Equação 16.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (16)$$

Onde:

$f_{yd}$  = resistência característica à tração de cálculo do concreto;

$f_{yk}$  = resistência característica à tração característica do aço;

$\gamma_s$  = coeficiente de ponderação de resistência para o aço.

A ABNT NBR 6118 (2014), define os coeficientes de ponderação das resistências no Estado Limite Último conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 – Coeficientes de ponderação das resistências do concreto e aço

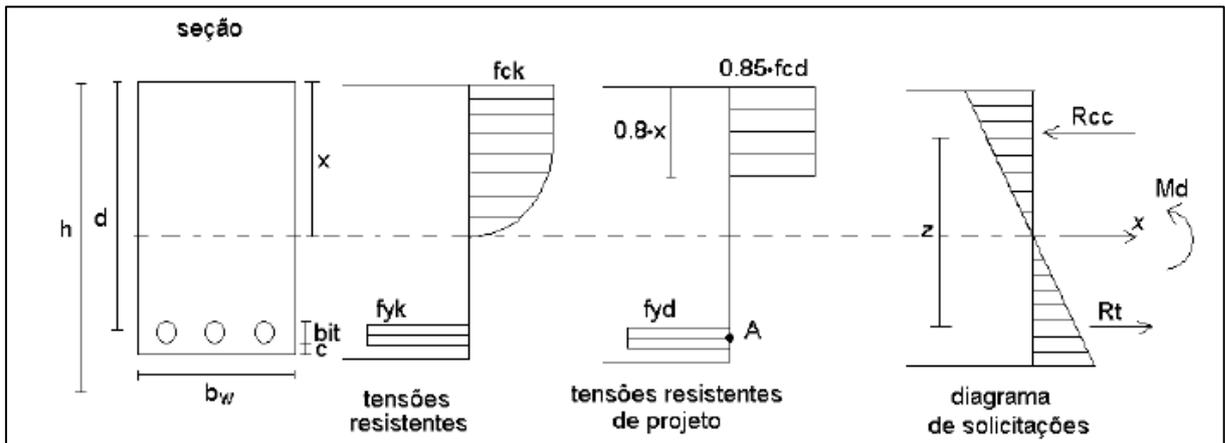
<b>Combinações</b>	<b>Concreto</b> $\gamma_c$	<b>Aço</b> $\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tendo como referência as hipóteses básicas expostas pela ABNT NBR 6118:2014, pode ser possível obter uma conclusão para o dimensionamento no

Estado Limite Último, equilibrando os esforços resistentes com os solicitantes da seção de concreto armado, apresentado por Carvalho e Figueiredo filho (2009) e adaptado por Quevedo (2011), conforme apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Diagramas de esforços resistentes e esforços solicitantes em seção de concreto armado



Fonte: Quevedo (2011)

Os autores sugerem o equacionamento para o equilíbrio das forças no sentido  $x$  e o equilíbrio dos momentos no ponto A, apresentado na Equação 17 (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2009).

$$\begin{cases} 0,85 * f_{cd} * b_w * 0,8X * \left( d - \frac{0,8 * X}{2} \right) = M_d \\ -0,85 * f_{cd} * b_w * 0,8 * X + A_s * f_{yd} = 0 \end{cases} \quad (17)$$

Sendo:

$f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto;

$A_s$  = área de aço da seção transversal da viga;

$b_w$  = largura da seção de concreto;

$X$  = posição da linha neutra em relação a fibra mais comprimida da viga;

$d$  = altura útil da seção;

$M_d$  = momento atuante de cálculo por unidade de comprimento;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de escoamento do aço.

Como resultado da resolução do sistema proposto na Equação 17, temos a posição da linha neutra da seção transversal conforme a Equação 18, proposto por Campos Filho (2008).

$$X = 1,25 * d * \left( 1 - \sqrt{\frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) \quad (18)$$

Onde:

$f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto;

$b_w$  = largura da seção de concreto;

$X$  = posição da linha neutra em relação a fibra mais comprimida da viga;

$d$  = altura útil da seção;

$M_d$  = momento atuante de cálculo;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de escoamento do aço.

Tendo em vista que a capacidade de rotação dos elementos estruturais ocorre em função da posição da linha neutra, a NBR 6118:2014 aponta que quanto menor for a relação da posição da linha neutra e a altura útil do elemento, maior será o potencial dessa capacidade de rotação. Então, com finalidade de proporcionar um comportamento adequado com relação a ductilidade em vigas, a NBR 6118:2014 estabelece limites para a posição da linha neutra no Estado Limite Último, sendo eles (ABNT, 2014):

a)  $x/d \leq 0,45$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

b)  $x/d \leq 0,35$ , para concretos com  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$  MPa.

#### 2.4.4 Resistência a flexão

Araújo (2014) diz que, de forma simplificada, a resistência à flexão de vigas de concreto armado pode ser calculada através do equilíbrio dos momentos fletores e das reações das forças normais, considerando os domínios de deformação. O autor destaca que as resultantes das tensões têm relação com a distância que vai da parte superior da seção da viga até a linha neutra da seção. O valor da distância depende

do coeficiente  $\lambda$ , que pode ser obtido através da Equação 19, também apresentada anteriormente no Quadro 2.

$$\lambda = \begin{cases} 0,8, & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_{ck}-50}{400}, & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (19)$$

Conforme Araújo (2014), a equação de resistência a flexão usual para vigas de concreto é como expressa pela Equação 20.

$$M_D = A_s * f_{yd} * \left( h - d' - \frac{1}{2} * \frac{A_s * f_{yd}}{(\alpha_c * b_w * f_{cd})} \right) \quad (20)$$

Onde:

$M_D$  = momento resistente de cálculo;

$A_s$  = área de aço da seção transversal da viga;

$f_{yd}$  = resistência à tração de cálculo do aço;

$h$  = altura da viga;

$d'$  = distância entre a face interior da seção transversal da viga e o eixo da armadura;

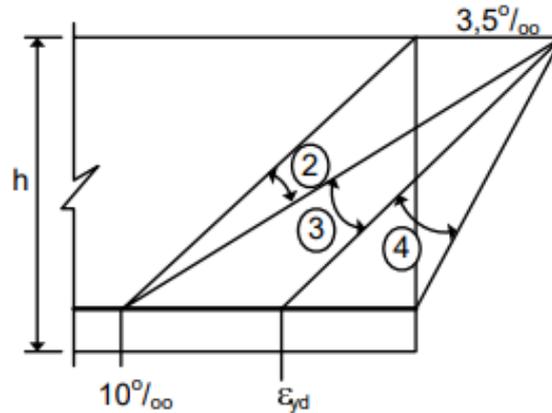
$\alpha_c$  = coeficiente obtido no Quadro 2;

$b_w$  = largura da seção transversal.

#### 2.4.5 Dimensionamento de vigas à flexão simples conforme Araújo (2010)

Considerando a situação de flexão simples, o equilíbrio das forças só pode ser garantido nos domínios de deformação 2, 3 e 4, conforme representado na Figura 27.

Figura 27 – Domínios na flexão simples

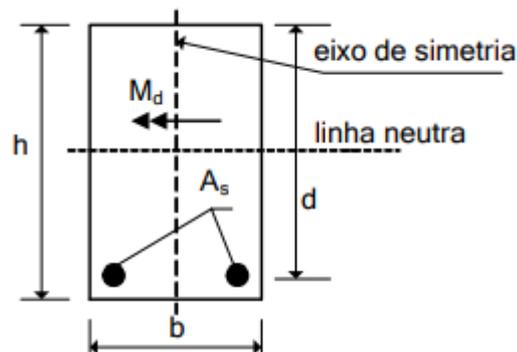


Fonte: Araújo (2010)

Considerando o tipo de ruptura na flexão simples, os elementos de concreto armado se classificam como subarmadas, normalmente armadas e superarmadas. As peças superarmadas, em virtude do excesso de armadura, rompem no domínio 4, caracterizando uma ruptura frágil, sem aviso prévio. Essa situação de ruptura deve ser evitada, no projeto de vigas, é possível evitar esse tipo de situação aplicando uma armadura dupla, sendo uma armadura tracionada e a outra comprimida.

A Figura 28, apresenta uma seção retangular de concreto armado com armadura simples, submetida a um momento fletor de cálculo  $M_d$ .

Figura 28 – Armadura simples em seção retangular

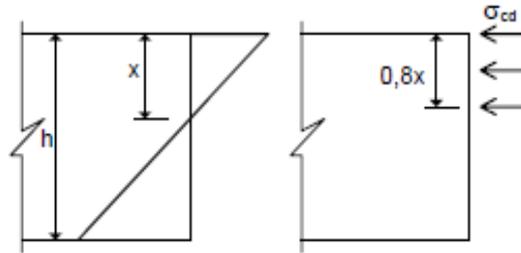


Fonte: Araújo (2010)

Nesta situação da Figura 28, as notações apresentadas ficam como,  $b$  sendo a largura,  $h$  a altura da seção,  $d$  a altura útil e  $A_s$  a área da seção da armadura tracionada.

A Figura 29, apresenta o “x” como a profundidade da linha neutra, sendo medida a partir da parte mais comprimida da seção. Aplicando o diagrama retangular, pode-se considerar que a seção é comprimida com a tensão constante representada como  $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$  até uma profundidade de  $0,8x$ .

Figura 29 – Diagrama retangular para concreto



Fonte: Araújo (2010)

Conforme Araújo (2010), a ruptura nos domínios 2 e 3 é do tipo dúctil, o que deve ser o desejável sempre. Então, o dimensionamento com armadura simples parte do pressuposto que a ruptura ocorre no domínio 2 ou 3. Logo, para a realização do dimensionamento de armadura simples, basta aplicar duas equações de equilíbrio, como apresentado na Equação 21 e 22, onde a equação 21 possibilita o cálculo da profundidade da linha neutra,  $\xi = x/d$ . Após, substitui-se o valor encontrado na Equação 22, obtendo-se a área de aço necessária.

$$\xi = 1,25 * (\sqrt{1 - 2 * \mu}) \quad (21)$$

$$A_s = 0,8 * \xi * b * d * \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (22)$$

Sendo:

$\xi$  = Razão entre a posição da linha neutra e a altura útil ( $x/d$ );

$A_s$ ,  $b$  e  $d$  = Conforme diagrama da Figura 28;

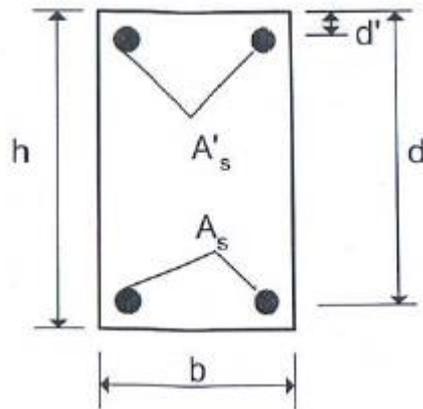
$\mu$  = Momento fletor reduzido, obtido pela Equação 23.

$$\mu = \frac{M d}{b d^2 \sigma_{cd}} \quad (23)$$



de dimensionamento da armadura tracionada de área  $A_s$ , deve-se também dimensionar a armadura comprimida com área  $A'_s$ . A Figura 31, mostra a seção transversal que deverá ser considerada.

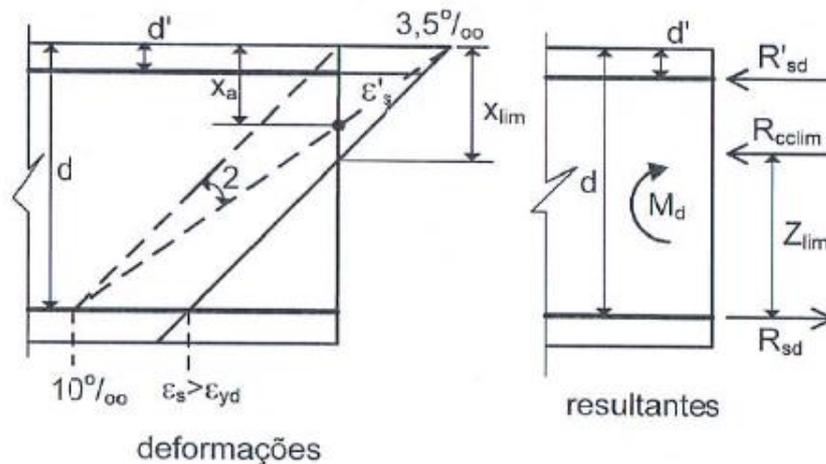
Figura 31 – Seção retangular com armadura dupla



Fonte: Araújo (2010)

Araújo (2010), apresenta que a solução usual para a flexão simples consiste basicamente em fixar o valor da profundidade da linha neutra. Logo, fixando  $x = x_{lim}$ , obtém-se que a resultante de compressão do concreto é igual a  $R_{cc}$  e o braço de alavanca é indicado por  $Z_{lim}$ . Ficando então como incógnitas do problema somente as áreas de aço. A Figura 32 ilustra as deformações e as resultantes das tensões na seção transversal, considerando  $x = x_{lim}$ .

Figura 32 – Deformações e resultantes das tensões na seção



Fonte: Araújo (2010)

Seguindo os parâmetros apresentados por Araújo (2010), para o dimensionamento seções retangulares á flexão simples com armadura dupla, após a constatação da necessidade de armadura de compressão, deve-se calcular o parâmetro que relaciona a posição da linha neutra para a nova concepção dos esforços que é o parâmetro “ $\delta$ ”, calculado por meio da Equação 24, onde as variáveis estão apresentadas na Figura 32.

$$\delta = \frac{d'}{d} \quad (24)$$

Após a obtenção do parâmetro geométrico  $\delta$ , deve-se ler o valor que será adotado para as tensões no aço da armadura de compressão  $\sigma'_{cd}$ , conforme Quadro 4, apresentado por Araújo (2010).

Quadro 5 – Tensão  $\sigma'_{cd}$  (kN/cm<sup>2</sup>) na armadura de compressão

Concreto	$f_{ck} \leq 35$ MPa		$f_{ck} > 35$ MPa	
	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
$\delta$				
0,01	43,48	52,17	43,48	52,17
0,02	43,48	52,17	43,48	52,17
0,03	43,48	52,17	43,48	52,17
0,04	43,48	52,17	43,48	52,17
0,05	43,48	52,17	43,48	52,17
0,06	43,48	52,17	43,48	52,17
0,07	43,48	52,17	43,48	52,17
0,08	43,48	52,17	43,48	52,17
0,09	43,48	52,17	43,48	52,00
0,10	43,48	52,17	43,48	50,00
0,11	43,48	52,17	43,48	48,00
0,12	43,48	51,33	43,48	46,00
0,13	43,48	49,78	43,48	44,00
0,14	43,48	48,22	42,00	42,00
0,15	43,48	46,67	40,00	40,00
0,16	43,48	45,11	38,00	38,00
0,17	43,48	43,56	36,00	36,00
0,18	42,00	42,00	34,00	34,00
0,19	40,44	40,44	32,00	32,00
0,20	38,89	38,89	30,00	30,00

Fonte: Araújo (2010)

Após a obtenção dos valores obtidos através da metodologia aplicada, pode-se então calcular as áreas de aço de armadura de compressão  $A'_s$  e armadura de tração  $A_s$ . Os resultados são obtidos conforme a Equação 25 e Equação 26, respectivamente.

$$A'_s = \frac{(\mu - \mu_{lim}) * b * d * \sigma_{cd}}{(1 - \delta) * \sigma'_{cd}} \quad (25)$$

$$A_s = \left( 0,8 * \xi_{lim} + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) * \frac{b * d * \sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (26)$$

#### 2.4.6 Taxas de armaduras mínimas

A premissa para o dimensionamento de áreas de aço para vigas de concreto armado, deve ser o atendimento dos critérios mínimos estabelecidos pelas normas. Esse critério importantíssimo a ser considerado é a taxa de armadura ( $\rho$ ), que considera a proporção da área de aço em relação a seção transversal da viga, conforme Equação 27 (ARAÚJO, 2014).

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{b * h} \quad (27)$$

Sendo:

$\rho(\%)$  = taxa de armadura;

$A_s$  = área de armadura;

$b$  e  $h$  = base e altura da seção transversal da viga.

A Tabela 2 mostra os valores destacados pela NBR 6118 para as taxas mínimas de armaduras de tração em vigas, considerando a utilização de aço CA-50 (ABNT, 2014).

Tabela 2 - Taxas mínimas de armadura de tração em vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a$ ( $A_{s,\min}/A_c$ ) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

### 3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão abordados os métodos utilizados para realização das hipóteses apresentadas neste trabalho e alcançar os objetivos propostos. Para isso, serão dimensionados um conjunto de paredes de alvenaria estrutural e seus elementos de apoio, com variações nos comprimentos das vigas dimensionadas em um edifício de 10 pavimentos e em um edifício com carregamento maior (14 pavimentos), primeiramente sem, e após com a consideração do efeito arco, para que se possa realizar os comparativos e analisar os aspectos técnicos dos resultados obtidos.

#### 3.1 OBJETO DE ESTUDO

Para definição dos carregamentos na parede e obtenção dos parâmetros a serem adotados no modelo experimental, foi considerado no primeiro momento, um edifício em alvenaria estrutural sobre pilotis com dez pavimentos, sendo que no primeiro piso encontra-se uma estrutura composta por lajes, vigas e pilares. Tendo em vista a possibilidade de comparação do efeito arco em diferentes carregamentos, no segundo momento será feita a mesma análise, porém, em um edifício de 14 pavimentos.

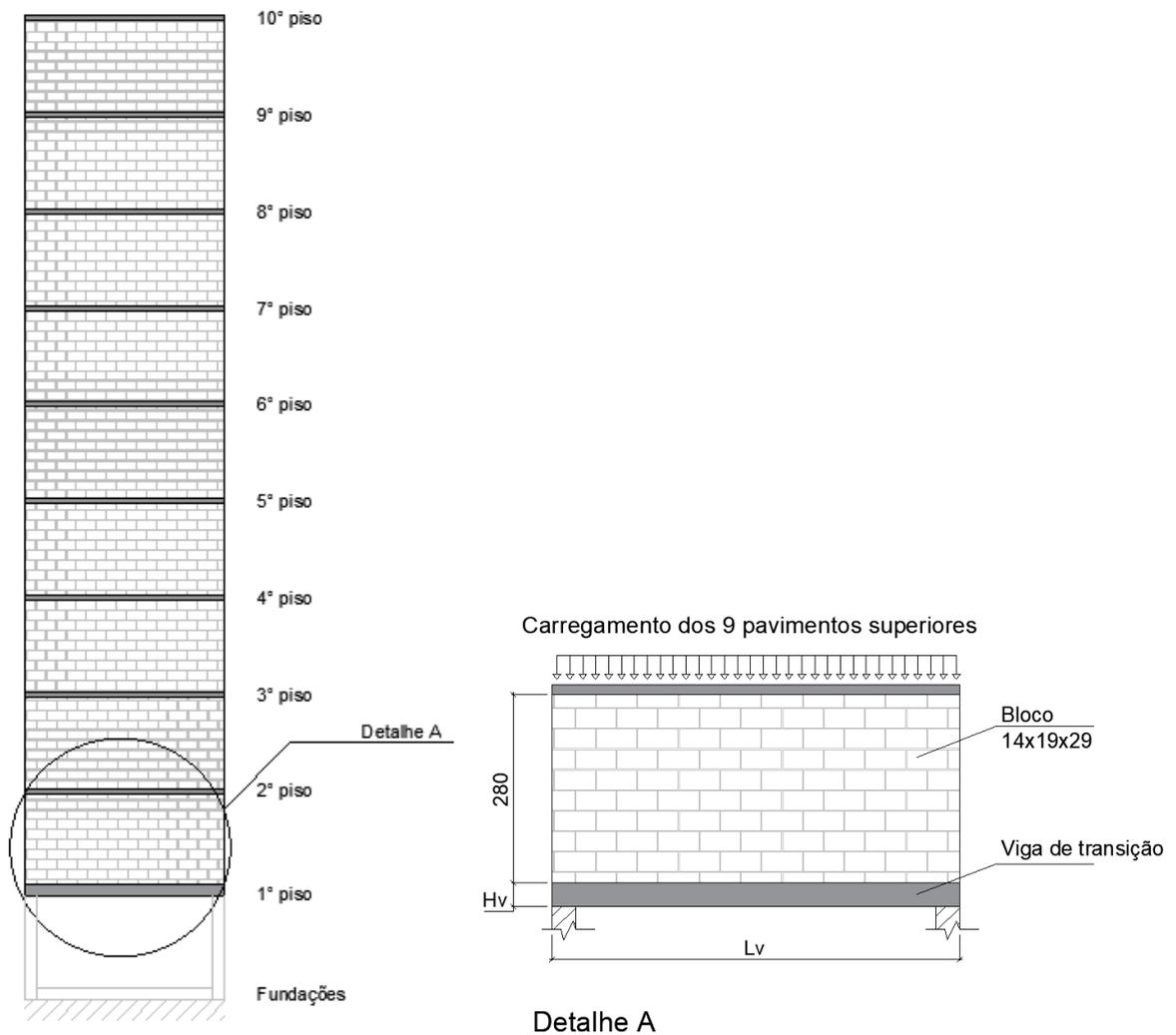
A grande diferença apresentada neste trabalho se dará na mensuração do vão das vigas e no carregamento da estrutura considerando-se o quanto estas variações afetam o efeito arco em ambas as situações.

##### 3.1.1 Considerações de carregamento

Para a definição das cargas a serem adotadas, será utilizado como parâmetro de carregamento padrão em edifícios conforme aponta a ABNT NBR 6120:2019 em seus quesitos para os cálculos de cargas para estruturas de edifícios.

A Figura 33 mostra a situação considerada para análises de carregamento vertical, onde  $L_v$  é o comprimento do vão da viga que será variável e  $H_v$  a altura da viga.

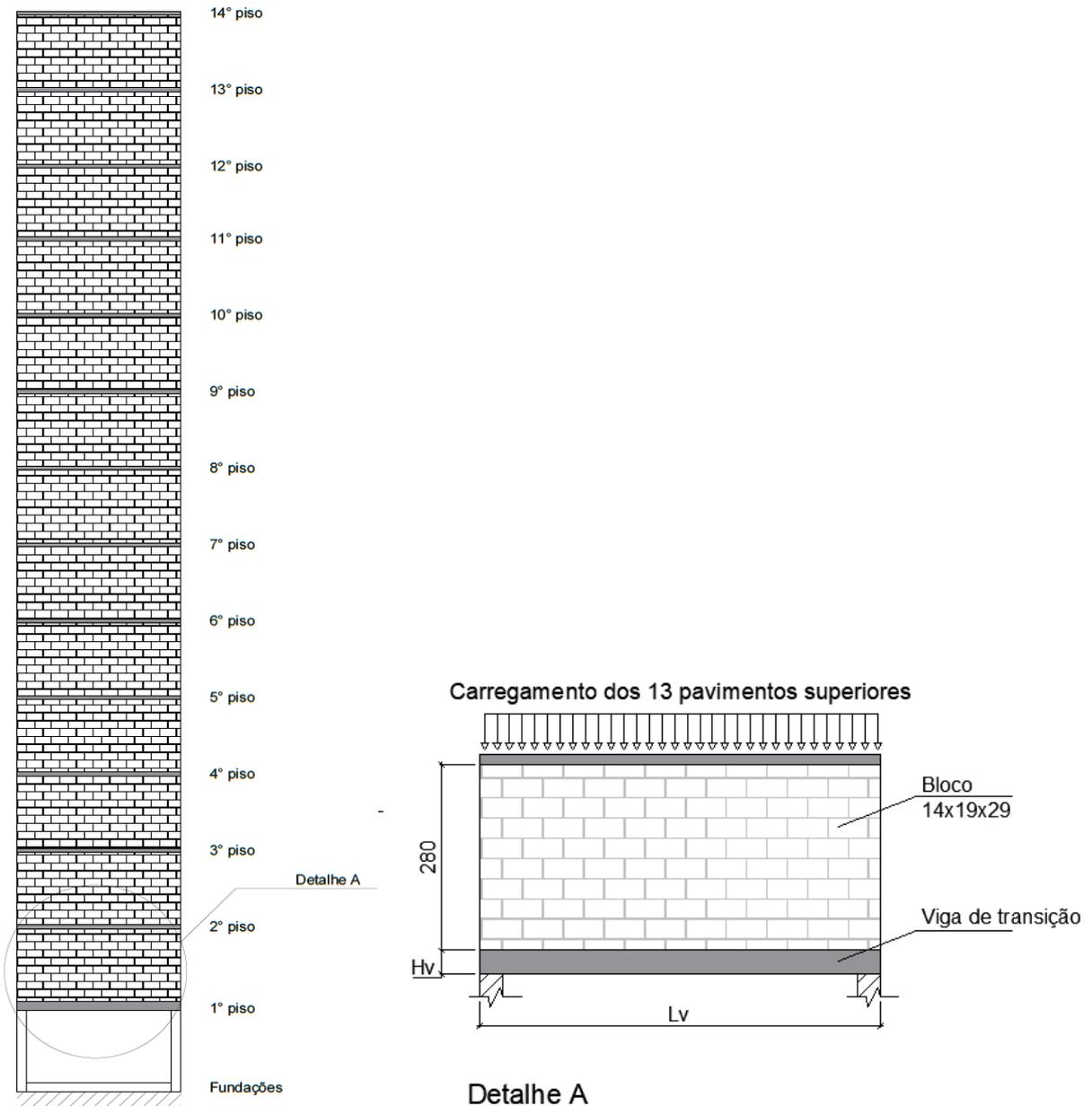
Figura 33 – Situação 1



Fonte: O autor (2021)

Na figura 34, está apresentado a segunda proposta para análise dos carregamentos. A largura e altura da viga dimensionadas em função das solicitações do carregamento.

Figura 34 - Situação 2



Fonte: O autor (2020)

### 3.1.2 Matriz de análise

Para a primeira situação de avaliação do efeito arco, será considerado a variação da largura da parede e, por consequência, o vão da viga. Serão analisados nas situações de três, seis e oito metros de vão para ambos os carregamentos. A matriz de análise, ilustrada na Tabela 3, apresenta os nomes dados para os elementos

que serão dimensionados, paredes e vigas, correlacionando as variáveis carregamento e vão.

Tabela 3 - Matriz de análise

<b>MATRIZ DE ANÁLISE</b>						
<b>Vão</b>	<b>Situação 1</b>			<b>Situação 2</b>		
	<b>3 m</b>	<b>6 m</b>	<b>8 m</b>	<b>3 m</b>	<b>6 m</b>	<b>8 m</b>
<b>Vigas dimensionadas desconsiderando o efeito arco (cm<sup>2</sup>)</b>	V13	V16	V18	V23	V26	V28
<b>Vigas dimensionadas considerando o efeito arco (cm<sup>2</sup>)</b>	V <sub>EA</sub> 13	V <sub>EA</sub> 16	V <sub>EA</sub> 18	V <sub>EA</sub> 23	V <sub>EA</sub> 26	V <sub>EA</sub> 28

Fonte: O autor (2021)

### 3.1.3 Dimensionamento das paredes de alvenaria

Serão considerados para fins de dimensionamento, blocos cerâmicos vazados de dimensões 14x19x29, junta de argamassa de 1 cm, respeitando os conceitos de modulação. Para definição dos parâmetros de resistência dos materiais serão considerados os valores apresentados na Figura 9, tendo em vista os resultados obtidos através do dimensionamento à compressão.

Será considerado, para o dimensionamento das paredes, somente as cargas oriundas das ações verticais.

### 3.1.4 Dimensionamento das vigas de concreto armado

O dimensionamento das vigas atenderá os requisitos indicados pela ABNT NBR 6118:2014, de acordo com os estados limites de serviço e estado limite último. As definições dos carregamentos serão de acordo com a ABNT NBR 6120:2019. Para que se obtenha área de aço será utilizada a metodologia apresentada por Araújo (2009), conforme mencionado no item 2.4.5 do presente trabalho.

Para os dimensionamentos das vigas, serão somente relevados os esforços de flexão, considerando que o trabalho se delimita ao estudo do efeito arco sem considerar outros elementos estruturais a não ser a interação parede/viga.

### **3.1.5 Análise do efeito arco**

Para análise do efeito arco no sistema parede/viga, será utilizado o método da rigidez relativa, conforme apresentado na Equação 6.

Os momentos resultantes serão analisados de acordo com as tensões máximas do sistema e comprimento de contato considerando os coeficientes apresentados no Quadro 1. Posterior ao cálculo do momento máximo considerando o efeito arco, conforme a Equação 13.

## 4 DIMENSIONAMENTOS E RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos dos dimensionamentos aplicados a cada parede e as principais abordagens e percepções técnicas dos parâmetros que envolvem o comportamento estrutural do sistema parede/viga para análise do efeito arco.

Serão utilizadas as formas de tabelas, gráficos e desenhos técnicos de maneira a facilitar o entendimento dos fatores analisados.

### 4.1 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

O dimensionamento das paredes, nesta pesquisa, foi feito mediante a análise das tensões oriundas dos carregamentos verticais nas duas situações propostas na metodologia. Visto isso, foi necessário adotar alguns parâmetros para o dimensionamento dos elementos, conforme orientações da ABNT NBR 6118:2014 para lajes e ABNT NBR 16868:2020 para as paredes estruturais, considerando as propriedades mecânicas dos materiais. O resumo desses parâmetros está apresentado no Quadro 6.

Quadro 6 – Parâmetros adotados

Ambiente	urbano
CAA	II
Concreto	C25
Fck	25 MPa
Cobrimento	2,5 cm, para lajes
Cobrimento	3,0 cm, para vigas
Ecs	24 GPa
Tipo de aço	CA-50

Fonte: O autor (2021)

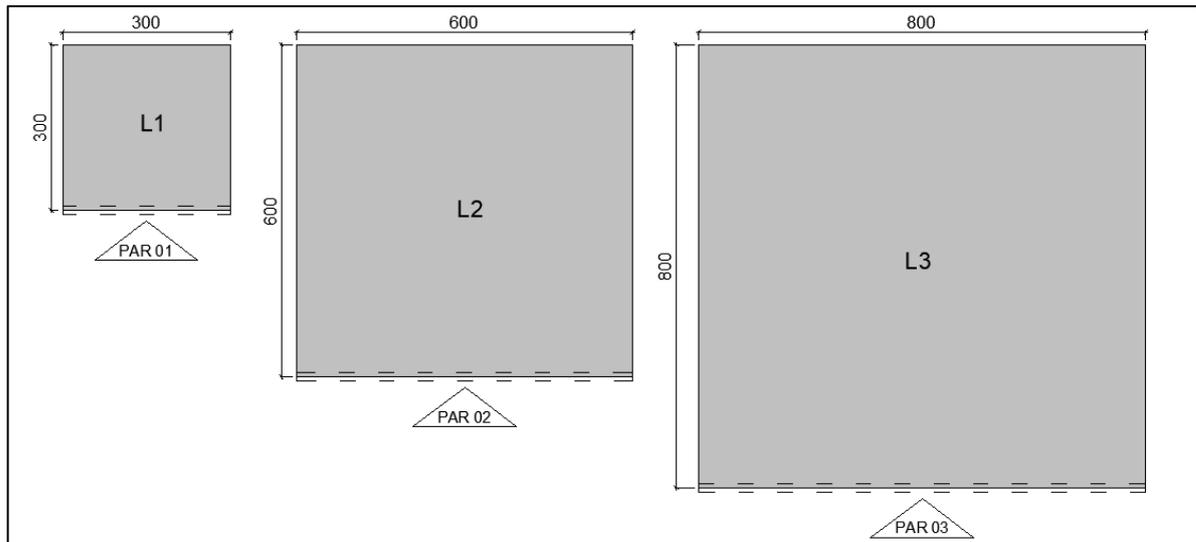
#### 4.1.1 Cargas provenientes das lajes

Foram definidas lajes maciças para esse dimensionamento tendo em vista que, conforme Araújo (2014), essas são as mais utilizadas nas edificações que apresentam

vãos relativamente pequenos a serem vencidos e apoios ao longo do seu contorno e também pelo fato de possuir sua espessura uniforme.

Para a obtenção dos carregamentos resultantes nas paredes de alvenaria foi considerado uma laje quadrada para cada uma das paredes, com os lados variando de acordo com o comprimento da parede, conforme apresenta a Figura 35.

Figura 35 – Geometria das lajes



Fonte: O autor (2021)

#### 4.1.1.1 Carregamento nas lajes

Conforme mencionado em capítulos anteriores, os carregamentos que atuam nas lajes podem ser classificados em permanentes e acidentais. Como carga permanente das lajes foi considerado o peso próprio dos elementos, equivalendo ao produto do peso específico do concreto armado, sendo  $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  pela espessura da laje que foi definida de 15 cm. Também foi levado em conta os revestimentos como piso e forro, resultando em um carregamento de  $1,0 \text{ KN/m}^2$ . Para a definição do carregamento acidental foi considerado para o edifício residencial com o carregamento de um cômodo de lavanderia, sendo  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Os resultados do carregamento obtidos através das definições propostas estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Carregamentos nas lajes

Laje	h (cm)	PP (kN/m <sup>2</sup> )	Revestimentos (kN/m <sup>2</sup> )	Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	Total (kN/m <sup>2</sup> )
L1	15	3,75	1	4,75	2	6,75
L2	15	3,75	1	4,75	2	6,75
L3	15	3,75	1	4,75	2	6,75

Fonte: O autor (2021)

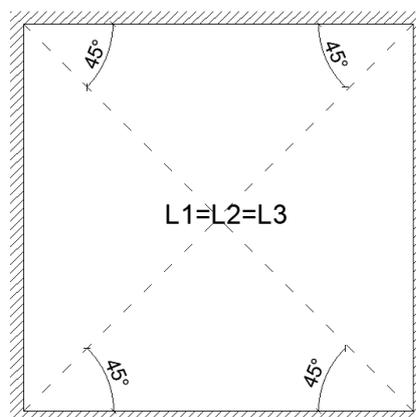
#### 4.1.1.2 Reação das lajes sobre as paredes

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, as reações de apoio de lajes com carregamento uniformemente distribuídas, podem ser calculadas considerando-se as áreas dos triângulos ou dos trapézios que serão obtidos através do traçado partindo dos vértices, na planta de laje, esse traçado obedece às seguintes condições:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° partindo do apoio engastado, quando o outro for simplesmente apoiado;
- 90° quando a borda vizinha for livre.

Para este estudo foi adotado as vinculações das lajes como sendo engastadas em todos os bordos, logo as reações de apoio podem ser calculadas a partir da área de influência conforme resultam as angulações das linhas de ruptura apresentadas na Figura 36. Dadas as devidas situações, cada laje resultou em reações proporcionais as suas áreas de influência sobre as paredes, os resultados estão expostos na Tabela 5.

Figura 36 – Linhas de ruptura de lajes engastadas em todos as bordas



Fonte: O autor (2021)

Tabela 5 – Reações de apoio das lajes

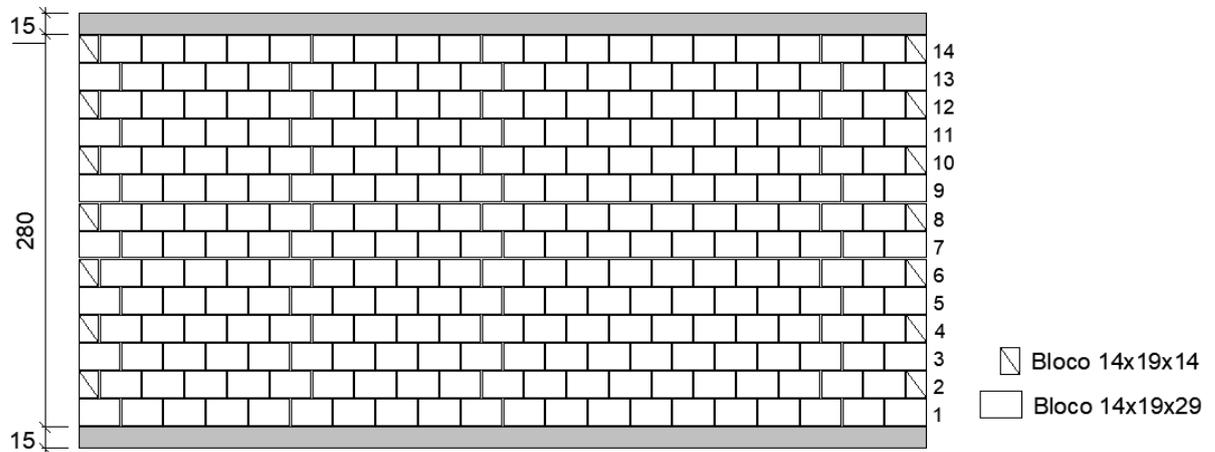
Laje	Área (m <sup>2</sup> )	Vão (m)	Carga (kN/m <sup>2</sup> )	Reação (kN/m)
L1	2,25	3	6,75	5,1
L2	9	6	6,75	10,1
L3	16	8	6,75	13,5

Fonte: O autor (2021)

#### 4.1.2 Peso próprio das paredes estruturais

Os parâmetros utilizados para o cálculo do peso próprio das paredes foram a utilização do bloco cerâmico da família 14x19x29 cm, com juntas de argamassa de 1 cm, logo obedecendo a modulação vertical resultou-se em uma parede com 14 fiadas para atender o pé direito de 280 cm de piso a teto, conforme mostra a Figura 37.

Figura 37 – Elevação das paredes



Fonte: O autor (2021)

Para obtenção do peso próprio das paredes foram considerados os pesos específicos sugeridos pela ABNT NBR 6120:2019 e NBR 16868:2020, sendo para os revestimentos argamassados o valor de  $19 \text{ kN/m}^3$  e para os blocos cerâmicos  $14 \text{ kN/m}^3$  respectivamente. Foi adotado a espessuras de revestimento argamassado de 3,5 cm externo e 1,5 interno nas faces da parede. Os dados de cálculos bem como os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Peso dos materiais da parede

<b>Material</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Espessura (m)</b>	<b>Peso (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Bloco</b>	14	0,14	1,96
<b>Reboco externo</b>	19	0,035	0,665
<b>Reboco interno</b>	19	0,015	0,285
		<b>Peso Total</b>	<b>2,91</b>

Fonte: O autor (2021)

A partir desse resultado, multiplicando pela altura da alvenaria que será comum a todas as seis paredes, podemos obter o peso próprio que se distribui linearmente ao longo do comprimento de cada uma delas, conforme mostra a Tabela 7.

Tabela 7 – Peso próprio das paredes

<b>Parede</b>	<b>Peso (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Peso Dist. (kN/m)</b>
<b>PAR 01</b>	2,91	3	2,8	8,15
<b>PAR 02</b>		6	2,8	8,15
<b>PAR 03</b>		8	2,8	8,15

Fonte: O autor (2021)

#### 4.1.3 Carregamento vertical

Com base nos carregamentos provenientes das lajes somados ao peso próprio das paredes pode-se calcular a carga total acumulada no primeiro pavimento de cada situação. Os resultados estão apresentados na Tabela 8 e Tabela 9.

Tabela 8 – Carregamentos em 10 pavimentos

(Continua)

<b>Pavimento</b>	<b>Carregamentos (kN)</b>		
	<b>PAR 01</b>	<b>PAR 02</b>	<b>PAR 03</b>
<b>10°</b>	39,63	109,64	173,18
<b>9°</b>	79,26	219,28	346,37
<b>8°</b>	118,89	328,91	519,55

(Conclusão)

Pavimento	Carregamentos (kN)		
	PAR 01	PAR 02	PAR 03
7°	158,53	438,55	692,74
6°	198,16	548,19	865,92
5°	237,79	657,83	1039,10
4°	277,42	767,47	1212,29
3°	317,05	877,10	1385,47
2°	356,68	986,74	1558,66
1°	396,32	1096,38	1731,84

Fonte: O autor (2021)

Tabela 9 - Carregamentos em 14 pavimentos

Pavimento	Carregamentos (kN)		
	PAR 01	PAR 02	PAR 03
14°	39,63	109,64	173,18
13°	79,26	219,28	346,37
12°	118,89	328,91	519,55
11°	158,53	438,55	692,74
10°	198,16	548,19	865,92
9°	237,79	657,83	1039,10
8°	277,42	767,47	1212,29
7°	317,05	877,10	1385,47
6°	356,68	986,74	1558,66
5°	396,32	1096,38	1731,84
4°	435,95	1206,02	1905,02
3°	475,58	1315,66	2078,21
2°	515,21	1425,29	2251,39
1°	554,84	1534,93	2424,58

Fonte: O autor (2021)

Com base nos carregamentos obtidos foi realizado o dimensionamento dos blocos com base na resistência característica à compressão, que a área onde o carregamento está distribuído o produto entre a espessura da parede e o comprimento. Na Tabela 10 e Tabela 11 estão expostos os resultados da resistência à compressão necessária para 10 pavimentos e 14 pavimentos respectivamente.

Tabela 10 – Resistência à compressão solicitante

Parede	Carga (kN)	$\gamma_f$	Nc,sd (kN)	Área (cm <sup>2</sup> )	$f_d$ (MPa)
PAR 01	396,32	1,4	554,84	4200	1,51
PAR 02	1096,38	1,4	1534,93	8400	2,09
PAR 03	1731,84	1,4	2424,58	11200	2,47

Fonte: O autor (2021)

Tabela 11 - Resistência à compressão solicitante

Parede	Carga (kN)	$\gamma_f$	Nc,sd (kN)	Área (cm <sup>2</sup> )	$f_d$ (MPa)
PAR 01	554,84	1,4	776,78	4200	2,11
PAR 02	1534,93	1,4	2148,90	8400	2,92
PAR 03	2424,58	1,4	3394,41	11200	3,46

Fonte: O autor (2021)

Conforme a resistência solicitante, pode-se determinar a resistência característica do bloco, que foi adotado para a edificação de 10 pavimentos o bloco de resistência de 14 MPa e para a edificação de 14 pavimentos o bloco de 18 MPa. Para as especificações dos materiais a serem adotados, foi utilizado a referência da ABNT 16868:2020 representada pela Figura 9 no presente trabalho. Os resultados estão apresentados na Tabela 12 para a situação 1 e na Tabela 13 para a situação 2 de carregamento.

Tabela 12 – Resistência característica do bloco na situação 1

Parede	$\gamma_m$	$f_k$ (MPa)	$f_{pk}$ (MPa)	$f_{bk}$ (MPa)	$f_{bk}$ Adotado (MPa)	$f_{pk}$ adotado (MPa)
PAR 01	2	3,02	4,31	6,16	14	9,8
PAR 02	2	4,18	5,97	8,52	14	9,8
PAR 03	2	4,95	7,07	10,10	14	9,8

Fonte: O autor (2021)

Tabela 13 - Resistência característica do bloco na situação 2

Parede	$\gamma_m$	$f_k$ (MPa)	$f_{pk}$ (MPa)	$f_{bk}$ (MPa)	$f_{bk}$ adotado (MPa)	$f_{pk}$ adotado (MPa)
<b>PAR 01</b>	2	4,23	6,04	8,63	18	12,6
<b>PAR 02</b>	2	5,85	8,35	11,93	18	12,6
<b>PAR 03</b>	2	6,93	9,90	14,14	18	12,6

Fonte: O autor (2021)

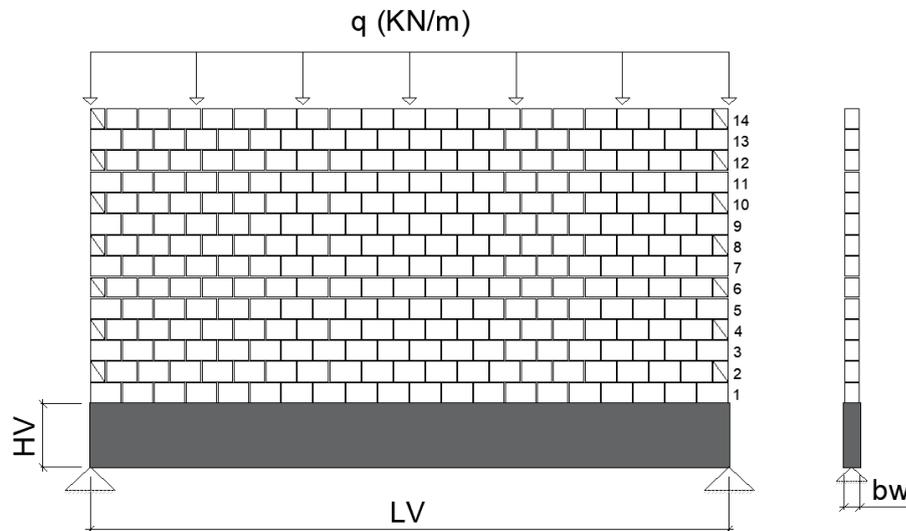
#### 4.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM A CONSIDERAÇÃO DO EFEITO ARCO

Para este dimensionamento, foram desconsideradas qualquer consideração de dispersão de ações originadas pelo efeito arco ou outros fenômenos estruturais.

Para os cálculos foi utilizado os valores resultantes do carregamento do primeiro pavimento apresentados na Tabela 8 e Tabela 9, somados ao peso próprio da viga de transição.

Para o dimensionamento das vigas de concreto adotou-se que a altura de cada viga corresponde à 10% do vão. A Figura 38 mostram como foi avaliado o sistema e o Quadro 7, mostra os parâmetros adotados para os devidos dimensionamentos dos elementos.

Figura 38 – Características do sistema



Fonte: O autor (2021)

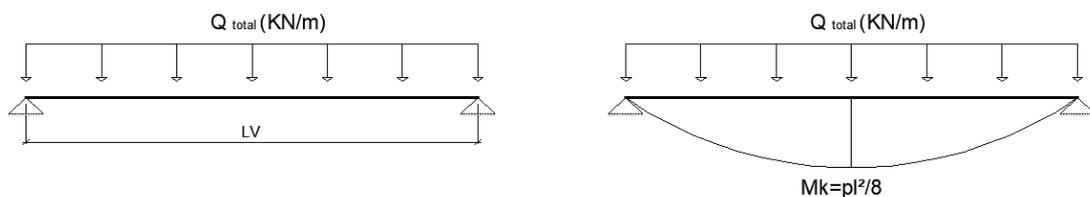
Quadro 7 – Parâmetros adotados para o dimensionamento das vigas

Parâmetros	10 Pavimentos			14 Pavimentos		
	V13	V16	V18	V23	V26	V28
Lv (cm)	300	600	800	300	600	800
Hv (cm)	30	60	80	30	60	80
bw (cm)	15	15	15	15	15	15
q (kN/m)	132,11	182,73	216,48	184,95	255,82	303,07
p.p (kN/m)	1,13	2,25	3,0	1,13	2,25	3,0
Q total (kN/m)	133,23	184,98	219,48	186,07	258,07	306,07

Fonte: O autor (2021)

Para o dimensionamento das armaduras das vigas de concreto foi aplicado o método apresentado por Araújo (2010) em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014. As seções são dimensionadas em função das solicitações à flexão simples em elementos de área transversal retangular. Para as considerações de cálculo o momento  $M_d$  é majorado em 40% a partir do momento solicitante de cálculo  $M_k$ , conforme o coeficiente de ponderação para o estado-limite último. A Figura 39 ilustra a distribuição do carregamento e o diagrama de momento fletor utilizado para os dimensionamentos da viga.

Figura 39 – Distribuição do carregamento e diagrama de momento fletor



Fonte: O autor (2021)

Após a determinação do momento de cálculo pode-se calcular o momento fletor reduzido, que resultou em um valor maior que o momento fletor reduzido limite, o que significa que a viga necessita de dimensionamento de armadura em sua área tracionada e na área comprimida para todas as vigas.

As resistências mecânicas dos materiais como adotadas resultam nas tensões resistentes de cálculo do concreto e do aço são respectivamente  $\sigma_{cd} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$  e  $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ , valores comuns a todas as vigas.

Os resultados obtidos referentes aos momentos e as áreas de aço estão expostos na Tabela 14 e Tabela 15. Os parâmetros adotados e as verificações para todo o dimensionamento estão apresentados.

Tabela 14 – Áreas de aço calculadas para carga de 10 pavimentos

<b>Carregamento de 10 pavimentos</b>					
<b>Viga</b>	<b>M<sub>k</sub> (kN.m)</b>	<b>M<sub>d</sub> (kN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>Compressão A'<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>V13</b>	149,88	209,84	1,36	17,19	22,09
<b>V16</b>	832,41	1165,37	1,63	42,22	52,78
<b>V18</b>	1755,84	2458,18	1,86	66,12	80,45

Fonte: O autor (2021)

Tabela 15 – Áreas de aço calculadas para carga de 14 pavimentos

<b>Carregamento de 14 pavimentos</b>					
<b>Viga</b>	<b>M<sub>k</sub> (kN.m)</b>	<b>M<sub>d</sub> (kN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>Compressão A'<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>V23</b>	209,33	293,06	1,9	25,89	30,79
<b>V26</b>	1161,32	1625,85	2,28	62,59	73,14
<b>V28</b>	2448,58	3428,01	2,60	97,10	111,43

Fonte: O autor (2021)

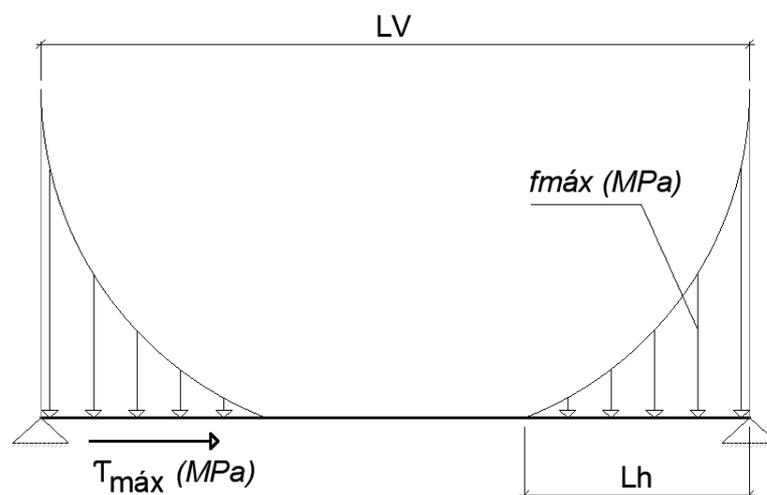
#### 4.3 EFEITO ARCO PELO MÉTODO DA RIGIDEZ RELATIVA

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos conforme as aplicações das equações apresentadas nos itens de 2.3.4.1 ao 2.3.4.6, chegando aos resultados de momento máximo obtido considerando o método da rigidez relativa para o dimensionamento das vigas.

### 4.3.1 Tensões na alvenaria

Aplicando as equações e seguindo os procedimentos descritos no capítulo 2.3, conforme o método de rigidez relativa é possível determinar alguns fatores pertinentes ao sistema conforme apresentados na Figura 40. Para os cálculos do parâmetro de rigidez relativo foi adotado o módulo de deformação longitudinal da alvenaria como sendo  $600 \cdot f_{pk}$ , conforme indica a tabela de propriedades da alvenaria da ABNT NBR 16868-1:2020.

Figura 40 – Tensões na alvenaria



Fonte: O autor (2021)

Os principais resultados estão apresentados na Tabela 14 e Tabela 15, onde a partir do parâmetro R é possível determinar as tensões máximas do sistema, o comprimento da superfície de contato e a força máxima aplicada na alvenaria.

Tabela 16 – Tensões na alvenaria

Carregamento de 10 pavimentos								
Parede	R	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$f_{máx}$ (MPa)	$L_h$ (m)	$T_{máx}$ (kN)	$T_{máx}$ (MPa)
<b>PAR 01</b>	6,89	0,35	1,4	0,05	33,76	0,56	96,88	0,82
<b>PAR 02</b>	4,10	0,40	1,6	0,08	16,63	1,59	348,41	0,52
<b>PAR 03</b>	3,30	0,50	2	0,14	14,89	2,11	679,53	0,58

Fonte: O autor (2021)

Tabela 17 – Tensões na alvenaria

Carregamento de 14 pavimentos								
Parede	R	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$L_h$ (m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	$T_{m\acute{a}x}$ (MPa)
PAR 01	7,33	0,35	1,4	0,05	49,92	0,53	118,14	1,06
PAR 02	4,36	0,40	1,6	0,08	24,51	1,50	447,99	0,71
PAR 03	3,51	0,50	2	0,14	21,94	1,99	868,58	0,78

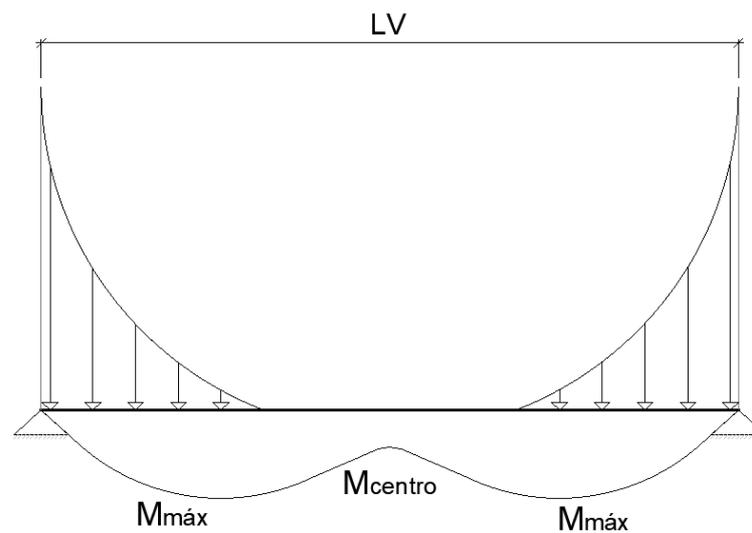
Fonte: O autor (2021)

Observando os resultados do coeficiente R, podemos observar que a viga sobre a PAR 01 é considerada flexível com relação à parede nas duas situações de carregamento o que acarreta em uma maior tensão de cisalhamento máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) na parede.

#### 4.3.1 Momento máximo nas vigas considerando o efeito arco

O momento máximo atuante nas vigas é resultado dos cálculos conforme a Equação 13. Os resultados geram um diagrama de momento fletor conforme a Figura 41 ilustra.

Figura 41 – Diagrama de momento fletor considerando o efeito arco



Fonte: O autor (2021)

Tendo em vista que as vigas que suportam as paredes de 3 metros de comprimento obtiveram o parâmetro  $R > 5$ , logo as vigas são consideradas flexíveis com relação à rigidez da parede por isso para as vigas denominadas V1 tem seus coeficientes  $r = 0,25$  e  $\lambda = 0,33$ , para as demais vigas o coeficientes seguiram os valores de  $r = 0,2$  e  $\lambda = 0,25$ . Visto isso, os momentos máximos atuantes nas vigas, têm os seus valores conforme apresenta a Tabela 18.

Tabela 18 – Momentos máximos nas vigas

Sistema	10 Pavimentos		14 Pavimentos	
	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)	$M_{centro}$ (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)	$M_{centro}$ (kN.m)
PAR01/V1	17,04	6,63	25,53	19,04
PAR02/V2	121,00	67,39	216,09	187,00
PAR03/V3	226,57	91,75	455,51	396,65

Fonte: O autor (2021)

A partir dos momentos máximos resultantes das considerações do efeito arco, foi possível redimensionar as vigas de concreto armado, novamente utilizando o método proposto por Araújo (2010).

Com a redução dos momentos máximos, os momentos fletores reduzidos também diminuiram, apenas na situação 2, devido ao maior carregamento, a  $V_{EA26}$  e  $V_{EA28}$  necessitaram de armadura dupla. Os resultados dos dimensionamentos das áreas de aço estão expostos na Tabela 19 e Tabela 20, resultantes nas duas situações de carregamento.

Tabela 19 – Área de aço das vigas para situação 1

Carregamento de 10 pavimentos				
Viga	$M_k$ (kN.m)	$M_d$ (kN.m)	$\mu$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
$V_{EA13}$	17,04	23,86	0,16	2,31
$V_{EA16}$	121,00	169,39	0,17	6,52
$V_{EA18}$	226,57	317,20	0,24	11,17

Fonte: O autor (2021)

Tabela 20 – Área de aço das vigas para situação 2

<b>Carregamento de 14 pavimentos</b>					
<b>Viga</b>	<b>Mk (kN.m)</b>	<b>Md (kN.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b>A's (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>VEA23</b>	24,50	34,30	0,22	0,00	3,48
<b>VEA26</b>	209,85	293,79	0,41	3,67	14,23
<b>VEA28</b>	444,43	622,20	0,47	7,47	21,80

Fonte: O autor (2021)

#### 4.3.1 Redimensionamento dos blocos considerando as novas tensões na alvenaria

A partir dos novos valores apresentados pelo sistema parede/viga é possível admitir que ao mesmo tempo que as vigas tem um certo alívio nas tensões devido á redução dos momentos fletores, as paredes são sobrecarregadas nos cantos próximos aos apoios. É possível fazer o redimensionamento das paredes considerando a tensão máxima na parede devido ao efeito arco, aplicando os coeficientes de ponderação propostos pela norma para os carregamentos e resistência à compressão. A Tabela 21 apresenta os resultados obtidos para o redimensionamento das alvenarias na situação 1 e a Tabela 22 os resultados para a situação 2.

Tabela 21 – Redimensionamento dos blocos para a situação 1

<b>Parede</b>	<b><math>f_{m\acute{a}x}</math> (MPa)</b>	<b><math>\gamma_f</math></b>	<b><math>f_d</math> (MPa)</b>	<b><math>\gamma_m</math></b>	<b><math>f_k</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>
<b>PAR 01</b>	33,76	1,4	47,26	2	94,52	135,03	192,90
<b>PAR 02</b>	16,63	1,4	23,28	2	46,57	66,52	95,03
<b>PAR 03</b>	14,89	1,4	20,85	2	41,70	59,58	85,11

Fonte: O autor (2021)

Tabela 22 – Redimensionamento dos blocos para a situação 2

<b>Parede</b>	<b><math>f_{m\acute{a}x}</math> (MPa)</b>	<b><math>\gamma_f</math></b>	<b><math>f_d</math> (MPa)</b>	<b><math>\gamma_m</math></b>	<b><math>f_k</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>
<b>PAR 01</b>	49,92	1,4	69,88	2	139,77	139,77	399,33
<b>PAR 02</b>	24,51	1,4	34,31	2	68,62	68,62	196,06
<b>PAR 03</b>	21,94	1,4	30,72	2	61,43	61,43	175,52

Fonte: O autor (2021)

Conforme Carvalho (2007), os blocos com maior resistência a compressão têm também seu módulo de elasticidade menor, o acarreta na diminuição dos valores de rigidez relativa. Por consequência as vigas ficam mais rígidas em relação as paredes, absorvendo mais momento e diminuindo o efeito arco.

#### 4.4 SINTETIZAÇÃO DOS RESULTADOS

Para sintetização dos resultados foi proposto no capítulo 3 uma matriz de análise, ficando com os resultados atualizados conforme a Tabela 23 sendo que a primeira parte da tabela apresenta os resultados das vigas dimensionadas sem a consideração do efeito arco contemplando as áreas de aço de compressão e na segunda linha os resultados das áreas de aço de tração, tendo em vista que por se tratar de vigas de transição que servirão como suportes para grandes carregamentos, deverão ter barras de aço na região comprimida da viga.

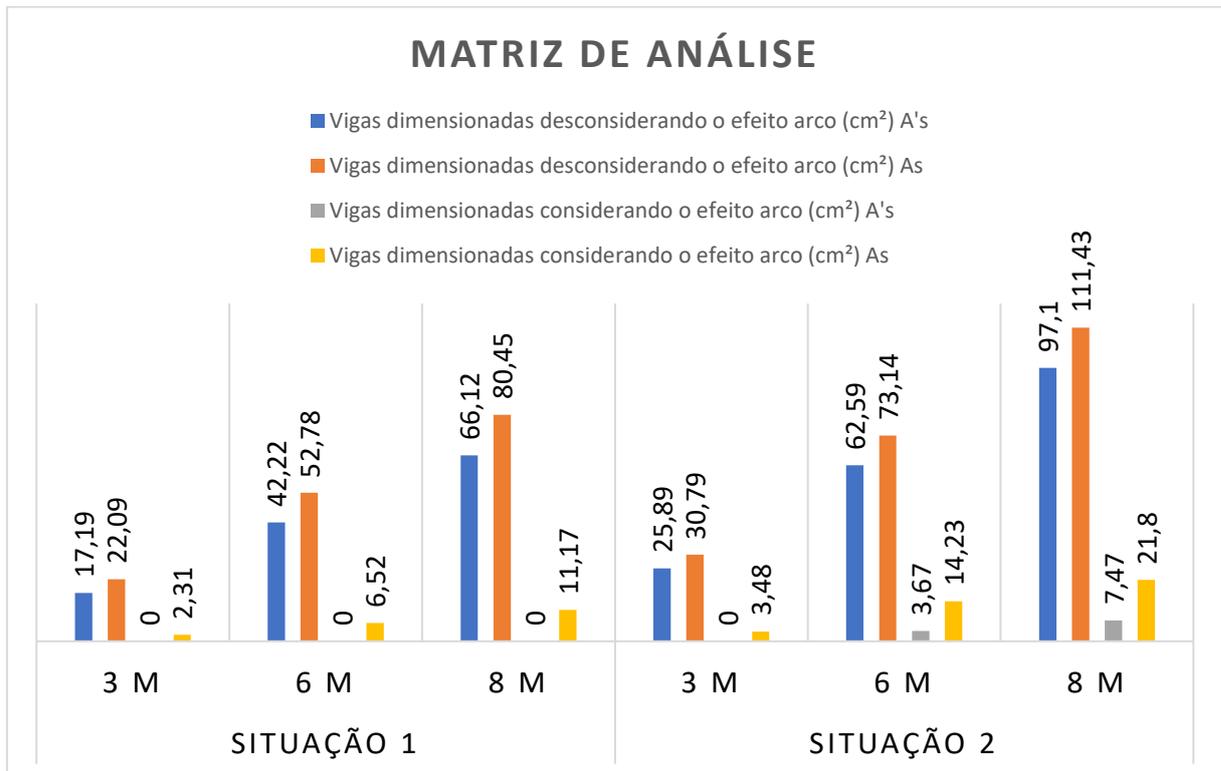
Tabela 23 – Resultados dos dimensionamentos das vigas

<b>MATRIZ DE ANÁLISE</b>						
	<b>Situação 1</b>			<b>Situação 2</b>		
<b>Vão</b>	<b>3 m</b>	<b>6 m</b>	<b>8 m</b>	<b>3 m</b>	<b>6 m</b>	<b>8 m</b>
<b>Vigas dimensionadas desconsiderando o efeito arco (cm<sup>2</sup>)</b>	A's 17,19	40,74	64,22	24,66	60,51	94,44
	As 22,09	51,3	78,54	29,66	71,07	108,7
<b>Vigas dimensionadas considerando o efeito arco (cm<sup>2</sup>)</b>	A's 0,00	0,00	0,00	0,00	3,67	7,47
	As 2,31	6,52	11,17	3,48	14,23	21,80

Fonte: O autor (2021)

A Figura 42 apresenta de forma mais visual os resultados obtidos, através do dimensionamento das vigas em concreto armado, sintetizando as áreas de aço necessárias para cada viga analisada.

Figura 42 – Áreas de aço nas vigas



Fonte: O autor (2021)

Considerando os resultados obtidos através dos dimensionamentos propostos, é possível concluir que:

- a) a partir do parâmetro de rigidez relativo, é possível entender que a relação de rigidez apresentada pelos elementos de alvenaria e concreto armado, alteram de sobremaneira o comportamento e fluxo das tensões verticais provocadas pelo efeito arco no conjunto parede/viga, sendo assim um parâmetro muito importante para se considerar no dimensionamento dos elementos;
- b) vigas com maior rigidez, apresentam menor afastamento dos elementos no centro do vão e melhor distribuição das tensões verticais, resultando em uma força axial menor nas paredes;
- c) o aumento do carregamento está diretamente relacionado ao aumento da intensidade do efeito arco, pois a partir das cargas atuantes é definido a rigidez da parede por meio do dimensionamento do bloco;

- d) tendo em vista que o redimensionamento dos blocos estruturais com base na nova força atuante, resulta em resistências que vão além dos padrões do mercado brasileiro, uma das medidas que pode ser adotada é utilização de graute para preenchimento dos vazios dos blocos das paredes que ficam diretamente apoiadas em pavimentos de transição, gerando uma capacidade de carga e rigidez maior da parede;
- e) quanto maior o vão da viga menor é a redução da área de aço considerando o efeito arco.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal estudar os aspectos mais importantes do comportamento estrutural do conjunto de alvenaria estrutural em vigas de transição, levando em consideração o efeito arco, sempre buscando um melhor entendimento do comportamento do sistema como um todo, dimensionando tanto a alvenaria estrutural quanto a viga de concreto armado em diferentes situações de projeto, obtendo subsídios técnicos e critérios para um dimensionamento mais coerente desses elementos.

De forma geral, pode-se comprovar que o efeito arco tem uma interferência muito grande e de forma direta sobre os parâmetros de solicitações nos elementos estruturais, principalmente no momento fletor gerado na viga e à tensão normal replicada na parede de alvenaria. Diante deste diagnóstico se torna inequívoco que uma correta concepção desse efeito pode favorecer uma redução considerável dos esforços, e conseqüentemente uma construção de elementos mais esbeltos e econômicos a favor da segurança.

Contudo, perante os resultados obtidos, é notável que a utilização do método simplificado descrito no presente trabalho, não pode ser adotado como um processo absoluto para análise e quantificação do efeito arco. Conforme Barbosa (2000), existem fatores importantes que os métodos experimentais e teóricos não consideram como a fissuração da parede sobre os apoios e nem a espessura do elemento de concreto. Mas, ainda assim, os modelos como o da rigidez relativa são muito úteis e importantes para verificações simplificadas para as verificações de tensões normais verticais em sistema parede/viga e os resultados são favoráveis à segurança da edificação.

O método de elementos finitos é uma opção muito válida para esse tipo de análise estrutural, permitindo que possa ser feito a discretização de várias condições de contorno e formas dos elementos para que se possa alcançar um resultado mais verossímil.

As normativas brasileiras, até então, não estimulam as considerações do efeito arco para os dimensionamentos de alvenaria estrutural, muito provável que isso se dê pelo fato da grande dificuldade de se obter com precisão as quantificações dos esforços atuantes no conjunto parede/viga. Deve-se atentar para o fato de que em

algumas situações os métodos de análise do efeito arco podem resultar em esforços menores do que os esforços efetivos na edificação, principalmente quanto às reduções dos momentos fletores de cálculo para as vigas de transição.

Visto todas estas considerações apresentadas, torna-se inquestionável a necessidade de estudos mais incisivos e aprofundados nesta área, que possam realizar ensaios práticos para enriquecer o acervo técnico com mais dados experimentais que norteiem as práticas de desenvolvimento e aperfeiçoamento de simulações numéricas favoreçam às práticas construtivas, apresentando soluções assertivas.

## REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M; **Curso de Concreto Armado** – volume 1. 4ª ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.
- ARAÚJO, J. M; **Curso de Concreto Armado** – volume 2. 4ª ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-2**: Alvenaria estrutural - Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-3**: Alvenaria estrutural - Parte 3: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: Requisitos. Rio de Janeiro 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- CARVALHO, J. D. N; **A contribuição de enrijecedores laterais para o efeito arco na alvenaria estrutural**. 2007. 284 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo de detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado segundo a NBR 6118:2014**. 4a. ed. São Carlos: PINI, 2014. 415 p.
- CAMACHO, J. S; **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Universidade Estadual Paulista – Núcleo de ensino e pesquisa de alvenaria estrutural, Ilha Solteira, São Paulo, 2006.
- CAMPOS FILHO, A; Projeto de lajes maciças de concreto armado. Porto Alegre:DECIV/UFRGS, 2008. Apostila da disciplina ENG 01112 – UFRGS. Disponível em <<https://www.yumpu.com/pt/document/read/14514300/projeto-de-lajes-macicas-de-concreto-armado-chasqueweb-ufrgs>>. Acesso em 28/11/2020.

CORRÊA, M. R. S. e RAMALHO M. A; **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2003.

DAVIES, S.R.; AHMED, A.E; **An approximate method for analysing composite walls/beams**. In: International symposium on load-bearing Brickwork, British Ceramic Society, London. p.305-320 1977.

FUSCO, P.B; **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações**. 3. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1981.

HOFFMANN, L. G; BRESSIANI, L.; FURLAN, G. C.; THOMAZ, W. A. **Alvenaria Estrutural: um levantamento das vantagens, desvantagens e técnicas utilizadas, com base em uma pesquisa bibliográfica nacional**. III Simpósio de Pós Graduação em Engenharia Urbana – 7 e 8 de novembro, Maringá - PR. 2012.

LAGE, R. C; **Aspectos do comportamento conjunto alvenaria e estrutura de transição**. 2019. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, Campinas/SP, 2019.

MOHAMAD, G; **Construções em alvenaria estrutural**, São Paulo/SP: Blucher, 2015.

MOHAMAD, G.; Machado, D. W. N.; Jantsch, A. C. A. **Alvenaria estrutural, construindo conhecimento**, São Paulo/SP: Blucher, 2017.

MEDEIROS, K. A. S. **Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal/RN, 2015.

PAES, M. S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais**. 2008. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PARSEKIAN, Guilherme A; HAMID, Ahmad A; DRYSDALE, Robert G; **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 625p. 2014.

QUEVEDO, F. P. M; **Programa computacional para automatizar o dimensionamento e detalhamento de escadas de concreto armado em edifícios**. 2011. 119f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RIDDINGTON, J.R; STAFFORD SMITH, B; **Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures**. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 1, v.64, p.137-151, February. 1978.

SÁNCHEZ, E. **Nova normalização brasileira para alvenaria estrutural**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2013.

SILVA, D. B. M.; SALES, F. M.; SILVA, L. A.; SILVA, M. S. **Análise comparativa entre alvenaria estrutural e concreto armado**. Revista educação, meio ambiente e saúde. V7, N4, pág. 103-118. Outubro de 2017.

STEINMETZ, I. **Alvenaria estrutural: dimensionamento de um edifício de quatro pavimentos utilizando blocos vazados de concreto**. 152 p. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria estrutural**: 1. Ed. São Paulo: Editora PINI Ltda, 2012.

WOOD, R. H.; SIMMS, L. G. (1969). **A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams**. Garston, UK, Building Research Station.6p.

"O Coliseu - Roma" em Só História. **Virtuous Tecnologia da Informação, 2009-2020**. Disponível em: <http://www.sohistoria.com.br/ef2/roma/p7.php>. Acesso em 19/09/2020.