

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

**ÉRICA SCHEUER**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO DE ALVENARIA ESTRUTURAL NO  
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO**

**BENTO GONÇALVES**

**2021**

**ÉRICA SCHEUER**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO DE ALVENARIA ESTRUTURAL NO  
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado a Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva

**BENTO GONÇALVES**

**2021**

**ÉRICA SCHEUER**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO DE ALVENARIA ESTRUTURAL NO  
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado a Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Banca Examinadora**

---

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

---

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

---

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz.  
Universidade do Vale do Taquari - UNIVATES

## RESUMO

Este trabalho propõe a avaliação das principais metodologias de análise de interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado, visto que é justamente nessa interação parede-viga que ocorre a formação do efeito arco. Quanto mais rígido o apoio, menor é a consideração do efeito arco, dessa forma os carregamentos tendem a ser distribuídos uniformemente sobre as vigas de apoio. Por outro lado, vigas mais flexíveis evidenciam a concentração de tensões próximas aos apoios. No estudo em questão deseja-se verificar o comportamento da alvenaria estrutural e pavimento de transição em concreto armado a partir de dois modelos estruturais distintos, um desconsiderando o efeito arco e outro admitindo sua influência através do Método dos Elementos Finitos. As análises de resultados consistiram na comparação dos diagramas de momentos fletores, esforços axiais e cortantes das vigas de transição entre os dois modelos. Diante disso, fica evidente a importância da consideração do efeito arco, tanto para o dimensionamento das vigas de transição pelo rearranjo das armaduras, quanto para a alvenaria estrutural pelo acréscimo de tensões próximas aos apoios.

**Palavra-Chave:** efeito arco; alvenaria estrutural; vigas de transição; elementos finitos.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Delineamento de Pesquisa .....	14
Figura 2 - Força horizontal de desaprumo .....	17
Figura 3 - Esquema de deformação da estrutura .....	18
Figura 4 - Edificação de alvenaria estrutural sobre pilotis de concreto armado .....	21
Figura 5 – Porção da parede com formação do efeito arco .....	23
Figura 6 - Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos .....	24
Figura 7 - Esforços pela ocorrência do efeito arco .....	25
Figura 8 - Variação da concentração de tensão de compressão em função de R ....	30
Figura 9 - Diagramas de distribuição de tensões .....	31
Figura 10 - Determinação do coeficiente C2 .....	32
Figura 11 - Efeito arco em paredes com abertura .....	33
Figura 12 – Associação de parede com elementos de concreto armado .....	35
Figura 13 - Esquema estrutural de uma parede sobre viga .....	36
Figura 14 - Distribuições das tensões principais em modelo bidimensionais .....	38
Figura 15 - Seção retangular com armadura simples no estado limite último .....	42
Figura 16 - Variação das condições de apoio dos pilares .....	44
Figura 17 - Edificação multifamiliar para estudo de caso .....	48
Figura 18 - Esquema estrutural .....	48
Figura 19 - Planta baixa do pavimento tipo .....	48
Figura 20 - Modelagem estrutural no TQS .....	50
Figura 21 – Cargas acumuladas no pavimento Térreo (kN/m) .....	55
Figura 22 - Modelo numérico no SAP2000 .....	58
Figura 23 - Diagrama momento fletor na viga (Parede S1) .....	59
Figura 24 - Diagrama momento fletor na viga (kN.cm) .....	60
Figura 25 - Parâmetros da Parede de Alvenaria .....	60
Figura 26 - Diagrama momento fletor na viga (Parede S2) .....	61
Figura 27 - Cortante na viga (Parede S2) .....	62
Figura 28 - Cortante na viga (kN) .....	62
Figura 29 - Tensão normal na viga (Parede S2) .....	63
Figura 30 - Força axial na viga (kN) .....	63
Figura 31 - Tensões mínimas na alvenaria estrutural (Parede S2) .....	64
Figura 32 - Tensões mínimas na alvenaria estrutural (kN/cm <sup>2</sup> ) .....	64

Figura 33 - Deslocamentos verticais .....	65
Figura 34 - Deslocamentos verticais (cm) .....	65
Figura 35 - Modelagem no SCIA Engineer.....	66
Figura 36 - Modelagem com carregamento acumulado da alvenaria.....	67
Figura 37 - Esforços de tensão no modelo.....	68
Figura 38 - Paredes sem continuidade sobre viga .....	69
Figura 39 - Momento fletor na viga V6 - Modelo 1 (kN.m).....	69
Figura 40 - Momento fletor na viga V6 - Modelo 2 (kN.m).....	70
Figura 41 - Esforço cortante na viga V6 - Modelo 1 (kN) .....	70
Figura 42 - Esforço cortante na viga V6 - Modelo 2 (kN) .....	70
Figura 43 - Esforço normal na viga V6 - Modelo 1 (kN) .....	71
Figura 44 - Esforço normal na viga V6 - Modelo 2 (kN) .....	71
Figura 45 – Detalhamento de armadura da viga V6 - Modelo 1 .....	72
Figura 46 – Detalhamento de armadura da viga V6 - Modelo 2.....	72
Figura 47 - Parede com muita carga e com abertura de porta .....	73
Figura 48 - Momento fletor na viga V25 - Modelo 1 (kN.m).....	73
Figura 49 - Momento fletor na viga V25 - Modelo 2 (kN.m).....	74
Figura 50 - Esforço cortante na viga V25 - Modelo 1 (kN) .....	74
Figura 51 - Esforço cortante na viga V25 - Modelo 2 (kN) .....	74
Figura 52 - Esforço normal na viga V25 – Modelo 1 (kN).....	75
Figura 53 - Esforço normal na viga V25 - Modelo 2 (kN) .....	75
Figura 54 – Detalhamento de armadura da viga V25 - Modelo 1 .....	76
Figura 55 – Detalhamento de armadura da viga V25 – Modelo 2 .....	76
Figura 56 - Parede com abertura de janela .....	77
Figura 57 - Momento fletor na viga V54 - Modelo 1 (kN.m).....	77
Figura 58 - Momento fletor na viga V54 - Modelo 2 (kN.m).....	78
Figura 59 - Esforço cortante na viga V54 - Modelo 1 (kN) .....	78
Figura 60 - Esforço cortante na viga V54 - Modelo 2 (kN) .....	78
Figura 61 – Esforço normal na viga V54 - Modelo 1 (kN).....	79
Figura 62 – Esforço normal na viga V54 - Modelo 2 (kN).....	79
Figura 63 – Detalhamento de armadura da viga V54 - Modelo 1 .....	80
Figura 64 – Detalhamento de armadura da viga V54 - Modelo 2.....	80

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ .....	43
Tabela 2 - Resistência dos materiais conforme NBR 16868 (ABNT, 2020) .....	49
Tabela 3 - Peso das paredes .....	53
Tabela 4 - Resistência dos blocos após dimensionamento.....	56

## LISTA DE SÍGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Normas Brasileiras
MPa	Mega Pascal
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
MEF	Método dos Elementos Finitos
SAP2000	Structural Analysis Program 2000
cm	Centímetros
m	Metro
kN	Quilonewton
kg	Quilograma



## LISTA DE SÍMBOLOS

$V_0$	Velocidade básica do vento
$q_v$	Carga horizontal devido ao vento
$q$	Carga distribuída uniformemente
$M_v$	Momento fletor devido a reação do vento
$d$	Deslocamento horizontal
$I$	Momento de inércia
$f_{bk}$	Resistência à compressão simples do bloco
$f_{pk}$	Resistência à compressão simples do prisma
$f_k$	Resistência à compressão simples da parede
$f_{gk}$	Resistência característica do graute
$f_a$	Resistência média da argamassa
$f_{pk}^*$	Resistência a compressão do prisma grauteado
$R$	Rigidez relativa segundo Riddington e Stafford Smith (1977)
$K$	Rigidez relativa segundo Davies e Ahmed (1978)
$E_a$	Módulo de elasticidade da alvenaria
$E_v$	Módulo de elasticidade da viga
$t$	Espessura da parede de alvenaria
$L$	Comprimento entre dois apoios
$H$	Altura da parede
$f_m$	Tensão de contato máxima entre viga/parede
$W_a$	Carga total aplicada sobre a parede
$M$	Momento fletor máximo na viga
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\sigma$	Tensão de compressão na parede
$\alpha$	Comprimento efetivo de contato entre parede e viga
$B$	Constante obtida a partir de dados experimentais
$A_v$	Área da seção transversal da viga
$T$	Tração máxima na viga
$C$	Fator de concentração de tensão de compressão
$P$	Carga total acumulada
$Q$	Parcela de rigidez da parede em relação a rigidez total

$b$	Largura de um elemento
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderação das cargas
$\gamma_c$	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_s$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
$f_{cd}$	Resistência a compressão do concreto
$f_{yd}$	Resistência de cálculo do aço
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto
$\rho_{min}$	Taxa de armadura mínima
$M_k$	Momento fletor característico
$M_{Sd}$	Momento solicitante de cálculo
$M_{Rd}$	Momento resistente de cálculo
$z$	Braço de alavanca das barras de armadura
$A_s$	Área de aço necessária
$V_{Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo
$V_{Rd2}$	Força cortante resistente de cálculo
$\alpha_{v2}$	Coefficiente para verificação das diagonais de concreto
$\lambda$	Índice de esbeltez de pilares
$l_e$	Comprimento de flambagem de pilares

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1	QUESTÃO DE PESQUISA .....	12
1.2	OBJETIVOS .....	12
1.3	HIPÓTESE .....	13
1.4	DELIMITAÇÕES .....	13
1.5	DELINEAMENTO .....	14
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....</b>	<b>15</b>
2.1	ALVENARIA ESTRUTURAL.....	15
<b>2.1.1</b>	<b>Ações consideradas no projeto estrutural.....</b>	<b>16</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Dimensionamento da alvenaria.....</b>	<b>19</b>
2.2	PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO E O EFEITO ARCO .....	21
2.3	MÉTODOS DE APLICAÇÃO DE EFEITO ARCO .....	25
<b>2.3.1</b>	<b>Metodologia de Riddington e Stafford Smith (1977).....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Metodologia de Davies e Ahmed (1978) .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Metodologia de José Luiz Pereira (2016).....</b>	<b>34</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Método de elementos finitos .....</b>	<b>36</b>
2.4	DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO .....	39
<b>2.4.1</b>	<b>Durabilidade de estruturas em concreto armado .....</b>	<b>40</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Dimensionamento de vigas .....</b>	<b>41</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Dimensionamento de pilares.....</b>	<b>43</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>47</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....</b>	<b>52</b>
4.1	ALVENARIA ESTRUTURAL E MODELO 1 .....	52
<b>4.1.1</b>	<b>Cargas Verticais.....</b>	<b>52</b>
4.1.1.1	Cargas das Lajes.....	52
4.1.1.2	Carga da caixa de água.....	53
4.1.1.3	Peso próprio da alvenaria.....	53
<b>4.1.2</b>	<b>Ações Horizontais .....</b>	<b>54</b>

4.1.3	Planta 1ª fiada e elevações .....	54
4.1.4	Pavimento de Transição .....	56
4.2	PÓRTICO COM INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO (MODELO 2) .....	57
4.2.1	Parâmetros de modelagem MEF .....	57
4.2.2	Validação do modelo .....	59
4.2.3	Modelagem do projeto real .....	66
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	69
	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	81
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	82
	APÊNDICE A - DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NAS LAJES (kN/m).....	85
	APÊNDICE B – PLANTA DE 1ª FIADA DO PAVIMENTO TÉRREO .....	86
	APÊNDICE C - PLANTA DE 1ª FIADA DO PAVIMENTO TIPO .....	87
	APÊNDICE D – ELEVAÇÕES DA ALVENARIA .....	88
	APÊNDICE E – PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO (MODELO 1) ...	89
	APÊNDICE F – PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO (MODELO 2)	8990
	ANEXO A – TABELA DE REFERÊNCIA PARA RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO PARA BLOCOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	91
	ANEXO B – VALORES BASE DE COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU) .....	92

## 1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é um dos sistemas estruturais mais antigos. Durante sua evolução, blocos que eram compostos por pedras irregulares agora são amplamente produzidos em material cerâmico ou concreto, tendo suas dimensões e resistências padronizadas por normas técnicas e ensaios. Além de sua capacidade de vedação, as paredes, em um sistema de alvenaria estrutural, têm a função de resistir às ações e esforços totais da estrutura, como peso próprio, carregamentos de lajes, coberturas e sobrecargas (BORTOLI; BIANCHI, 2019).

Um dos principais conceitos estruturais ligado à utilização desse sistema construtivo é a transmissão de ações mediante tensões de compressão. De acordo com Capraro (2017), pode-se observar a utilização de elementos de concreto armado como complemento de um projeto de alvenaria estrutural, tanto no dimensionamento de sapatas corridas diretamente apoiadas no solo, quanto no emprego de pavimento denominado transição e subsolos. Essas estruturas são capazes de absorver todos os esforços vindos da alvenaria e direcioná-los até as fundações.

Sabe-se que é uma prática usual a adoção de uma distribuição uniforme dos carregamentos verticais provenientes da alvenaria estrutural nas vigas de transição, devido, principalmente, a facilidade do cálculo. No entanto, diversos autores como Barbosa (2000), Paes (2008), Lage (2019) e Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), afirmam que a distribuição de tensões de compressão das paredes de alvenaria não segue esse padrão, em função do efeito arco presente no sistema viga-alvenaria.

### 1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Levando em consideração o exposto no tema de pesquisa, deseja-se avaliar como a variação dos esforços de paredes estruturais, com a aplicação do efeito arco, pode influenciar o dimensionamento do pavimento de transição?

### 1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência que a consideração do efeito arco tem no dimensionamento do pavimento de transição em concreto armado que recebe a estrutura em alvenaria estrutural.

O trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- a) dimensionar uma estrutura de 14 pavimentos estável e segura de forma usual utilizando o *software* TQS, sem considerar a influência do efeito arco;
- b) aplicar um método matemático dos esforços do efeito arco que melhor represente o comportamento real da edificação;
- c) dimensionar uma edificação residencial de 14 pavimentos em alvenaria estrutural e concreto armado que permita a análise do efeito arco no pavimento de transição, utilizando o *software* TQS e *SCIA Engineer*;
- d) avaliar a influência da consideração do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural sobre vigas de transição através da análise de esforços e rigidez.

### 1.3 HIPÓTESE

A ideia inicial de dimensionamento das vigas de transição é de que esses elementos apresentam seções significativamente grandes e armaduras expressivas, capazes de suportar o carregamento de todo o edifício. No entanto, a consideração do efeito arco gera redução do momento fletor das vigas de transição devido ao menor carregamento no vão da viga, diminuindo, conseqüentemente, a seção transversal e a taxa de armadura empregada.

### 1.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho busca elaborar um estudo comparativo entre um pórtico capaz de absorver completamente as cargas da alvenaria estrutural e outro que considera a parcela de resistência e rigidez que a parede transfere à estrutura de concreto armado, causado pelo efeito arco. Foram adotados parâmetros estabelecidos nas normas NBR 16868 (ABNT, 2020) para dimensionamento da alvenaria estrutural e NBR 6118 (ABNT, 2014) para o projeto da estrutura em concreto armado.

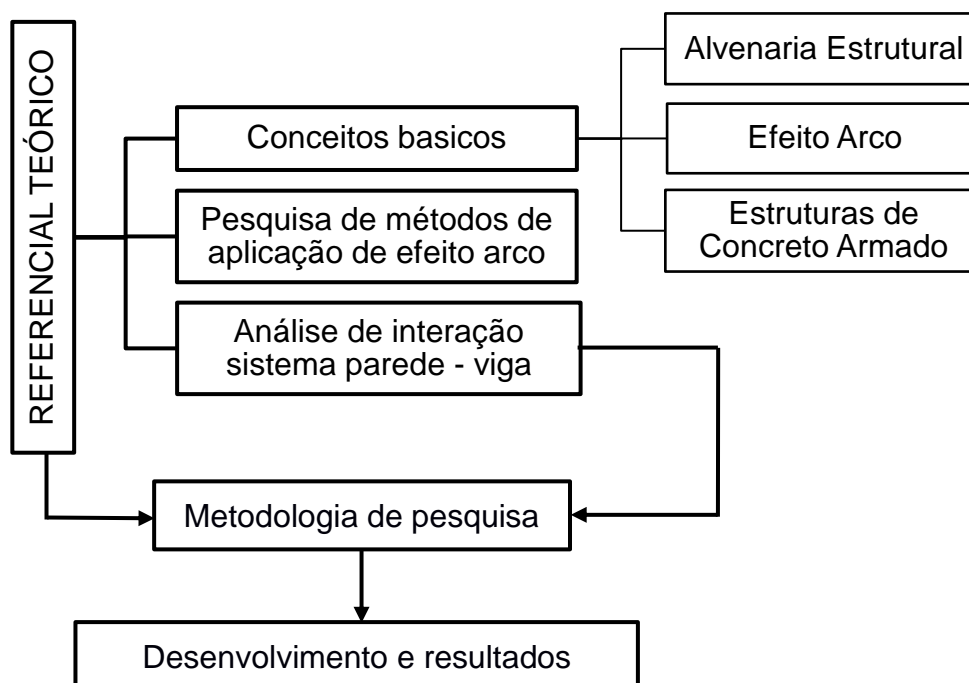
Vale ressaltar que, a pesquisa em questão não teve enfoque na validação de métodos de dimensionamento de estruturas em alvenaria estrutural, muito menos a demonstração da distribuição analítica dos esforços obtidos pelo efeito arco nas paredes. O estudo teve apenas a aplicação prática de um método de dimensionamento e modelagem de um edifício de 14 pavimentos com sistema estrutural misto.

## 1.5 DELINEAMENTO

O desenvolvimento do trabalho aqui proposto fundamenta-se em pesquisas e estudos sobre a interação da alvenaria estrutural apoiado em elementos de concreto armado, a fim de propor uma sequência didática, separou-se o trabalho em três etapas conforme indicado na Figura 1. A primeira parte aborda o referencial e tem o intuito de buscar de argumentos e teorias sobre os temas escolhidos.

A metodologia será desenvolvida na segunda etapa, tem por finalidade a descrição da estrutura do trabalho e como ele será realizado, tratando especialmente da modelagem da alvenaria estrutural, análise do efeito arco e dimensionamento do pavimento de transição. Por último, são apresentadas as etapas do desenvolvimento e os procedimentos aplicados a fim de dimensionar as paredes estruturais e o pórtico de concreto armado, como também são analisados e comparados os resultados dos dimensionamentos dos dois modelos propostos.

Figura 1 - Delineamento de Pesquisa



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

## 2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

Para a compreensão do efeito arco e suas influências sobre o pavimento de transição é fundamental o entendimento dos conceitos básicos que envolvem o dimensionamento do edifício em questão.

### 2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

Uma das premissas da alvenaria estrutural para Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) é de que as paredes da edificação devem ser capazes de transferir todos os esforços através de sua estrutura até a fundação, e, conseqüentemente, ao solo, sem apresentar perdas da capacidade estrutural, garantindo acima de tudo a estabilidade global no Estado Limite Último (ELU). Quanto aos critérios de Estado Limite de Serviço (ELS), apenas devem ser considerados níveis mínimos de atendimento para condições normais de uso, evitando fissuração excessiva dos elementos que compõem o sistema.

Observando a estrutura de edifícios antigos construídos em alvenaria estrutural, pode-se perceber que o peso próprio dos pavimentos e diferentes espessuras de paredes possuíam a capacidade de evitar a ocorrência de tração devido a excentricidade dos carregamentos e ações horizontais, de modo que a estabilidade do prédio era garantida apenas pela ação da gravidade (MONTEIRO, 2015).

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), a estabilidade de uma parede poderia ser entendida como uma linha de empuxo, onde eram calculadas as resultantes dos esforços por cada seção do um elemento estrutural. O segredo por trás dessa teoria era de que a linha de empuxo, gerada pela ação conjunta do peso da parede, peso do telhado, peso do pavimento e forças devido à sobrecarga do vento, ficasse sempre dentro do terço médio da espessura da parede em todos os pavimentos.

Esse conceito de linha de empuxo ainda se mostra válido no dimensionamento de uma parede para o autor, porém, é importante que também seja analisado a esbeltez da parede, disposição das paredes de contraventamento e demais conceitos atuais no dimensionamento das alvenarias. Cabe ressaltar que, atualmente, o principal conceito relacionado à alvenaria estrutural é a transmissão de



ações através de tensões de compressão simples, podendo existir esforços de tração, desde que restringidos, pois estes inviabilizam o desempenho da estrutura (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

### **2.1.1 Ações consideradas no projeto estrutural**

De acordo com Pereira (2016), edificações de alvenaria estrutural são constantemente submetidas a esforços verticais e horizontais. Dentre as ações globais que envolvem esse tipo de estrutura as principais são as ações verticais, decorrentes do peso-próprio das paredes, das cargas permanentes e acidentais das lajes, enquanto que as ações horizontais são provocadas pelo vento e pelo desaprumo.

Na opinião de Araújo (2010), os carregamentos acidentais devem ser considerados nos pisos das estruturas e ocorrem, principalmente, nas situações de uso, como o peso de pessoas, móveis, utensílios e veículos. Ainda, existem as cargas para usos especiais, levando em conta o peso específico de cada material. A NBR 6120 (ABNT, 2019) fornece os valores mínimos para esses tipos de carregamento a serem utilizados.

As forças, devido ao vento e desaprumo, juntas, podem acabar desencadeando a instabilidade na estrutura quando o projeto tratar de uma edificação de altura mais elevada ou quando a relação entre a altura e a maior dimensão em planta for grande. Por outro lado, Pereira (2016) afirma que o equilíbrio do conjunto é assegurado pelo somatório de todos os carregamentos verticais de um edifício. Quando isso não for suficiente, será necessária a utilização de armadura, a fim de absorver os esforços de tração que, possivelmente, fissurariam a alvenaria. Dessa forma, o equilíbrio seria estabelecido.

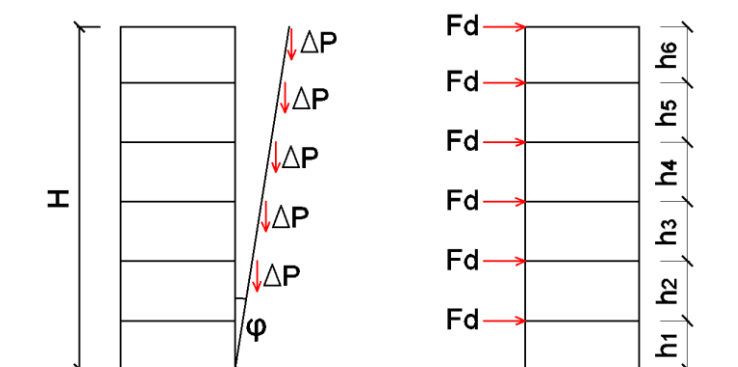
Por conta disso, ao analisar o comportamento físico de paredes em alvenaria estrutural, podemos dividi-las em dois tipos de elementos: alvenaria não armada e alvenaria armada. Para Tauil e Nese (2010), as paredes não armadas possuem resistência suficiente para suportar carregamento submetidos à compressão, sem utilização de armadura, com exceção das armaduras construtivas de vergas, contravergas e cintas de amarração, contudo, seu uso depende de tensões de tração baixas ou nulas na parede.

Em contrapartida, quando os esforços de tração da alvenaria forem superiores aos absorvidos pela própria alvenaria, ou quando se observar cisalhamento atuando na base da parede, deve-se dimensionar armadura vertical, garantindo assim o escoamento desses esforços antes de sua ruptura e ductibilidade, atuando principalmente em ações da gravidade e sísmicas, diminuindo possíveis fissuras (PEREIRA, 2016).

Da mesma forma que nas estruturas em concreto armado, o vento possui grande influência sobre as ações globais da estrutura em alvenaria estrutural, assumindo forma de força horizontais sobre fachadas, como sobrecarga em coberturas ou como pressão interna ou externa, de forma que sua consideração se mostra necessária. Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), vários fatores interferem no valor da força a ser considerada no projeto, como a região e relevo do local a ser construído, formato e dimensões em planta ou o tipo de uso e ocupação do espaço.

A partir de uma velocidade básica do vento ( $V_0$ ), obtida através da interpretação do gráfico de isopletras presente na norma, é possível calcular uma velocidade característica específica para cada projeto (ABNT, 1988). De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), além das ações em função do vento, deve-se incluir no dimensionamento as verificações de desaprumo ao analisar os deslocamentos horizontais da edificação, conforme Figura 2.

Figura 2 - Força horizontal de desaprumo



Fonte: Adaptado de Ramalho e Corrêa (2003).

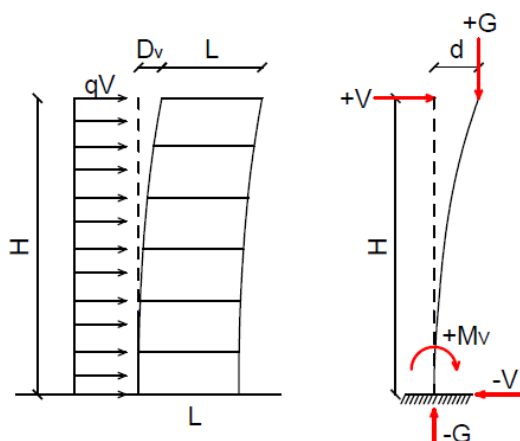
Por conta disso, além de resistir aos esforços de compressão devido aos carregamentos, as paredes devem ser capazes de resistir às forças laterais de vento e desaprumo, tanto quanto sismos, dependendo da localização. Dessa forma, as forças horizontais devem ser somadas e distribuídas entre os elementos de

contraventamento, paredes responsáveis pela estabilidade lateral da edificação nas duas direções. Conforme Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), o comprimento das paredes é fator determinante para a estabilidade, uma vez que eleva a rigidez total do edifício. Porém, para isso, é indispensável que sejam bem distribuídas nas duas direções com vento atuante.

Paes (2008) complementa que as forças horizontais atuam nos panos de fachadas, como forma de pressão, sendo transferidas às paredes de contraventamento por meio das lajes, que normalmente atuam como diafragmas rígidos em seu próprio plano. Sob o mesmo ponto de vista, Tauil e Nesse (2010) afirmam que a rigidez do plano horizontal, composta pelas lajes dos pavimentos e de cobertura, auxiliam na absorção dos esforços horizontais sobre as fachadas. As lajes são consideradas como parte do sistema de contraventamento, e permitem a distribuição correta das forças horizontais presentes nas paredes das fachadas principais, que por sua vez, transmitem os carregamentos às paredes portantes da edificação e, conseqüentemente, para as fundações.

De acordo com Pereira (2016), as lajes entre pavimentos, quando submetidas a esforços horizontais externos, garantem iguais deslocamentos entre as paredes devido a sua rigidez muito elevada, o que, de fato, pode ser evidenciado na Figura 3, pela associação de uma estrutura vertical com uma extremidade em balanço e outra engastada na fundação.

Figura 3 - Esquema de deformação da estrutura



Fonte: Adaptado de Pereira (2016).

Pode-se observar a origem de uma deformação horizontal ( $d$ ) igual a todas as paredes de um mesmo pavimento, em virtude da reação do vento na estrutura.

Também, é possível verificar o surgimento de um momento fletor no sentido da deformação diretamente proporcional à rigidez ( $I$ ), como indicado na Equação (1) (PEREIRA, 2016).

$$M_v = \frac{3 \cdot E \cdot I \cdot d}{H^2} \quad (1)$$

Para Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), a disposição das paredes em planta também influencia a estabilidade global. As plantas simétricas possuem resultante muito próxima ao centróide do prédio, diminuindo consideravelmente o efeito de torção no conjunto, enquanto plantas mais retangulares e menos simétricas possuem ações menos uniformes, tornando a estrutura mais esbelta e menos estável devido à redução considerável de uma das dimensões.

Ainda para os autores, o posicionamento da caixa de escada e poços de elevador podem influenciar a eficiência do sistema construtivo, de modo que vãos elevados em posições assimétricas reduzem a parcela de rigidez do piso e o efeito de um diafragma rígido, aumentando os esforços de torção. Em uma situação ideal, representada por um diafragma rígido bem dimensionado, ocorre a distribuição proporcional à rigidez equivalente de paredes de contraventamento (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012).

Outro ponto importante na alvenaria estrutural é a distribuição nos carregamentos, nas quais as cargas normalmente assumem trajetória para ambos os lados com ângulo  $45^\circ$ , podendo existir algumas variações dependendo o caso, principalmente devido às irregularidades nos pontos de grautes ou no arranjo desigual de cargas nas lajes (PEREIRA, 2016).

### 2.1.2 Dimensionamento da alvenaria

Quanto ao dimensionamento das paredes e a escolha dos blocos, a NBR 16868 (ABNT, 2020) orienta que a resistência à compressão simples do bloco ( $f_{bk}$ ), do prisma ( $f_{pk}$ ) e da parede ( $f_k$ ), sejam obtidas através de ensaios pré-estabelecidos na parte 3 da referida norma. Para isso, é necessário escolher a resistência de alguns materiais complementares ao bloco, como a resistência característica do graute ( $f_{gk}$ ) e resistência média da argamassa ( $f_a$ ).

A norma também impõe algumas limitações, como a resistência do graute ( $f_{gk}$ ) que deve ser igual ou superior a 15 MPa (ABNT, 2020). Porém, quando os blocos tiverem resistência superior a 8 MPa ( $f_{bk}$ ), pode-se utilizar o método adotado por Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), estimando a resistência do graute através da Equação (2):

$$f_{gk} = 2 \cdot f_{bk} \quad (2)$$

A resistência da argamassa ( $f_a$ ) máxima a ser utilizada é de 1,5 vez resistência do bloco, prevenindo assim a ocorrência de fissurações nos blocos (ABNT, 2020). Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), a resistência da argamassa deve ser próxima ao valor mínimo para edificação de uso residencial com paredes revestidas, conforme Equação (3):

$$f_a = 0,7 \cdot f_{bk} \quad (3)$$

Quanto à resistência a compressão do prisma ( $f_{pk}$ ) e do prisma grauteado ( $f_{pk}^*$ ), não existe uma relação única, pois os resultados variam muito em função da resistência do bloco, da argamassa e do graute empregados. Para isso a NBR 16868 (ABNT, 2020) elaborou uma tabela de referência, contendo diversas relações de resistência, podendo ser observada no anexo A deste trabalho.

Contudo, para blocos com altura de 19 cm e junta argamassada de 1 cm, a norma indica fazer uma aproximação para se obter a resistência da parede, conforme indicado na Equação (4) a seguir:

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk} \quad (4)$$

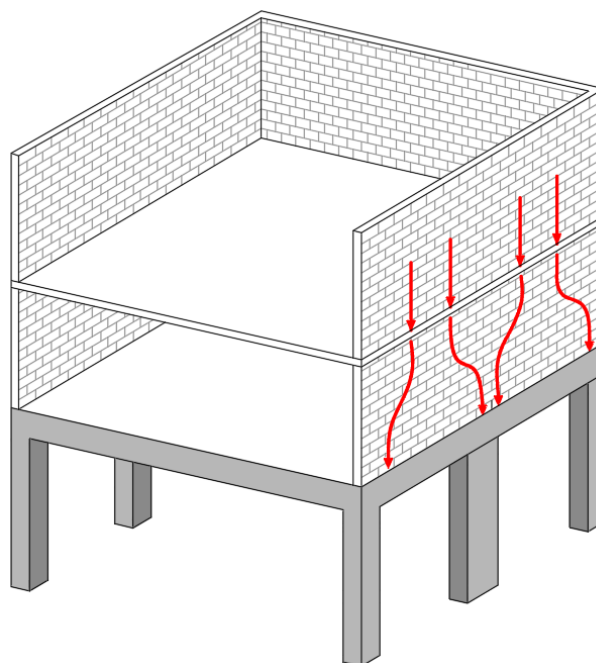
Além disso, a norma impõe a consideração de uma redução sobre o valor da resistência à compressão da alvenaria quando as juntas de argamassa forem apenas parciais - argamassa é disposta apenas nas faces longitudinais - de forma que o valor de resistência deve ser corrigido pelo fator de 0,80, como é possível observar na Equação (5) (ABNT, 2020):

$$f_k = 0,56 \cdot f_{pk} \quad (5)$$

## 2.2 PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO E O EFEITO ARCO

É muito comum a utilização de pavimentos pilotis em nosso país. Os pilotis são pavimentos em concreto armado compostos por um pórtico de vigas, pilares e lajes, valorizando espaços bastante amplos para salas com grandes vãos ou garagens (BARBOSA, 2000). Essa alternativa, além de proporcionar melhor aproveitamento do espaço, permite uma maior valorização da construção, conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Edificação de alvenaria estrutural sobre pilotis de concreto armado



Fonte: Adaptado de Barbosa (2000).

Nesses prédios pode- perceber que as paredes do primeiro pavimento de alvenaria estrutural se apoiam sobre as vigas do pórtico, originando o fenômeno conhecido como efeito arco. De modo simplificado, os carregamentos verticais aplicados sobre a alvenaria, incluindo seu peso próprio, tendem a migrar em direção aos apoios da viga (SANTOS et al., 2019).

Na hipótese convencional adotada em muitos projetos estruturais, as cargas que atingiam as vigas deveriam ser distribuídas uniformemente e a utilização dessa prática pode representar um dimensionamento inseguro da estrutura como um todo, ao considerar a utilização incorreta do carregamento a que estão submetidas. Da

mesma forma que a alvenaria, haverá um acréscimo de tensão próxima aos apoios que não foram consideradas no dimensionamento (LAGE, 2019).

Além disso, é possível utilizar apoios contínuos abaixo das paredes estruturais. Dessa forma, as cargas verticais se distribuiriam de forma praticamente uniforme na base da parede sobre as sapatas corridas, não evidenciando a ocorrência do efeito arco (CAPRARO, 2017).

Alguns autores como Bortoli e Bianchi (2019) abordam a elevada concentração de tensões nos apoios como algo negativo, uma vez que apoios discretos devem ser evitados por conta do aparecimento de fissuras excessivas. Porém, segundo eles, nem sempre é possível evitar a utilização do método por conta da arquitetura proposta. Com o rearranjo das forças compressivas da estrutura, podem ocorrer diversas manifestações patológicas.

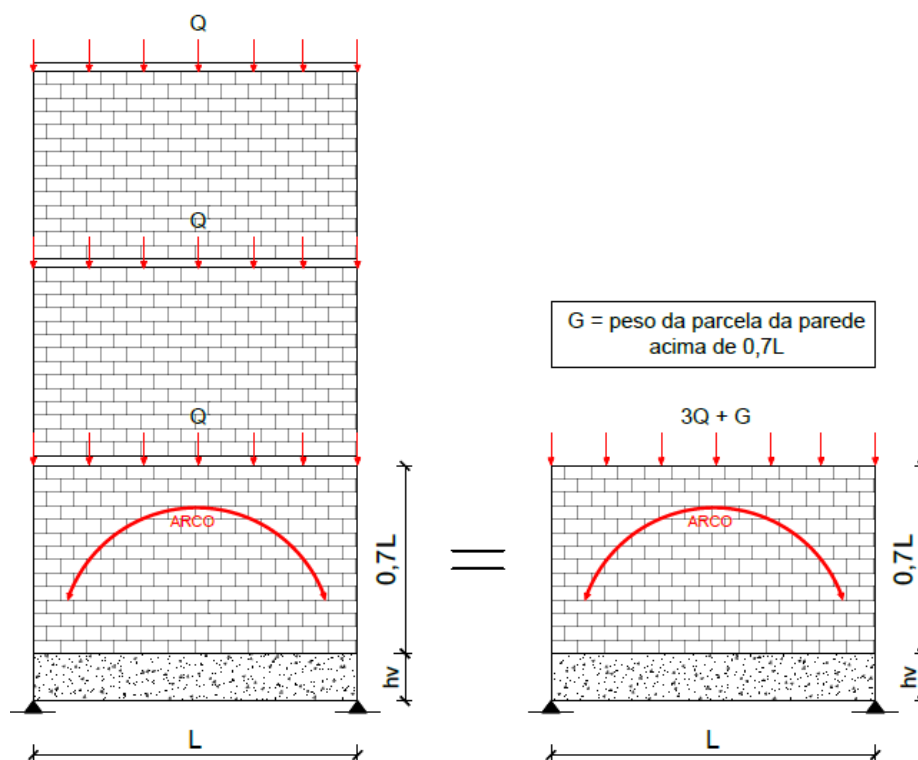
Quanto a NBR 16868 (ABNT, 2020), não existe um item específico na norma que trate sobre o efeito arco e suas aplicações, apenas cita que são proibidas reduções nos carregamentos devido ao efeito arco, sem que sejam analisadas todas as particularidades que envolvem o fenômeno, como o aumento de concentrações de tensão na alvenaria ou ainda verificações do esforço de cisalhamento nas vigas de transição, para não ter a ocorrência de ruptura frágil.

Por conta disso, Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) orientam a correta avaliação da influência do efeito arco sobre o dimensionamento. Além disso, elencam alguns reflexos do mau dimensionamento, como, por exemplo, a ocorrência de rompimento da parede por esmagamento, a compressão nos cantos próximos aos apoios, rompimento por escorregamento na interface parede-viga em razão do cisalhamento ou ruptura da viga devido às combinações de tensões normais de flexão e tração.

Conforme Vieira (2019), um dos primeiros estudos desenvolvidos sobre esse efeito foi de Wood em 1952, em que foi possível compreender que as paredes e as vigas de apoio trabalhavam como um único conjunto. Quando as vigas se deformavam por causa do carregamento vindo das paredes, faziam com que as cargas atuantes na viga, antes distribuídas, passassem a se concentrar mais nos apoios. Inclusive, Lage (2019) acrescenta que na teoria de Wood (1952), o efeito arco se formaria completamente quando a relação entre a altura da parede e comprimento entre apoios fosse maior ou igual a  $0,6L$ .

Paredes mais esbeltas possibilitam maiores concentrações de tensões nos apoios, todavia, é comprovado que sua influência na distribuição de tensões não segue a mesma proporção (BARBOSA, 2000). Como comentado acima, para o método de Riddington e Stafford Smith (1977), paredes com alturas maiores a 70% do vão não apresentam alterações nas propriedades do efeito arco, logo, apenas ocorreria acréscimo de carga das reações, conforme ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Porção da parede com formação do efeito arco



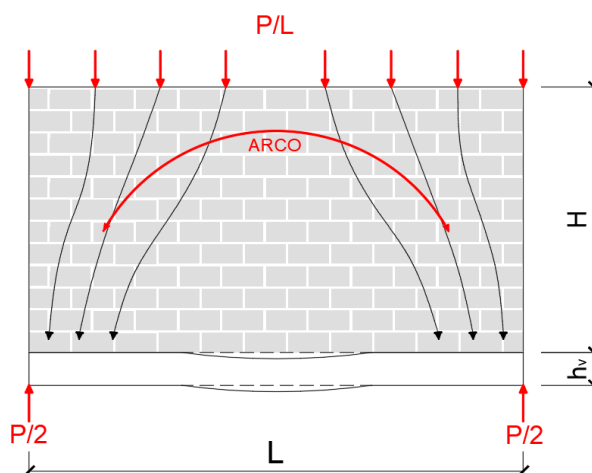
Fonte: Adaptado de Barbosa (2000).

De acordo com o trabalho realizado por Barbosa (2000), as cargas que migravam para os apoios apresentavam componentes verticais e horizontais. Segundo ela, as tensões de compressão verticais atuantes na base das paredes originam-se da componente vertical, ao mesmo tempo que ocorrem tensões de cisalhamento na mesma região devido à resultante horizontal, conforme observado na Figura 6, logo abaixo.

Vale observar o comportamento atípico da região central da parede e da viga, na qual os esforços solicitantes de compressão e cisalhamento tendem a ser mínimos, se não nulos, crescendo à medida que se direcionam aos apoios.



Figura 6 - Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos



Fonte: Adaptado de Barbosa (2000).

Esse conjunto de cargas direcionadas aos apoios indica que o sistema composto pela parede estrutural apoiada em uma viga trabalha na forma de um arco atirantado. Em síntese, o arco se forma na parede como maneira de tentar compatibilizar as diferentes deformações ao longo de seu comprimento, enquanto a viga funciona como um tirante ou uma restrição axial, impedindo o arco de abrir até o rompimento da estrutura (MONTEIRO, 2015).

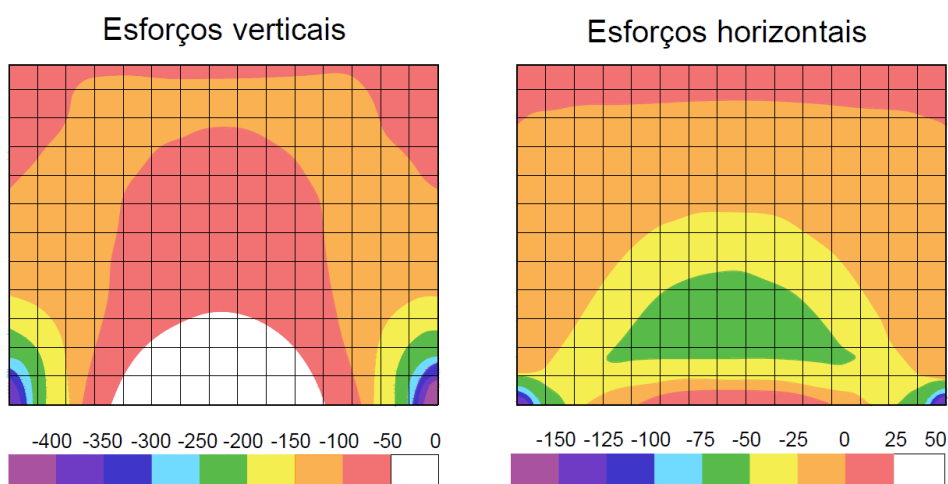
Conforme Barbosa (2000), várias características podem influenciar a formação do arco, como: vão entre apoios, inércia da viga de apoio, espessura da parede e módulo de elasticidade dos materiais. Para isso, devemos analisar esses fatores através do conceito de rigidez relativa abordado por Riddington e Stafford Smith (1977), conforme Equação (6), relacionando as propriedades da parede, juntamente com as da viga.

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (6)$$

O conceito de rigidez relativa permite identificar a intensidade de ocorrência do efeito arco na estrutura, de maneira que valores maiores de rigidez indicam maior rigidez da alvenaria e, conseqüentemente, o aumento de tensões nas proximidades de apoios e diminuição de momento fletor na região central do vão. Em compensação, menores valores da rigidez relativa indicam mais rigidez por parte da viga, diminuindo a importância do efeito arco (BORTOLI; BIANCHI, 2019).

Além disso, Lage (2019) complementa que a rigidez relativa não possui um resultado exato, se tratando de um conceito bem mais qualitativo do que quantitativo. Já Parsekian e Soares (2010), afirmam que esse comportamento varia muito entre paredes e que a rigidez relativa influencia, principalmente, o comprimento de contato entre parede e viga, alterando as concentrações de tensões verticais e de cisalhamento, muito semelhante ao indicado na Figura 7.

Figura 7 - Esforços pela ocorrência do efeito arco



Fonte: Adaptado de Parsekian e Soares (2010).

Vale salientar que o efeito arco também está presente em aberturas de portas e janelas, não apenas em vigas de transição. Apesar de não ter tanto impacto no dimensionamento como nas vigas, a sua consideração pode apresentar diferenças relevantes em situações de aberturas com vãos de comprimento elevado ou submetidos a cargas elevadas (BORTOLI; BIANCHI, 2019).

### 2.3 MÉTODOS DE APLICAÇÃO DE EFEITO ARCO

Segundo Paes (2008), apesar de muito difundido no meio acadêmico e técnico, o método de aplicação do efeito arco sempre gera grandes discussões, principalmente por ainda não haver um método único e prático para ser aplicado em projetos usuais. Muitos são os autores que abordaram esse tema em seus trabalhos acadêmicos e publicações. Podemos citar, por exemplo, a teoria fundamental de Wood (1952 apud PAES, 2008). Ele foi o primeiro autor a tratar sobre a ação conjunta entre parede e viga sobre apoios discretos e apresentar coeficientes de momento e

tração para cálculo dos esforços de viga de transição. Em sua publicação, também sugeriu o uso de uma distribuição em forma de carga triangular sobre a viga (MARTENS; VERMELTFOORT, 2012).

Para Carvalho e Roman (2008), os estudos elaborados por Wood (1952), e depois por Wood e Simms (1969), indicaram um método de cálculo bastante simplificado, porém, observaram a necessidade de uma ligação suficientemente forte entre a parede e a viga, permitindo o aparecimento das forças de cisalhamento e, por consequência, o efeito arco. Diante disso, surgiu uma relação entre altura da parede e comprimento do vão para ocorrência do efeito arco, conforme Equação (7). Para valores próximos a 0,6, os esforços de cisalhamento seriam maiores que os suportados, portanto, haveria o descolamento de parte da viga.

$$\frac{H}{L} \geq 0,6 \quad (7)$$

Algum tempo depois, Riddington e Stafford Smith (1977) propuseram modelos matemáticos simplificados para formação do arco, enquanto Davies e Ahmed (1978 apud BORTOLI; BIANCHI, 2019) apresentaram expressões para cálculo de rigidez relativa entre parede e viga. Para Lage (2019), a avaliação do conceito de rigidez relativa teve como propósito relacionar as propriedades da parede e da viga, e não somente a força axial, como vinha sendo adotado.

### **2.3.1 Metodologia de Riddington e Stafford Smith (1977)**

Dentre os tópicos abordados por Riddington e Stafford Smith (1977), os estudos são reconhecidos pela adoção de um parâmetro característico K, para expressar a rigidez relativa da parede e viga, como indicado na Equação (6), mostrada acima, na qual, a proporção do efeito arco é influenciada pelos parâmetros físicos da estrutura como: altura e comprimento da viga, altura e espessura da parede de alvenaria, juntamente com o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de ambos os materiais.

Ainda sobre o estudo, os autores realizaram análises utilizando o método de elementos finitos, com o objetivo de verificar as tensões presentes no sistema e os efeitos da variação da rigidez a flexão e esforço axial da viga. Como resultado das

análises com diferentes alturas de parede, foi detectado que, para as paredes com alturas superiores a  $0,7L$  o efeito arco se pronunciou de igual forma, sendo a parcela superior a  $0,7L$  considerada apenas como acréscimo de carregamento (RIDDINGTON; STAFFORD SMITH, 1977).

Quanto ao efeito do aumento de rigidez axial da viga testado no estudo, através da relação  $E_v/E_a$ , foi possível notar redução considerável na propagação do arco na parede, diminuindo também os esforços de separação entre a parede e a viga de apoio. Por outro lado, foi verificado a redução dos momentos fletores das vigas quando considerada a transferência das cargas diretamente para os apoios (RIDDINGTON; STAFFORD SMITH, 1977).

Na metodologia desenvolvida por Riddington e Stafford Smith (1978 apud CARVALHO; ROMAN, 2008), também é possível determinar o comprimento efetivo de contato entre a interface parede e viga, comprimento compreendido entre as regiões onde ocorre transferência de cargas em função da aplicação de um carregamento triangular sobre a viga, conforme indicado na Equação (8).

$$\alpha = \frac{B \cdot L}{K} \quad (8)$$

Quanto à constante  $B$ , através da análise dos resultados experimentais dos autores ao verificar as distribuições de tensões entre a parede e a viga na região de contato, foi possível obter os valores da constante abaixo:

- a)  $B = 0,75$ , quando for estimada a tensão de compressão máxima na parede;
- b)  $B = 1,5$ , quando for estimado os momentos fletores máximos na viga;
- c)  $B = 1,0$ , quando for estimada a carga de cisalhamento na interface;

Através do cálculo do parâmetro de rigidez relativa e do comprimento de contato, é possível determinar o esforço de tração na viga e, conseqüentemente, a tensão de cisalhamento máxima, de acordo com as Equações (9) e (10) (STAFFORD SMITH; RIDDINGTON, 1983 apud BARBOSA, 2000).

$$T_{max} = \frac{W_a}{4} \quad (9)$$

$$\tau_{max} = \frac{W_a \cdot K}{2 \cdot t \cdot L} \quad (10)$$

O momento fletor máximo na viga e as tensões de compressão máximas na base da parede podem ser descritas conforme Equações (11) e (12), consecutivamente. Barbosa (2000) observa que, para o cálculo do momento máximo, é determinado uma distância do apoio igual ao comprimento de contato.

$$M_{max} = \frac{W_a \cdot L}{4 \cdot K} \quad (11)$$

$$\sigma_{max} = \frac{W_a \cdot K}{0,75 \cdot t \cdot L} \quad (12)$$

Porém, por meio de modelos numéricos e estudos experimentais, Riddington e Stafford Smith (1977) alcançaram parâmetros de formulação diferentes para a tração máxima, momento fletor máximo e tensão de compressão máxima na parede, como especificado abaixo.

$$T_{max} = \frac{W_a}{3,4} \quad (13)$$

$$M_{max} = \frac{W_a \cdot L}{4 \cdot \left( \frac{E_a \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I_v} \right)^{\frac{1}{3}}} \quad (14)$$

$$\sigma_{max} = 1,63 \frac{W_a}{L \cdot t} \cdot \left( \frac{E_a \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I_v} \right)^{0,28} \quad (15)$$

Pode-se dizer que uma das principais características da proposta desses autores é o cálculo de uma rigidez da viga utilizando a tensão máxima admissível na parede de alvenaria (RIDDINGTON; STAFFORD SMITH, 1978 apud CARVALHO; ROMAN, 2008). Com a aplicação desse método de efeito arco, eles conseguiram a seção transversal ideal da viga, garantindo uma tensão que a alvenaria é capaz de suportar, sem a necessidade de verificação das flechas na viga, uma vez que possuem valores muito baixos.

### 2.3.2 Metodologia de Davies e Ahmed (1978)

Para Carvalho e Roman (2008), os estudos elaborados por Davies e Ahmed (1978) também concluíram que a concentração de tensões de compressão, em virtude do efeito arco, é influenciada principalmente pela rigidez relativa à flexão entre a

parede e a viga. Também, introduziram a utilização da altura da parede como parâmetro do cálculo de rigidez relativa (R), ao invés do comprimento do vão como abordado anteriormente, como pode ser observado na Equação (16).

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (16)$$

Segundo o autor da metodologia, diversos parâmetros podem exercer influência sobre o comportamento de interação entre as paredes e vigas, como a relação altura da parede e o vão, a espessura da parede, o módulo de elasticidade, a relação profundidade da viga sobre comprimento do vão, área da seção transversal da viga e a largura do suporte da viga (AHMED, 1977).

Nesse sentido, foi possível identificar parâmetro de rigidez axial conforme Equação (17), de forma que a força no meio do vão, é proporcional ao parâmetro de rigidez K. Para uma viga relativamente flexível, os resultados indicam que a força axial na viga é quase uniforme ao longo do vão exceto por um curto comprimento perto dos suportes onde aumenta de zero a um valor constante.

$$K = \frac{E_a \cdot t \cdot H}{E_v \cdot A_v} \quad (17)$$

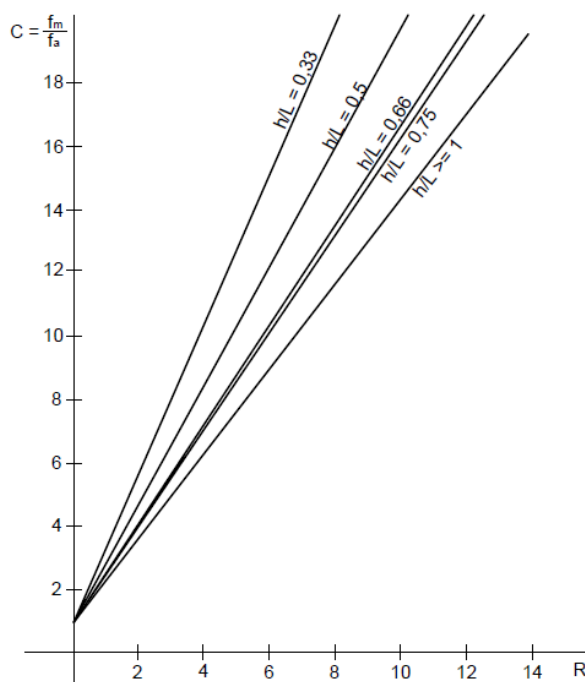
Do ponto de vista de Ahmed (1977), a expressão que mais se aproxima de tensão de compressão na parede é obtida através de uma derivação linear entre o parâmetro de rigidez (R) e o fator de concentração de tensão (C), como mostrado na Equação (18).

$$C = (1 + \beta \cdot R) \quad (18)$$

O fator de concentração de tensão, por sua vez, foi definido como a relação entre a tensão de compressão máxima e a média aplicada na parede. Dessa forma, pode-se obter o valor máximo da tensão de contato ( $f_m$ ), como indicado na Equação (19) e Figura 8, respectivamente.

$$f_m = \frac{W_a}{L \cdot t} (1 + \beta \cdot R) \quad (19)$$

Figura 8 - Variação da concentração de tensão de compressão em função de R

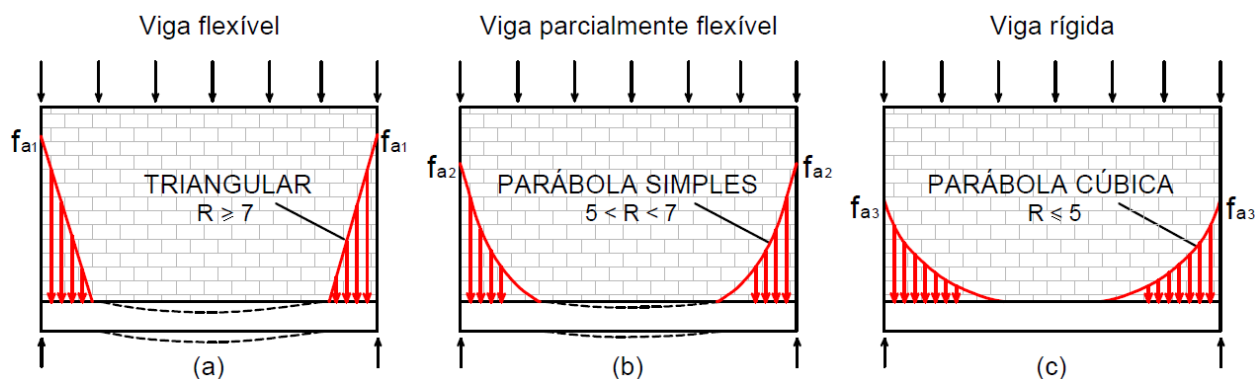


Fonte: Adaptado de Ahmed (1977).

Por meio do gráfico acima, observa-se que a concentração de tensão é, principalmente, influenciada pelo parâmetro de rigidez R. Quanto maior o valor de R, acrescido da diminuição na profundidade da viga e do aumento da altura da parede, maiores são os valores de tensão sobre os apoios, e menor o comprimento do contato. Diante disso, os estudos experimentais realizados por Ahmed (1977) indicaram um padrão na distribuição vertical de tensões ao longo da superfície de contato e, por conta disso, atribuiu valores ao parâmetro de rigidez R conforme segue:

- $R \geq 7$ , indica uma viga flexível, com distribuição das tensões em forma triangular com grandes concentrações de tensões verticais nos apoios;
- $5 < R < 7$ , representa viga parcialmente flexível, onde a distribuição das tensões ao longo da superfície de contato é próxima a uma parábola simples (quadrática);
- $R \leq 5$ , evidencia vigas relativamente rígidas, tendo distribuição de tensão próxima a uma parábola de terceiro grau, onde a tensão de contato vertical se estende até o centro da viga, apresentando menores influência do efeito arco.

Figura 9 - Diagramas de distribuição de tensões



Fonte: Adaptado de Ahmed (1977).

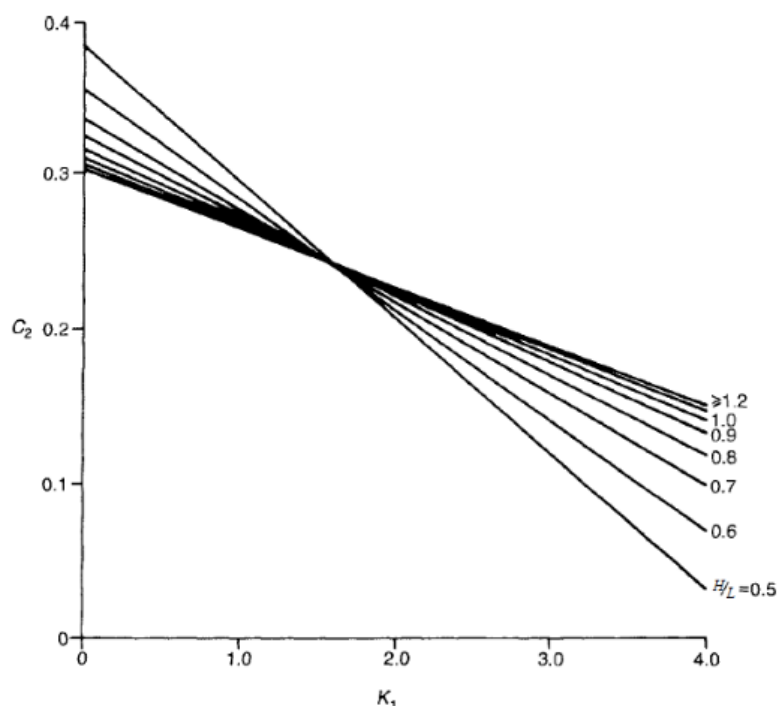
Pode-se observar que valores de rigidez relativa altos implicam em vigas flexíveis, portanto, apresentam comprimentos de separação maiores, presença do efeito arco mais acentuado e menor parcela de carga na região central. Quanto aos esforços de cisalhamento, eles atuam em uma distância não superior a um décimo da extensão da viga (AHMED, 1977).

Por outro lado, vigas rígidas resultam em menores concentrações de tensões nos apoios, assim, possuem maior carga vertical transmitida no vão da viga e a força de cisalhamento se estende ao longo de um quinto do vão (AHMED, 1977). Como consequência, maiores foram os valores encontrados de momento fletor na viga, seguindo a relação  $WL / 8$ . Barbosa (2000) acrescenta que esses resultados foram muito próximos daqueles obtidos através de uma distribuição uniforme de carregamentos.

Segundo a metodologia de Hendry, Sinha e Davies (1998), os esforços axiais podem ser calculados como uma parte do carregamento que a parede está submetida, como indicado na Equação (20). Pelo fato da parcela do carregamento não ser um valor constante, a tração pode ser adquirida pelo gráfico presente na Figura 10.

$$T = W_a \cdot C_2 \quad (20)$$



Figura 10 - Determinação do coeficiente  $C_2$ 

Fonte: Hendry, Sinha e Davies (1998).

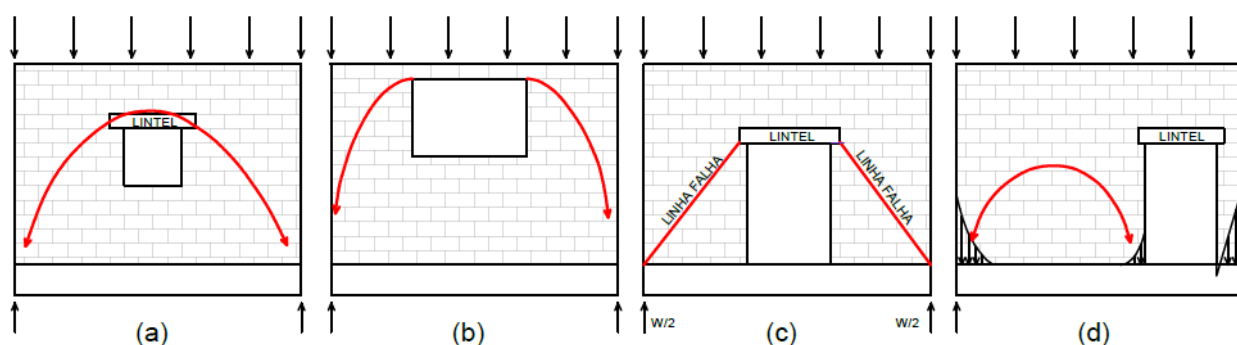
Outra contribuição importante do trabalho de Ahmed (1977) para o entendimento do efeito arco foi a análise da influência de aberturas na distribuição de tensões na viga de transição. Esse estudo compreendeu ensaios em dez paredes de alvenaria estrutural com abertura de porta ou janela de tamanhos e posições diferentes.

Em resumo, paredes com abertura central mostraram distribuições de tensões de compressão semelhantes a uma parede sem abertura alguma, não exercendo grande influência sobre o comportamento da parede, exceto pelo pequeno aumento na tensão de compressão máxima sobre os apoios. Isso ocorre devido ao fato do arco ainda se formar na alvenaria por conta do lintel presente na abertura, conforme ilustrado na Figura 11 (a).

Nos casos em que a abertura da janela possuía uma largura considerável e um peitoril mais elevado, locada logo abaixo da caneleta superior, o arco se projetou na caneleta como indicado na Figura 11 (b). Devido à grande largura da abertura, a projeção do arco seguiu para fora da borda da parede, ocorrendo redução na resistência das paredes por conta da maior concentração de tensão vertical nas paredes adjacentes. Verificou-se também o aparecimento de fissuras de mesmo padrão em função da elevada largura da abertura.

Já para as paredes com uma porta central, o autor comprovou aumento na tensão de compressão máxima na parede e aumento da força axial na viga, quando comparado aos resultados obtidos para paredes sólidas. Também foi avaliada a mudança de posição da porta na elevação da parede. Como resultado, houve aumento considerável da tensão máxima sobre os apoios, maiores tensões de tração apareceram nos cantos superiores da porta e formação de um arco secundário. Esses efeitos podem ser analisados na Figura 11 (c) e (d), respectivamente (AHMED, 1977).

Figura 11 - Efeito arco em paredes com abertura



Fonte: Adaptado de Ahmed (1977).

Portanto, Ahmed (1977) conclui que os resultados obtidos em seus estudos, seja por aproximação de resultados ou aplicação do método de elementos finitos, ficaram muito parecidos aos valores experimentais e elenca uma possível causa para a diferença entre os resultados analisados, de que a alvenaria é um material homogêneo e elástico, como também, afirma que a relação  $T/W$  varia de 0,07 a 0,255, respectivamente uma parede com abertura de janela central e uma parede com abertura de porta perto do apoio, mostrando efeito importante pelo aumento na deflexão com o deslocamento da porta para a extremidade.

Barbosa (2000) afirma que ambos os métodos apresentados têm função de indicar um parâmetro de deformação do conjunto composto por paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado, por mais que as fórmulas e conceitos utilizados não sejam iguais. Além disso, Parsekian e Soares (2010) consideram que dificilmente as paredes sobre um pavimento de transição seguiram o padrão apresentado: paredes sem aberturas apoiadas em uma viga com dois apoios diretos, e concluem que o mais adequado seria fazer uma modelagem numérica, em vez da aplicação de métodos simplificados, pois dessa forma não teriam resultados superdimensionados.

Segundo o estudo de Carvalho e Roman (2008), ambas as propostas admitem a utilização de diferentes materiais para as vigas de transição como concreto armado, aço ou madeira. Contudo, é possível observar a preferência dos autores pela metodologia de Davies e Ahmed (1978) por conta das definições e equações apresentadas serem mais detalhadas e mais acessíveis ao meio técnico. Além do fato de que o método proposto por Riddington e Stafford Smith (1977) foi considerado cauteloso demais pelos autores, ao superestimar os resultados em 30 a 40%.

### 2.3.3 Metodologia de José Luiz Pereira (2016)

Diferente dos outros métodos, que foram elaborados mediante observação dos ensaios em laboratório, este em questão é fruto das experiências práticas do autor, em função da observação do comportamento da alvenaria estrutural em diversos projetos realizados, com algum respaldo teórico em normas nacionais e internacionais.

Segundo o autor, é possível identificar a rigidez parcial de uma parede através do cálculo de momento de inércia, conforme Equação (21). Já para o dimensionamento estrutural das paredes, é necessária a análise dos quinhões (Q) de cada parede ou conjunto de paredes, em resumo, esses quinhões seriam a porcentagem entre rigidez da parede e rigidez total da edificação, como demonstrado na Equação (22) (PEREIRA, 2016).

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (21)$$

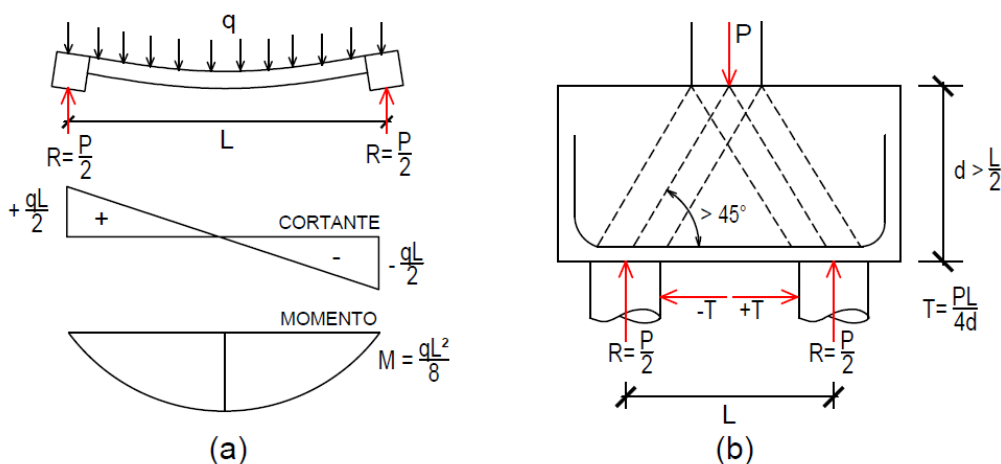
$$Q_i = \frac{I_i}{\Sigma I} \quad (22)$$

Para compreender as distribuições de tensões e comportamento da interface parede/viga, o autor apresenta duas ideias principais: funcionamento de uma viga reticulada e de um bloco sobre estacas.

Na primeira, é considerado uma viga esbelta apoiada em dois blocos sobre estacas, sendo solicitada por uma carga distribuída uniforme. Sabe-se que a viga apresentará deformação em sua linha elástica, o que caracteriza o aparecimento de flecha no meio do vão, momento fletor e esforços de cisalhamento devido a cortante (PEREIRA, 2016).

A outra ideia é representada através de um pilar distribuindo seus esforços em um bloco sobre duas estacas, de modo que cada biela transfira metade da carga total para cada apoio. Por ser muito rígido, esse modelo pode ser considerado como indeformável, o que indica o aparecimento de tensões de compressão nas bielas e tração praticamente constante ao longo do vão entre apoios. Ambos os comportamentos podem ser observados através da Figura 12.

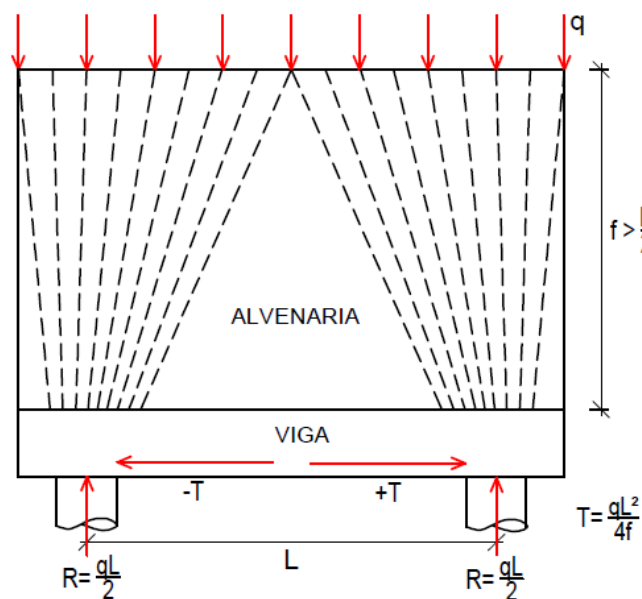
Figura 12 – Associação de parede com elementos de concreto armado



Fonte: Adaptado de Pereira (2016).

Pereira (2016) indica a utilização do modelo de bloco rígido e indeformável quando a parede tiver altura superior à metade do comprimento entre apoios. Caso contrário, a parede se comporta como uma viga reticulada e deformável. Por conta disso, o autor criou um terceiro modelo, agora de uma parede em alvenaria estrutural sobre uma viga de concreto armado com dois apoios, tendo carga de gravidade distribuída uniformemente ao longo do comprimento, como observado na Figura 13. As bielas que apareciam no bloco de coroamento, agora são indicativos do efeito arco distribuindo as tensões do topo da parede. Outra premissa é de que a viga não sofre deformação por conta da grande rigidez da parede, dessa forma, não existirá flecha, momento fletor, cortante e cisalhamento atuante.

Figura 13 - Esquema estrutural de uma parede sobre viga



Fonte: Adaptado de Pereira (2016).

De acordo com Pereira (2016), as aberturas retangulares, pequenas ou médias, normalmente não precisam ser consideradas no cálculo, da mesma forma que a metodologia anterior. Para o cálculo de inércia, com relação a absorção de esforços de vento, apenas é analisado um painel sólido de alvenaria estrutural.

### 2.3.4 Método de elementos finitos

No método dos elementos finitos (MEF), a estrutura que antes era considerada um sistema contínuo, passa a ser um sistema discreto, fornecendo resultados aproximados ao comportamento de uma estrutural real. De acordo com esse método, um elemento real e físico é substituído por um modelo numérico aproximado, onde é modelado um dado número finito de elementos discretos (MONTEIRO, 2015).

Cabe ressaltar que a modelagem empregada no MEF se resume principalmente em três tipos de elementos: barras, placas e sólidos.

As barras são muito utilizadas em estruturas planas ou espaciais, principalmente para simular vigas e pilares. Na opinião de Barbosa (2000), esses elementos possuem linha neutra no meio da altura do elemento para fins de determinação de tensões e esforços de tração, compressão.

Quanto as placas, também conhecidas como cascas ou membranas, são elementos bidimensionais com geometrias e graus de liberdade variados, Santos et al. (2019) comentam que esse tipo de elemento é utilizado para modelar as paredes de alvenaria, para esse caso, foi adotado elementos com quatro nós. Por fim, pode-se observar que os elementos sólidos são tridimensionais, tendo número de nós e graus de liberdade que também variam de acordo com o elemento inserido (BARBOSA, 2000).

Segundo Paes (2008), quando é utilizado o método de elementos finitos para a análise do comportamento da estrutura, as paredes devem ser divididas em um número finito de elementos retangulares e/ou triangulares, interligados de tal forma a gerar uma malha regular, através dessa malha que será possível observar a ocorrência do efeito arco nas tensões da parede.

Nesse sentido, a NBR 6118 (ABNT, 2014) faz uma observação quanto à discretização estrutural por meio de método dos elementos finitos, diferenças finitas ou analogia de grelha, de modo que o modelo deve representar, o mais fielmente possível, os elementos desejados, a inserção de carregamentos reais, condições de contorno e materiais utilizados, para não ocorram erros significativos na análise.

Para Ahmed (1977), alguns parâmetros devem ser selecionados para melhor aproximação da distribuição de tensões ou variação dos deslocamentos sobre cada elemento finito. A redução do número infinito de graus de liberdade do problema real para um número discreto introduz algumas suposições simplificadas na formulação do elemento e, conseqüentemente, a precisão dos resultados depende do número de elementos usados no modelo.

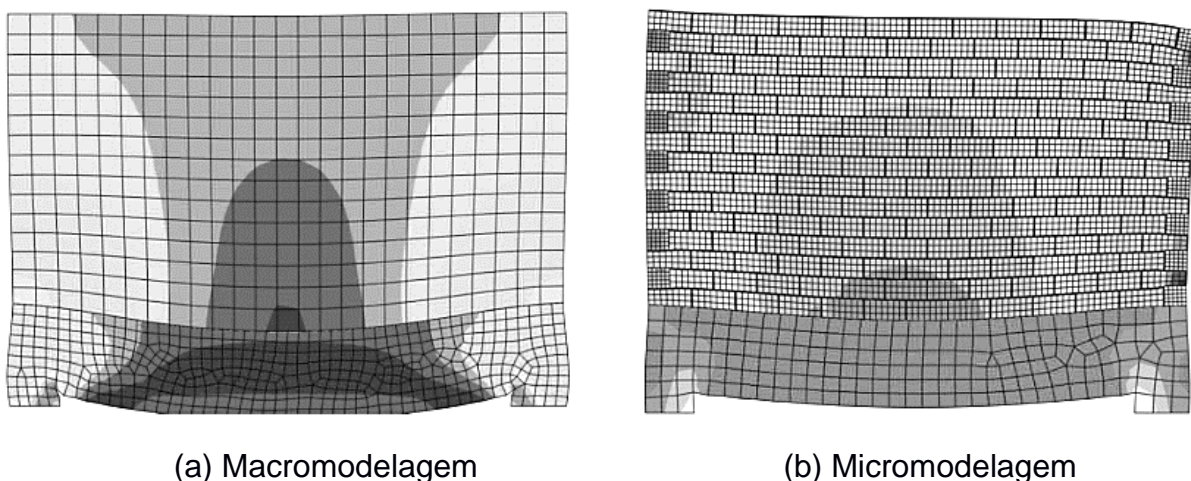
Para o autor, uma das principais vantagens do método dos elementos finitos é a capacidade de combinar tensão da alvenaria com as vigas de apoio, possibilitando estimar o comportamento de estruturas encontradas na prática (AHMED, 1977). Já Araújo (2010) afirma que um dos pontos favoráveis desse método é a grande possibilidade de formulações, permitindo a criação de rotinas de cálculo para determinação de deslocamentos, sentido das forças internas ou caminho de tensões. No entanto, devido à complexidade o método, é pouco utilizado em escritórios de projetos estruturais em geral.

De acordo com Lage (2019), existem dois tipos de análise para as paredes de alvenaria estrutural, uma delas é a macromodelagem simplificada, onde não é necessária a diferenciação entre blocos e argamassa, sendo tratado como um sistema

homogêneo e de mesmo comportamento elástico. A outra metodologia é a micromodelagem simplificada com dimensões expandidas, que consiste na discretização separada da argamassa e do bloco. Para esse segundo modelo, o autor adotou o procedimento de análise linear e critérios de convergência de energia com tolerância de 0,001, baseando-se nos ensaios experimentais de Barbosa (2000), para obtenção dos parâmetros dos materiais.

Nesse mesmo sentido, Capraro (2017) simulou prismas de alvenaria estrutural, através do método de micromodelagem em seu estudo, aplicando o modelo de análise não-linear, que consiste no processo iterativo com base no comprimento do arco para encontrar a convergência do sistema. A Figura 14 indica a comparação da malha utilizada entre o sistema de macromodelagem e micromodelagem elaborada pelo autor.

Figura 14 - Distribuições das tensões principais em modelo bidimensionais



Fonte: Capraro (2017).

Para validação dos resultados encontrados no *software* ABAQUS, o autor ensaiou em laboratório paredes exatamente iguais as lançadas, identificando um dimensionamento de malha ideal de geometria quadrada, sendo as dimensões iguais a um quarto da espessura do bloco. Com isso, o autor obteve variações de tensões menores que 5% (CAPRARO, 2017).

Já, para Monteiro (2015), a malha a ser adotada deve ser de geometria retangular, como, por exemplo, largura de 15 cm e altura de 10cm, sempre seguindo uma relação  $l/h$  igual a 1,5. A fim de modelar as paredes e obter as tensões internas, o autor utilizou o *software* SAP2000 (*Structural Analysis Program 2000*), cuidando com a aplicação de algumas premissas durante a modelagem, como a alvenaria sendo um



material homogêneo, o conjunto parede e viga isotrópicos (apresentam comportamento semelhante) e com procedimento de análise linear.

Barbosa (2000) apresenta um parâmetro diferente na modelagem computacional, quando considera modelos lineares e não-lineares de contato em suas simulações no *software* ANSYS 5.5. No caso de uma parede de alvenaria estrutural apoiada sobre viga de concreto armado, essa característica representa deslizamento e separação na superfície de contato.

Segundo a autora, pode-se considerar um comportamento não-linear quando a estrutura apresenta relação entre força e deslocamento não-linear. Em decorrência da análise dos resultados obtidos, Barbosa (2000) concluiu que a consideração da não-linearidade de contato resulta em valores mais próximos aos ensaiados.

## 2.4 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO

Sem dúvida, o concreto é o material mais utilizado nas construções, apresentando ótimos desempenhos mediante tensão de compressão. Porém, sozinho, não possui resistência significativa às demais solicitações como tração ou flexão, esforços esses presentes na maioria dos elementos estruturais. Por conta disso, esses elementos são reforçados com barras de aço, material que dispõem de grande resistência à tração e ductibilidade (FILHO et al., 2017).

Por conta disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) definiu os elementos básicos que compõem projetos estruturais, quanto às suas características geométricas:

- a) elementos lineares são classificados quando uma das dimensões supera pelo menos 3 vezes o tamanho das demais dimensões, de modo que vigas são dimensionadas principalmente à flexão, pilares devido a força normal de compressão preponderante, tirantes pela força normal de tração, enquanto que para os arcos são considerados esforços de compressão, juntamente com flexão.
- b) elementos superficiais possuem uma dimensão muito inferior às demais, como é o caso da espessura para lajes (placas), vigas-paredes (chapas) e pilares-parede.



### 2.4.1 Durabilidade de estruturas em concreto armado

Perante a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas devem ser projetadas para uma certa vida útil, para isso é analisado parâmetros de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). O ELU está diretamente relacionado ao colapso estrutural, o que impede definitivamente ou parcialmente o uso da estrutura, enquanto que o ELS é o estado limite que verifica a formação de fissuras, deformações ou vibrações ao longo do uso normal da construção, levando em consideração a durabilidade, a aparência, o conforto do usuário e a funcionalidade da estrutura.

Segundo Araújo (2010), primeiramente, é necessário validar o comportamento estrutural diante das condições normais de uso, dessa forma, a construção deve ser rígida a ponto de não provocar danos em outros elementos, muito menos danificar a aparência, promover dificuldades durante o uso ou causar desconforto aos usuários. Para isso, a edificação deve atender aos parâmetros máximos de estado de deformações excessivas e estado de fissuração inaceitável.

A norma define que todas as ações que produzam efeitos significativos devam ser consideradas na análise estrutural, são elas:

- a) ações permanentes são aquelas em que apresentam valor constante durante a vida útil da edificação, sendo considerada na condição mais desfavorável, em função da segurança, são elas: a carga devido ao peso próprio, peso de elementos construtivos fixos, peso das instalações permanentes, empuxos, entre outros;
- b) ações variáveis ocorrem pelas cargas acidentais consideradas durante o uso da construção, como: cargas verticais de uso em lajes, cargas móveis pelo impacto lateral e vertical, carga devido ao vento ou água na construção;
- c) ações excepcionais em função da particularidade de alguns projetos (ABNT, 2014).

No caso do dimensionamento de edifícios em concreto armado, é preciso verificar as combinações de ações nos dois estados limites. Para o ELU, a ação deve ser combinada com a ação principal, podendo os valores serem reduzidos pelos coeficientes apresentados no Anexo B, para ações normais, especiais ou excepcionais, sendo muito baixa a chance de ocorrência simultânea de mais de uma ação variável de natureza diferente (ABNT, 2014).

Já para o ELU, normalmente são utilizadas as combinações quase permanentes e frequentes para ações que acompanham a ação principal (ABNT, 2014). Araújo (2010) acrescenta que as ações permanentes são utilizadas em sua totalidade, enquanto as ações variáveis são reduzidas em função de valores característicos de ponderação.

#### 2.4.2 Dimensionamento de vigas

De acordo com Araújo (2010), a análise estrutural de um edifício como um todo é composta de um pórtico espacial, formado por elementos planos, ligados a elementos lineares ao longo de diversos pavimentos. No entanto, o método mais utilizado, e simplificado, é o de pórtico plano, no qual são calculados separadamente os esforços das lajes, para as vigas e para os pilares da edificação.

No caso das vigas especificadamente, primeiro deve-se determinar os carregamentos atuantes, seja pelo peso próprio, peso de alvenarias (essencial em um pavimento de transição), ações conjuntas das lajes e reações de apoios indiretos com outras vigas, quando houver (ARAÚJO, 2010).

Se analisarmos a seção transversal de vigas em concreto armado, é convencional a utilização de armaduras longitudinais e transversais. Quando a viga é solicitada a flexão, situação em que ocorre momentos fletores nas extremidades, a armadura inferior será submetida a forças de tração. Como consequência, a armadura superior ficará comprimida, e em muitos casos o concreto por si só é capaz de resistir aos esforços, resultando em armadura construtiva apenas.

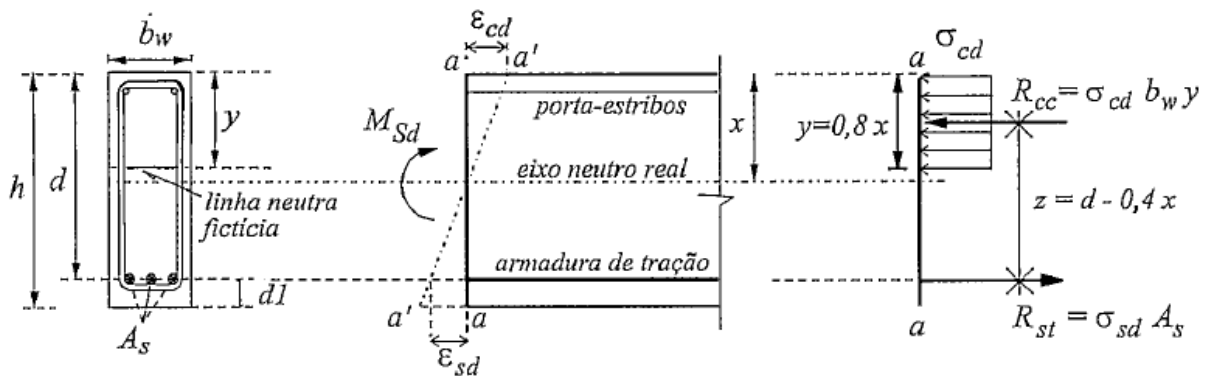
Por conta disso, a próxima etapa do cálculo é o dimensionamento da seção transversal e da área de aço necessária. Para isso, leva-se em consideração o momento fletor de ruptura, diretamente relacionado à estabilidade no ELU, como indicado na Equação (23). Também, verifica-se o comportamento da viga no ELS, prevendo flechas e fissurações excessivas devido ao momento fletor característico ( $M_{k'}$ ) (CLÍMACO, 2008).

$$M_{Sd} = \gamma_f \cdot M_k \quad (23)$$

Desse modo, as armaduras longitudinais são calculadas utilizando o momento positivo máximo, para a região inferior da viga, enquanto que os momentos negativos,

próximos aos apoios, foram utilizados para determinar a armadura superior. Em resumo, devemos satisfazer a condição de que o momento solicitante devido as ações ( $M_{sd}$ ) seja menor ou igual ao momento resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ). Para isso, é necessário calcular o momento resistente, obtido através do momento das tensões no concreto, em relação ao centro de gravidade da armadura de tração, conforme Figura 15 e Equação (24).

Figura 15 - Seção retangular com armadura simples no estado limite último



Fonte: Clímaco (2008).

$$M_{Rd} = R_{cc} \cdot z = b_w \cdot y \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \left( d - \frac{y}{2} \right) \quad (24)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (25)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}} \quad (26)$$

Porém, é indispensável verificar se a área de aço calculada atende a relação mínima desejada, como indicam as Equações (27) e (28), a fim de prevenir risco de ruptura frágil por tração (CLÍMACO, 2008).

$$A_{s \min} = \rho_{\min} (b_w \cdot h) \quad (27)$$

$$\rho_{\min} \geq 0,15\% \text{ ou } 0,035 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (28)$$

Segundo Clímaco (2008), os estribos tem a finalidade de combater o maior esforço de cisalhamento, devido a força cortante elevada ou pela existência de momento torção. Porém, mesmo que a viga não apresente essas solicitações, os

estribos ainda são necessários para garantir a estabilidade da armadura principal durante a concretagem. Diante disso, a resistência da viga quanto à diagonal comprimida do concreto, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve ser calculada através das Equações (29) a (32).

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V \quad (29)$$

$$\tau_{dmax} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot 0,9 \cdot d} \quad (30)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta (\text{cot}\alpha + \text{cot}\theta) \quad (31)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (32)$$

### 2.4.3 Dimensionamento de pilares

Os pilares exercem grande influência na segurança ou estabilidade global, podendo ser classificados quanto a solicitação. Quando apenas encontramos forças normais, perpendiculares a seção transversal, dizemos que o pilar está sob compressão simples ou axial. Já a flexocompressão ou flexotração ocorre quando aplicamos momentos fletores, juntamente com forças normais de compressão ou tração, respectivamente. Com isso, as armaduras longitudinais devem possuir capacidade de suportar ambos os esforços ao mesmo tempo (CLÍMACO, 2008).

Segunda a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal dos pilares não pode ter dimensão inferior a 19 cm, independente da forma, salvo alguns casos em que a medida pode chegar a 14cm, contanto que se majore os esforços solicitantes pelo coeficiente  $\gamma_n$ , conforme Tabela 1 abaixo.

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$

$b^1$ (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	125

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Nota: O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

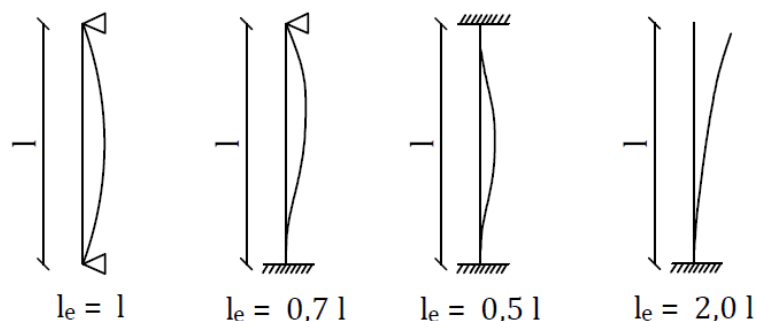
(1)  $b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

Para o autor, o dimensionamento de pilares inicia calculando o índice de esbeltez ( $\lambda$ ), obtido pelo comprimento entre apoios e o raio de giração, como observado na Equação (33). Através dele é possível identificar se os deslocamentos, pelos efeitos de segunda ordem se sobrepõem aos esforços normais, aumentando as solicitações por momentos fletores (CLÍMACO, 2008).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (33)$$

As condições de apoio das extremidades podem influenciar o índice de esbeltez, como observado na Figura 16, uma vez que modifica o comprimento de flambagem (menor valor compreendido entre o vão entre eixos de vigas ou vão livre acrescido da espessura do pilar).

Figura 16 - Variação das condições de apoio dos pilares



Fonte: Adaptado de Clímaco (2008).

Porém, sabe-se que nem sempre será necessário aplicar as deformações pelos efeitos de segunda ordem, a norma disponibiliza alguns parâmetros de utilização conforme segue:

- a)  $\lambda \leq 35$ , indica pilares curtos, podendo se desprezar a flambagem do elemento;
- b)  $35 < \lambda \leq 90$ , representa pilares intermediários ou medianamente esbeltos, podendo os efeitos de segunda ordem locais serem desprezados conforme indicação presente na norma;

- c)  $90 < \lambda \leq 200$ , são pilares esbeltos, onde os esforços locais de segunda ordem devem ser obrigatoriamente considerados no cálculo (ABNT, 2014).

Para pilares medianamente esbeltos, podemos considerar métodos aproximados para determinação dos efeitos de segunda ordem em cada uma das direções, como o método de pilar-padrão com curvatura aproximada ou com rigidez  $k$  aproximada. Por conta disso, a norma estabelece o parâmetro de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ), como observado na Equação (34), a partir desse valor os efeitos de segunda ordem provocam redução da resistência do pilar, devendo ser considerado obrigatoriamente no cálculo (ABNT, 2014).

$$\lambda_1 = \frac{\left(25 + \frac{12,5 \cdot e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \quad (34)$$

Sendo  $e_1$  a excentricidade de primeira ordem do pilar em questão, enquanto que o  $\alpha_b$  é um coeficiente calculado através dos esforços solicitantes conforme norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Efeitos de primeira ordem são aqueles cuja verificação é feita considerando o equilíbrio da estrutura não deformada devido as solicitações, adotando sempre a geométrica inicial.

De acordo com a mesma norma, os esforços locais de segunda ordem em pilares se originam dos deslocamentos horizontais, vindos da aplicação das cargas verticais e horizontais, de modo que os eixos não se mantem alinhados ao longo de um lance. Quando o índice de esbeltez for maior que 90, caso dos pilares esbeltos, será necessária a “análise não-linear de segunda ordem, efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada” (ABNT, 2014, p. 109). Ainda, para esses casos, deve-se analisar a fluência através da consideração de uma excentricidade adicional ( $e_2$ ), que deve ser somada a excentricidade de primeira ordem ( $e_1$ ).

Como abordado anteriormente, os elementos estruturais com a função de contraventamento devem resistir às ações horizontais atuantes na edificação, juntamente com parte dos carregamentos verticais, garantindo a estabilidade global. Por outro lado, também se mostra necessário elementos contraventados, capazes de suportar cargas verticais (ARAÚJO, 2010).

Dentre os elementos contraventados, podemos citar os pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto. Segundo Araújo (2010), pilares intermediários são aqueles que servem de apoio para vigas, no meio de um vão, normalmente submetidos a momentos menores e cargas de compressão centradas.

Já, os pilares de extremidade representam os apoios das extremidades das vigas, de modo que são dimensionados a flexocompressão normal, devido aos momentos transmitidos pelas vigas. Por fim, os pilares de canto são submetidos a flexocompressão oblíqua, uma vez que recebem os momentos transmitidos de ambas as vigas que terminavam.

### 3 METODOLOGIA

Este trabalho tem por finalidade um estudo de caso, abordando a aplicação de conceitos e teorias apresentadas no item 2 em um projeto estrutural real, não se restringindo à análise das tensões da alvenaria estrutural e na ocorrência do efeito arco. Também tratará do dimensionamento dos elementos estruturais e validações nas normas pertinentes, principalmente na NBR 16868 (ABNT, 2020), referente à alvenaria estrutural e NBR 6118 (ABNT, 2014) para as estruturas de concreto armado.

Pensando no desenvolvimento do projeto estrutural, o trabalho seguirá algumas etapas já pré-definidas:

- a) lançamento da estrutura da edificação no *software* TQS;
- b) aplicação manual da distribuição dos carregamentos da parede do térreo nas vigas de transição;
- c) dimensionamento do pórtico de concreto armado recebendo carga distribuída uniformemente sobre todos os vãos das vigas;
- d) dimensionamento das vigas de transição recebendo os esforços com aplicação do efeito arco;
- e) dimensionamento de todo o pórtico de concreto armado recebendo os esforços com aplicação do efeito arco;
- f) avaliação do efeito arco e suas consequências sobre as vigas.

Essas etapas, de fato, contribuem para a compreensão do que foi realizado no trabalho, auxiliando também no cumprimento dos objetivos elencados no item 1.3.

A edificação em questão é caracterizada pelo emprego de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, sobre um pórtico em concreto armado e fundações superficiais. Ao todo serão 14 pavimentos, sendo 10 pavimentos tipos construídos em alvenaria estrutural, como ilustrado nas Figuras 17 a 19, totalizando 60 unidades habitacionais, cada uma com área aproximada de 45 m<sup>2</sup>. Enquanto que os outros 4 pavimentos serão subsolos construídos em concreto armado, prevendo lajes maciças na transição (térreo) e lajes nervuradas nos subsolos 1, 2 e 3, com a finalidade de alocar vagas de estacionamento, visto que esse sistema de fato propicia melhor aproveitamento dos vãos.

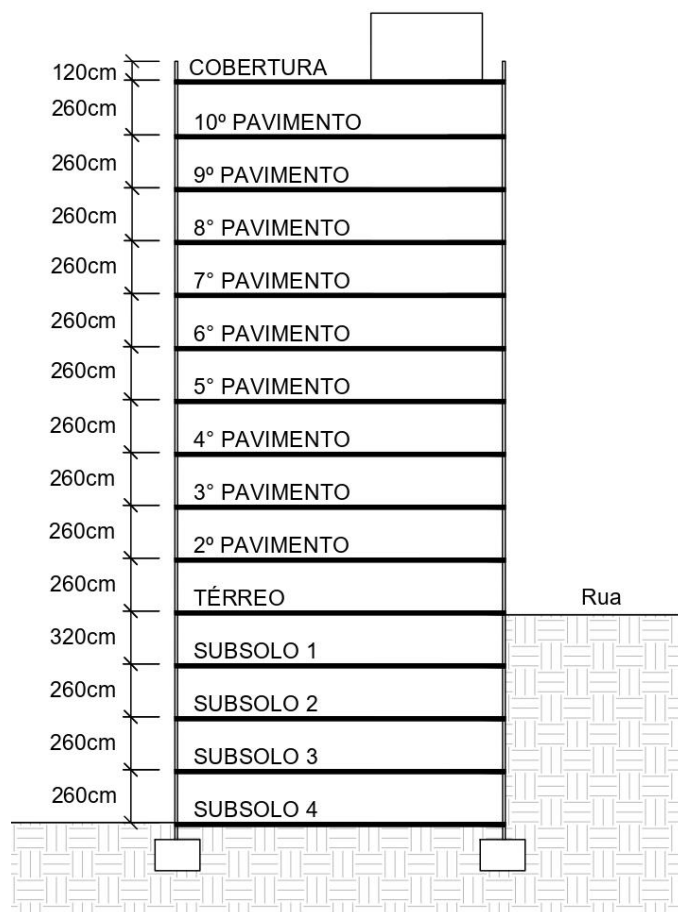


Figura 17 - Edificação multifamiliar para estudo de caso



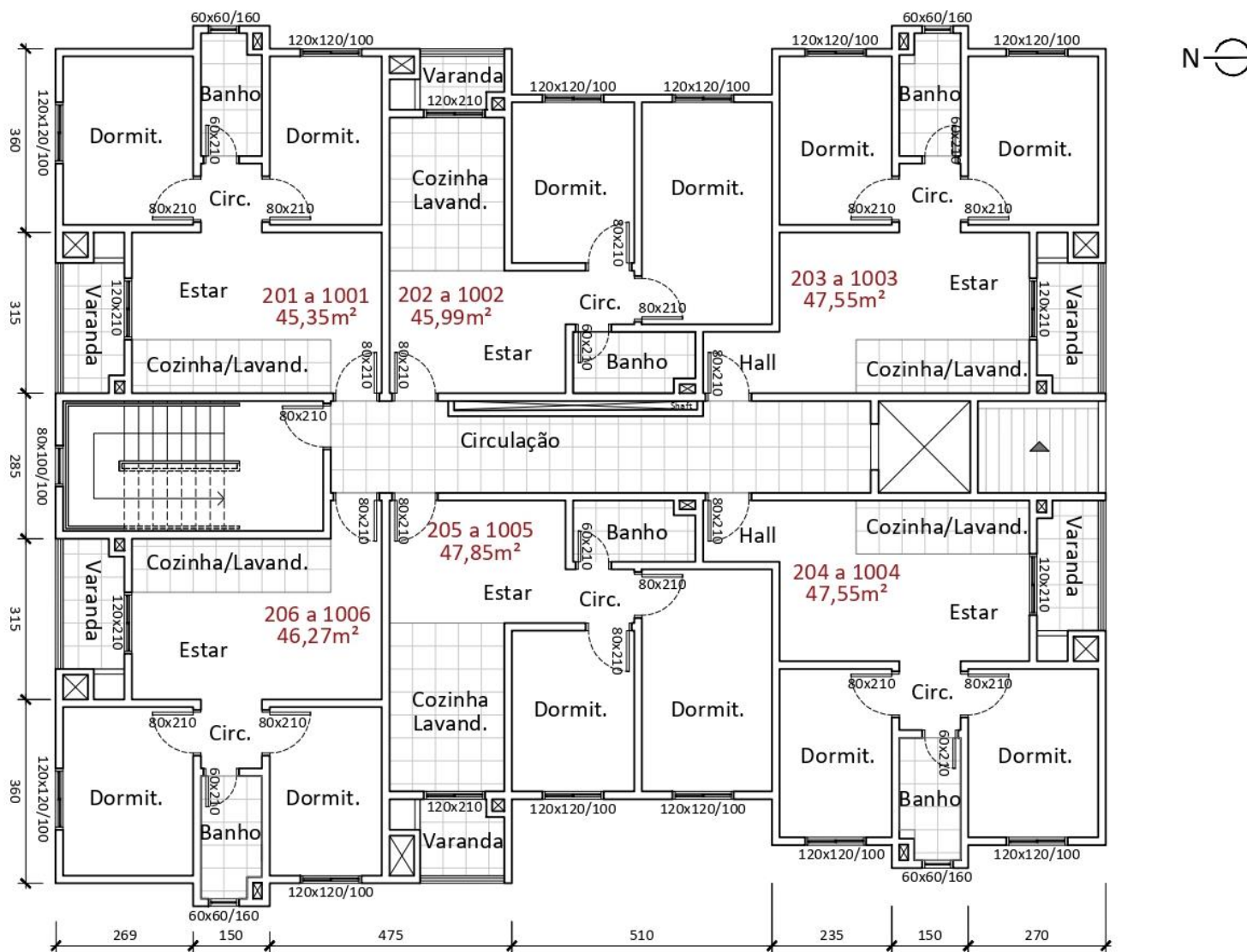
Fonte: Cedido por Soluções Imobiliárias MGF Ltda (2020).

Figura 18 - Esquema estrutural



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 19 - Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Cedido por Soluções Imobiliárias MGF Ltda

Diante disso, se faz necessária a definição de alguns parâmetros a serem utilizados, como uma pré-definição da família dos blocos de 14x19x29 cm e da resistência dos blocos cerâmicos estruturais ( $f_{bk}$ ), do graute ( $f_{gk}$ ) e da argamassa ( $f_a$ ) a serem utilizados. Seguindo a orientação da NBR 16868 (ABNT, 2020), foram estipulados os blocos com resistência de 10 MPa para os três primeiros pavimentos, enquanto para os outros foi adotado o bloco de 7 MPa, em virtude da disponibilidade dos fabricantes da região, como indica a Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Resistência dos materiais conforme NBR 16868 (ABNT, 2020)

Nível	$f_{bk}$ (MPa)	$f_{gk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	Argamassa
Ático	7	15	6	total
10º Pavimento	7	15	6	total
9º Pavimento	7	15	6	total
8º Pavimento	7	15	6	total
7º Pavimento	7	15	6	total
6º Pavimento	7	15	6	total
5º Pavimento	7	15	6	total
4º Pavimento	7	15	6	total
3º Pavimento	10	20	8	total
2º Pavimento	10	20	8	total
Térreo	10	20	8	total

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Quanto aos parâmetros para determinação da força de arrasto e pressões devido ao vento, pode-se definir a velocidade básica ( $V_0$ ) igual a 41 m/s, conforme gráfico das isopletas presente na NBR 6123 (ABNT, 1988). Além disso, é necessário estabelecer os fatores que influenciam a velocidade característica, tais como: fator de topográfico ( $S_1$ ) igual a 1,0, fator de forma e rugosidade ( $S_2$ ) de categoria IV e classe B e o fator estatístico ( $S_3$ ) igual a 1,0 por ser de uso residencial.

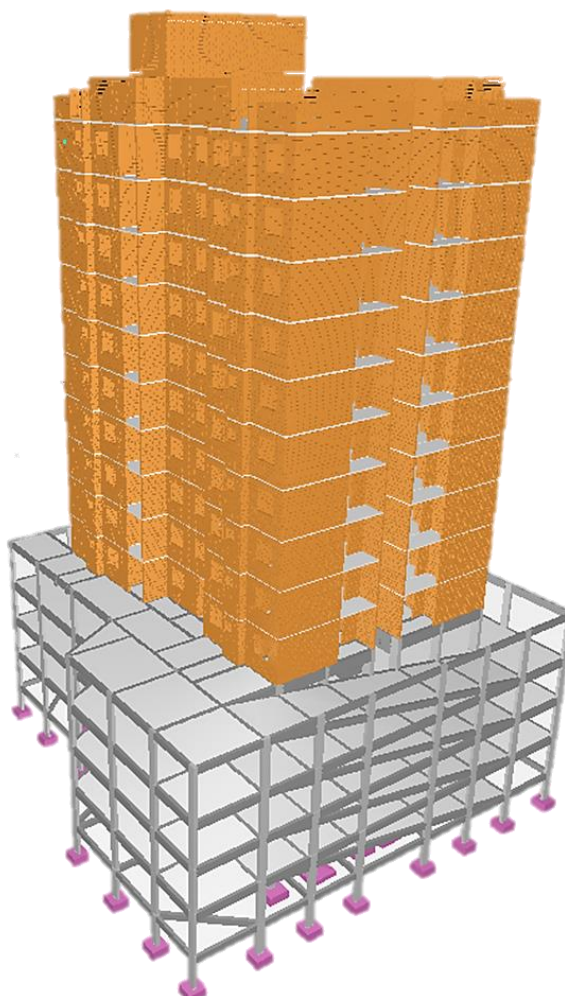
Outro ponto importante foi a utilização apenas de argamassamento total em todos os pavimentos, desconsiderando a redução da resistência da parede em 20%. Quanto a definição da alvenaria armada, foi utilizada armadura de diâmetro 10,0 mm

tanto nos grautes de contrafiamento, nas extremidades de aberturas, quanto nas vergas, contra-vergas, cinta de amarração e canaletas intermediárias.

Pensando na estrutura de concreto armado, é fundamental definir a classe de agressividade ambiental. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), por ser uma região urbana, pode ser enquadrada como a classe II (moderada), dessa forma temos que a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) mínima a ser utilizada é de 25 MPa, enquanto que o cobrimento nominal foi de 2,5 cm para lajes e 3 cm para pilares e vigas.

Quanto ao lançamento e análise da estrutura, o dimensionamento da alvenaria estrutural foi realizado no *software* TQS Alvest, levando em consideração as cargas devido à ocorrência de vento, peso próprio da alvenaria e esforços provenientes das lajes. A Figura 20 demonstra como foi feita a modelagem do projeto proposto.

Figura 20 - Modelagem estrutural no TQS



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A partir desse *software*, pode-se gerar a planta de cargas das paredes de alvenaria estrutural do pavimento térreo, indicando o somatório dos carregamentos de cada parede através de uma carga distribuída uniformemente ao longo de um vão. Essa planta de cargas acumuladas serviu de base tanto para o dimensionamento do pórtico em concreto armado com influência do efeito arco, quanto para a estrutura sem a ocorrência do efeito.

Após apresentar várias metodologias referentes ao cálculo de tensões provenientes do efeito arco, optou-se pela utilização do método de elementos finitos, pela maior exatidão em seus resultados. Para isso, foi necessário utilizar o *software SCIA Engineer*, ferramenta computacional capaz de discretizar as paredes a serem analisadas.

Por fim, tendo os esforços decorrentes do efeito arco nas vigas de transição, foi necessário dimensionar novamente as vigas do pavimento de transição e demais subsolos em concreto armado. Em relação às vigas de transição, em específico, adotou-se resistência a compressão do concreto igual a 35 MPa e um pré-dimensionamento de  $L/10$  para lançamento e modelagem inicial no *software* estrutural.

Desse modo, o presente trabalho foi dividido em dois modelos estruturais, visando analisar a real influência da aplicação do efeito arco no dimensionamento dos elementos estruturais:

- a) modelo 1: dimensionamento da estrutura em alvenaria estrutural, geração da planta de cargas, aplicação uniforme dos carregamentos sobre as vigas de transição, desprezando a ocorrência do efeito arco, e dimensionamento do pavimento de transição em concreto armado;
- b) modelo 2: dimensionamento da estrutura em alvenaria estrutural, geração da planta de cargas, modelagem das paredes utilizando método de elementos finitos para obtenção das tensões do efeito arco, aplicação dos esforços nas vigas de transição e dimensionamento das vigas do pavimento térreo.

## 4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Para a análise dos modelos apresentados no Capítulo 3, é fundamental a determinação de alguns parâmetros e considerações relevantes para o dimensionamento dos elementos estruturais.

### 4.1 ALVENARIA ESTRUTURAL E MODELO 1

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), o sistema que melhor distribui os esforços, tanto verticais como horizontais, é o padrão celular, no qual todas as paredes têm função estrutural. Desse modo, as cargas provenientes do peso próprio das paredes e das lajes são igualmente distribuídas, da mesma forma que traz bastante rigidez à estrutura.

Em relação à modelagem do edifício de alvenaria estrutural, foi adotado esse padrão, de modo que todas as paredes são estruturais, inclusive as que possuem aberturas, porém, para isso, foi necessário utilizar blocos especiais e compensadores.

#### 4.1.1 Cargas Verticais

##### 4.1.1.1 Cargas das Lajes

As lajes adotadas para o edifício em questão foram as maciças, armadas em duas direções. No que se refere ao dimensionamento, foi adotada a altura de 8 cm para as lajes externas (varandas) e 10 cm para as lajes internas. Seguindo algumas prescrições da NBR 6120 (ABNT, 2019), recomenda-se a utilização de uma sobrecarga permanente de 1 kN/m<sup>2</sup> em função dos revestimentos e forros, acrescido de uma carga acidental de 2 kN/m<sup>2</sup> pela utilização dos ambientes residenciais. Em relação ao peso próprio das lajes, o *software* calcula automaticamente ao processar a estrutura.

O método empregado para o dimensionamento e distribuição das cargas foi de charneiras plásticas. Também pode ser conhecido como método de linhas de ruptura, pois verifica o formato das fissuras e a forma de ruptura, variando entre um ângulo de 45° e 60°, para definir os esforços solicitantes. Essa técnica é a que melhor

demonstra a não-linearidade do aço e concreto para caracterização da resistência última.

Como resultado dessa análise, obteve-se a planta de distribuição de carga das lajes, aplicável a todos os pavimentos tipos, disponível no Apêndice A. Nessa planta, é possível visualizar a parcela de carga que cada parede recebe da laje, apresentada na unidade kN/m.

#### 4.1.1.2 Carga da caixa de água

Seguindo o projeto arquitetônico, foi necessário considerar 3 reservatórios de 10.000 l cada um na laje do ático, para isso foi inserida uma carga distribuída por área de 28,59 kN/m<sup>2</sup>, representando o peso da água distribuído na área da base do reservatório, além de uma carga acidental de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, prevista para barriletes (ABNT, 2019).

#### 4.1.1.3 Peso próprio da alvenaria

As paredes estruturais tem como função resistir às ações atuantes na edificação, além de suportar seu peso próprio. A carga da parede sem revestimento foi retirada do catálogo técnico da Pauluzzi Produtos Cerâmicos Ltda. (2011), como observado na Tabela 3 apresentada abaixo. Para obter a carga das paredes, foi necessário dividir as paredes em externas e internas, uma vez que a espessura de revestimento é diferente para cada caso. Nas paredes externas foi considerado uma espessura de 3 cm, enquanto que na parte interna se adotou um revestimento de 1 cm.

Tabela 3 - Peso das paredes

<b>Elemento</b>	<b>Bloco 7MPa</b>	<b>Bloco 10MPa</b>	<b>Bloco 15MPa</b>
<b>Peso próprio parede</b>	1,45 kN/m <sup>2</sup>	1,70 kN/m <sup>2</sup>	1,85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Revestimento externo</b>	0,19 kN/m <sup>2</sup>		
<b>Revestimento interno</b>	0,57 kN/m <sup>2</sup>		

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



Com o auxílio do software TQS Alvest, foi possível gerar uma planta de cargas das paredes estruturais do pavimento térreo. As cargas distribuídas, representadas na Figura 21, indicam todo o peso da edificação de alvenaria estrutural, ou seja, o peso acumulado das lajes e das paredes dos pavimentos superiores.

#### 4.1.2 Ações Horizontais

Em relação ao vento, foi necessário calcular a pressão dinâmica sobre as fachadas, tanto laterais quanto frontais da edificação em questão. Para isso, o *software* TQS disponibiliza uma aba para cálculo desses esforços, sendo fundamental inserir os parâmetros e características da região ao qual o prédio será construído.

Vale ressaltar que, o programa estima automaticamente os valores para coeficiente de arrasto para cada orientação do vento, em função das dimensões inseridas em planta e da altura total do edifício. Para essa análise, também é necessário informar se o vento é de baixa ou alta turbulência. No caso do projeto em questão, optou-se por vento de baixa turbulência, uma vez que o local não apresenta obstáculos volumosos em todas as direções.

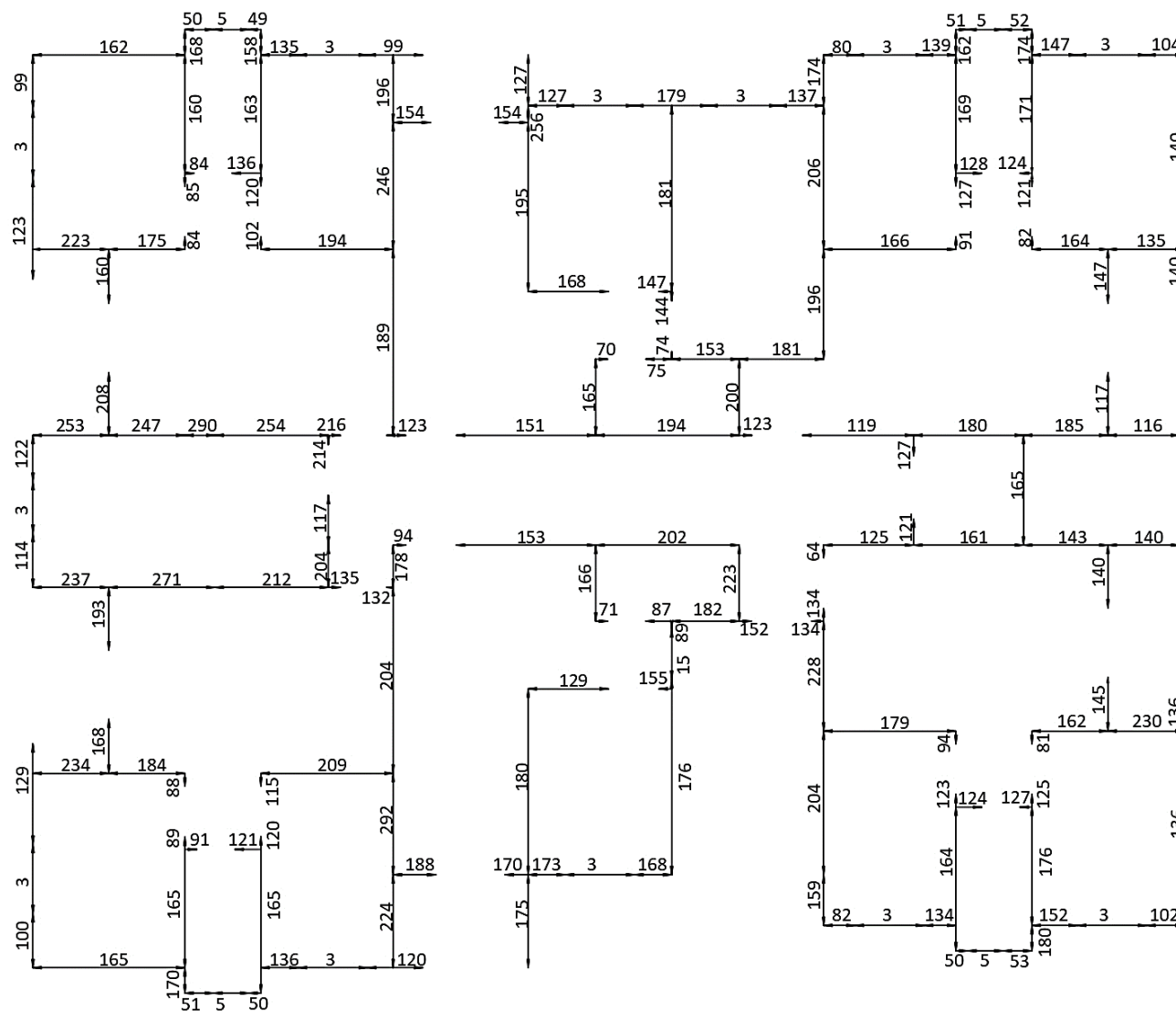
Outro detalhe importante foi a escolha do modelo de processamento proporcional a rigidez para consideração das ações horizontais. Nesse método, as paredes de contraventamento absorvem as forças horizontais de forma proporcional à rigidez da parede na direção perpendicular ao esforço.

#### 4.1.3 Planta 1ª fiada e elevações

Após a análise dos carregamentos, dos esforços verticais e horizontais e das tensões, foi possível validar o pré-dimensionamento das resistências dos blocos cerâmicos estruturais mostrado na Tabela 2 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, no capítulo anterior. Seguindo o gráfico de envoltória de carregamentos das subestruturas do TQS Alvest, percebeu-se a necessidade de adotar um bloco com maior resistência no pavimento térreo, juntamente com uma cinta de amarração intermediária, em virtude do acúmulo de tensões na base da edificação. Diante disso, as novas resistências para bloco e prisma são apresentadas na Tabela 4 na sequência.



Figura 21 – Cargas acumuladas no pavimento Térreo (kN/m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Tabela 4 - Resistência dos blocos após dimensionamento

Nível	$f_{bk}$ (MPa)	$f_{gk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	$f_{pk}$ (MPa)	Argamassa
Ático	7	15	6	3,5	total
10º Pavimento	7	15	6	3,5	total
9º Pavimento	7	15	6	3,5	total
8º Pavimento	7	15	6	3,5	total
7º Pavimento	7	15	6	3,5	total
6º Pavimento	7	15	6	3,5	total
5º Pavimento	7	15	6	3,5	total
4º Pavimento	10	20	8	6,0	total
3º Pavimento	10	20	8	6,0	total
2º Pavimento	10	20	8	6,0	total
Térreo	15	25	12	9,0	total

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Após a definição das resistências dos blocos e dos pontos de graute necessários, gerou-se a planta de 1ª fiada do pavimento térreo e do tipo, exibidas através dos Apêndices B e C, respectivamente. Apesar das paredes manterem o mesmo alinhamento ao longo dos pavimentos, é possível observar a inexistência de um trecho da Parede 29 do pavimento Térreo, em virtude do acesso principal dos moradores. Para esse caso, seria indispensável a colocação de uma viga de transição apoiada nas Paredes 52 e 56 através de coxins, porém, essa viga não será dimensionada, uma vez que não é o objetivo principal deste trabalho.

Por outro lado, as elevações apresentadas no Apêndice D representam as paredes e, conseqüentemente, as vigas que servirão para a análise dos comportamentos, em razão de terem maiores esforços ou mostrarem comportamentos atípicos do efeito arco, como a existência de portas e janelas ao longo dos vãos.

#### 4.1.4 Pavimento de Transição

A fim de dimensionar o pórtico em concreto armado sem a influência do efeito arco nas vigas de transição (Modelo 1), adotou-se os mesmos parâmetros já

discutidos para cargas horizontais devido ao vento, seguindo sempre as recomendações presentes na NBR 6123 (ABNT, 1988).

Destaca-se que a transmissão das cargas acumuladas das paredes de alvenaria estrutural para as vigas de apoio é feita de forma automática pelo *software* TQS, através da opção “Transferência de Carregamentos”. Dessa forma, apenas é necessária a distribuição das cargas devido ao uso e ocupação, como peso de alvenarias de vedação e cargas sobre lajes.

Sendo assim, para o pavimento Térreo considerou-se sobrecarga permanente de 1 kN/m<sup>2</sup> e carga acidental de 2 kN/m<sup>2</sup> por conta do uso residencial. No entanto, como os subsolos possuem circulação de veículos e vagas de estacionamento, a NBR 6120 (ABNT, 2019) indica a adoção de 3 kN/m<sup>2</sup> distribuídos uniformemente para carros com peso bruto total menor de 30 kN e alturas inferiores a 2,3 metros.

Como o foco do trabalho é dimensionar o pavimento de transição em específico, todos os pavimentos, inclusive as prumada de pilares, foram modelados e analisados, porém, não serão apresentados os dimensionamentos e detalhamentos desses elementos neste item. Portanto, como resultado obteve-se a Planta de Forma do pavimento Térreo e os detalhamentos das vigas de transição, indicados nos Apêndices E deste trabalho.

## 4.2 PÓRTICO COM INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO (MODELO 2)

### 4.2.1 Parâmetros de modelagem MEF

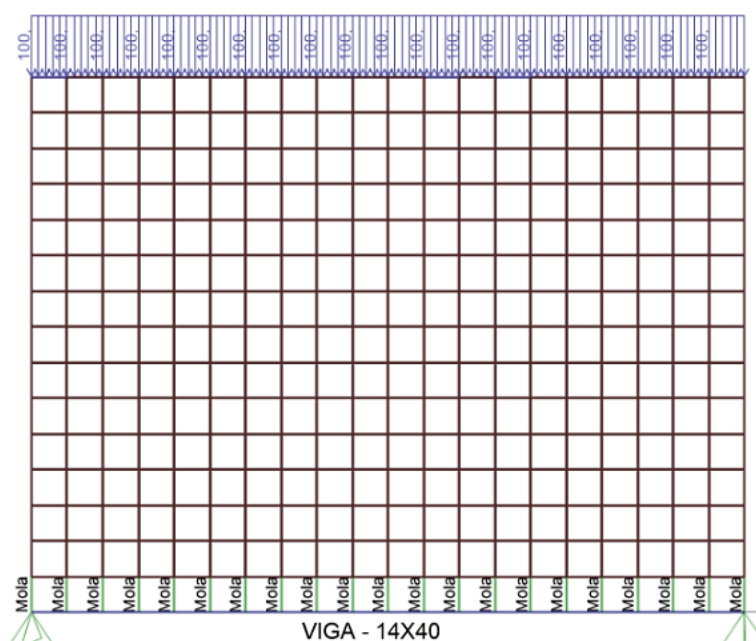
Em virtude da ampla utilização entre os autores de referência, a ideia inicial do trabalho era realizar a modelagem e análise do Método dos Elementos Finitos por meio da ferramenta computacional SAP2000. No entanto, durante o lançamento das paredes de alvenaria do projeto proposto, houveram algumas complicações que impediram a sua utilização, como o lançamento de aberturas e a falta de parâmetros das normas brasileiras.

Por conta disso, a modelagem e análise dos resultados foi realizada no *software SCIA Engineer*, para isso, primeiramente verificou-se um modelo inicial simplificado, baseando-se no modelo numérico de Parsekian et al. (2012), também estudado por Lage (2019). No modelo apresentado pelos autores, o Método de Elementos Finitos (MEF) foi discretizado utilizando o método de macromodelagem

simplificada, conforme parâmetros do *software* SAP2000. Cabe ressaltar que, no tipo de modelagem proposto, a parede de alvenaria é tratada como uma superfície homogênea e isotrópica, de modo que não haja diferenciação entre bloco e junta de argamassa.

Para o estudo foi utilizado uma parede de alvenaria estrutural com resistência à compressão de 10 MPa, altura de 2,80 m e comprimento de 4,00 m, discretização da malha de 20x20 cm e inserção por elemento tipo SHELL. Quanto ao apoio da parede, utilizou-se uma viga de baixa rigidez em concreto armado através do elemento tipo FRAME, tendo seção de 14x40 cm e resistência a compressão de 25 MPa. Para simular a carga de uma possível estrutura acima da parede estrutural, foi considerado um carregamento de distribuição uniforme igual a 100 kN/m no topo da parede, conforme ilustrado na Figura 22.

Figura 22 - Modelo numérico no SAP2000



Fonte: Lage (2019).

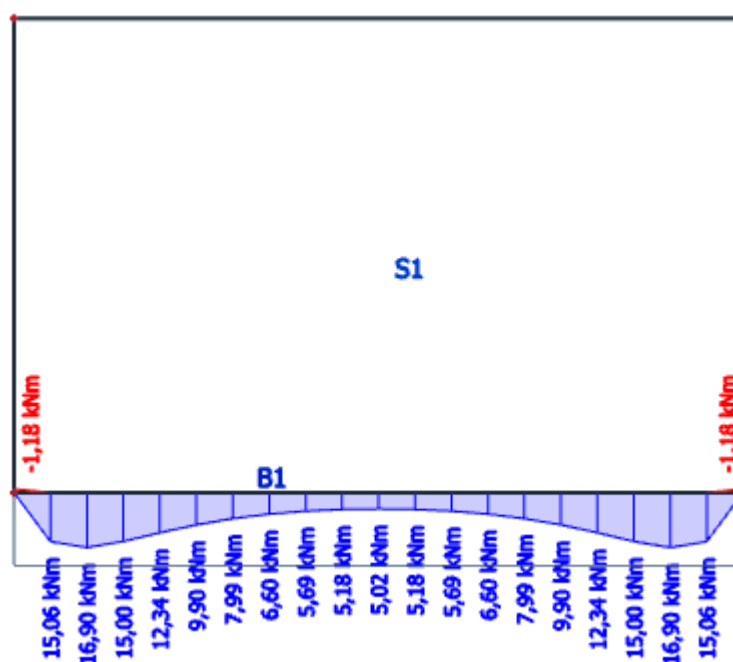
Após a modelagem desses elementos, faz-se necessário definir os parâmetros dos materiais empregados conforme Lage (2019). Para a parede de alvenaria adotou-se peso específico do bloco de 1600 kg/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidade ( $E_a$ ) de 6400 MPa e coeficiente Poisson de 0,2. Já para a viga foi aplicado o módulo de elasticidade ( $E_v$ ) igual a 23800 MPa e coeficiente Poisson de 0,2.

#### 4.2.2 Validação do modelo

Inicialmente, modelou-se uma parede 2D genérica no *SCIA Engineer*, considerando o modelo e as características de materiais de uma parede de alvenaria estrutural, conforme apresentado no item acima. Entende-se que esse elemento redistribui de forma automática os esforços em função da rigidez da viga de apoio.

Como a viga possui uma seção consideravelmente pequena e com baixa rigidez, quando comparado a uma viga de alta rigidez como 14x100 cm, o efeito arco ocorre em maior intensidade. O que de fato pode ser evidenciado no digrama de momento da viga apresentado abaixo, na Figura 23.

Figura 23 - Diagrama momento fletor na viga (Parede S1)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Porém, o comportamento do momento difere do observado por Lage (2019) e, conseqüentemente, Parsekian et al. (2012). Uma vez que apresentou valores muito inferiores na região central do vão da viga, enquanto os autores encontraram valores praticamente constantes como indicado na Figura 24.

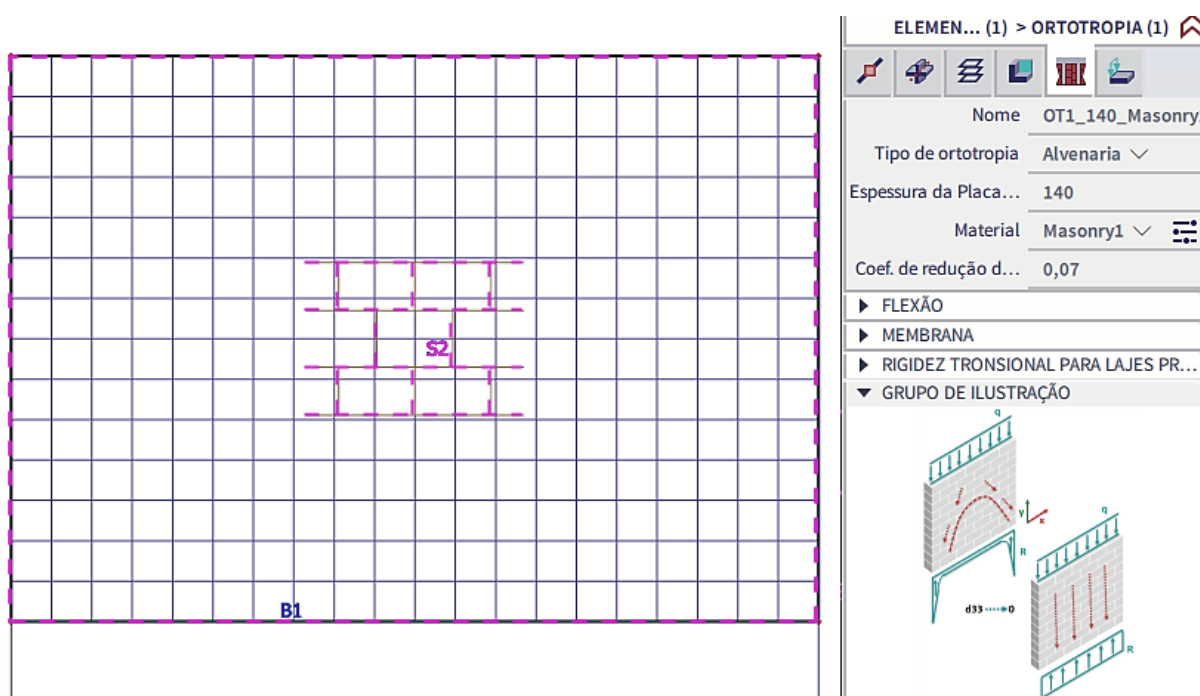
Figura 24 - Diagrama momento fletor na viga (kN.cm)



Fonte: Lage (2019).

Por conta dessa diferença, foi necessário realizar uma segunda modelagem no *SCIA Engineer*, agora utilizando a ferramenta de PAREDE DE ALVENARIA. Essa opção simula de fato o comportamento de uma parede de alvenaria estrutural frente à ocorrência do efeito arco, isso porque a interface permite atribuir um “coeficiente de redução do efeito arco”, visualizado através da Figura 25 abaixo.

Figura 25 - Parâmetros da Parede de Alvenaria



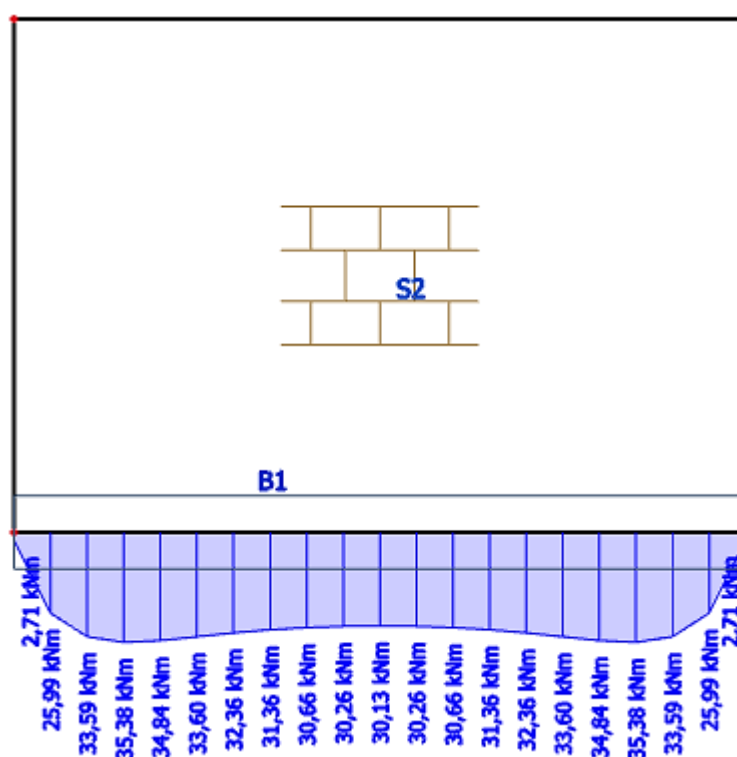
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Segundo o próprio *software*, o parâmetro de redução da ocorrência do efeito arco pode variar de 0,0001 a 1,0, de modo que valores próximos a 1,0 indicam influência praticamente nula do efeito arco na parede de alvenaria estrutural. Dessa forma, após diversas análises, o valor encontrado que melhor se aproxima dos resultados apresentados por Lage (2019) foi igual a 0,07.

Após o processamento do modelo e determinação dos esforços devido ao efeito arco pela macromodelagem simplificada, obteve-se como resultado as tensões principais máximas e deformações na parede de alvenaria, juntamente com os momentos fletores, força cortante e normal na viga. Diante disso, é interessante comparar esses resultados, a fim de validar o modelo, para posterior lançamento e modelagem do projeto real.

Em relação aos momentos fletores calculados no SCIA Engineer (Figura 26), percebe-se uma maior uniformidade dos momentos na região central da viga. De fato, esses resultados ficaram muito próximos aos encontrados por Lage (2019), Figura 24. Apenas observa-se uma pequena região com momento negativo nas extremidades. Isso provavelmente ocorreu pela diferença de análise da ligação parede-viga entre *softwares* e/ou pelas vinculações dos apoios adotados.

Figura 26 - Diagrama momento fletor na viga (Parede S2)

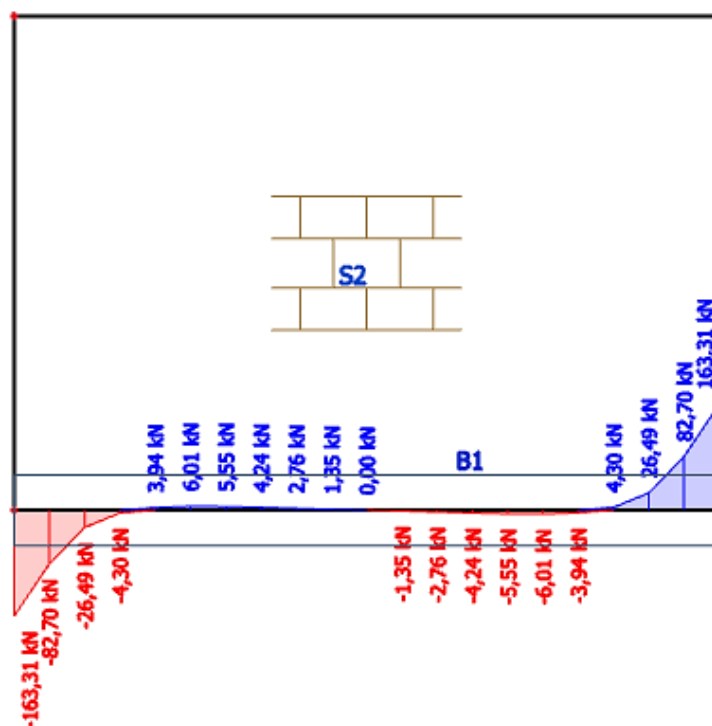


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Nas Figuras Figura 27 e Figura 28, apresentadas abaixo, é possível verificar e comparar os diagramas de forças cortantes na viga de apoio para os dois modelos. Novamente ocorre o comportamento típico do efeito arco, de modo que os esforços

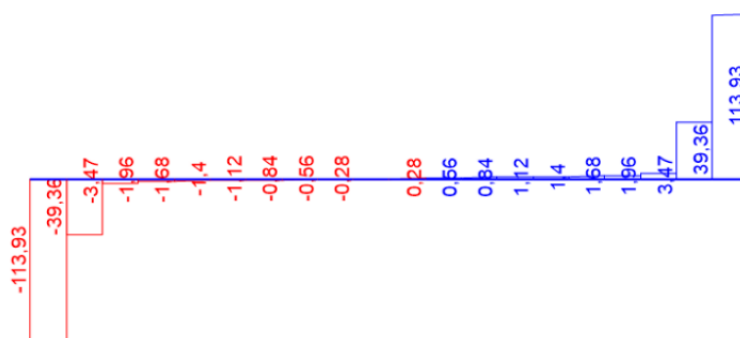
cortantes se concentram nas extremidades das vigas, enquanto que ao longo do vão a tensão é praticamente igual a zero.

Figura 27 - Cortante na viga (Parede S2)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 28 - Cortante na viga (kN)



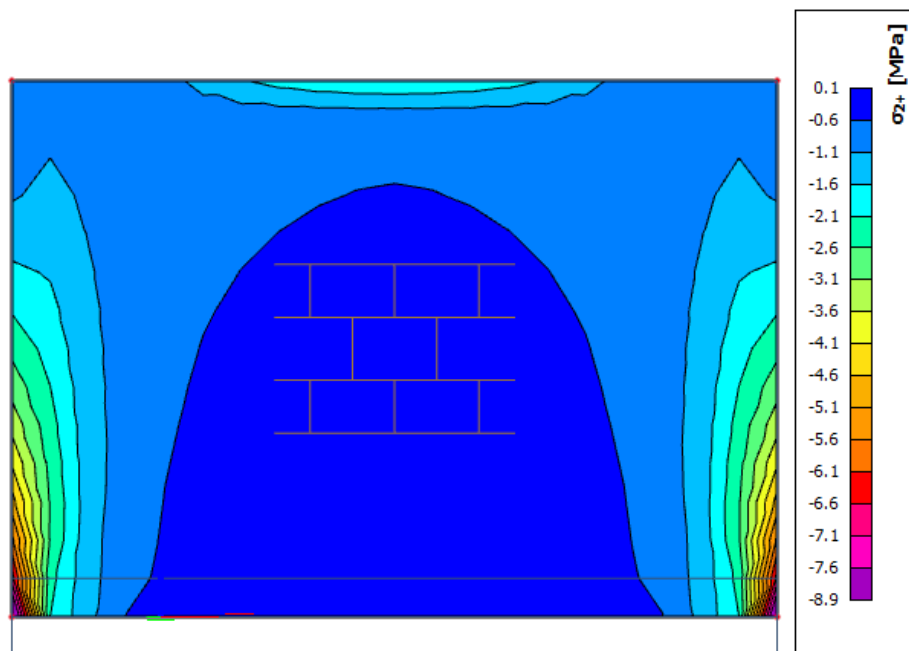
Fonte: Lage (2019).

No que se refere às tensões normais na viga, a Figura 29 indica um pico da força normal no centro da viga. Em contrapartida, o modelo proposto por Lage (2019) através da Figura 30, mostra o comportamento contrário, tensões de compressão na região central e picos de tensão de tração nos apoios. Possivelmente, a divergência encontrada se deve ao fato de os apoios adotados serem diferentes, pois vinculações diferentes causam comportamentos diferentes nas vigas.

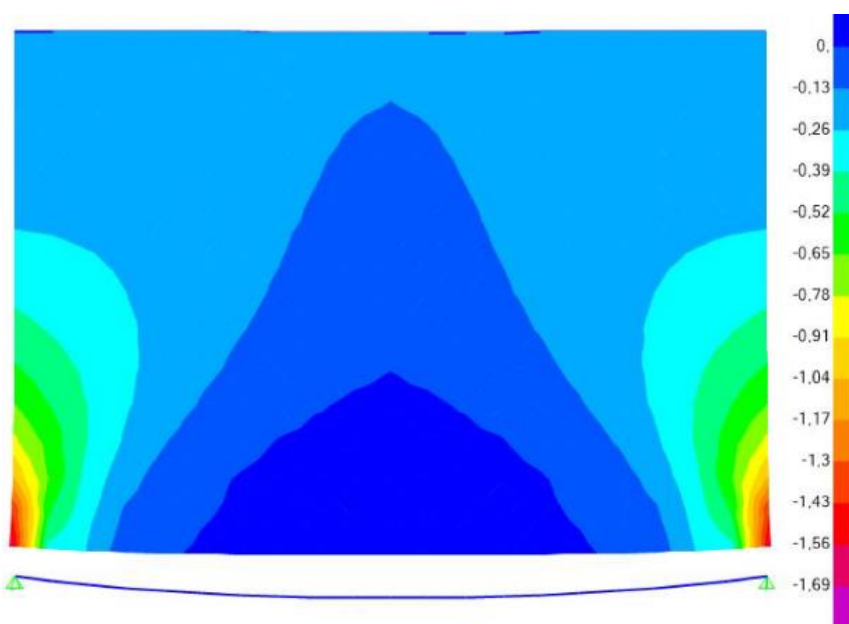




Figura 31 -Tensões mínimas na alvenaria estrutural (Parede S2)



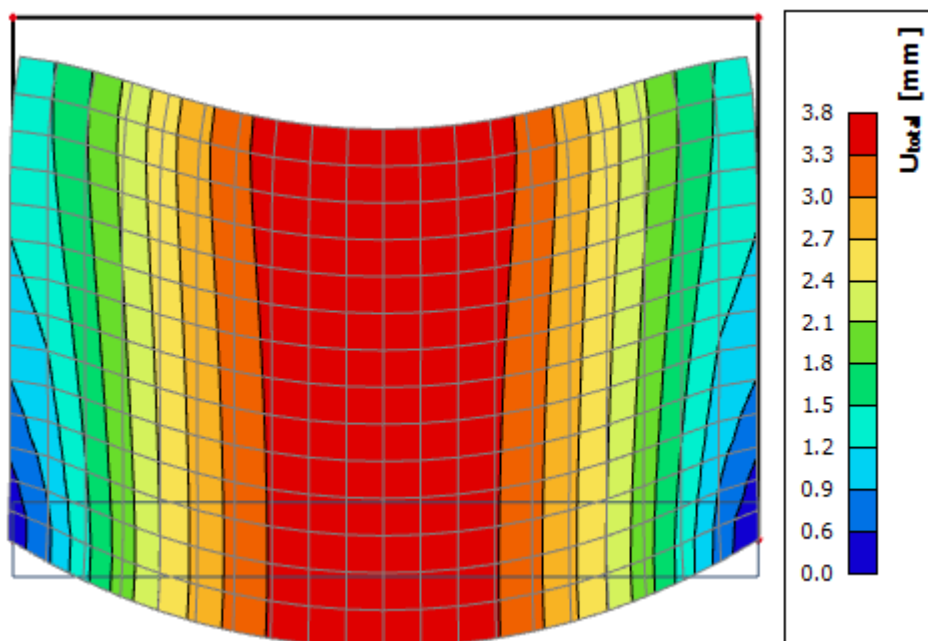
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 32 - Tensões mínimas na alvenaria estrutural (kN/cm<sup>2</sup>)

Fonte: Lage (2019).

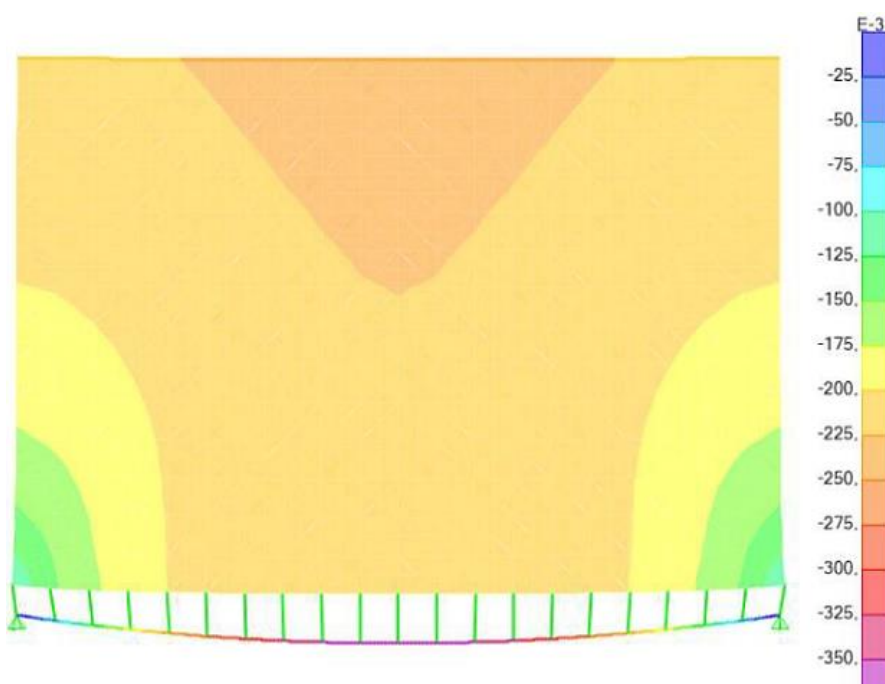
Por fim, os deslocamentos máximos obtidos podem ser comparados através das Figuras Figura 33 e Figura 34.

Figura 33 - Deslocamentos verticais



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 34 - Deslocamentos verticais (cm)



Fonte: Lage (2019).

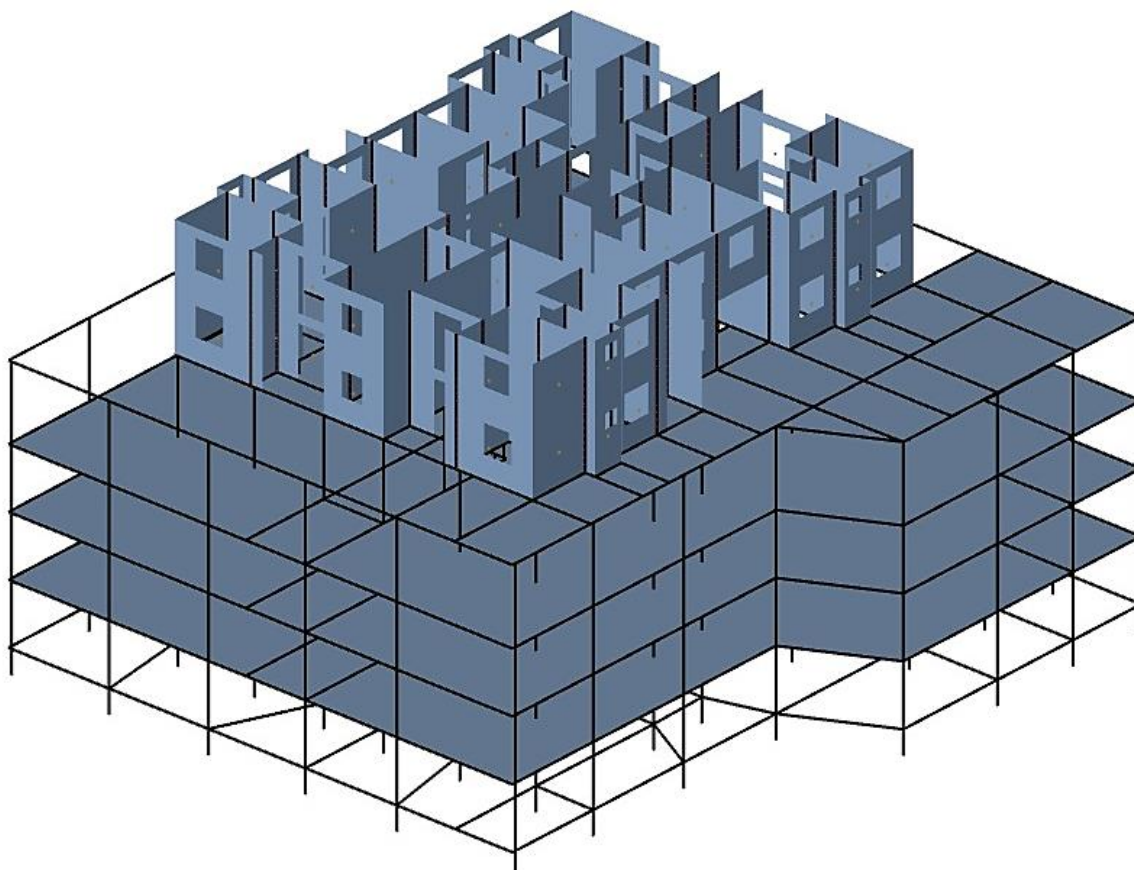
Diante disso, considera-se que o modelo elaborado e parâmetros utilizados são adequados para simular o comportamento de paredes de alvenaria estrutural apoiadas sobre vigas de transição.

### 4.2.3 Modelagem do projeto real

Como se trata da aplicação de um projeto, alguns dos parâmetros das paredes de alvenaria estrutural precisaram ser alterados em função das normas vigentes. Portanto, adotou-se o peso específico de  $1865 \text{ kg/m}^3$ , em virtude do peso do bloco e dos revestimentos apresentados na Tabela 3, módulo de elasticidade ( $E_a$ ) de 6400 MPa e coeficiente Poisson de 0,15, conforme NBR 16868 (ABNT, 2020).

Inicialmente, modelou-se apenas as paredes de alvenaria do pavimento térreo, como indicado na Figura 35, de modo que fosse aplicada uma carga distribuída no topo referente ao carregamento acumulado de nove pavimentos de alvenaria estrutural. Porém, segundo estudos de Barbosa (2000), o arco precisaria de uma altura igual a  $0,7L$  para se formar completamente. Da forma que o modelo foi lançado, algumas paredes possuem altura insuficiente para formação completa do arco de tensão.

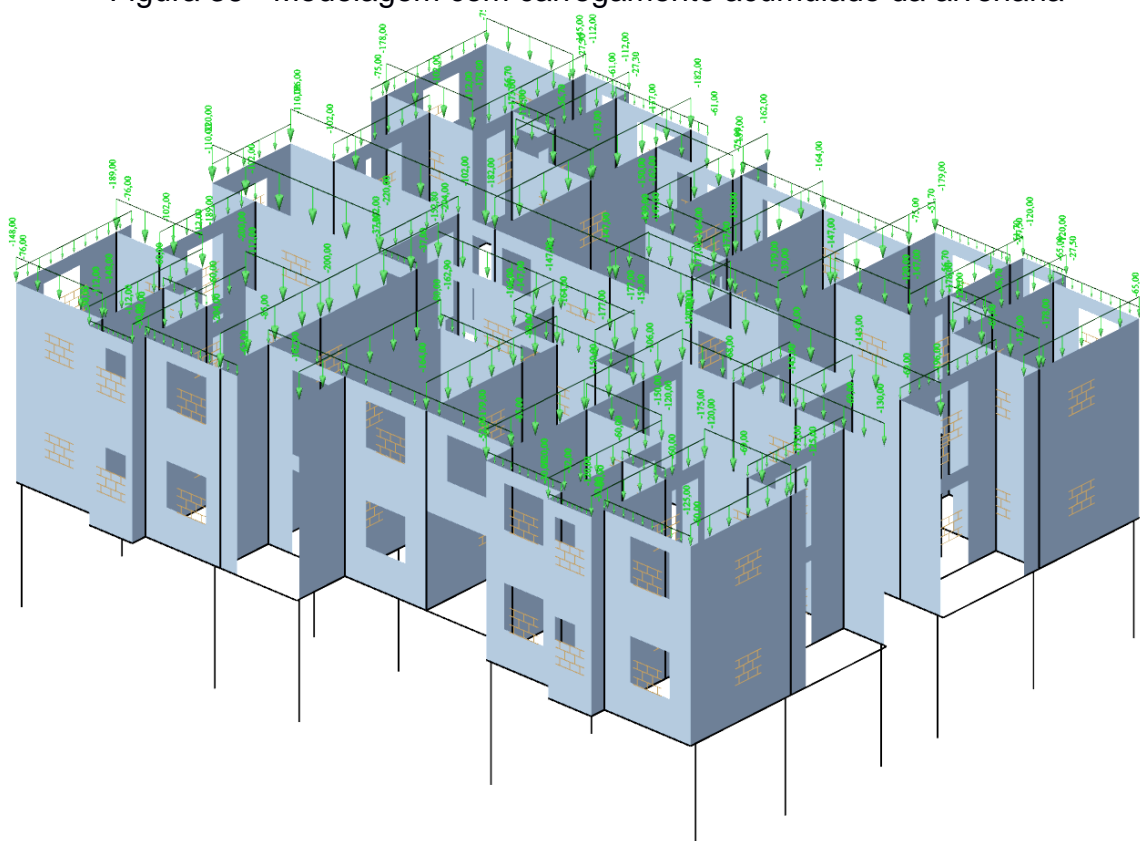
Figura 35 - Modelagem no SCIA Engineer



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Logo, optou-se por acrescentar um pavimento tipo acima do modelo lançado, totalizando uma carga acumulado de 8 pavimentos de alvenaria estrutural, como indicado na Figura 36, juntamente com o lançamento das reações das lajes (Apêndice A), relativo ao pavimento térreo e tipo.

Figura 36 - Modelagem com carregamento acumulado da alvenaria



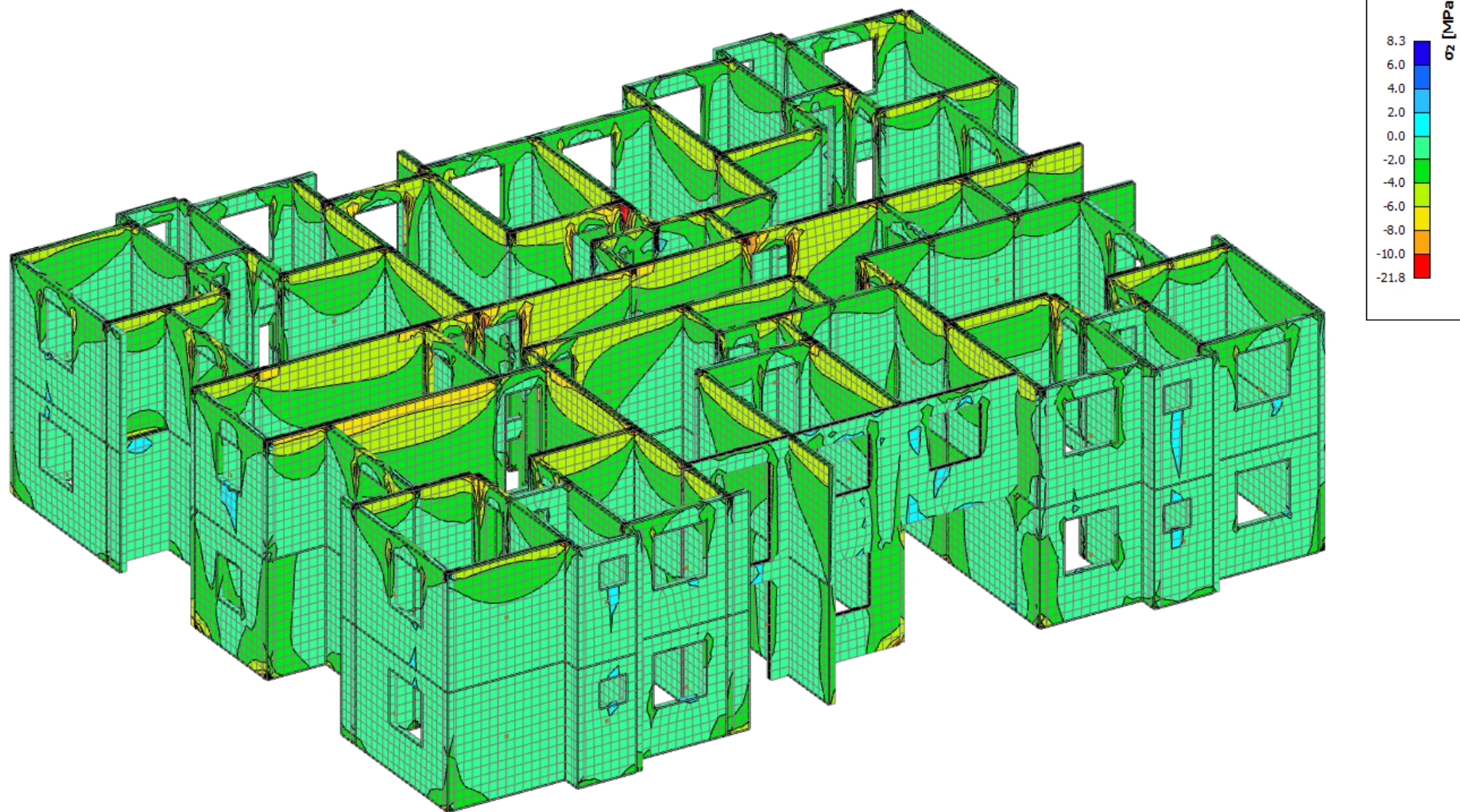
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Já para adicionar as vigas de apoio, considerou-se o pré-dimensionamento proposto na metodologia em função do vão de cada uma. Porém, como forma de simplificação e padronização, adotou-se que vigas de até 4 metros de comprimento teriam seção de 20x40 cm, vigas com vão entre 4 e 6 metros teriam seção transversal de 20x60 cm e, por fim, vãos acima de 6 metros com seção de 20x80 cm, como indicado na planta de forma do Apêndice F.

Ao realizar o processamento da malha de elementos finitos, obteve-se como resultado a trajetórias das tensões das paredes ilustradas através da Figura 37 - Esforços de tensão no modelo demonstrando claramente a ocorrência do efeito arco na alvenaria, devido a maior concentração dos esforços nos apoios com pilares.



Figura 37 - Esforços de tensão no modelo

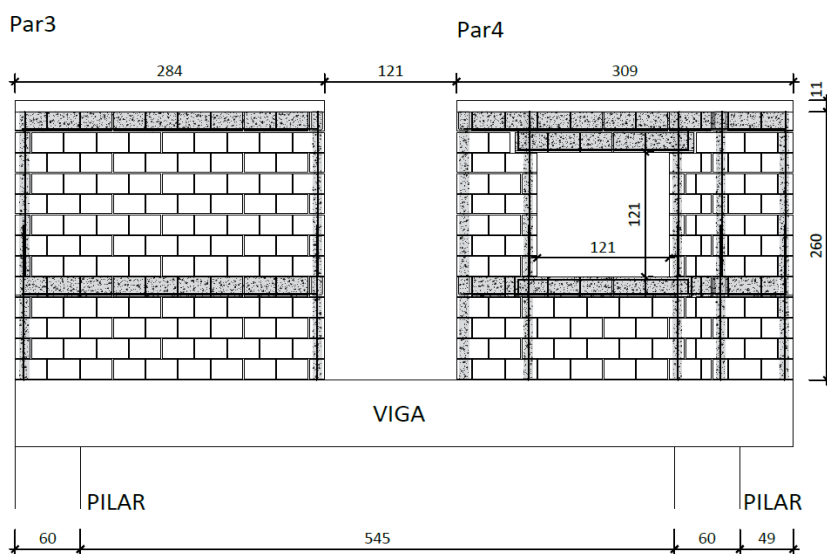


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para efeito da análise entre resultados e esforços obtidos, optou-se por escolher três paredes com situações estruturais diferente, justamente para avaliar o comportamento das tensões pelo efeito arco e a mudança nos diagramas das vigas de apoio. As Figuras 38, 47 e 56 indicam as paredes escolhidas para análise.

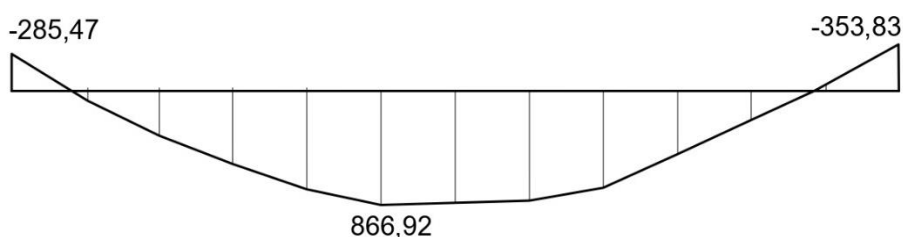
Figura 38 - Paredes sem continuidade sobre viga



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

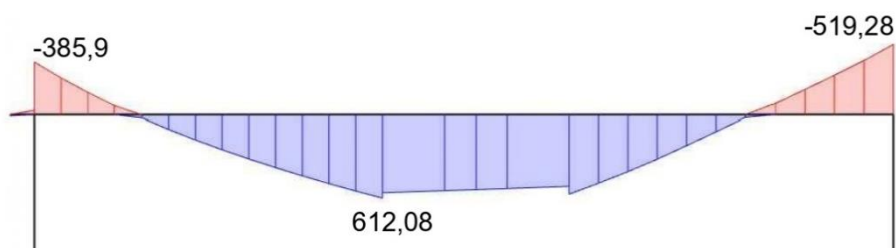
Através da comparação entre os diagramas de esforços de momento fletor na viga, observa-se que a maior diferença encontrada está nos valores de momentos máximos, o diagrama da Figura 40 indica um momento 30% menor do que o apresentado na Figura 39. Isso demonstra claramente a ocorrência do efeito arco, em virtude da viga possuir menor rigidez.

Figura 39 - Momento fletor na viga V6 - Modelo 1 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

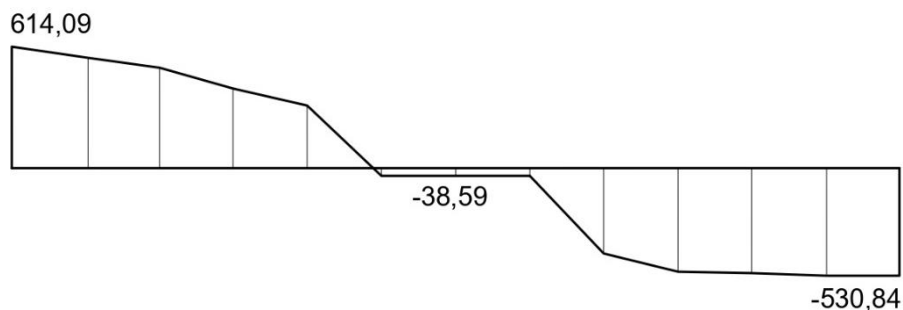
Figura 40 - Momento fletor na viga V6 - Modelo 2 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

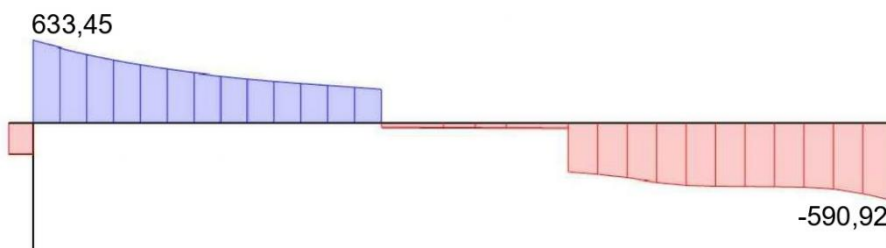
Por outro lado, ao analisar os esforços cortantes dos dois modelos, apresentados nas Figuras 41 e 42, foi possível notar um aumento de aproximadamente 10%. Da mesma forma, as Figuras 43 e 44 indicam os esforços axiais na viga, para o Modelo 1 é possível verificar esforços de tração, enquanto que para o Modelo 2 os esforços preponderantes são de compressão com uma ordem de grandeza duas vezes maior.

Figura 41 - Esforço cortante na viga V6 - Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

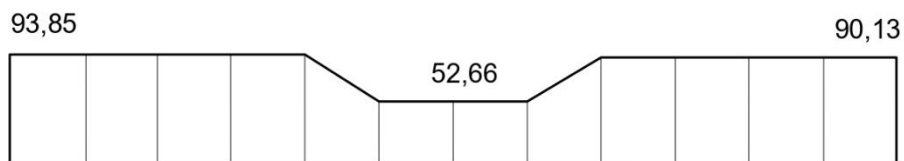
Figura 42 - Esforço cortante na viga V6 - Modelo 2 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

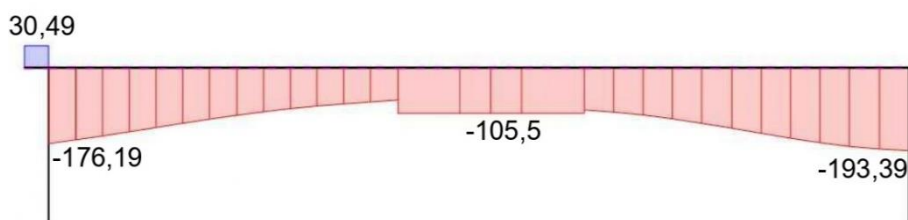


Figura 43 - Esforço normal na viga V6 - Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 44 - Esforço normal na viga V6 - Modelo 2 (kN)

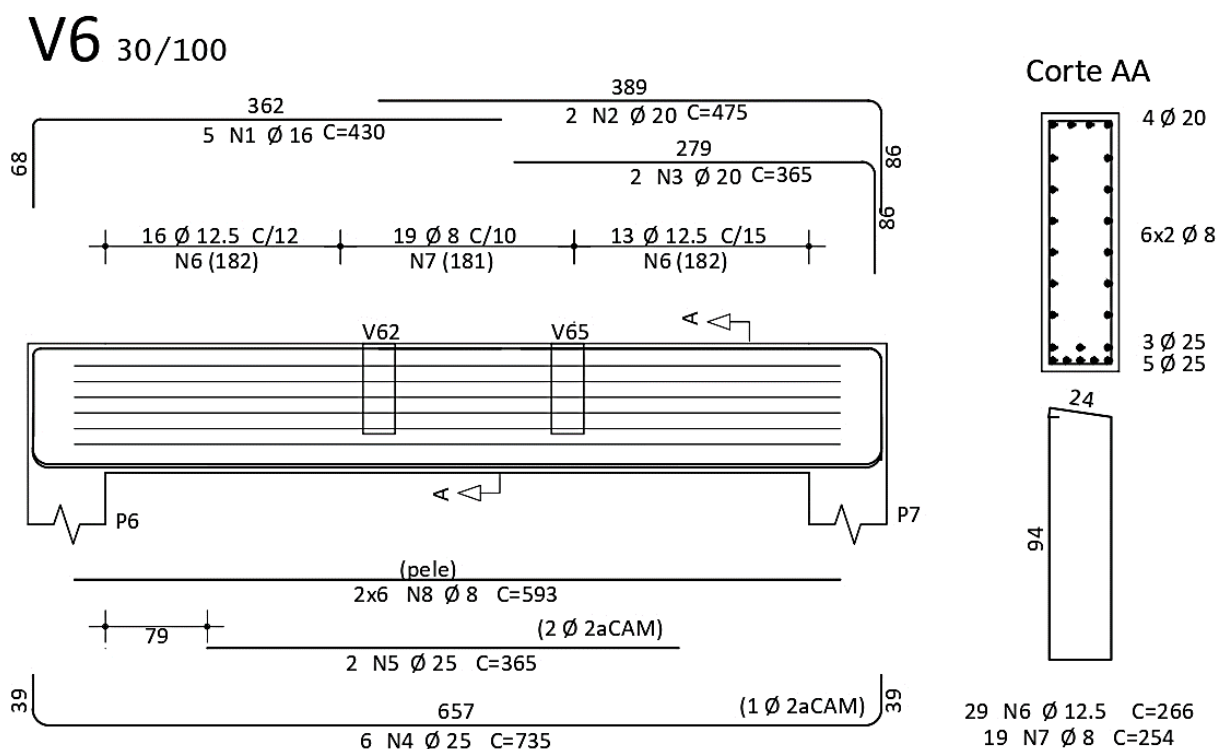


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Através dos valores obtidos nos gráficos acima para o Modelo 2, é possível realizar o dimensionamento da área de aço necessária. Para isso, utilizou-se dimensionamento para flexo-tração e flexo-compressão, de acordo com o comportamento de momentos fletores, esforços normais e de cisalhamento apresentados pela viga, conforme os parâmetros descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

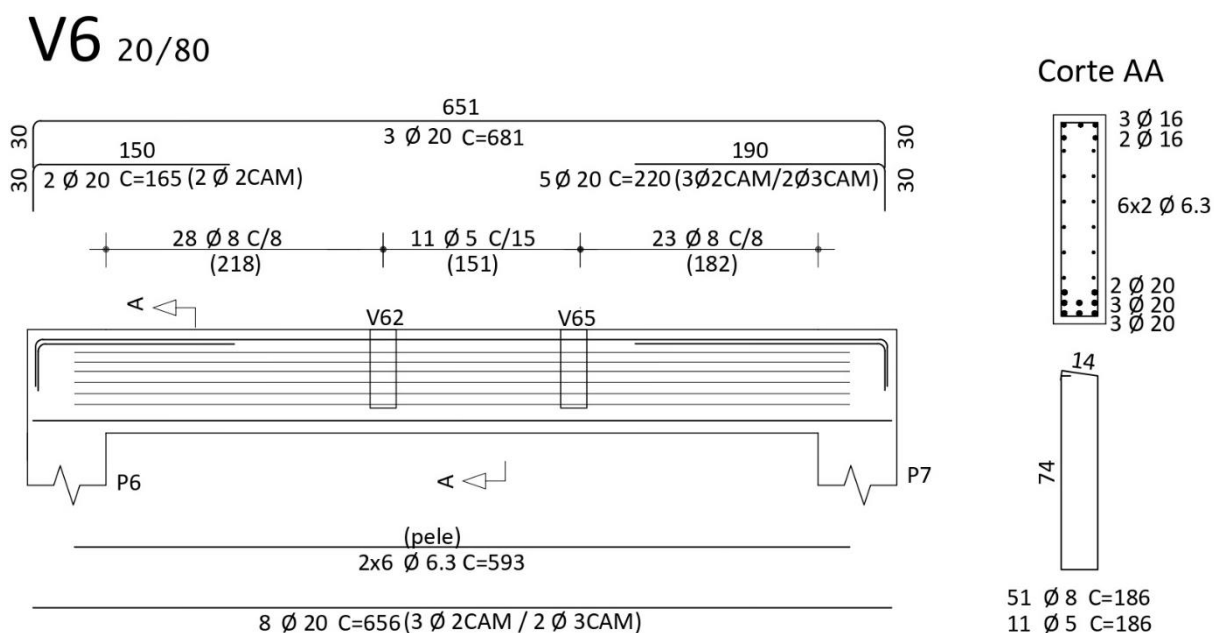
Dessa forma, foi necessário alocar as barras longitudinais nas regiões negativas e positivas da viga, bem como a armadura transversal, de acordo com as áreas de aço obtidas. Os resultados dos dimensionamentos dos Modelos 1 e 2 podem ser visualizados nas Figuras 45 e 46. Devido à mudança do comportamento das tensões na viga pelo efeito arco, é possível notar uma considerável mudança na seção transversal, implicando em uma redução de aproximadamente 30% de peso de aço e 45% no volume de concreto utilizado.

Figura 45 – Detalhamento de armadura da viga V6 - Modelo 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 46 – Detalhamento de armadura da viga V6 - Modelo 2

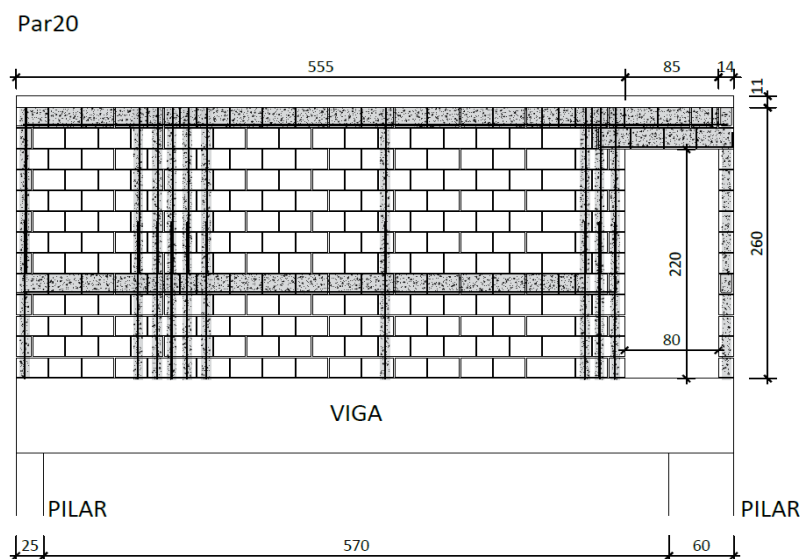


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O próximo caso a ser analisado trata-se de uma parede com bastante carregamento, com uma abertura de porta próximo ao apoio da viga. A posição da

porta desfavorece a distribuição dos esforços, pois a maior parte das tensões tenderiam a se concentrar próximas ao apoio do pilar, elemento mais rígido do sistema.

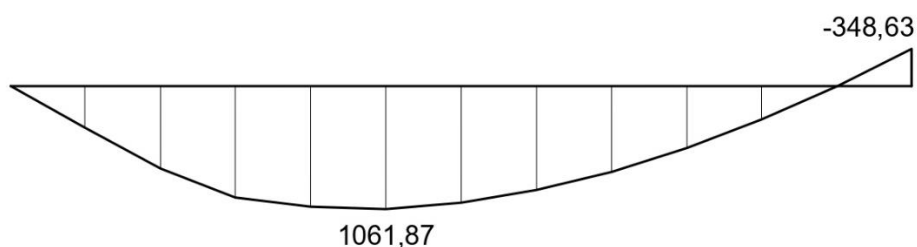
Figura 47 - Parede com muita carga e com abertura de porta



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

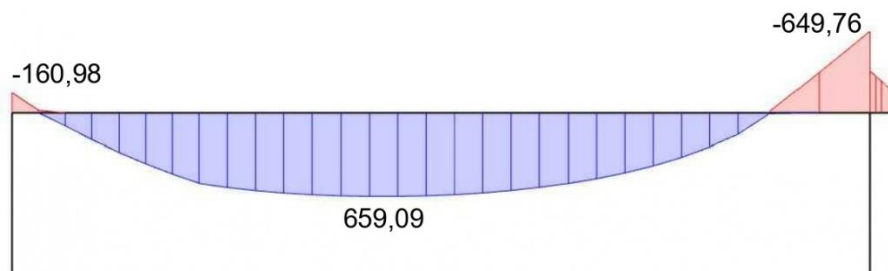
Na Figura 49 pode-se observar que, da mesma forma que no caso anterior, os valores de momento representam uma redução de aproximadamente 40% no valor máximo. Os esforços negativos acima da abertura apresentaram aumento considerável em relação ao Modelo 1 da Figura 48, representando que a trajetória do efeito arco é modificada e se concentra na lateral da porta.

Figura 48 - Momento fletor na viga V25 - Modelo 1 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

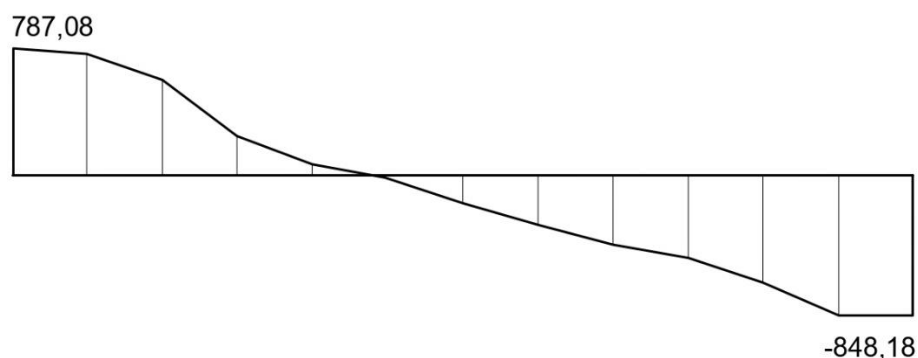
Figura 49 - Momento fletor na viga V25 - Modelo 2 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

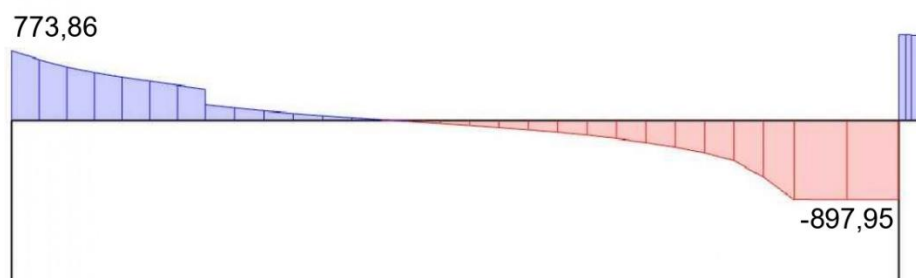
No diagrama de esforço cortante, conforme Figura 50 e 51, é possível notar que a influência da abertura da porta não demonstrou mudança significativa no comportamento da viga, apenas ocorre uma redução de momento cortante na região central da viga.

Figura 50 - Esforço cortante na viga V25 - Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

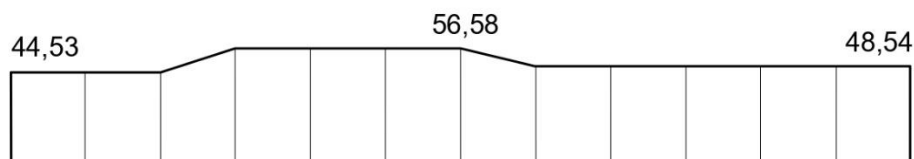
Figura 51 - Esforço cortante na viga V25 - Modelo 2 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

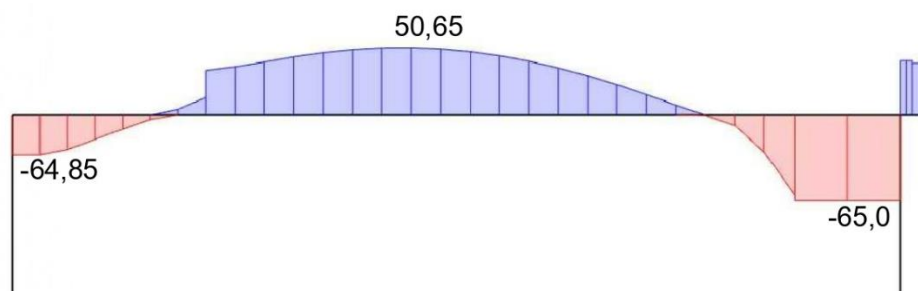
Porém, ao visualizar os esforços normais das Figuras 52 e 53, é possível notar uma mudança considerável do comportamento próximos aos apoios. Enquanto a viga do Modelo 1 se encontra totalmente tracionada, a viga do Modelo 2 apresenta tração na região central e esforços de compressão próximo ao apoio do pilar.

Figura 52 - Esforço normal na viga V25 – Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

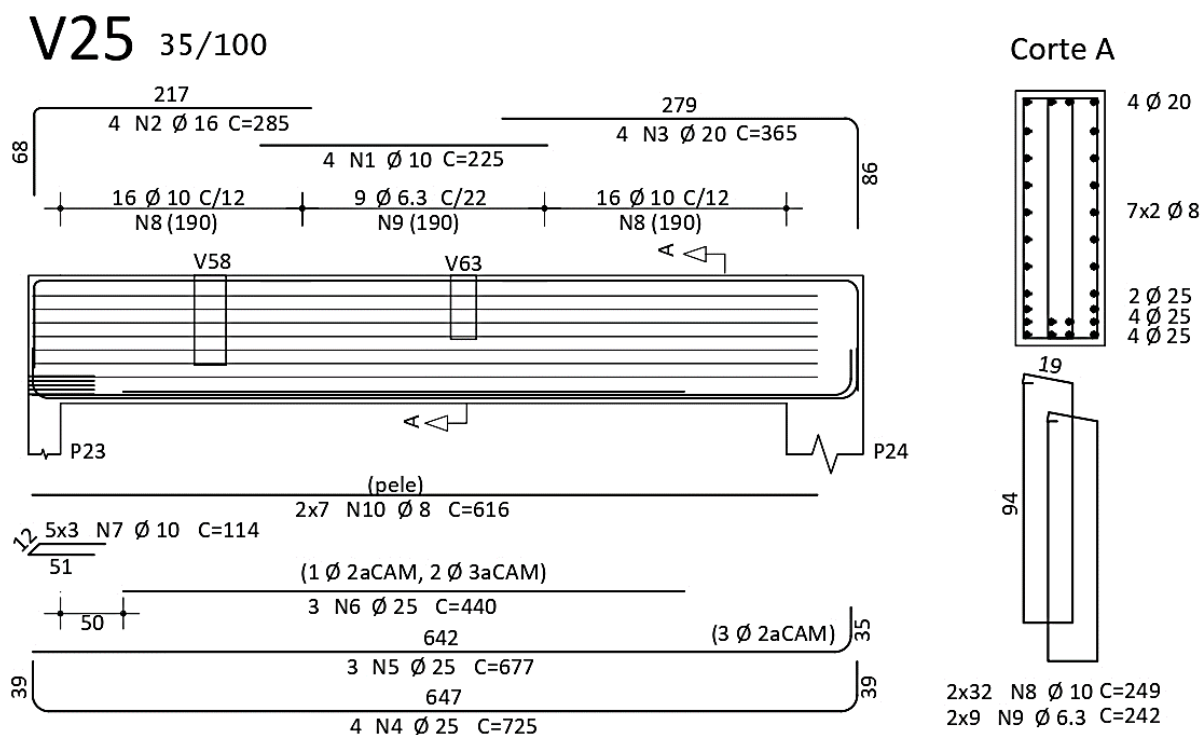
Figura 53 - Esforço normal na viga V25 - Modelo 2 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

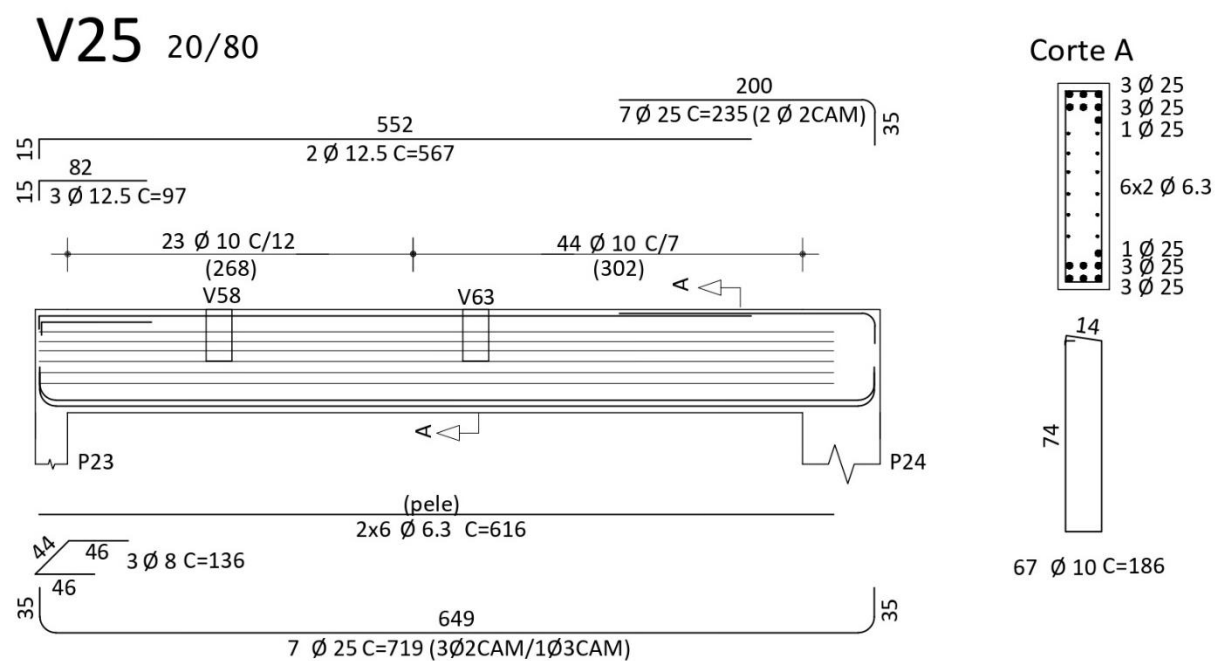
Ao observar o dimensionamento das armaduras das Figuras 54 e 55, pode-se perceber uma maior mudança na seção transversal da viga. Nesse caso, não houve uma diferença na quantidade de aço empregada, tanto na região de armadura positiva, como nas negativas, representando uma redução de apenas 10%. O mesmo ocorre para a armadura de cisalhamento, não houve uma grande redução por conta dos diagramas de esforços cortantes dos dois modelos ficaram com valores próximos.

Figura 54 – Detalhamento de armadura da viga V25 - Modelo 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

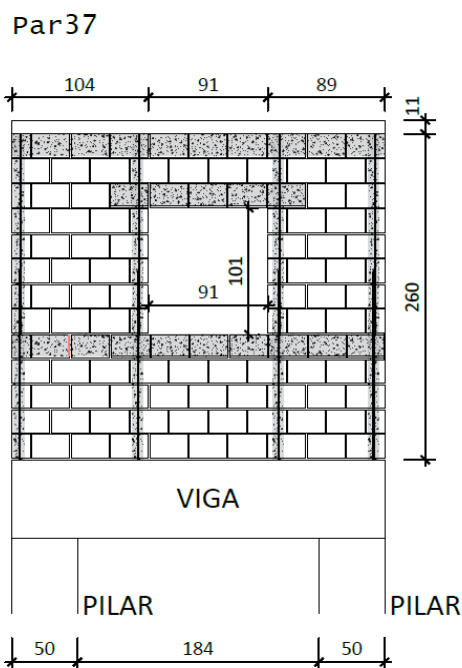
Figura 55 – Detalhamento de armadura da viga V25 – Modelo 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O último caso a ser abordado é o da viga V54. A parede em questão localiza-se próxima ao vão da escada, a escolha dessa abordagem se fez pelo fato da viga ter um pequeno vão e uma abertura de janela.

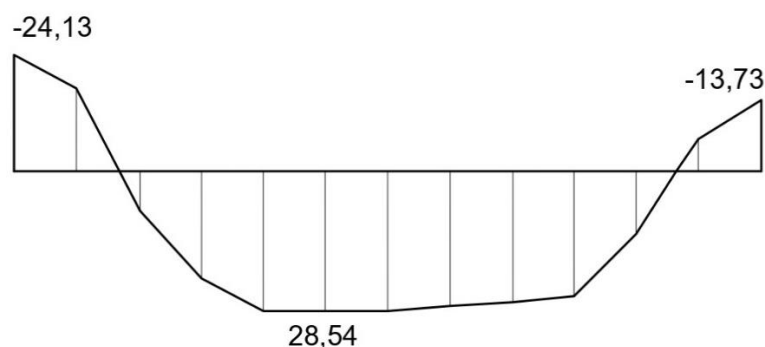
Figura 56 - Parede com abertura de janela



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

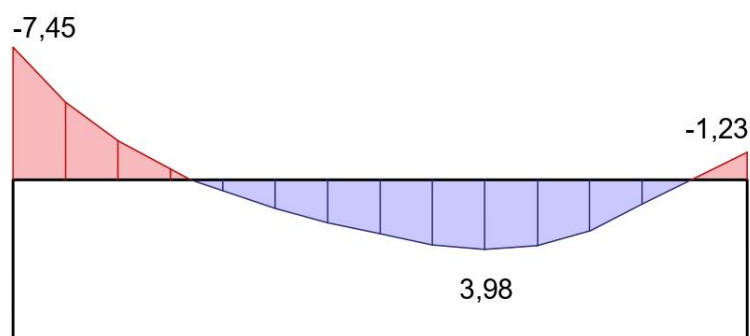
Nas Figuras 57 e 58 verificam-se os comportamentos de momentos fletor na viga V54, da mesma forma que os casos anteriores, houve uma grande redução do momento positivo, resultando em um valor 85% menor. Possivelmente, a abertura de janela e a pouca distância entre os pilares influenciaram na formação do arco e na grande na variação desses valores.

Figura 57 - Momento fletor na viga V54 - Modelo 1 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

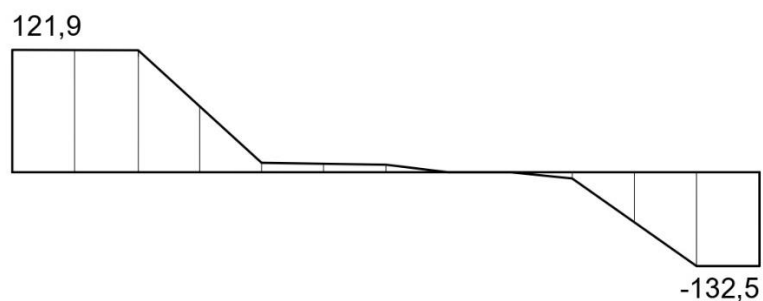
Figura 58 - Momento fletor na viga V54 - Modelo 2 (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

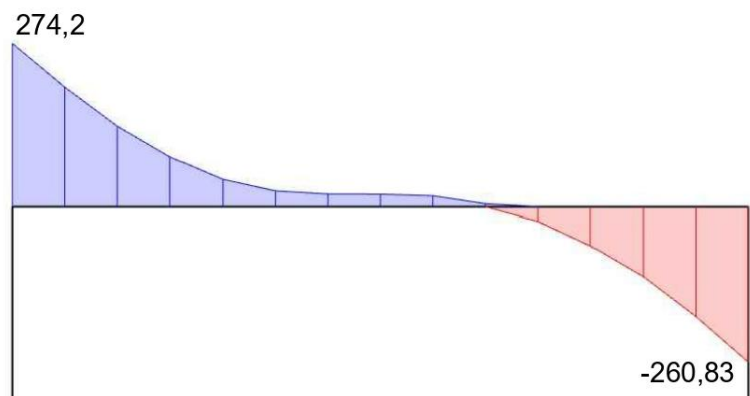
Já o diagrama de esforço cortante com influência do efeito arco da Figura 60, indica valores bem maiores, praticamente 50% maiores aos calculados na viga do Modelo 1, apresentados na Figura 59. Esses resultados se assemelham aos encontrados nas outras duas vigas.

Figura 59 - Esforço cortante na viga V54 - Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 60 - Esforço cortante na viga V54 - Modelo 2 (kN)

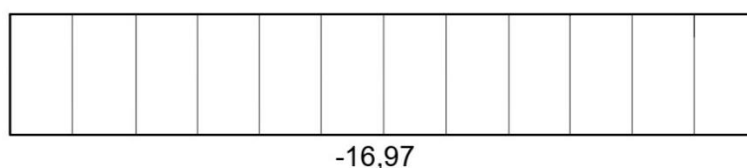


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



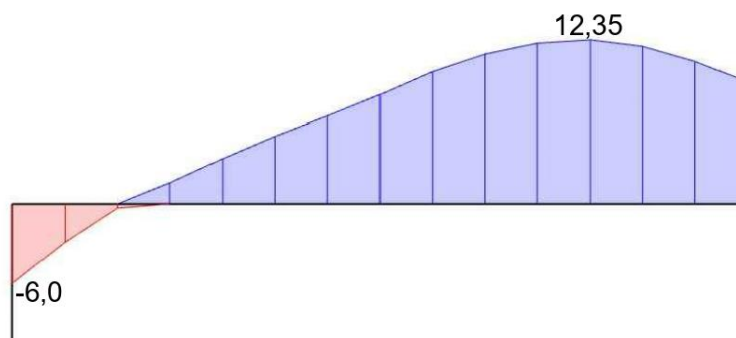
Ao contrário do ocorrido na viga apresentada anteriormente, com a consideração e análise do efeito arco na parede de alvenaria, a viga da Figura 62 apresenta esforços de tração em praticamente todo o vão, quando comparada à Figura 61, que apresenta esforços de compressão ao longo de toda sua extensão.

Figura 61 – Esforço normal na viga V54 - Modelo 1 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

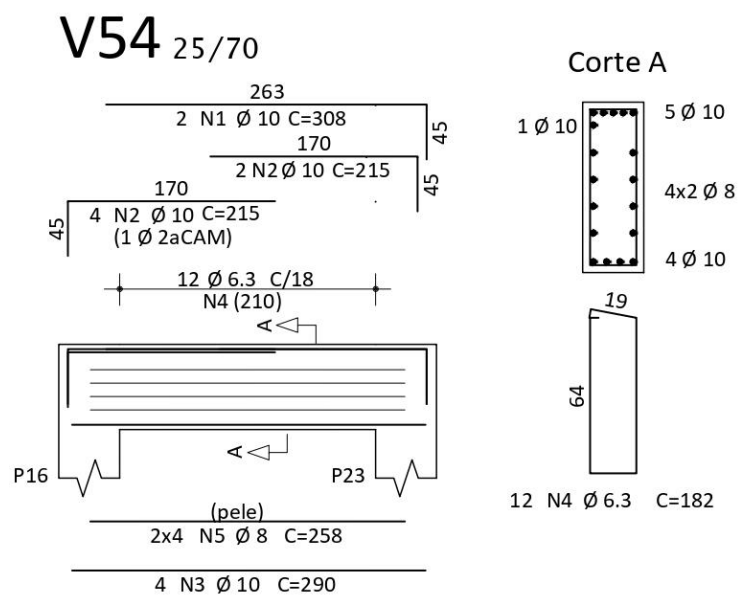
Figura 62 – Esforço normal na viga V54 - Modelo 2 (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

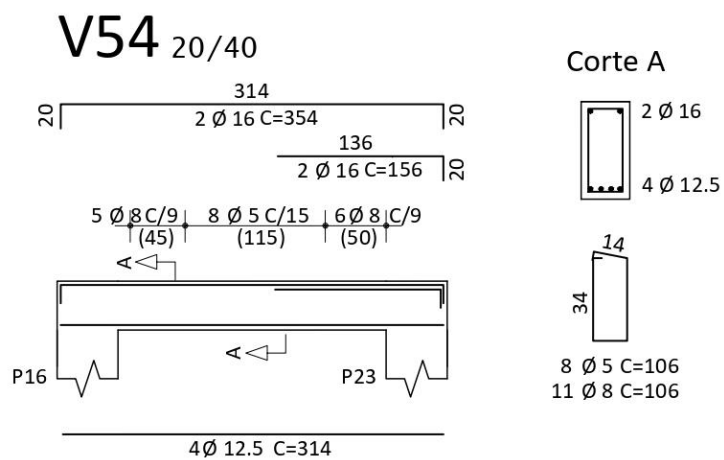
Apesar da diferença dos valores encontrados nos diagramas devido à ocorrência ou não do efeito arco, a quantidade utilizada de aço não teve muita variação em relação ao Modelo 1. No entanto, pode-se verificar através das Figuras 63 e 64, que a viga sofreu uma redução de volume de concreto de 55% aproximadamente, o que de fato promove economia na execução do projeto.

Figura 63 – Detalhamento de armadura da viga V54 - Modelo 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 64 – Detalhamento de armadura da viga V54 - Modelo 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao observar os resultados obtidos e apresentados no decorrer deste trabalho, nota-se favorável a consideração do efeito arco nas paredes de alvenaria estrutural. Para a sua ocorrência, deve-se principalmente verificar a rigidez do elemento de apoio, pois a variação de rigidez possui influência direta nas distribuições de esforços e tensões do efeito arco.

Referente aos diagramas de momento fletor apresentados, fica nítida a mudança do comportamento da viga frente a aplicação desse efeito, com valores mais constantes ao longo do vão. No Modelo 1, as vigas possuem tanta rigidez que a ocorrência do efeito se mostra praticamente nula, dessa forma os gráficos de momentos apresentam formato comum de uma parábola.

Com a análise dos resultados, é notável a influência do efeito arco sobre o dimensionamento das vigas de transição, seja pela redução de armadura, ou pelo menor volume de concreto empregado. Porém, a consideração do efeito arco no dimensionamento da alvenaria estrutural também deve ser levada em consideração, devido à necessidade de reforçar com graute e armadura os pontos com maior concentração de tensões decorrentes do efeito.

Vale destacar que os dois modelos de dimensionamento do pavimento de transição apresentam diferenças de análise, seja pela aplicação de trechos rígidos na ligação de elementos ou pela redistribuição de esforços. O *software* TQS já possui padrões pré-definidos de dimensionamento e função de otimização de armadura pela análise dos diagramas, enquanto que no SCIA *Engineer* não é possível gerar cálculos de área de aço e detalhamentos de armadura com os parâmetros na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Considerando que o objetivo deste trabalho era avaliar a influência do efeito arco no dimensionamento do pavimento de transição, os resultados obtidos revelaram-se satisfatórios e condizem com o referencial teórico proposto. Além de que contribuem para um entendimento do comportamento do efeito e se bem aplicado, pode gerar economia no dimensionamento dos elementos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, NBR-6118/2014 – **Projeto de estruturas de concreto armado**, Rio do de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019, NBR-6120/2019 – **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**, Rio do de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, NBR-6123/1988 – **Forças devidas ao vento em edificações**, Rio do de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020, NBR-16868-1/2020 – **Alvenaria Estrutural - Projeto**, Rio do de Janeiro, ABNT.

AHMED, A. E. **A study of the composite action between masonry panels and supporting beams**. 275f. Tese (Ph.D.) - Department of Civil Engineering and Building Science, University of Edinburgh, Edinburgh, 1977. Disponível em: <https://ethos.bl.uk/OrderDetails.do?uin=uk.bl.ethos.640244>

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2010. 395 p. v. 2, 3. ed.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2010. 395 p. v. 3, 3. ed.

BARBOSA, P. C. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. 106f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: [https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-20042018-211018/publico/Dissert\\_Barbosa\\_PalmiraC.pdf](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-20042018-211018/publico/Dissert_Barbosa_PalmiraC.pdf)

BORTOLI, L. H.; BIANCHI, R. A. (2019). **A Influência do Efeito Arco no Dimensionamento de Alvenaria Estrutural Apoiada em Viga de Concreto Armado**. Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural, v.16, n. 2, p. 56–75, Passo Fundo. Disponível em: <https://doi.org/10.5335/rsae.v16i2.8006>.

CAPRARO, D. F. A. **Consideração do efeito arco em paredes estruturais sobre vigas Através da simulação numérica em elementos finitos**. 82f. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017. Disponível em: <https://acervodigital.ufpr.br/bitstream/handle/1884/55812/R%20-%20D%20-%20DIEGO%20FELIPE%20ABRAHAO%20CAPRARO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

CARVALHO, J. D. N.; ROMAN, H. R. **Arch Effect: A literature review**. In: 14th International Brick and Block Masonry Conference, 10f., Sydney, 2008. Disponível em: [http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2008/14IBMAC\\_94.pdf](http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2008/14IBMAC_94.pdf).

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. rev. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2008. 389 p.

FILHO, A. C. F.; AMARAL, R. F.; TETI, B. C.; CALÁBRIA, I. S. **Verificação do Estado-limite de Serviço em Vigas de Concreto Armado Visando a Durabilidade em Projeto Estrutural**. Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada, Recife, v. 2, ed. 3, 2017. DOI <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.687>.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of Masonry Structures**. 3. ed. London: E. & F. N. Spon, 1997.

LAGE, R. C. **Aspectos do comportamento conjunto alvenaria estrutural e estrutura de transição**. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019. Disponível em: <http://repositorio.unicamp.br/jspui/handle/REPOSIP/336969>

MARTENS, D. R. W.; VERMELTFOORT, A. T. **The effect of the position of the supports on the behaviour of composite masonry walls**. In: 15th International Brick and Block Masonry Conference, 10f., Florianópolis, 2012. Disponível em: <http://www.hms.civil.uminho.pt/events/ibmac2012/2A4.pdf>

MONTEIRO, C. H. O. **Estudo da influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural**. 77f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2015. Disponível em: [http://rangelage.com.br/wp-content/uploads/2019/06/TFC-Carlos-Henrique\\_Efeito-Arco.pdf](http://rangelage.com.br/wp-content/uploads/2019/06/TFC-Carlos-Henrique_Efeito-Arco.pdf)

NETO, Lutgardes de Oliveira; PRADO, Fabricio Fogolin. **Dimensionamento de pavimentos de edifício em concreto armado usando o método das charneiras plásticas**. Revista CIATEC – UPF, v. 1, p. 1-13, 2009. DOI 10.5335/ciatec.v1i1.612. Disponível em: <http://seer.upf.br/index.php/ciatec/article/view/612>. Acesso em: 19 set. 2021.

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**. 163f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008. Disponível em: [http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2008ME\\_MartaSilveiraPaes.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2008ME_MartaSilveiraPaes.pdf)

PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EDUFSCAR Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2012.

PEREIRA, J. L. **Alvenaria Estrutural: Cálculo, Detalhamento e Comportamento**. São Paulo: Pini, 2016.

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

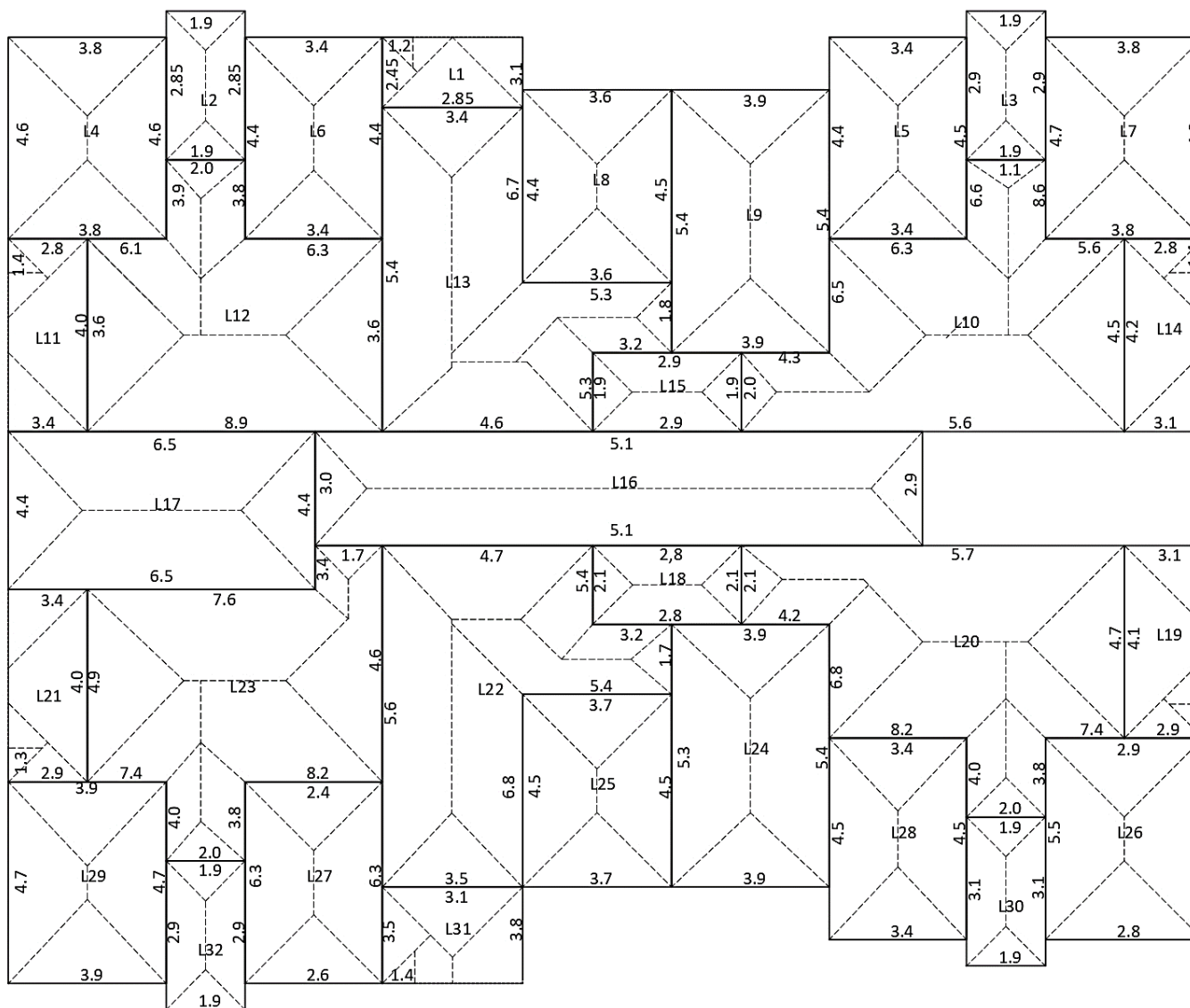
RIDDINGTON, J.R; STAFFORD SMITH, B. **The composite behaviour of elastic wall-beam systems.** In: Institutional of Civil Engineers Proceedings. Part 2, v.63, p.377-391, 1977.

SANTOS, R. R.; RIBEIRO, J. C. L.; SANTOS, R. F.; FILHO, J. O. F.; CARVALHO, H. **Estudo numérico da interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto e vigas de concreto armado.** Anais do 61º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2019, 2019. Disponível em: [https://www.researchgate.net/publication/337826528\\_Numerical\\_study\\_of\\_the\\_interaction\\_between\\_structural\\_walls\\_of\\_concrete\\_blocks\\_and\\_reinforced\\_concrete\\_beams](https://www.researchgate.net/publication/337826528_Numerical_study_of_the_interaction_between_structural_walls_of_concrete_blocks_and_reinforced_concrete_beams)

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria estrutural.** São Paulo: Pini, 2010.

VIEIRA, C. A. S. **Dimensionamento de um edifício residencial de cinco pavimentos em alvenaria estrutural de acordo com a ABNT NBR 15961-1:2011 com análise do efeito arco.** 85f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de ciência e tecnologia agroalimentar, Universidade Federal de Campina Grande, Pombal, 2019. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/handle/riufcg/10327?show=full>

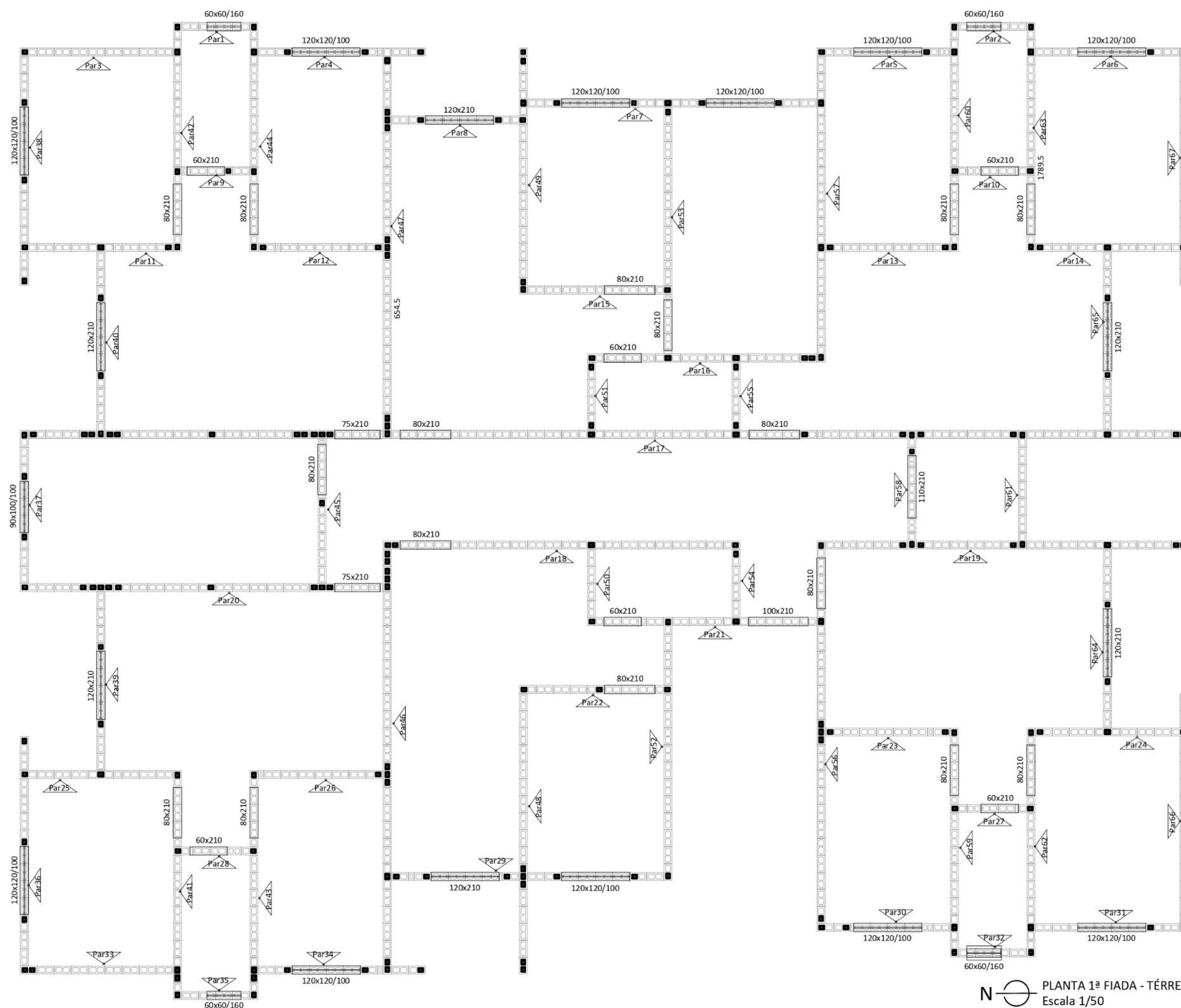
## APÊNDICE A - DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NAS LAJES (kN/m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



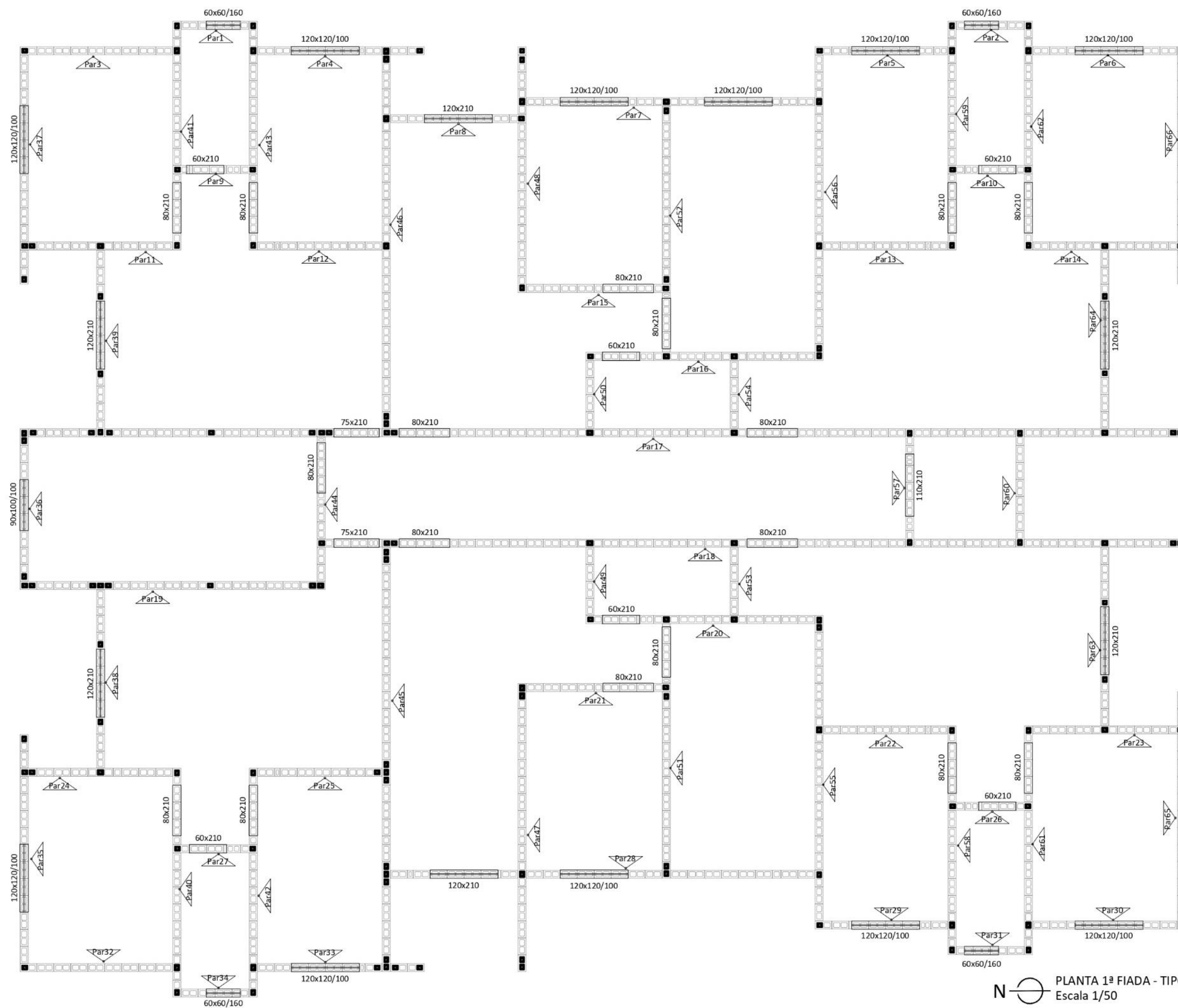
APÊNDICE B – PLANTA DE 1ª FIADA DO PAVIMENTO TÉRREO



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

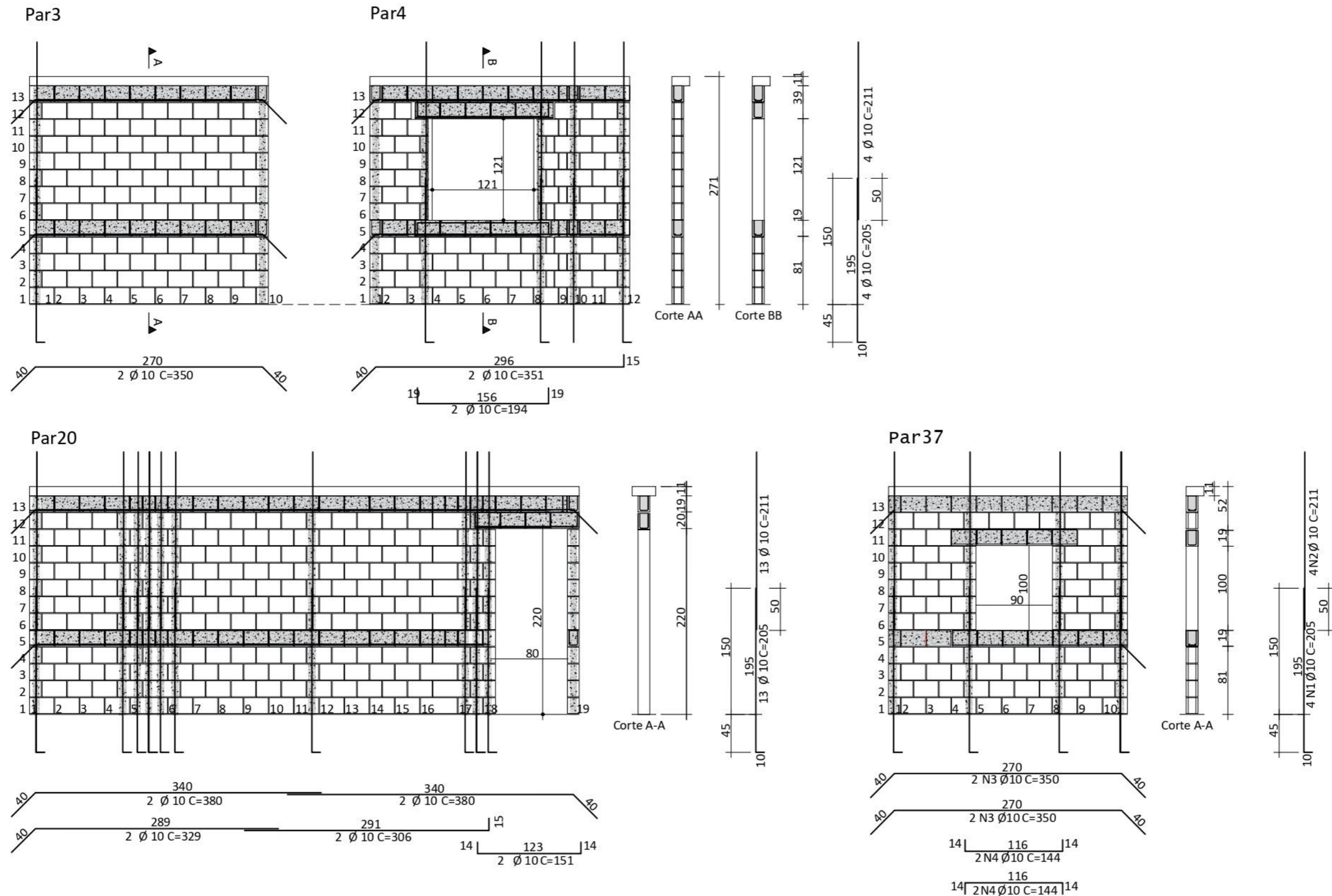


APÊNDICE C - PLANTA DE 1ª FIADA DO PAVIMENTO TIPO



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

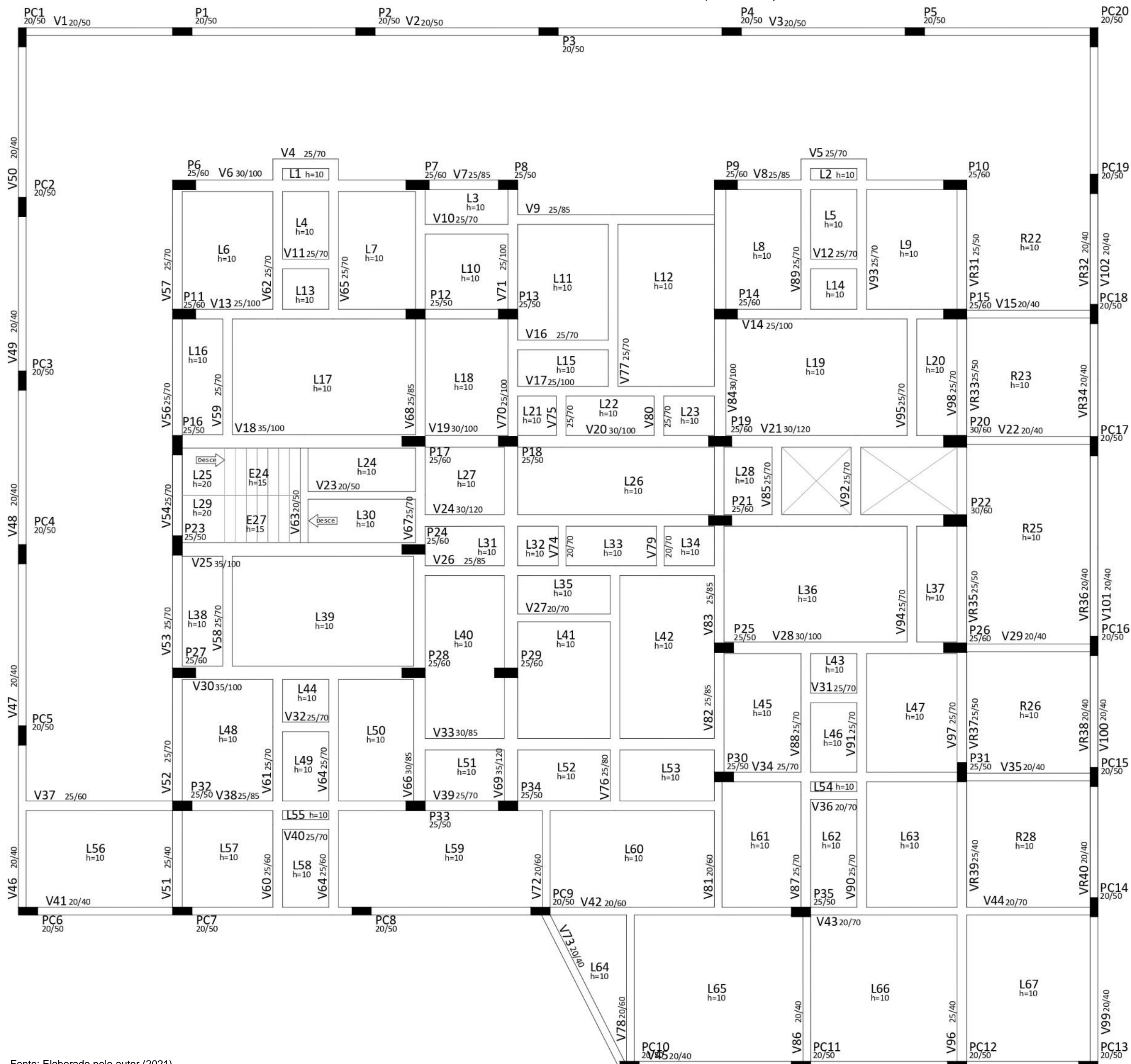
APÊNDICE D – ELEVAÇÕES DA ALVENARIA



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

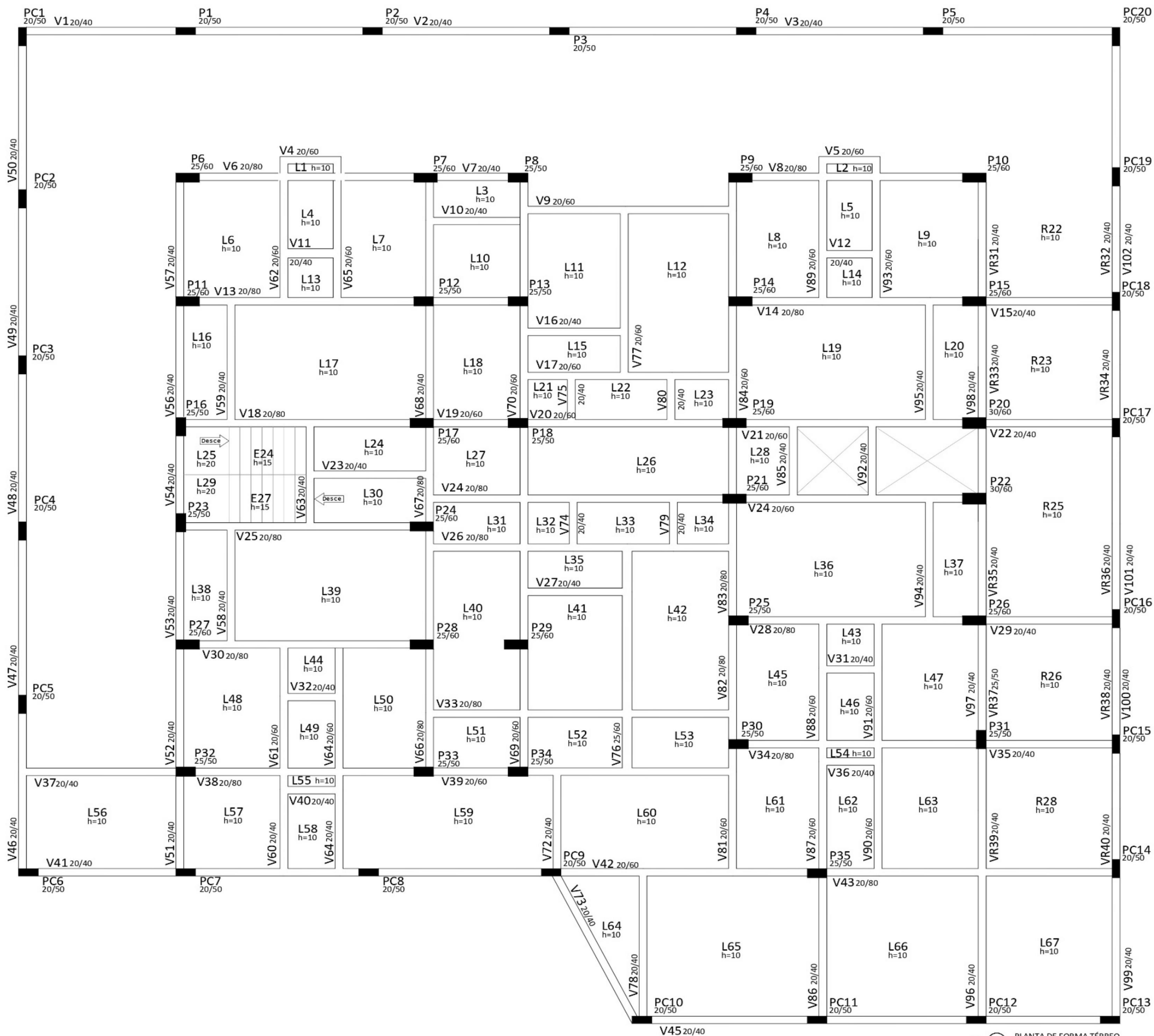


APÊNDICE E – PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO (MODELO 1)



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

APÊNDICE F – PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO (MODELO 2)






Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



## ANEXO A – TABELA DE REFERÊNCIA PARA RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO PARA BLOCOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

**Tabela F.1 — Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural**

Tipo de bloco	$f_{ck}$	$f_u$	$f_{yk}$	$f_{cd}/f_{yk}$	$f_{yk}^*/f_{yk}$	$f_{pk}$	$f_{pk}^*$	Espessura mínima de parede do bloco mm
<b>Bloco vazado de concreto, conforme a ABNT NBR 6136 (ref. 14 x 39 cm)</b> 	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	7,9	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	0,55	1,60	12,1	19,4	25
24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25	
<b>Bloco cerâmico de parede vazada, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)</b> 	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
<b>Bloco cerâmico de parede maciça, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)</b> 	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: NBR 16868 (ABNT, 2020).

## ANEXO B – VALORES BASE DE COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU)

**Tabela 11.1 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$**

Combinções de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

**Tabela 11.2 – Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$**

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).