

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM**  
**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE**  
**CONCRETO ARMADO E AÇO**

**ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DO EFEITO ARCO EM PAREDES DE**  
**ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO**

**LUCAS DE MIRANDA SILVA**

**2017**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, presente em todos os momentos de minha vida.

Ao Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva, pela paciência e ensinamentos passados para a elaboração deste trabalho.

A minha família, em especial a minha mãe, Marilda de Jesus pelo carinho e o apoio incondicional em todos os momentos.

A minha namorada, Priscila Regina, pelo carinho, compreensão e apoio para comigo neste momento da minha vida.

Aos meus amigos, Prof. Dr. Thiago Bomjardim Porto e Eng. Augusto Silva Abreu pelos conselhos e as ajudas diretas e indiretas na elaboração deste projeto.

Ao Prof. Dr. Fernando Amorim de Paula, pelos ensinamentos, principalmente na modelagem da estrutura em elementos finitos.

Por fim, agradeço aos funcionários do DEES-UFMG, em especial a Alessandra Cristina Rodrigues Souza pela amizade nessa etapa da minha vida.

## **Resumo**

Neste trabalho, é analisada a relação da ocorrência do efeito arco de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto em relação à variação da seção das vigas de apoio. O objetivo desse estudo não é o dimensionamento de um edifício de alvenaria estrutural, mas sim, mostrar que ao modificar as seções das vigas de apoio podendo essas ser tanto de um pavimento de transição, como pertencentes a um cintamento, o efeito arco pode ocorrer ou não, dependendo da rigidez das vigas que recebem as paredes. Para a realização do trabalho será utilizado o método dos elementos finitos, através de um software específico, o SAP2000. As principais motivações para esse trabalho é aplicar o conhecimento adquirido durante o curso de especialização e mostrar que o uso adequado do efeito arco pode ser benéfico no que se diz respeito à economia quanto aos apoios, uma vez que podem aliviar as cargas provenientes da estrutura que vão para essas vigas diminuindo sua seção e encaminhando as cargas diretamente para os blocos e fundações profundas. Fazendo-se assim que a alvenaria tenha uma parcela de contribuição de resistência com seus apoios.

**Palavras Chave:** Alvenaria estrutural; Elementos finitos; Efeito Arco.

# SUMÁRIO

	LISTA DE SÍMBOLOS .....	6
	LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	7
<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO</b>	<b>9</b>
	2.1 Delimitação do Trabalho .....	9
	2.1.1 Limitações do Trabalho .....	9
<b>3</b>	<b>CONCEITOS BÁSICOS</b>	<b>9</b>
	3.1 Distribuição das Cargas Verticais nas Paredes de Alvenaria Estrutural.....	9
	3.2 Efeito Arco em Alvenaria Estrutural .....	12
	3.3 Modelagem Numérica .....	16
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DO EFEITO ARCO EM UM ESTUDO DE CASO</b>	<b>17</b>
	4.1 Metodologia.....	17
	4.2 Estudo de caso .....	18
	4.2.1 Parâmetros utilizados.....	24
	4.2.2 Modelo Computacional .....	28
	4.2.3 Análise da Parede 1, parede com furos.....	29
	4.2.4 Análise da Parede 2, parede cega .....	43
	4.2.5 Análise dos resultados .....	56
	4.2.6 Análise da parede 2 com três apoios e a viga com 150cm .....	57
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>63</b>

<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>65</b>
	<b>ANEXO A – ENSAIO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE ACORDO COM ANEXO C DA NBR 15961</b>	<b>66</b>
	<b>APÊNDICE A – CARGAS VERTICAIS NO EDIFÍCIO</b>	<b>71</b>
	<b>APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DA 1º FIADA</b>	<b>72</b>
	<b>APÊNDICE C – VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO DAS PAREDES</b>	<b>73</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

H	-	Altura do pé direito da alvenaria
$E_{alv}$	-	Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
$E_{conc}$	-	Módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto armado
$E_{ci}$	-	Módulo de elasticidade longitudinal inicial do concreto armado
L	-	Comprimento do vão da viga de apoio
$h_v$	-	Altura das vigas de concreto armado
pp	-	Peso próprio da estrutura
sc	-	Sobrecarga atuante na estrutura
$\gamma_{alv}$	-	Peso específico da alvenaria
$\gamma_{conc}$	-	Peso específico do concreto armado
Q	-	Carga distribuída referente a um pavimento tipo
G	-	Carga referente a uma porção acima de $0,7L$ de um pavimento de alvenaria
$f_{ck}$	-	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ct}$	-	Resistência à tração do concreto
$f_c$	-	Resistência à ruptura do concreto à compressão
$\nu_{conc}$	-	Coefficiente de Poisson do concreto
$\nu_{alv}$	-	Coefficiente de Poisson da alvenaria
$f_{bk}$	-	Resistência à compressão simples do bloco
$f_{pk}$	-	Resistência à compressão simples do prisma
$f_{vk}$	-	Resistência ao cisalhamento característico
$\gamma_f$	-	Coefficiente de majoração dos esforços

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

DEES - Departamento de Engenharia de Estruturas

MEF - Método dos Elementos Finitos

NBR - Norma Brasileira

SAP2000 - Programa de análise estrutural

UFMG - Universidade Federal de Minas Gerais

# 1 INTRODUÇÃO

O efeito arco em estruturas de alvenaria estrutural é a concentração das cargas nos apoios das vigas que sustentam o edifício, aliviando o vão das mesmas e adquirindo a forma de um arco, funcionando similar ao arco atirantado. Esse efeito depende da rigidez das vigas de apoio para ocorrer, logo, estruturas mais rígidas deformam menos suportando esforços maiores, sobrecarregando mais seus vãos, enquanto que vigas menos rígidas suportam menos carga. Assim, as mesmas deformam mais e acabam ocorrendo uma separação entre a estrutura de concreto e a parede, com isso as cargas provenientes das paredes são repassadas de forma acentuada para seus respectivos apoios, blocos e tubulões.

A justificativa deste projeto é que, muitas vezes os projetistas adquirem o hábito de enrijecerem os baldrames ou as vigas do pavimento de transição, solicitando mais as estruturas de sustentação da alvenaria. Sendo necessárias seções maiores das vigas para assumir toda a carga do edifício, desprezando assim, a parcela de contribuição que a alvenaria traz para a estrutura de concreto através desse efeito e não obtendo um sistema estrutural contribuinte entre os dois tipos de estruturas, parede e viga. Com isso, se perde uma possível economia no projeto de fundação ou na transição. Apesar da boa contribuição de resistência que a parede pode trazer para a estrutura de concreto armado, certos cuidados devem ser tomados como as altas concentrações de tensões de compressão e cisalhamento nas extremidades inferiores das alvenarias.

Neste trabalho, serão modeladas as paredes de um pavimento em alvenaria estrutural de um estudo de caso, para isso será utilizado um software de elementos finitos, o SAP2000. Modificando as seções das vigas de apoio e fazendo um estudo comparativo, demonstrando assim as situações que vão da absorção completa das cargas pelas vigas até a ocorrência da contribuição da alvenaria com o concreto armado, causando o efeito arco.



## **2 OBJETIVO**

Este projeto tem como objetivo, o estudo da variação dos esforços das vigas de apoio de um edifício em alvenaria estrutural, devido à ocorrência do efeito arco. Para isso será utilizado um modelo computacional para analisar um estudo de caso. Sendo este o pavimento térreo referente a um edifício de 12 pavimentos em alvenaria estrutural.

Outro objetivo deste trabalho é a aplicação dos conhecimentos e técnicas adquiridos durante o curso de especialização, especialmente nas disciplinas de alvenaria estrutural, introdução dos elementos finitos e estruturas de concreto armado.

E também o estudo comparativo entre os resultados obtidos devido as diferentes resistências das vigas de apoio. E análise crítica dos resultados.

### **2.1 Delimitação do Trabalho**

Foi considerado apenas o pavimento térreo de um edifício de 12 pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado sobre vigas em concreto armado.

#### **2.1.1 Limitações do Trabalho**

**As limitações do trabalho são:**

- **Edifício residencial;**
- **Estrutura em alvenaria estrutural;**
- **SAP2000;**

## **3 CONCEITOS BÁSICOS**

### **3.1 Distribuição das Cargas Verticais nas Paredes de Alvenaria Estrutural**

De acordo com Parsekian (2011), paredes estruturais são construídas com juntas amarradas, cada junta vertical é posicionada no meio do bloco da fiada inferior. Dessa forma,

normalmente as cargas verticais nessas estruturas tendem a distribuir em 45° até os seus apoios, conforme a FIGURA 3.1.



Fig. 3.1 – Distribuição de Cargas em Alvenarias. PARSEKIAN (2011).

As cargas verticais são provenientes do peso próprio da estrutura, sendo essas as paredes e lajes, além da sobrecarga atuante nas lajes.

De acordo com Pereira (2016), as cargas tendem a distribuir para os dois lados com uma angulação de 45°, podendo haver pequenas variações devido a irregularidades no grauteamento ou na distribuição desigual de cargas nas lajes, porém sem causar grandes alterações na configuração das mesmas. Conforme esquema da FIGURA 3.2.

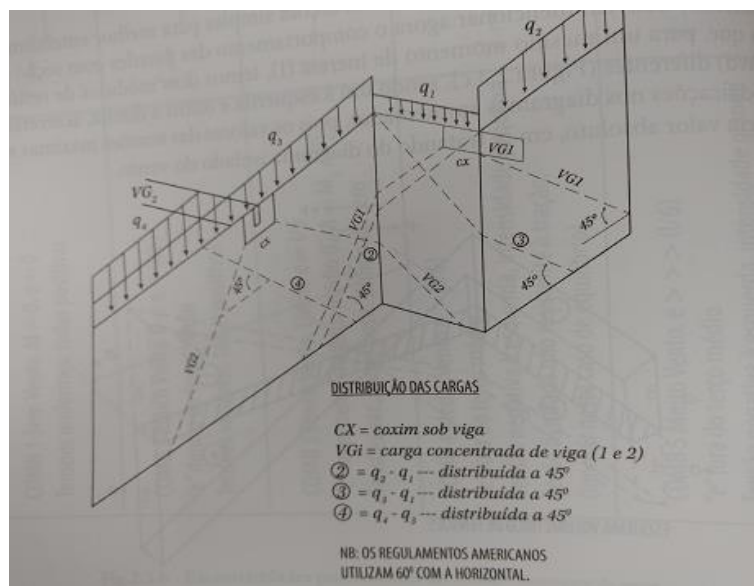


Fig. 3.2 – Esquema de distribuição de cargas nas paredes. – PEREIRA (2016).

Na NBR 15961-1:2011, Alvenaria Estrutural - Blocos de Concreto parte 1: Projeto. No item 9.3.1, referente as hipóteses básicas, diz que:

A dispersão de qualquer ação vertical concentrada ou distribuída sobre um trecho de um elemento se dará segundo uma inclinação de  $45^\circ$ , em relação ao plano horizontal, podendo-se utilizar essa prescrição tanto para a definição da parte de um elemento que efetivamente trabalha para resistir a uma ação quanto para a parte de um carregamento que eventualmente atue sobre um elemento.

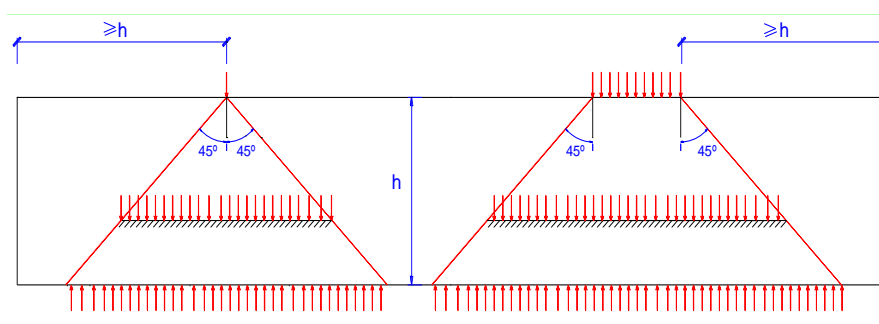


Fig. 3.3 – Dispersão de Ações Verticais. NBR 15961-1:2011.

Ainda perante a NBR 15961-1:2011, segue-se o mesmo princípio da dispersão de cargas em  $45^\circ$  para regiões com aberturas em paredes, como janelas e portas. As reações das vigas tendem a se dissipar nas paredes que as suportam. De acordo com a figura 3.4.

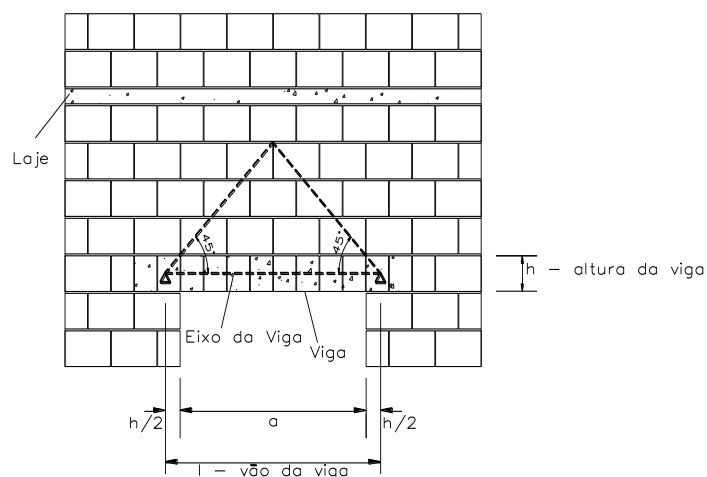


Fig. 3.4 – Dispersão de Ações Verticais em Aberturas de Paredes. NBR 15961-1:2011.

### 3.2 Efeito Arco em Alvenaria Estrutural

O efeito arco é a interação entre a parede de alvenaria e a viga de concreto que a apoia. Segundo Paes (2008), esse efeito se comporta como um arco atirantado, onde o arco se forma na parede e a viga funciona como um tirante. Modificando o caminho das cargas, que normalmente se concentram na região central do vão da viga, mas devido a esse efeito as mesmas tendem a migrar para os apoios. Com isso há um alívio de esforço de flexão no vão da viga e conseqüentemente um acréscimo de tensões de compressão e cisalhamento horizontal na extremidade das paredes. Além de um esforço axial de tração na viga, funcionando como um tirante. De acordo com a figura 3.5.

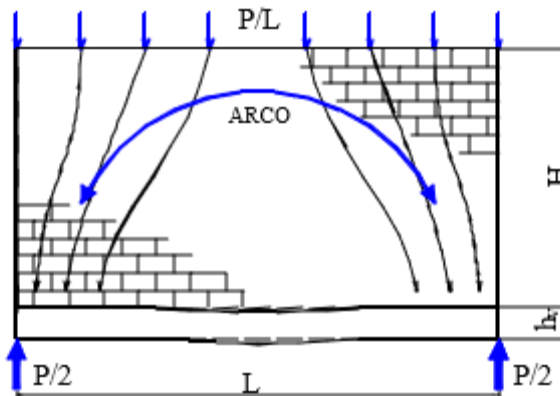


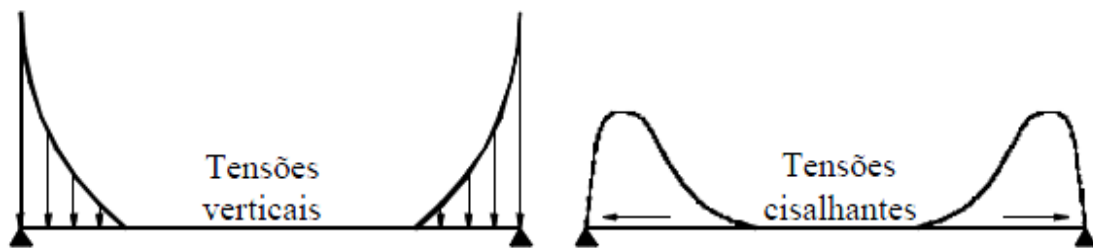
Fig. 3.5 – Comportamento da parede sobre o efeito arco. – BARBOSA (2000).

Devido a isso, esse sistema contribuinte entre alvenaria e seu apoio, embora ajudando a estrutura de concreto a melhorar sua relação custo benefício diminuindo suas seções. Deve-se tomar certas precauções como informa o item 9.13.5 da NBR15961-1:2011. A mesma diz que:

São proibidas reduções nos valores a serem adotados como carregamento para estruturas de apoio, baseadas na consideração do efeito arco, sem que sejam considerados todos os aspectos envolvidos nesse fenômeno, inclusive a concentração de tensões que se verifica na alvenaria.

A descrição de Barbosa (2000) reitera o descrito acima, dizendo que esses aspectos que ocorrem devido a esse fenômeno são:

- Aumento excessivo das tensões de compressão e de cisalhamento horizontal nas extremidades inferiores das paredes;
- Redução considerável do momento fletor e cisalhamento vertical no centro do vão da viga de concreto armado;
- Ocorrência de esforço axial de tração nas vigas de sustentação;



(a) Concentrações de tensões na base da parede

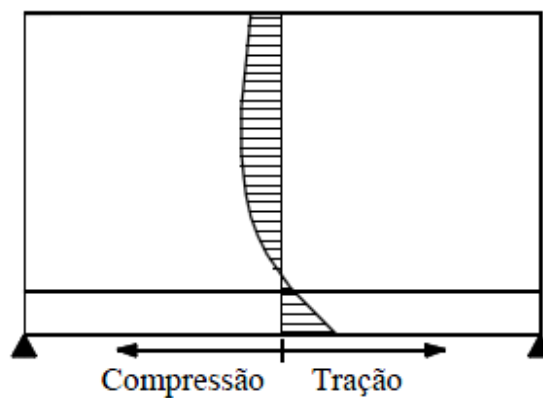


Fig. 3.6 – Esforços atuantes no sistema parede-viga. – BARBOSA (2000).

A altura da linha neutra do conjunto alvenaria e viga, mostrado na figura 3.6, pode estar localizada dentro da viga ou na região da base da alvenaria. De acordo com LU et.al(1985), citado por Barbosa (2000, pag.7), a posição da linha neutra vai variar de acordo com a relação H/L e do carregamento. Sendo que a mesma se encontra abaixo da armadura superior da viga quando a viga ainda não fissurou e se tem um  $H/L \leq 0,5$ . Outro aspecto apontado, foi que a

medida que o carregamento vai aumentando e as fissuras aparecendo a armadura negativa da viga começa a apresentar esforços de tração. Assim a estrutura de concreto começa a trabalhar como um tirante para evitar que o arco gerado pela parede se abra.

Infelizmente Paes (2008) afirma que apesar de grandes discussões a respeito do assunto pelo meio técnico, ainda não há um método seguro e prático para projetos usuais. Porém segundo Stafford Smith e Riddington (1977) citado por Paes (2008, p.32), “para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga maior que 0,7, a porção acima de  $0,7L$  não influencia na formação do arco podendo ser apresentada como acréscimo de carga”. Tal prática foi utilizada em diversos trabalhos acadêmicos desde então. Barbosa (2000) fez uma ilustração esquemática do método proposto acima como mostra a figura 3.7.

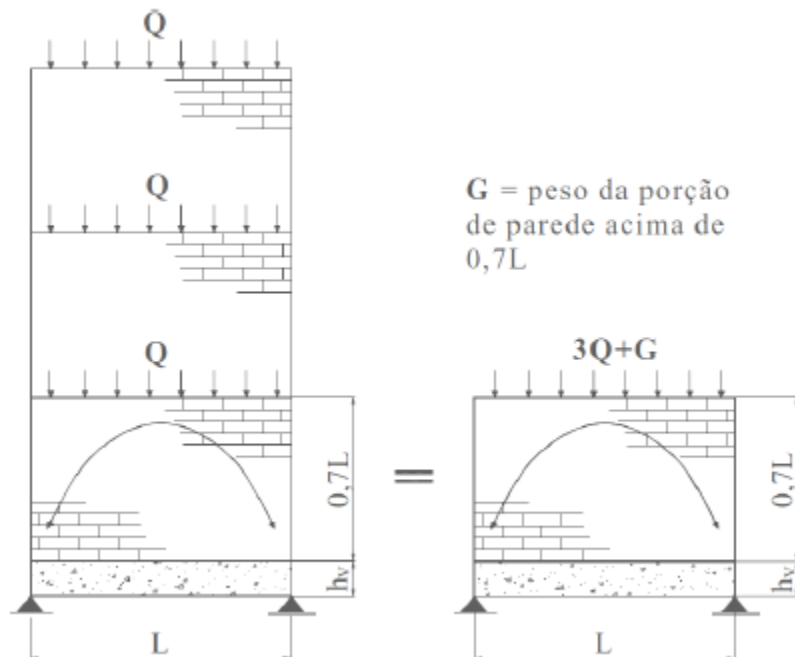
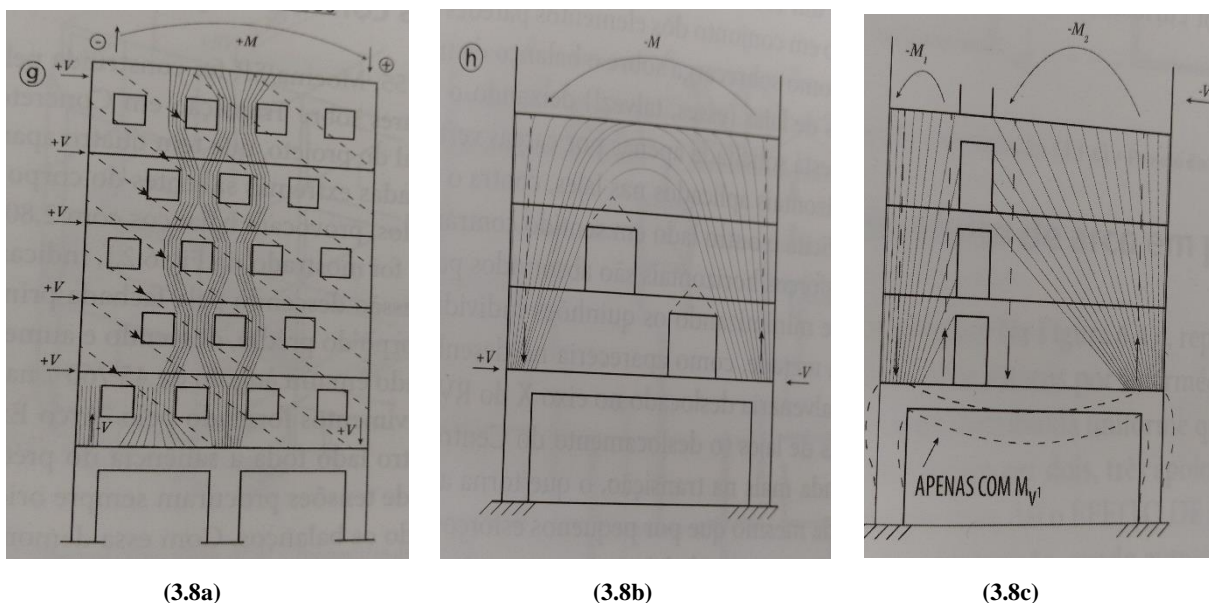


Fig. 3.7 – Carregamento Equivalente. – BARBOSA (2000).

Portanto seguindo a metodologia proposta acima, pode-se modelar o pavimento térreo do edifício proposto no trabalho e considerar apenas as cargas provenientes dos demais pavimentos. Este procedimento será o utilizado neste projeto.

Em situações de aberturas em parede ocorre uma redistribuição de cargas. Pereira (2016) afirma que as mesmas tendem a desviar das aberturas, compostas muitas vezes por portas e janelas. Segundo sua afirmação na figura 3.8, existem as seguintes formas das cargas passarem pelas aberturas.



**Fig. 3.8 –Desvio de cargas pela alvenaria. – PEREIRA (2016).**

As cargas tendem a buscar o apoio mais rígido desviando de aberturas e formando ângulos de  $45^\circ$  com as aberturas. Na figura 3.8a existe um apoio mais rígido para a alvenaria estrutural ocorrendo em menor proporção o efeito arco. Enquanto que na figura 3.8c o efeito arco ocorre devido à baixa rigidez da viga de apoio e com uma parcela de contribuição do prumo de aberturas de portas nas paredes. Na figura 3.8b, devido a um desalinhamento das aberturas de portas localizadas mais próximo ao centro do vão da estrutura de transição, as cargas provenientes da estrutura tendem a ir para os apoios.

A respeito das aberturas nas alvenarias ressalta-se também que segundo Barbosa (2000) o efeito arco tende a sofrer variações em decorrência do tipo, tamanho e posicionamento da abertura na parede. Além do aparecimento de novos pontos de concentrações de tensões nas paredes. Para a viga, esses furos tendem a aumentar a flecha da mesma além de alterações nos diagramas de momento fletor e no esforço axial da mesma.

### 3.3 Modelagem Numérica

Atualmente para atender a arquiteturas cada vez mais exigentes as estruturas estão tendo que se adaptar, com isso ficando cada vez mais sofisticadas. No campo da alvenaria estrutural não é diferente. Desde a década de 1970 edifícios cada vez mais altos foram construídos, atendendo assim uma demanda populacional cada vez maior sem desprezar a boa arquitetura nos padrões técnicos e estéticos. Com isso o uso de métodos analíticos clássicos da Resistência dos Materiais e da Análise Estrutural podem muitas vezes gerar resultados imprecisos. Como afirma Alves (2013):

A maioria das estruturas de importância prática é muito complexa para ser analisada pelas técnicas clássicas, [...], o problema requer grandes e excessivas simplificações, se quisermos aplicar as tais expressões analíticas fechadas, resultando em cálculos pouco acurados.

Com isso nos dias atuais, a prática mais usual dos projetistas de estruturas é aplicar técnicas que fornecem resultados bem aproximados com o comportamento da estrutural real. Um dos métodos mais utilizados é o método dos elementos finitos ou MEF. Em que a estrutura passa de um sistema contínuo para um sistema discreto. Alves (2013) diz que o MEF “é um método aproximado de cálculo de sistemas contínuos, de forma que o corpo contínuo é subdividido em um número finito de partes, conectados entre si pelos pontos discretos, que são chamados de nós”.

Assim para montar a solução estrutural utilizando o MEF é necessário seguir uma linha de raciocínio para a resolução do projeto, de acordo com Martha (2010).

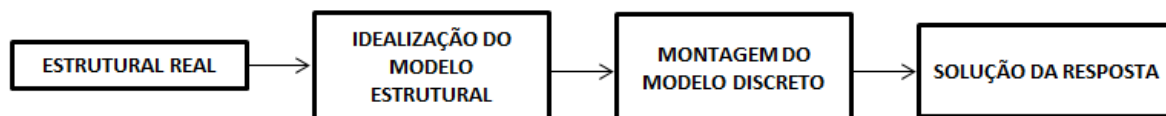


Fig. 3.9 – Esquema de resolução estrutural. – MARTHA (2010).



Esta será a técnica utilizada para a resolução do estudo deste trabalho. Porém, este projeto tem como foco a ocorrência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural. Assim não se pretende aprofundar nesse tema para este trabalho. O autor apenas utilizará dos recursos do MEF para tentar chegar a alguns resultados em sua pesquisa. Mais precisamente o tipo de modelo estrutural utilizado será o modelo de placas, este representando o comportamento das alvenarias, sobre um sistema de vigas bi apoiada.

## **4 ANÁLISE DO EFEITO ARCO EM UM ESTUDO DE CASO**

### **4.1 Metodologia**

O procedimento adotado neste projeto para obtenção de uma conclusão plausível sobre os conceitos abordados no item acima, será o uso de um estudo de caso. Sendo este, uma modelagem do pavimento térreo de um edifício de alvenaria estrutural apoiados sobre vigas de concreto armado. Serão gerados alguns modelos diferentes, modificando a altura da seção das vigas ( $h_v$ ), essas alturas respectivamente de 20, 40, 60 80 e 100 cm. O objetivo deste número de modelos diferentes é comparar uma situação em que a viga se encontra totalmente esbelta para um caso em que praticamente a parede não sofre tração devido a grande rigidez do apoio. Com os modelos finalizados, serão analisados os resultados das cinco paredes mais relevantes no projeto, devido ao seu comprimento e em sua importância no equilíbrio estrutural para o edifício. Os parâmetros utilizados na especificação da resistência e dos carregamentos como, módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria ( $E_{alv}$ ) e do concreto ( $E_{conc}$ ), peso específico da alvenaria ( $\gamma_{alv}$ ) e do concreto ( $\gamma_{conc}$ ), peso próprio das vigas ( $pp$ ) e sobrecarga atuante ( $sc$ ), foram retirados das normas brasileiras.

O autor ressalta que os dados encontrados nessa etapa do trabalho, são de caráter experimental com base na teoria utilizada como referência, uma vez que a norma brasileira deixa a critério do projetista a teoria a ser utilizada para se analisar o procedimento. Sendo que a mesma apenas indica que para utilizar a contribuição da parede para os apoios, se deve analisar e dimensionar a base da alvenaria para concentrações de tensões de compressão e cisalhamento

além de se atentar para cuidados na estrutura de concreto armado por causa de uma possível ruptura frágil da viga, devido ao acréscimo de esforço cisalhante nas suas extremidades.

## **4.2 Estudo de caso**

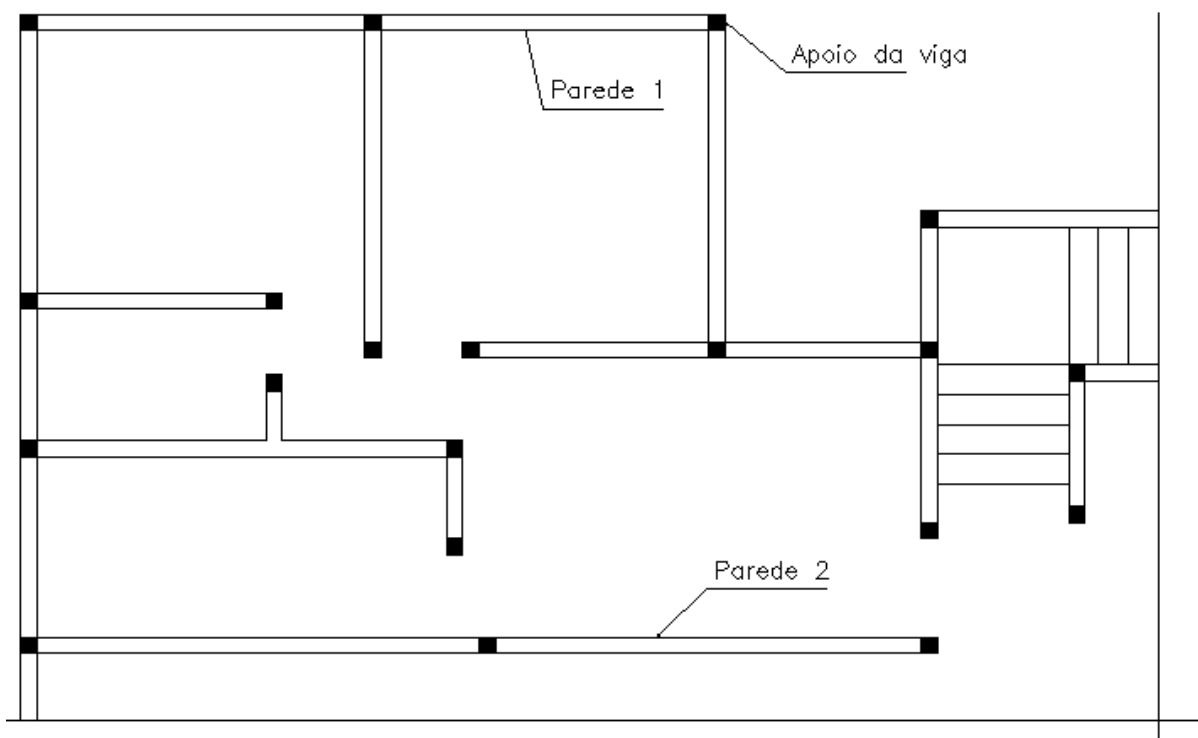
O edifício analisado nesse estudo está situado em um terreno plano no bairro Ouro Preto na cidade de Belo Horizonte – MG. Devido a exigências arquitetônicas, o prédio será construído com blocos de 14cm de espessura. As figuras 4.2 e 4.3 mostram a planta arquitetônica e o corte AA respectivamente. Esses projetos de arquitetura foram cedidos gentilmente pelo Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva.

Na concepção do projeto estrutural para que a paginação dos blocos não sofra grandes recortes, é necessário que as medidas das paredes do projeto arquitetônico sejam múltiplas das medidas dos blocos utilizados na obra. Outros fatores são extremamente importantes para elaboração da estrutura e da aplicação da teoria do efeito arco, como:

- O número de pavimentos do edifício, nesse caso com 12 pavimentos que por simplificação serão considerados pavimentos tipo. Assim como explicitado no capítulo 3, será modelado apenas o primeiro pavimento sendo considerado o carregamento total do edifício sobre o mesmo.
- O tipo de bloco a ser utilizado na obra. Nesse projeto será utilizado o bloco de concreto. Essa escolha é importante, porque vai influenciar no módulo de elasticidade do material e conseqüentemente na resistência da parede.
- Foi utilizado o modelo de grupos isolados para determinação dos carregamentos nas paredes do projeto de referência.
- As vigas de apoio da alvenaria serão consideradas em seus vínculos como bi apoiadas, para uma melhor visualização da ocorrência do efeito arco.

A figura 4.4 retrata a paginação dos blocos da primeira fiada. E a figura 4.5 possui os nomes e os grupos das paredes utilizados no dimensionamento das paredes no método de grupos

isolados. E por fim, na imagem abaixo indica as paredes que serão analisadas nos diversos modelos propostos. Devido à simetria do projeto serão analisadas as paredes de um único apartamento, visto que os esforços serão os mesmos nas paredes simétricas. Visto que o vento que poderia ser um fator que modificaria esses esforços, não será considerado neste trabalho.



**Fig. 4.1 – Paredes utilizadas como referência de análise e os apoios considerados. – Elaborado pelo autor**

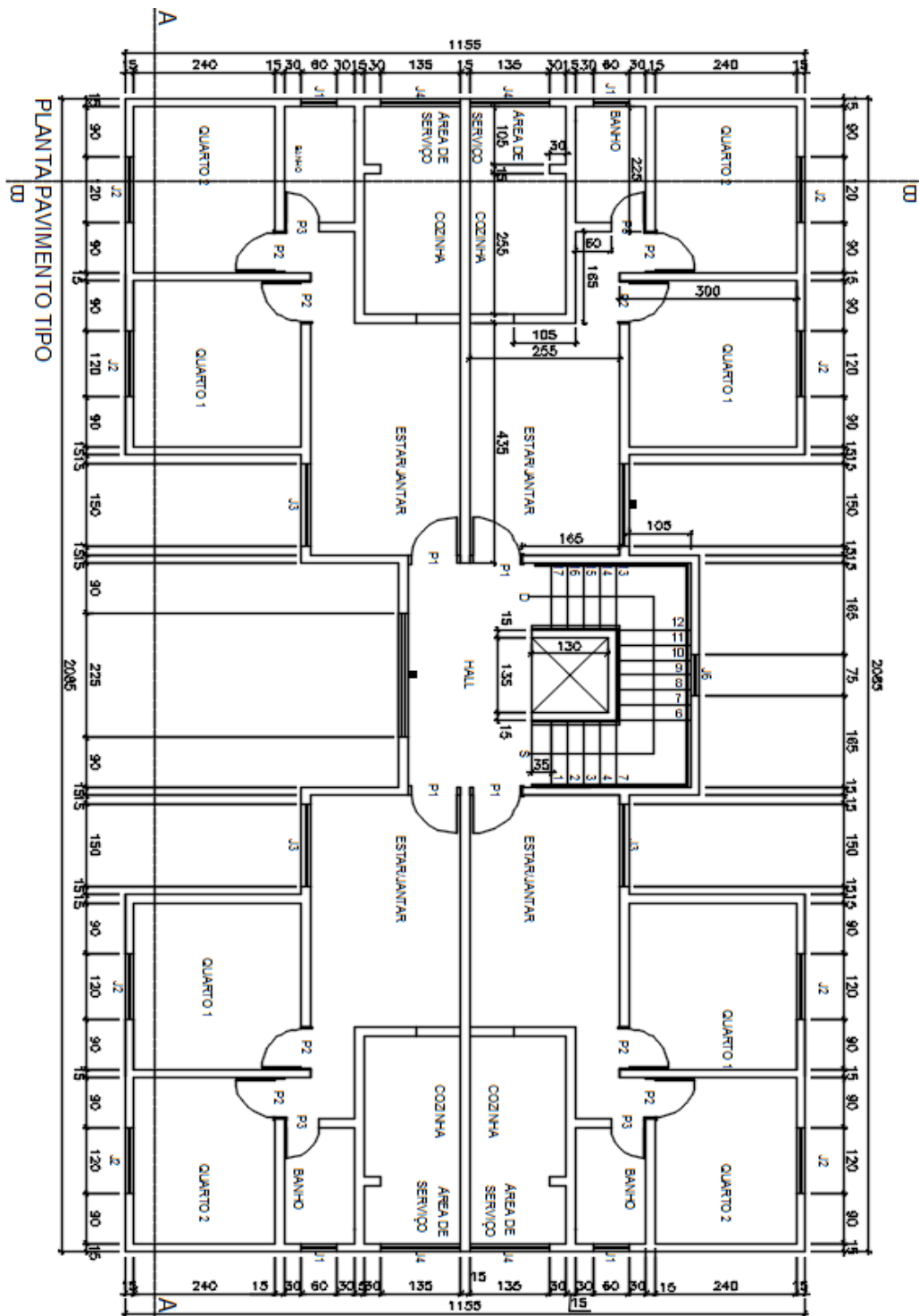


Fig. 4.2 – Planta arquitetônica do pavimento tipo. – Cedido por prof. Dr. Roberto Márcio



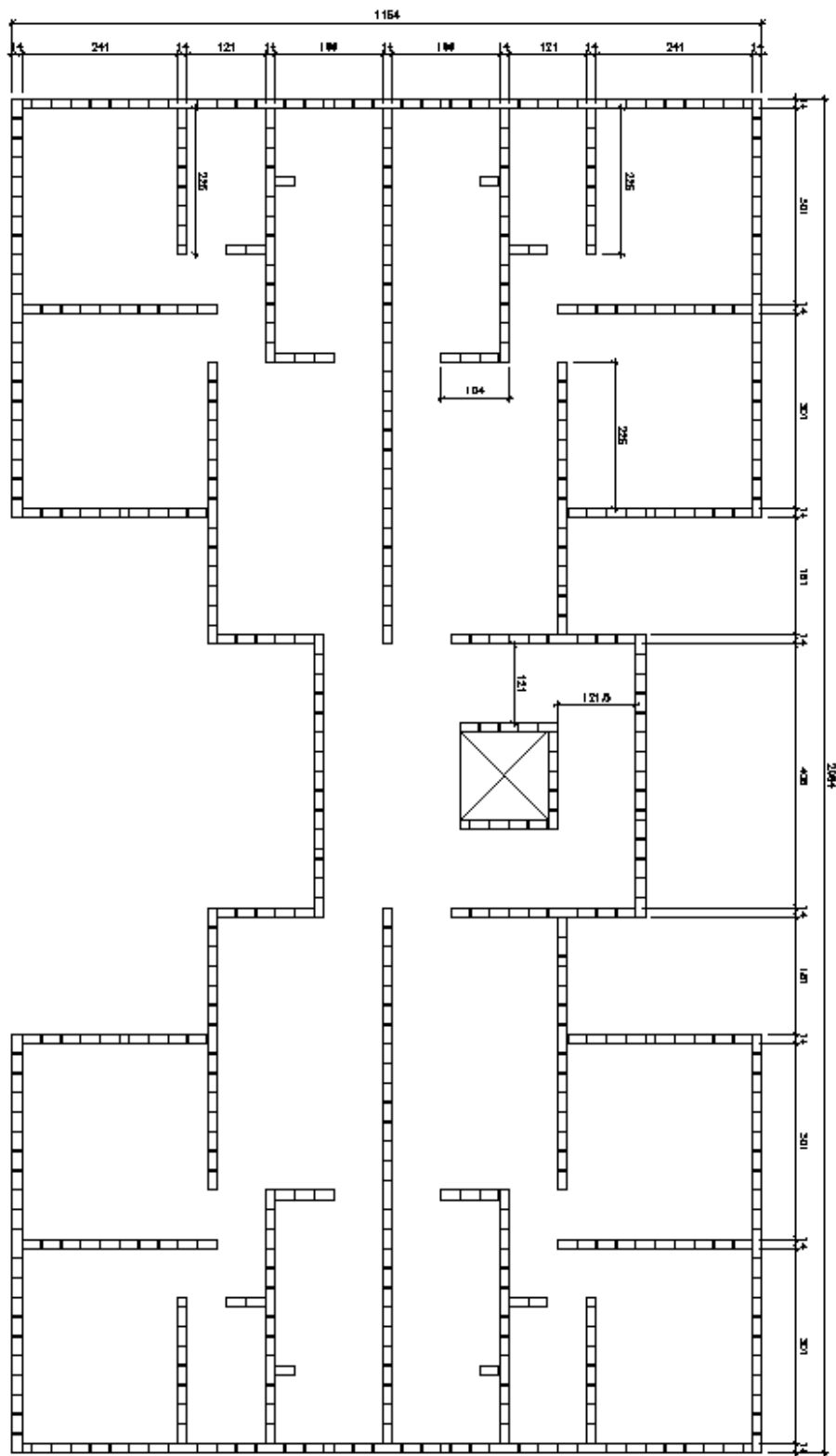


Fig. 4.4 – Projeto da fiada de blocos. – Elaborado pelo autor

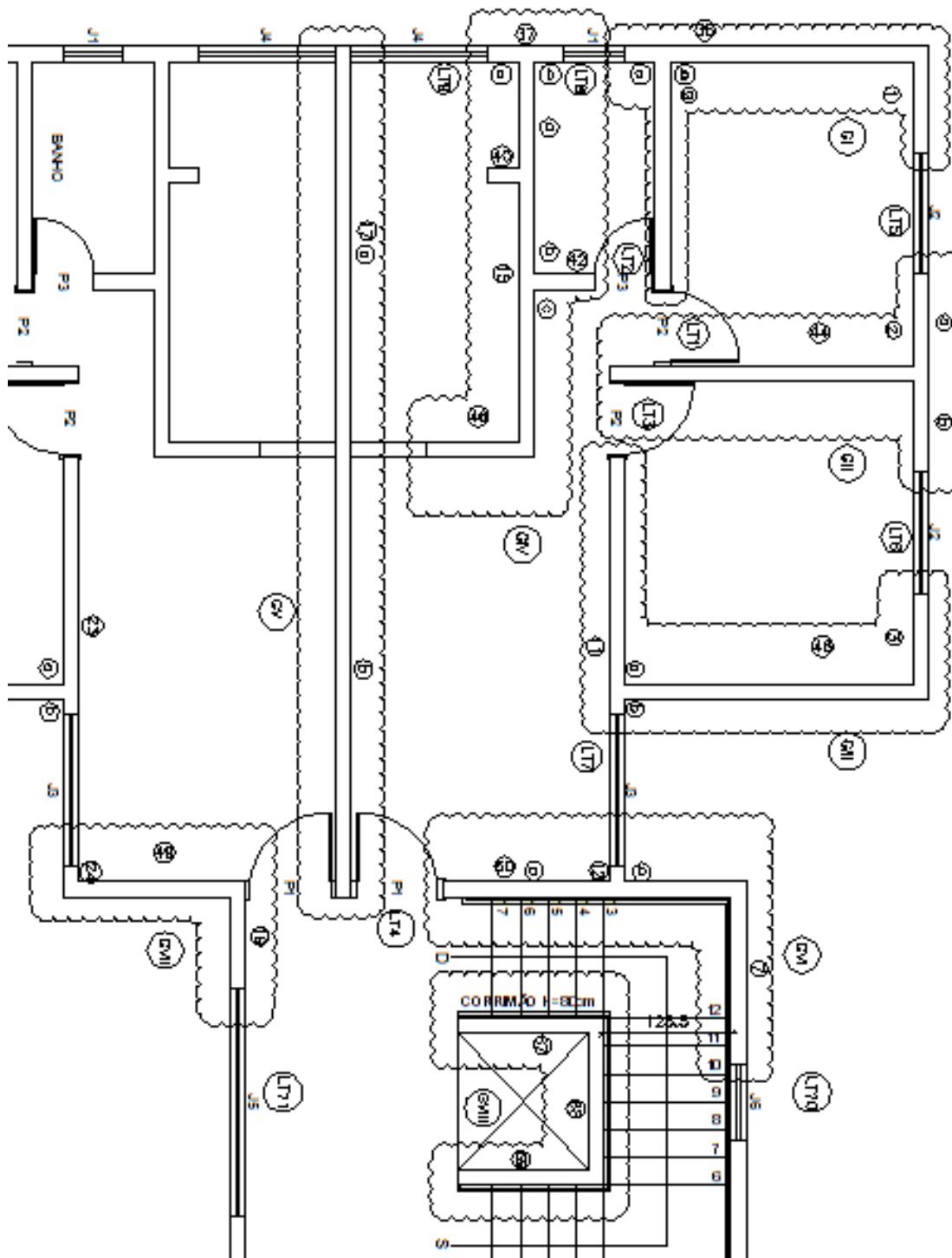


Fig. 4.5 – Nomes das paredes e dos seus respectivos grupos. – Elaborado pelo autor

#### 4.2.1 Parâmetros utilizados

Os parâmetros e coeficientes utilizados neste presente trabalho são regidos por norma brasileira. Esses fatores são:

- **Resistência característica do concreto armado (fck)**

O fck utilizado pela estrutura de concreto armado que apoia a alvenaria, é determinado pela classe de agressividade ambiental estipulada pela tabela 7.1 da norma NBR6118:2014, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Como a edificação em estudo se encontra em uma região urbana, a classe de agressividade é definida como II, de acordo com a tabela 6.1 da mesma norma. Essas tabelas são mostradas nas figuras 4.6 e 4.7.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fig. 4.6 – Classe de agressividade ambiental. – NBR6118:2014

Portanto, o fck utilizado nesta análise será de 25Mpa. Com esse parâmetro definido se consegue obter o módulo de elasticidade longitudinal secante do material, esse definido no próximo item.



Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
<p>NOTAS</p> <p>1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.</p> <p>2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.</p> <p>3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.</p>					

Fig. 4.7 – Relação da Classe de agressividade com o tipo de concreto empregado. – NBR6118:2014

- **Módulo de elasticidade secante do concreto armado ( $E_{conc}$ )**

De acordo com o item 8.2.8 da NBR6118:2014 o módulo de elasticidade secante é calculado através do módulo de elasticidade inicial, este é dado por:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{fck} \quad - \quad \text{Para concreto com } fck \leq 50 \text{Mpa.}$$

Sendo que o coeficiente  $\alpha_E$  depende do tipo de brita a ser utilizada na composição do material. Neste caso será considerada a brita do tipo Gnaisse assim  $\alpha_E = 1,0$ . Determinando o  $E_{ci}$  consegue-se obter o módulo de elasticidade secante através da seguinte equação:

$$E_{conc} = \alpha_i E_{ci}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{fck}{80} \leq 1,0$$

É importante ressaltar que os valores do  $fck$  devem ser utilizados na equação em Mpa. Com essas equações se consegue determinar o módulo de elasticidade secante do concreto, para um  $fck$  de 25Mpa.

$$E_{ci} = 1,0 \times 5600 \sqrt{25} = 28000 \text{Mpa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{25}{80} \leq 1,0 = 0,8625$$

$$E_{conc} = 0,8625 \times 28000 = 24150 \text{ Mpa ou } 2415 \text{ kN/cm}^2$$

- **Outras propriedades importantes para análise do concreto**

Outros parâmetros do concreto armado são de extrema importância para que se possa realizar uma análise criteriosa da estrutura. Como o coeficiente de Poisson ( $\nu_{conc}$ ) que segundo o item 8.2.9 da NBR6118:2014 diz que pode ser adotado 0,2 quando a tensão de compressão não atinja 50% da resistência à compressão e nem ultrapasse a tensão de tração do concreto ( $f_{ct}$ ). E o peso específico do concreto armado será considerado  $25\text{kN/m}^3$ .

- **Carregamento e dimensionamento do bloco de concreto**

Este presente trabalho não tem como mérito o dimensionamento dos blocos de concreto para esforços verticais e flexo-compressão devido a cargas horizontais de ventos e desaprumo. Portanto nos apêndices A e B constam a verificação e a especificação do bloco para resistir a esses esforços solicitantes na estrutura. Sendo que no apêndice A consta as cargas verticais atuantes na estrutura enquanto que no outro é analisado as condições impostas por norma para determinação da resistência do material. Chegou-se assim a uma resistência à compressão simples do bloco ( $f_{bk}$ ) do primeiro pavimento de  $14\text{Mpa}$ .

- **Módulo de elasticidade da alvenaria ( $E_{alv}$ )**

Segundo a norma NBR 15961-1:2011 item 6.1.6, o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria composta por blocos de concreto é calculado de acordo com a seguinte equação:

$$E_{alv} = 800f_{pk}$$

Onde  $f_{pk}$  por definição pela mesma norma é a resistência característica à compressão simples do prisma. Sendo que o prisma é o elemento ou corpo de prova formado pelo conjunto de dois blocos com a argamassa fazendo a ligação dos mesmos. Devido ao estado de tensões que o

prisma fica submetido durante um ensaio de compressão, sua resistência é por volta de 70% da resistência do bloco, por recomendação. Assim pode-se adotar que:

$$f_{pk} = 0,7f_{bk}$$

Portanto:

$$f_{pk} = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ Mpa}$$

$$E_{alv} = 800 \times 9,8 = 7840 \text{ Mpa ou } 784 \text{ kN/cm}^2$$

- **Outras propriedades importantes para análise da alvenaria**

Outros fatores que influenciam nessa análise é o coeficiente de Poisson da alvenaria ( $\nu_{alv}$ ) que de acordo com a NBR 15961-1:2011 item 6.1.6 pode ser adotado como 0,2. O peso específico da parede de blocos de concreto ( $\gamma_{alv}$ ) sendo este igual a 14 kN/m<sup>3</sup>.

- **Carregamentos considerados na estrutura para a modelagem**

Seguindo a NBR 6120:1980, Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Além do peso próprio das estruturas foram consideradas as seguintes sobrecargas na estrutura, considerando um edifício residencial:

**Dormitório, sala, cozinha e banheiro = 1,5kN/m<sup>2</sup>**

**Área de serviço = 2kN/m<sup>2</sup>**

**Escada sem acesso ao público = 2,5kN/m<sup>2</sup>**

Todos esses valores incluindo o fator de majoração de 1,4 ( $\gamma_f$ ) já foram calculados na planilha em anexo.

#### 4.2.2 Modelo Computacional

A análise do modelo computacional foi feita no Sap2000. Porém foi utilizado como ferramenta de auxílio para o desenho da estrutura o software Autocad. Feito isso, a estrutura foi importada para o software de cálculo e suas paredes foram discretizadas. Após isso foi adicionado os carregamentos provenientes dos carregamentos verticais na estrutura. Ressalta-se que nesse estudo não foi levado em consideração os carregamentos horizontais. Com isso a estrutura ficou como apresentada nas figuras abaixo.

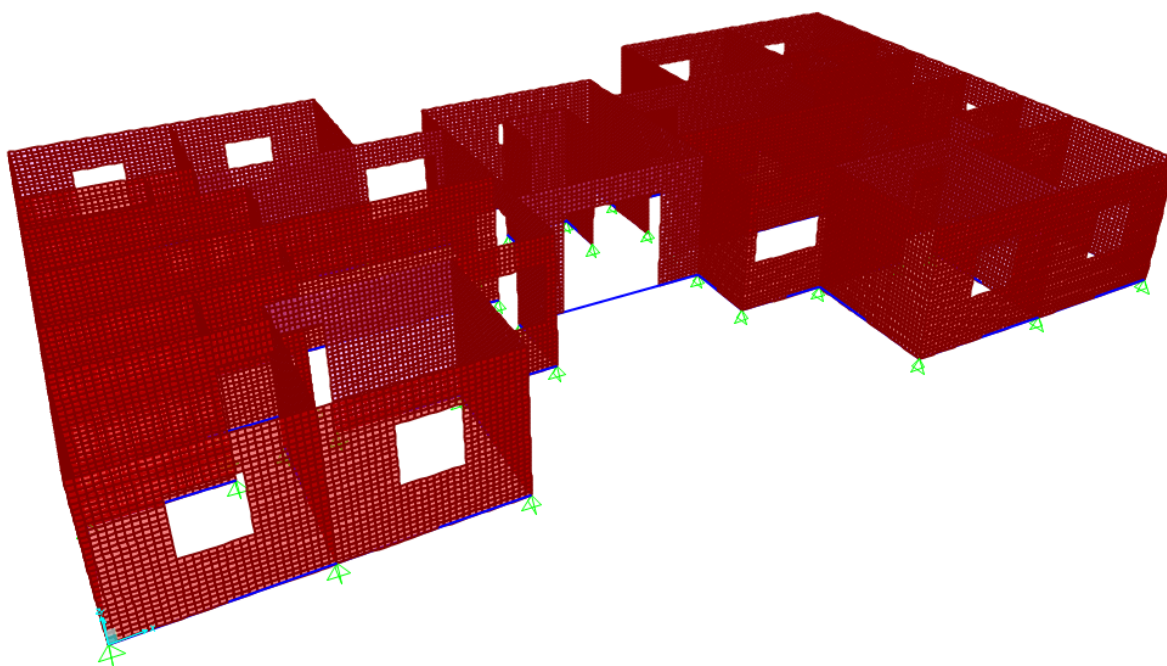


Fig. 4.8 – Estrutura com as paredes discretizadas no Sap2000. – Elaborado pelo autor

A figura 4.9 mostra a estrutura renderizada, sendo este um artifício do software para melhor visualização do modelo.

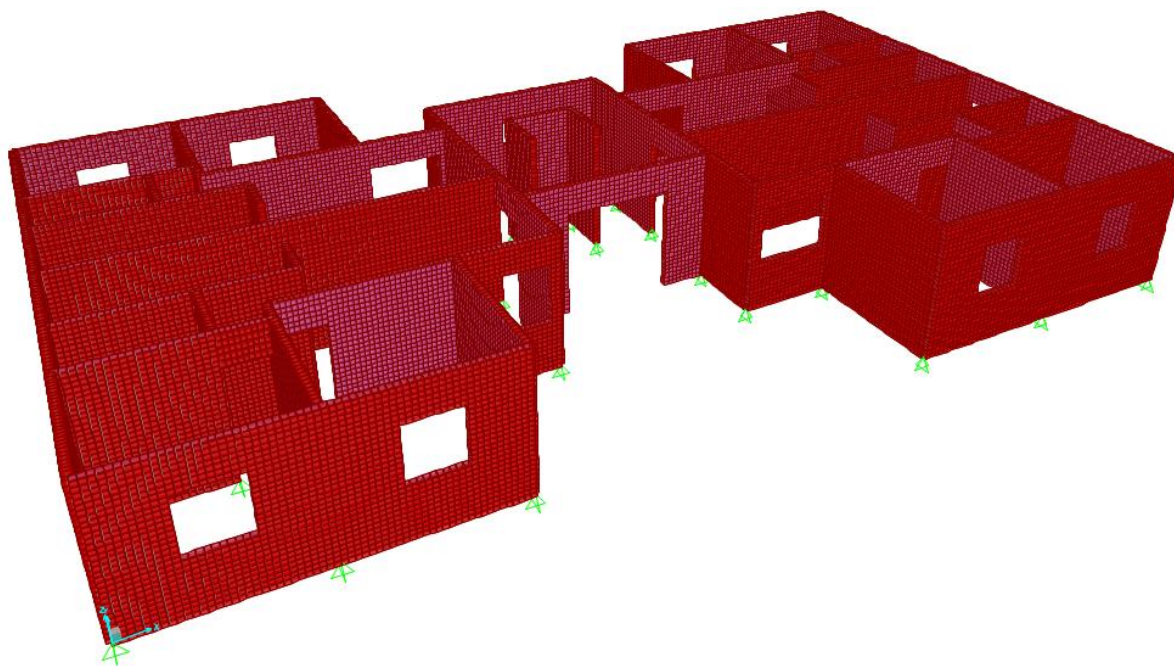


Fig. 4.9 – Estrutura renderizada no Sap2000. – Elaborado pelo autor

A estrutura será analisada com as vigas nas dimensões de  $20 \times 20 \text{cm}^2$ ,  $20 \times 60 \text{cm}^2$  e  $20 \times 100 \text{cm}^2$ .

### 4.2.3 Análise da Parede 1, parede com furos

Como mencionado anteriormente, serão analisadas as duas mais expressivas paredes do modelo. As tensões analisadas serão pelo sap as tensões no sentido S11, S22 e S12 além dos esforços solicitantes aplicado na viga. Abaixo segue a referência utilizada para as tensões.

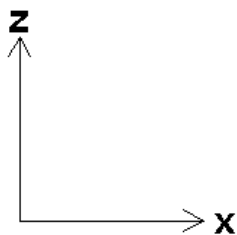


Fig. 4.10 Coordenada de eixos utilizados no modelo. – Elaborado pelo autor

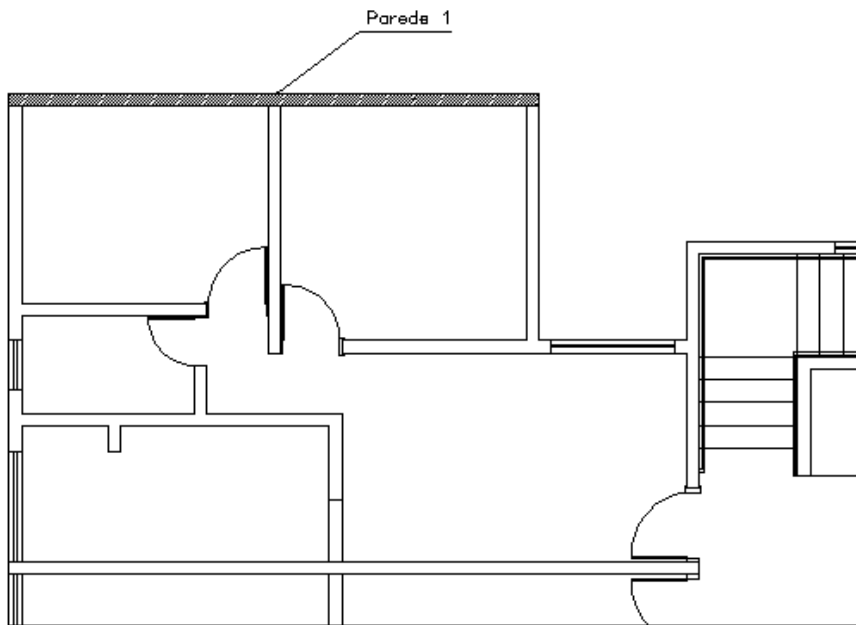


Fig. 4.11 - Identificação da Parede 1 na planta arquitetônica. – Elaborado pelo autor

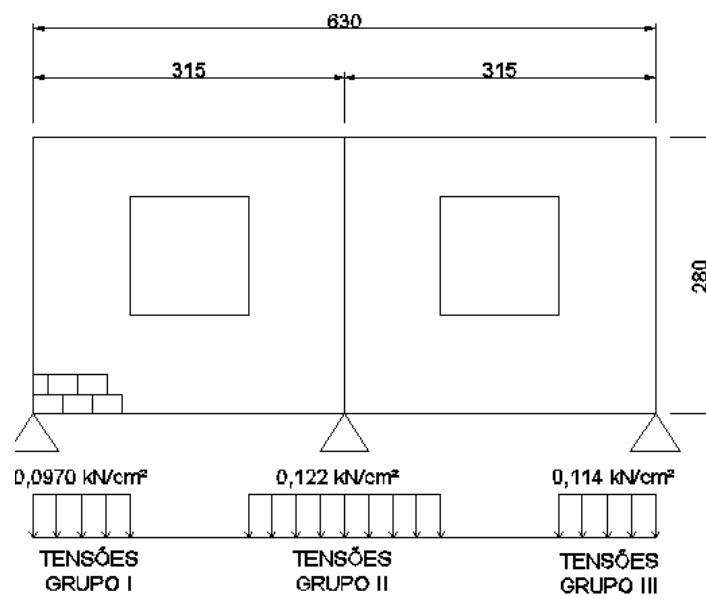


Fig. 4.12 – Dimensões da parede 1 e esforços do grupo de paredes (Apêndice A). – Elaborado pelo autor

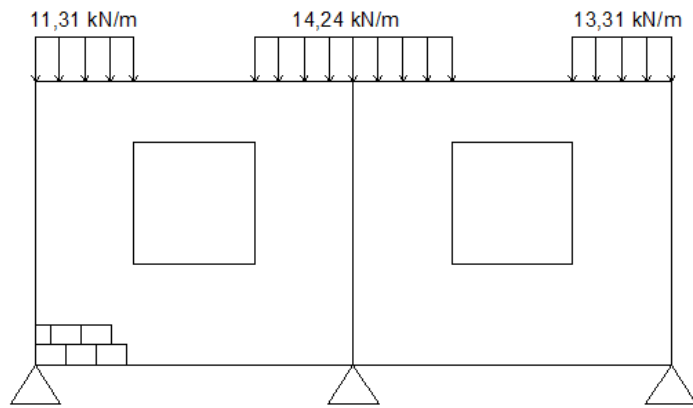


Fig. 4.13 – Carregamentos referente a parede1 (Apêndice A). – Elaborado pelo autor

- Análise da parede 1 para viga com 14x20 cm de altura

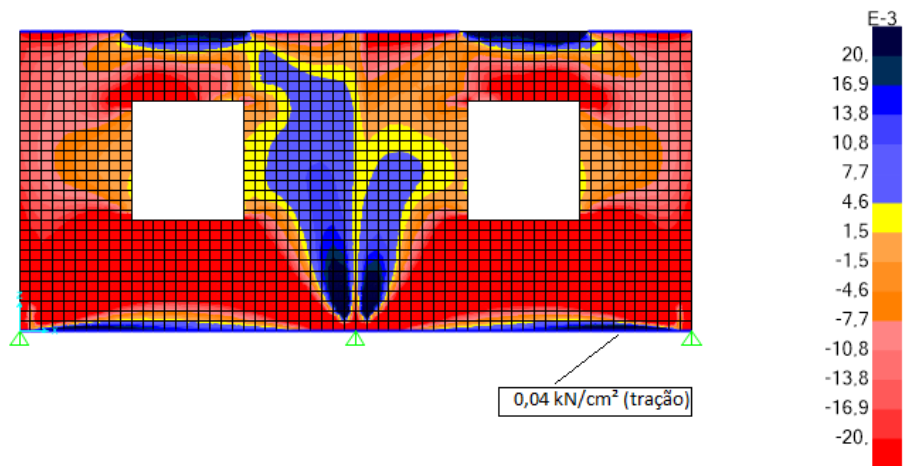


Fig. 4.14 – Tensões S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

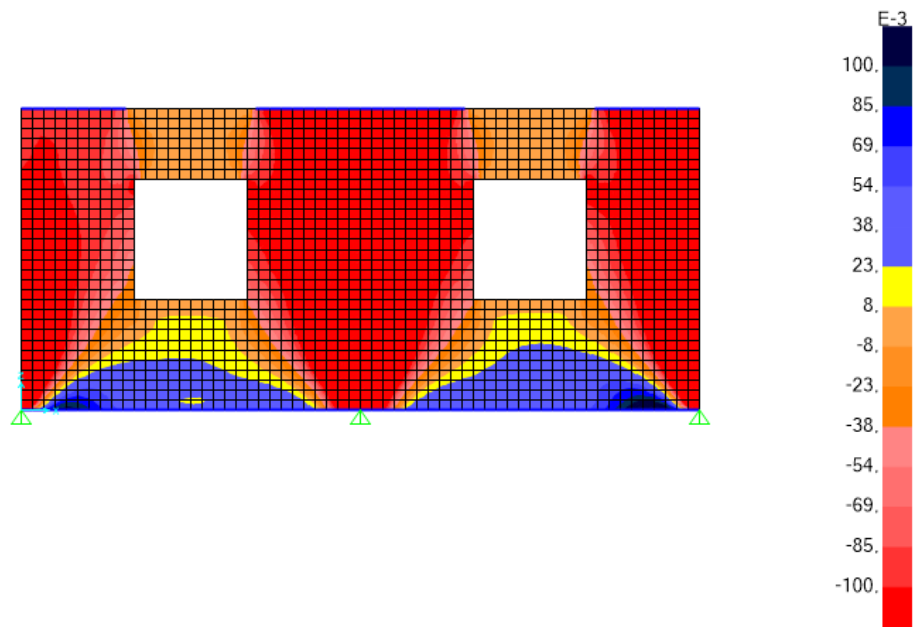


Fig. 4.15 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

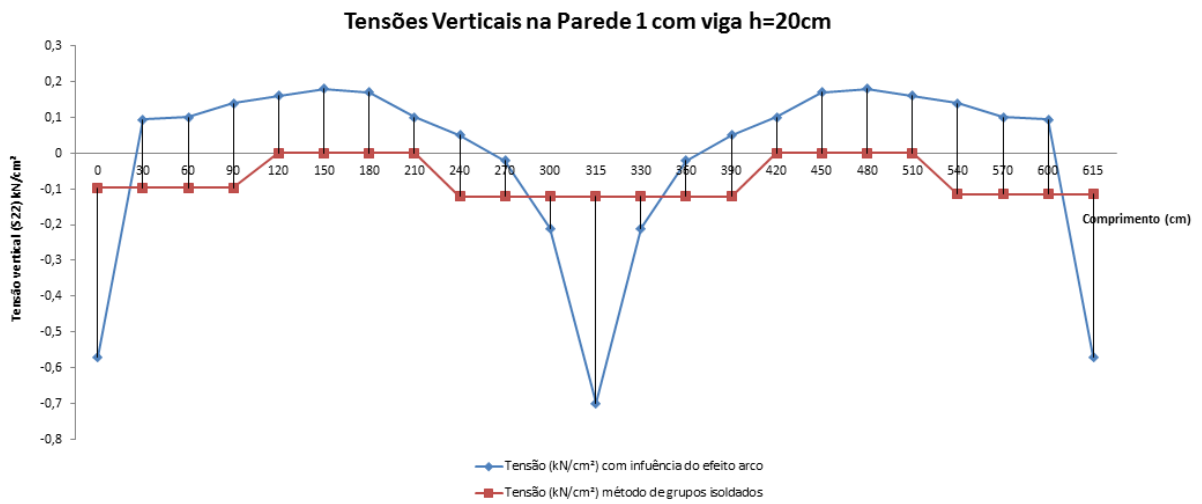


Fig. 4.16 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor



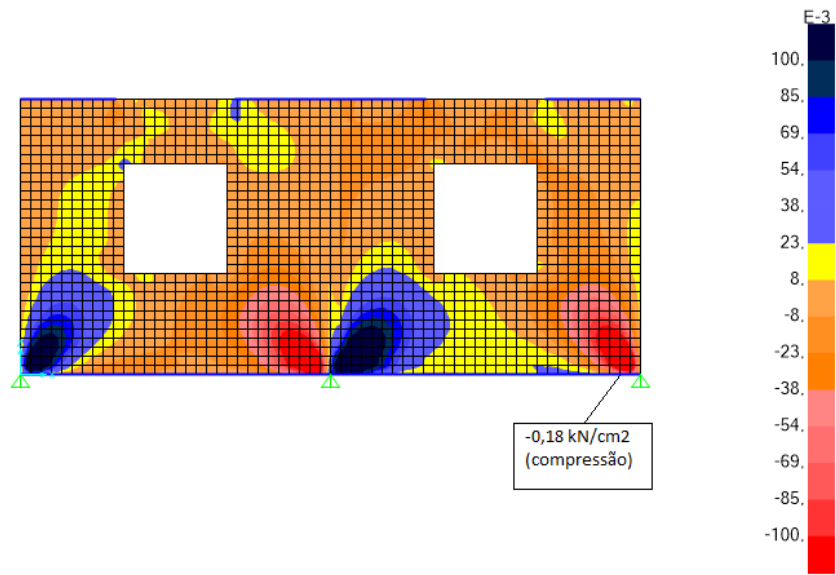


Fig. 4.17 – Tensões S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor

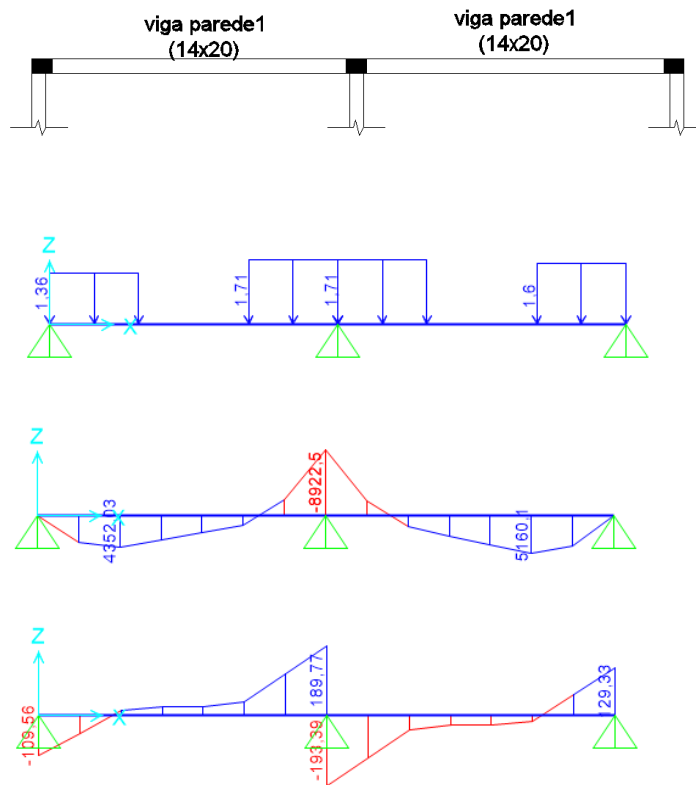


Fig. 4.18 – Esforços solicitantes na viga da parede 1, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

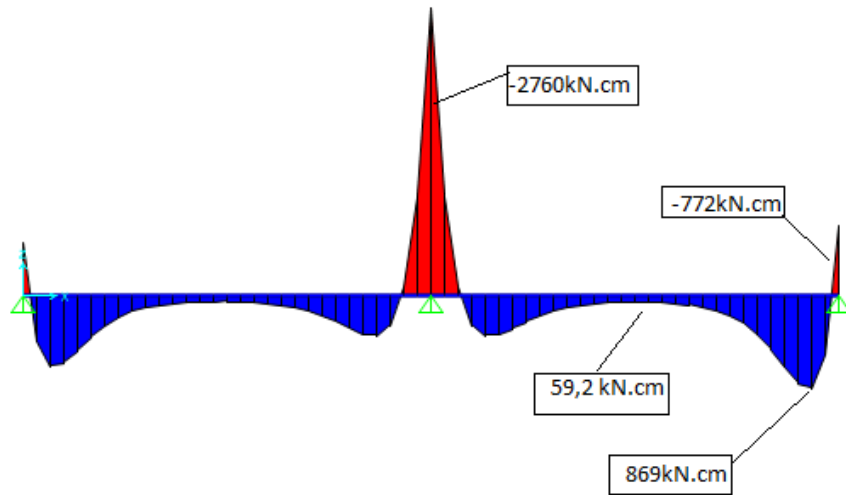


Fig. 4.19 – Diagrama de momento fletor na viga, de 20 cm de altura, da parede 1 . – Elaborado pelo autor

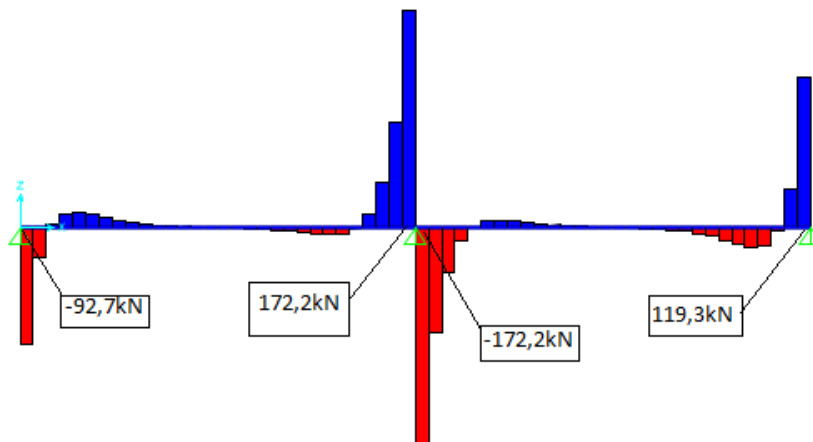
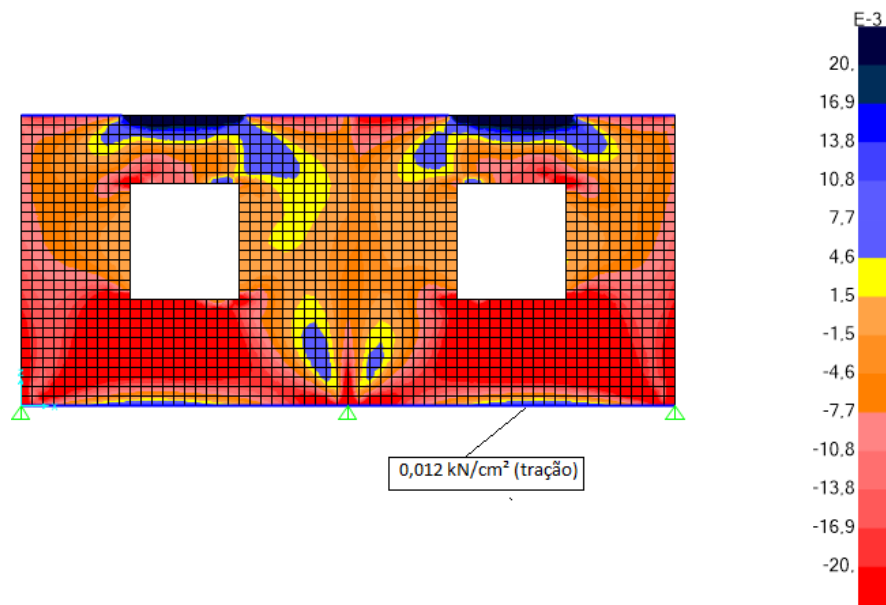


Fig. 4.20 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 20 cm de altura, da parede 1 . – Elaborado pelo autor

Na parede 1 com a viga com 20 cm de altura tem alguns pontos a se destacar, no modelo com a tensão no sentido S11 (horizontal), figura 4.14, se observa que a viga se comporta como um tirante, sendo solicitada com o esforço axial de tração. Nessa mesma imagem se observa tensões de tração entre os furos das janelas. Enquanto que na figura 4.15 fica claro que o efeito arco fica bem visível na base da parede. Enquanto que na viga o momento fletor é reduzido no meio do seu vão e aparece a ocorrência de um momento negativo na sua extremidade, isso

ocorre porque devido a pouca rigidez da viga acontece uma transferência de esforço para a parede adjacente ocasionando na criação de um momento negativo. Outro ponto a se destacar é a diferença entre esforços solicitantes não considerando o efeito e considerando o mesmo. Isso acontece porque o efeito arco acontece tensões de tração que alteram o comportamento clássico das vigas, ou seja, alterando o comportamento das mesmas.

- **Análise da parede 1 para viga com 14x60 cm de altura**



**Fig. 4.21 – Tensões S11( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor**

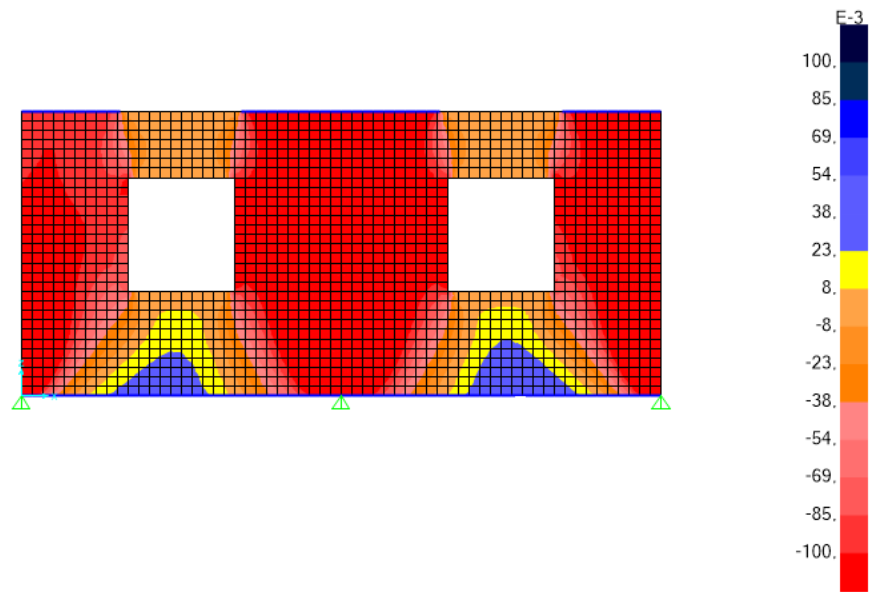


Fig. 4.22 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

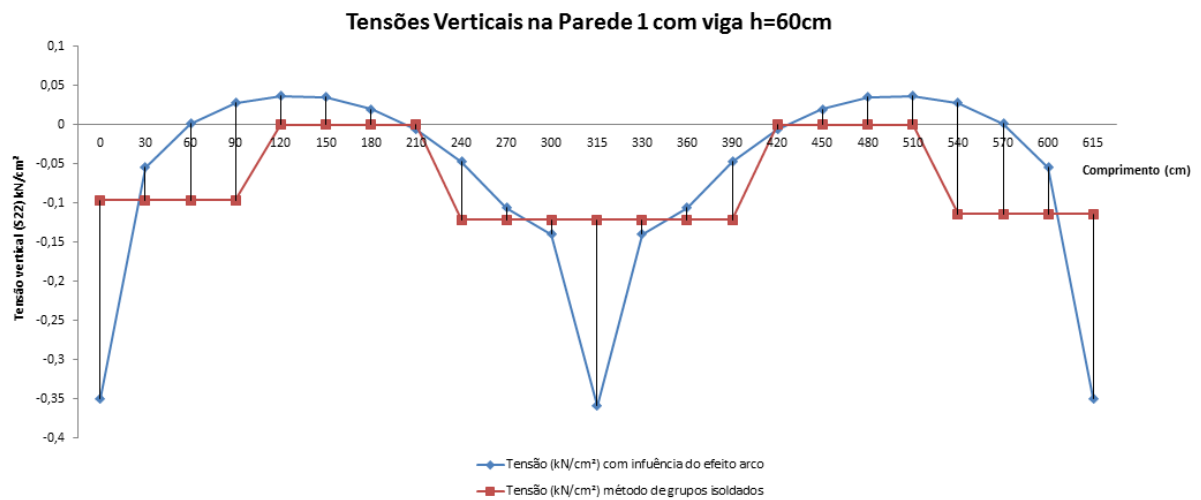
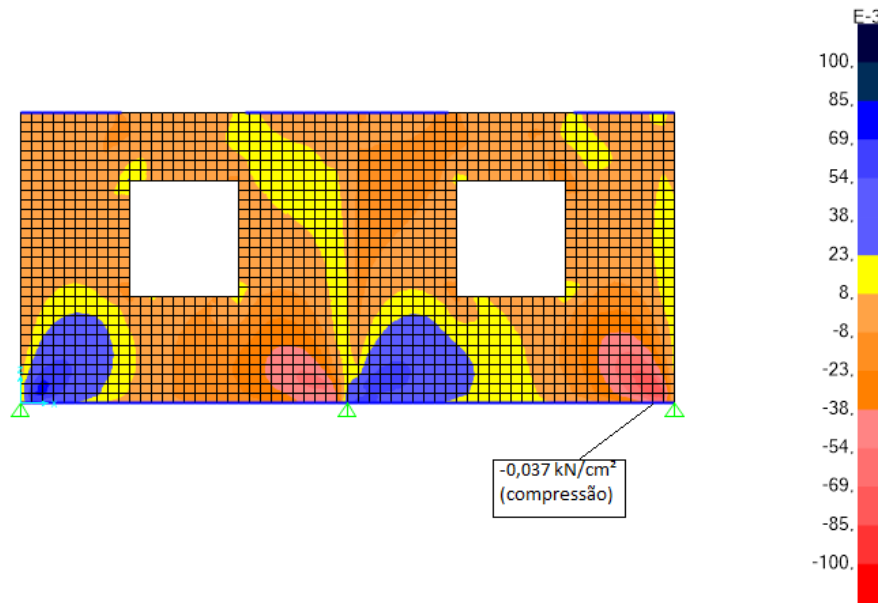
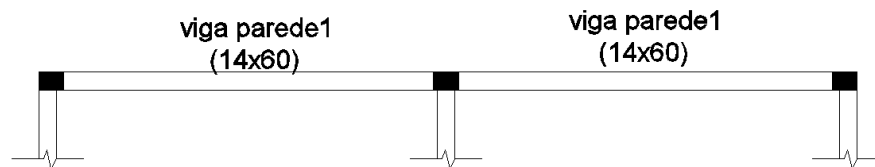


Fig. 4.23 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor



**Fig. 4.24 – Tensões S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor**

Aumentando a viga com altura de 60 cm percebe uma diminuição no efeito arco da parede analisada, porém ainda ocorrendo. Esse efeito pode ser observado na figura 4.22. Outro ponto a se analisar é a redução das tensões de tração entre os furos das janelas na tensão S11 (horizontal) observado na figura 4.21. Com a figura 4.23 fica clara a redução da faixa de parede onde as tensões verticais de tração ocorrem. Os valores das mesmas também diminuem relativamente. Nas duas figuras abaixo é feito um comparativo entre os momentos da viga rígida e da viga flexível sobre a parede.



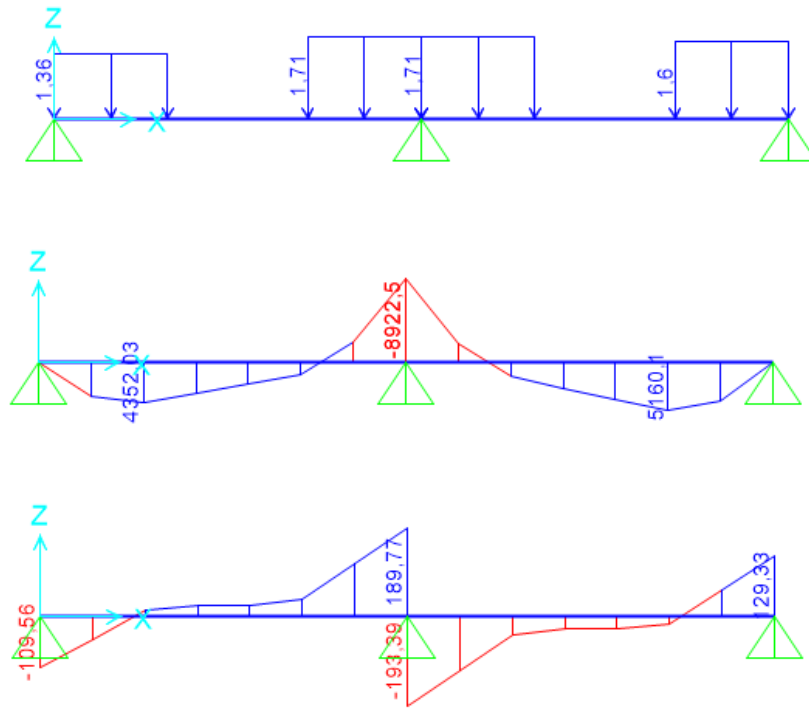


Fig. 4.25 – Esforços solicitantes na viga da parede 1, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

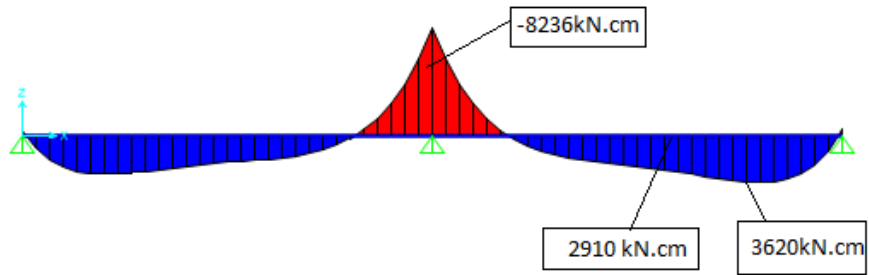


Fig. 4.26 – Diagrama de momento fletor na viga da parede 1. – Elaborado pelo autor

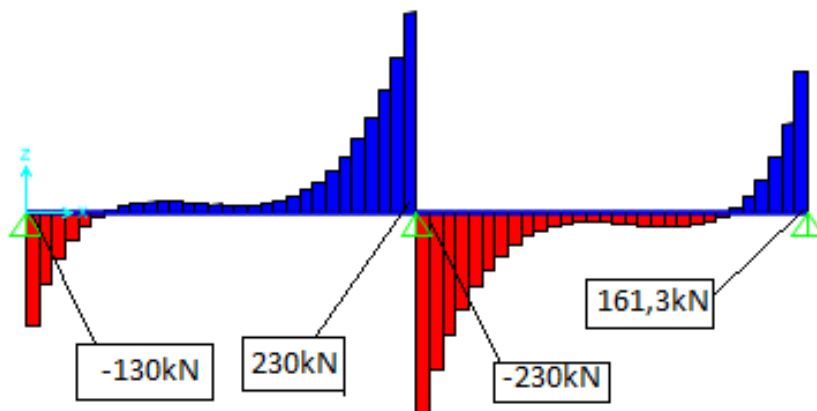


Fig. 4.27 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 60 cm de altura, da parede 1 . – Elaborado pelo autor

Os esforços solicitantes na viga ocorrem uma aproximação maior em relação aos esforços aplicados na estrutura sem a consideração do efeito.

- **Análise da parede 1 para viga de 14x100cm de altura**

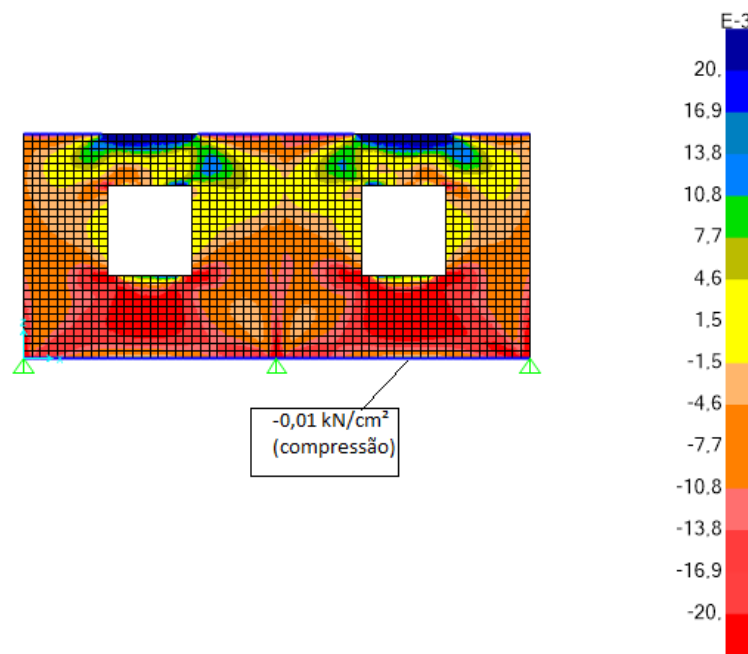


Fig. 4.28 – Tensão S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

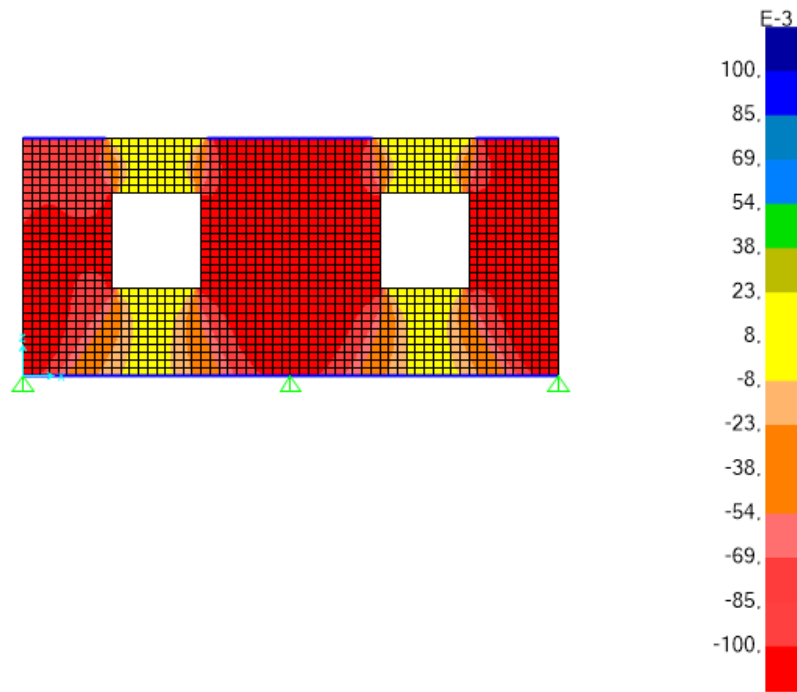


Fig. 4.29 – Tensão S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

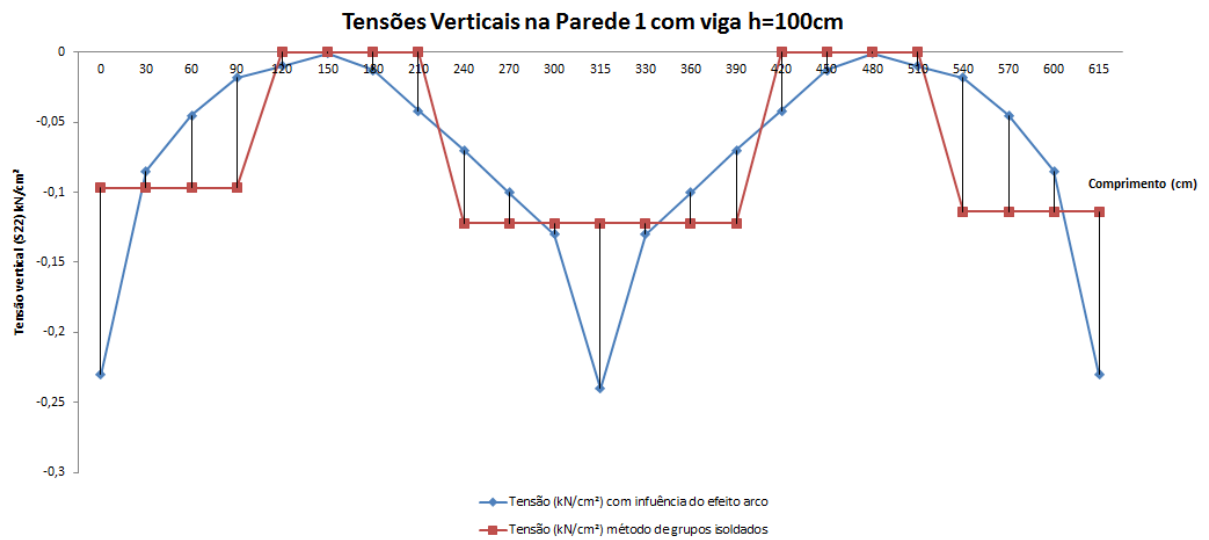


Fig. 4.30 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor



Analisando graficamente a tensão vertical (S22) acima, se percebe que as tensões atuantes são sempre de compressão. Ou seja, as tensões estão todas abaixo da linha nula de tensão. Outro ponto a se destacar é que em um determinado ponto da parede a tensão é praticamente nula ficando muito próxima da linha nula do gráfico. Uma outra análise a ser feita é que as tensões divergem da calculada pelo método de grupos isolados.

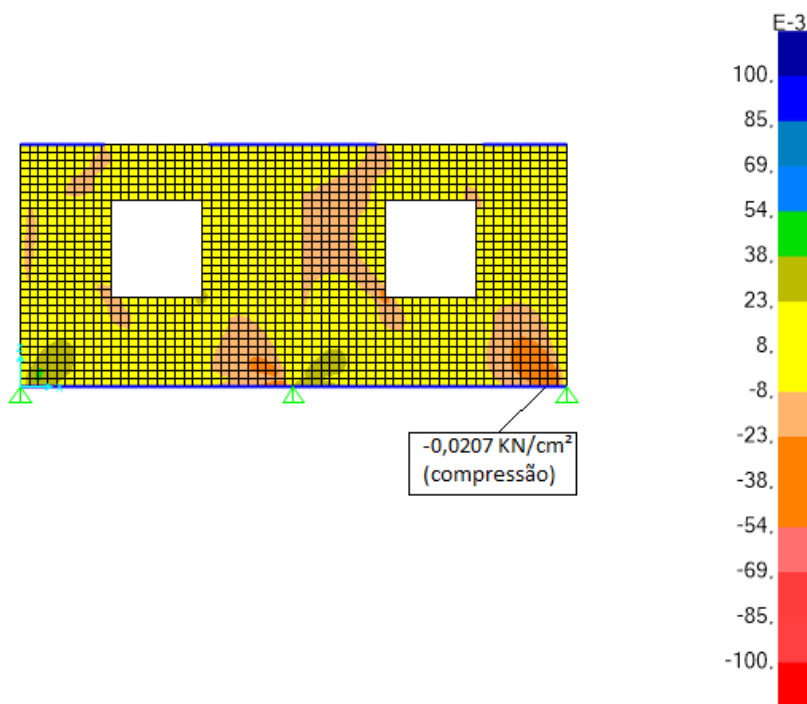
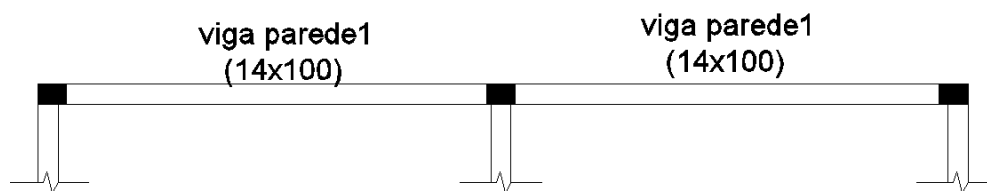


Fig. 4.31 – Tensão S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor



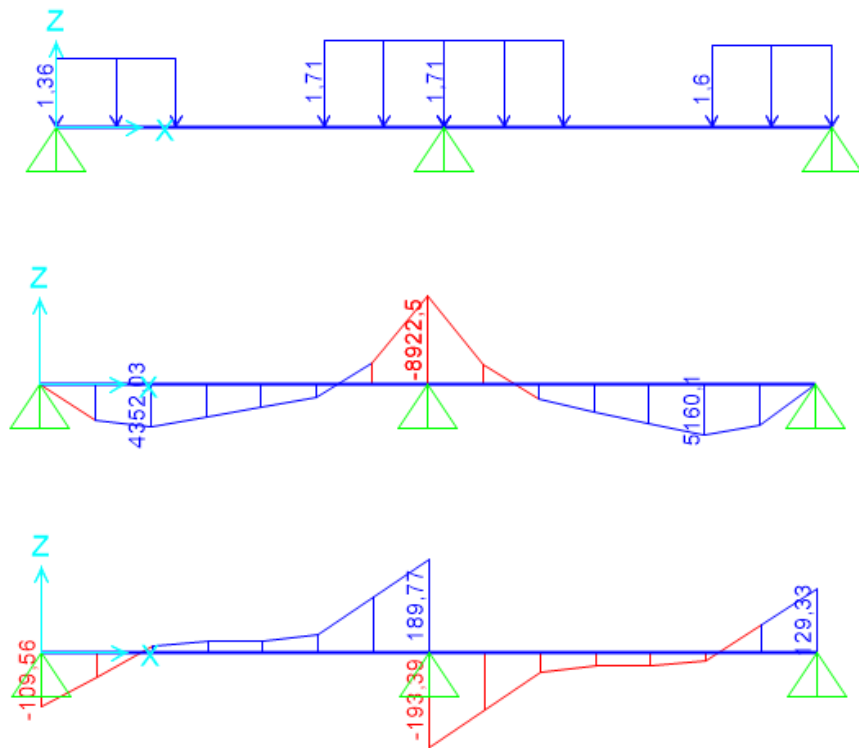


Fig. 4.32 – Esforços solicitantes na viga da parede 1, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

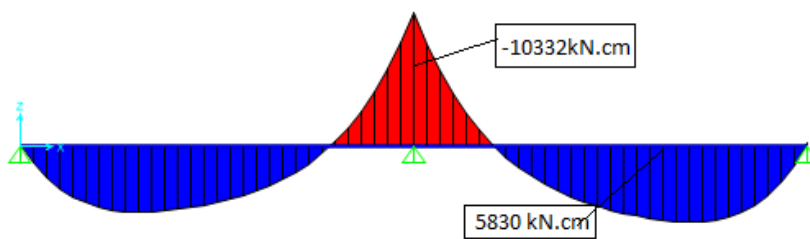


Fig. 4.33 – Diagrama de Momento da viga da parede 1. – Elaborado pelo autor

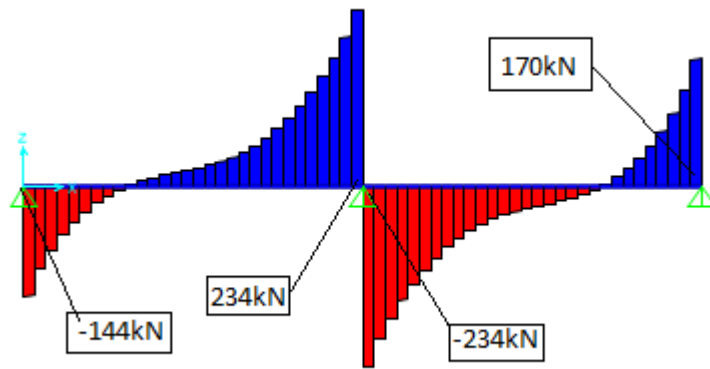


Fig. 4.34 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 100 cm de altura, da parede 1 . – Elaborado pelo autor

Passando a viga para uma altura de 100 cm os esforços de tração na parede se reduzem para praticamente zero. E os esforços solicitantes na viga ficam bem mais próximos aos valores encontrados utilizando os métodos clássicos da teoria das estruturas. Porém ainda com alguma variação devido à consideração dos efeitos de deformação da viga ocasionando o efeito arco.

#### 4.2.4 Análise da Parede 2, parede cega

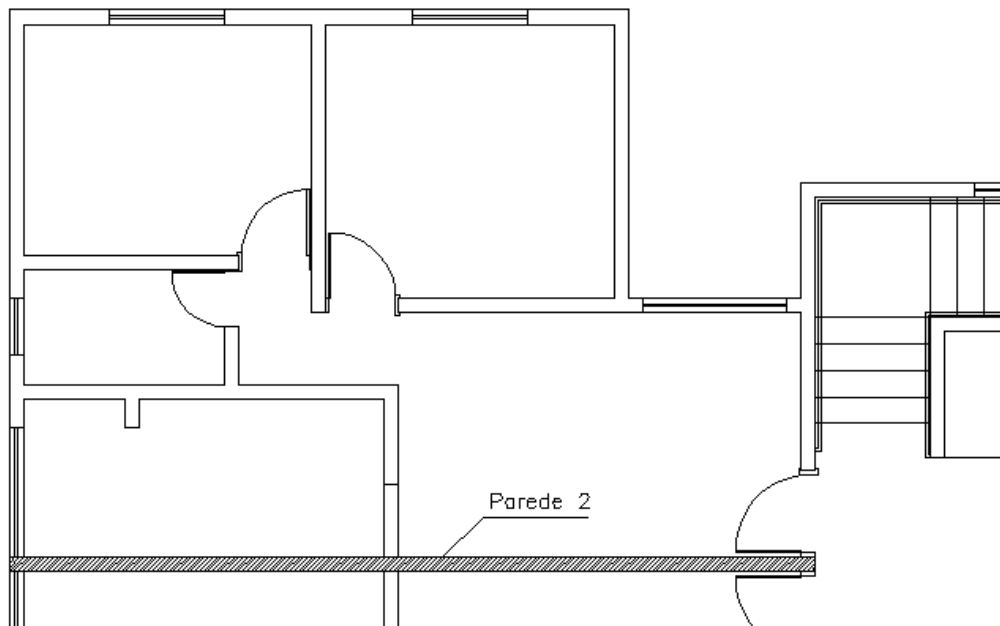
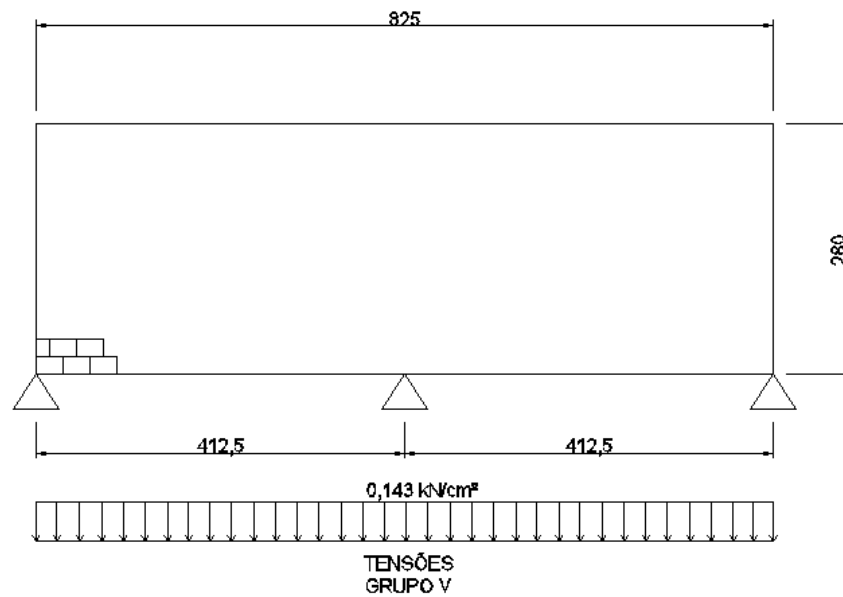
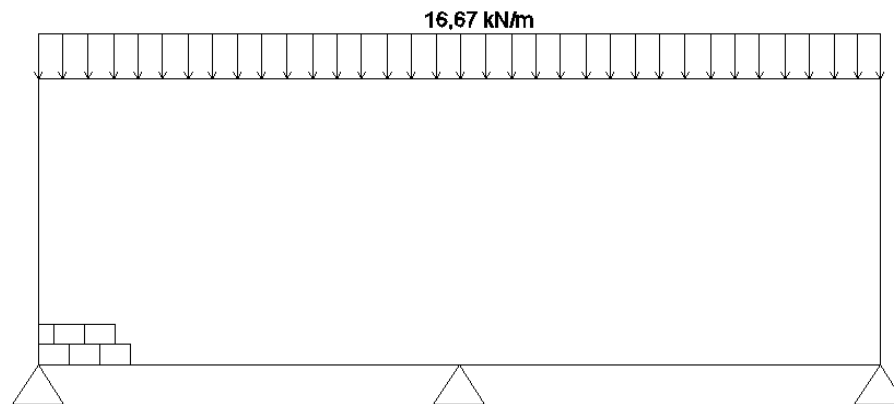


Fig. 4.35 - Identificação da Parede 2 na planta arquitetônica. – Elaborado pelo autor



**Fig. 4.36 – Dimensões da parede 2 e esforços do grupo de paredes (Apêndice A). – Elaborado pelo autor**



**Fig. 4.37 – Carregamento referente a parede 2 (Apêndice A). – Elaborado pelo autor**

- Análise da parede 2 para viga de 14x20 cm de altura

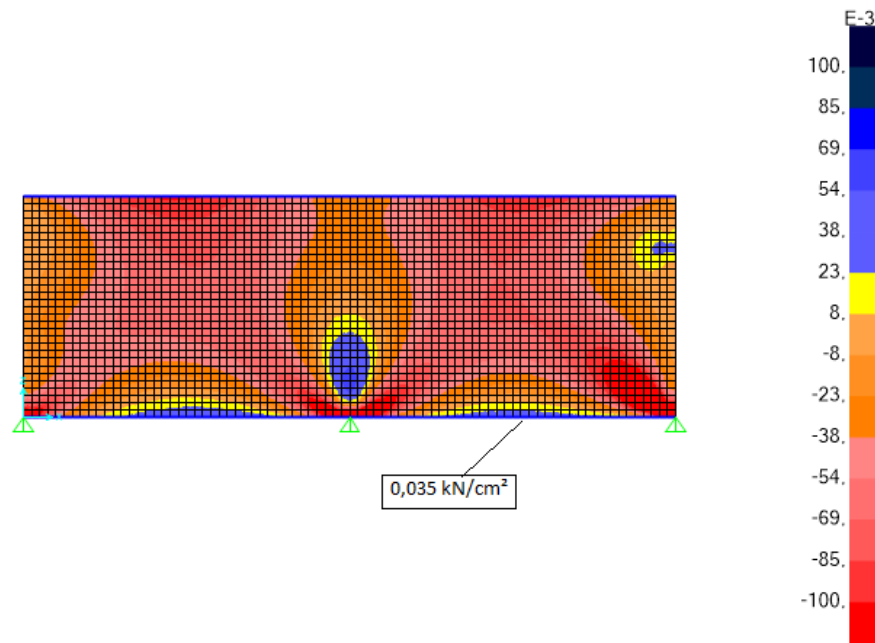


Fig. 4.38 – Tensões S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

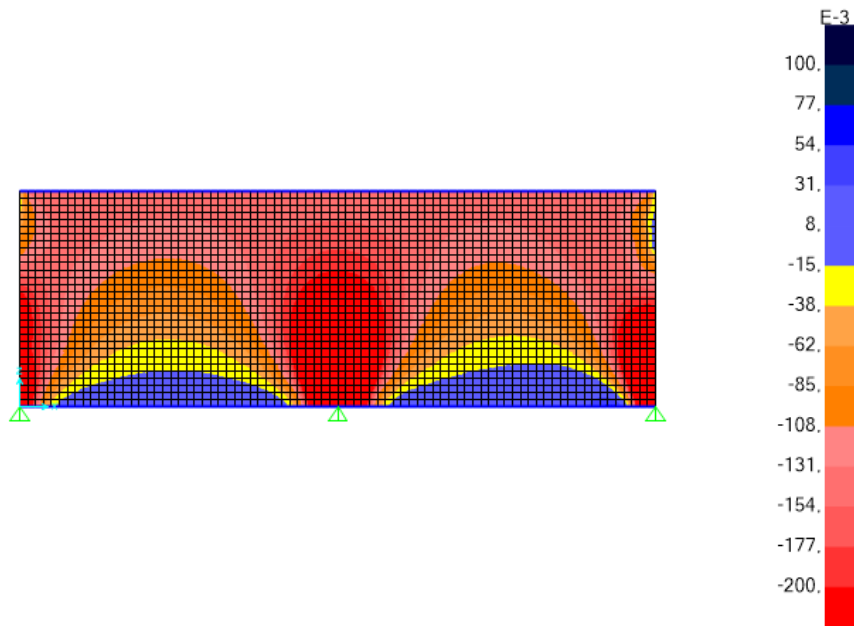


Fig. 4.39 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

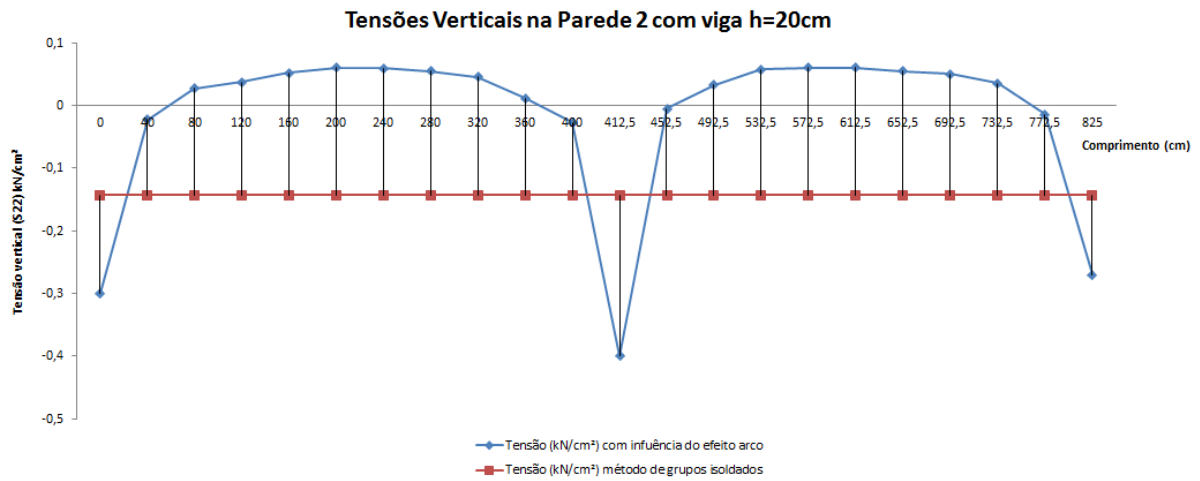


Fig. 4.40 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor

Ressalta-se nessa análise a grande faixa de comprimento de esforço de tração na base da parede.

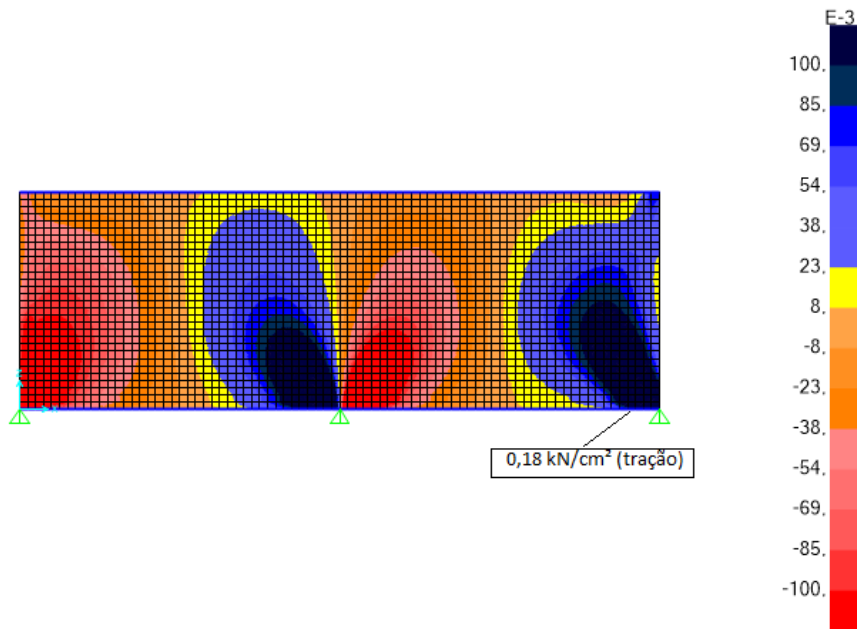


Fig. 4.41 – Tensões S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor

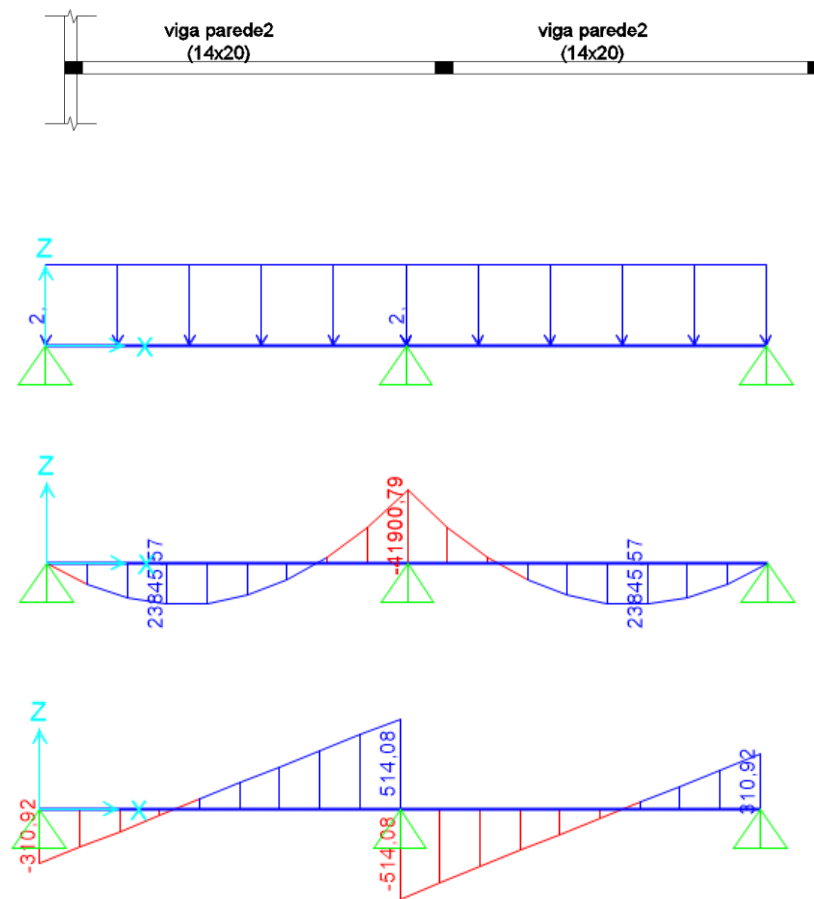


Fig. 4.42 – Esforços solicitantes na viga da parede 2, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

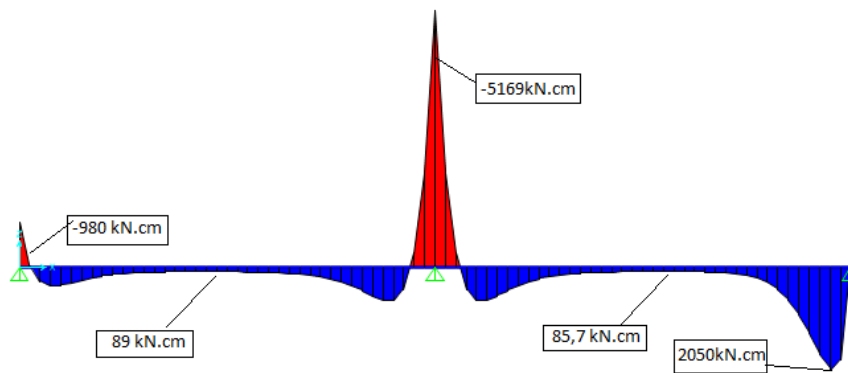


Fig. 4.43 – Diagrama de momento fletor na viga, de 20 cm de altura, da parede 2 . – Elaborado pelo autor

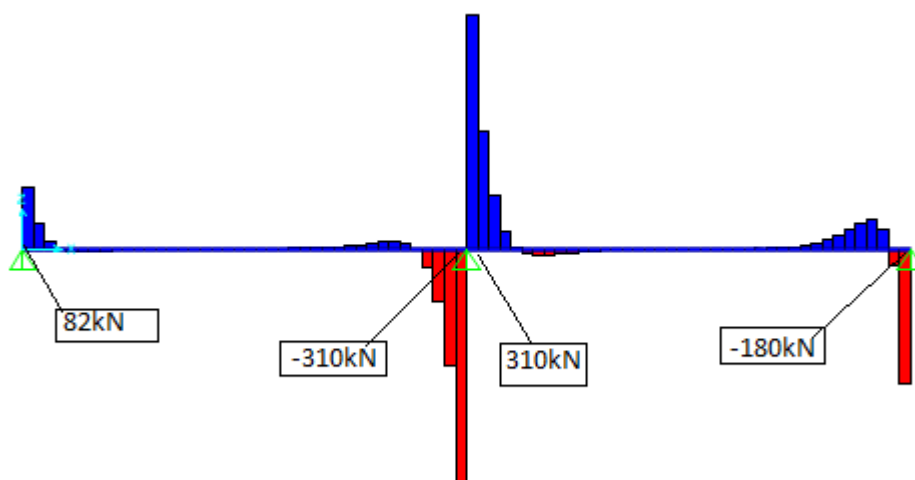


Fig. 4.44 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 20 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

Para a parede 2, se analisa que acontece a mesma situação da parede anterior. Esforços de tração na parede nas duas direções e a viga bem flexível com os momentos no meio do vão reduzidos com uma colaboração da parede adjacente, ocorrendo momento negativo na extremidade da viga. O cisalhamento também se encontra bem concentrado nas bordas da viga. Outro ponto é a divergência do método clássico para o calculado no efeito arco.

- **Análise da parede 2 para viga 14x60 cm de altura**

Nesse ponto da análise da parede 2, o esperado aconteceu uma diminuição dos esforços de tração da parede nos sentidos horizontal e vertical e uma melhor distribuição dos esforços solicitantes na parede e da viga ao longo dos seus respectivos comprimentos. Outro ponto a se destacar nas figuras 4.46 e 4.47 é a diminuição da faixa de comprimento da parede que se comporta com tração, com pontos de tração concentrados próximos ao meio do vão da base da parede. Na figura 4.45 também se verifica a redução da tração axial na viga de apoio.



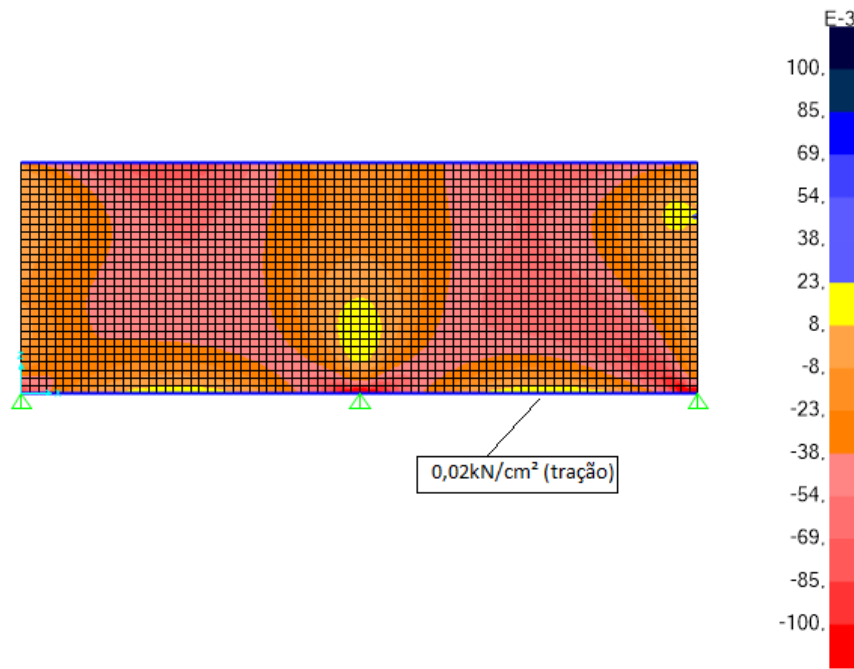


Fig. 4.45 – Tensão S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

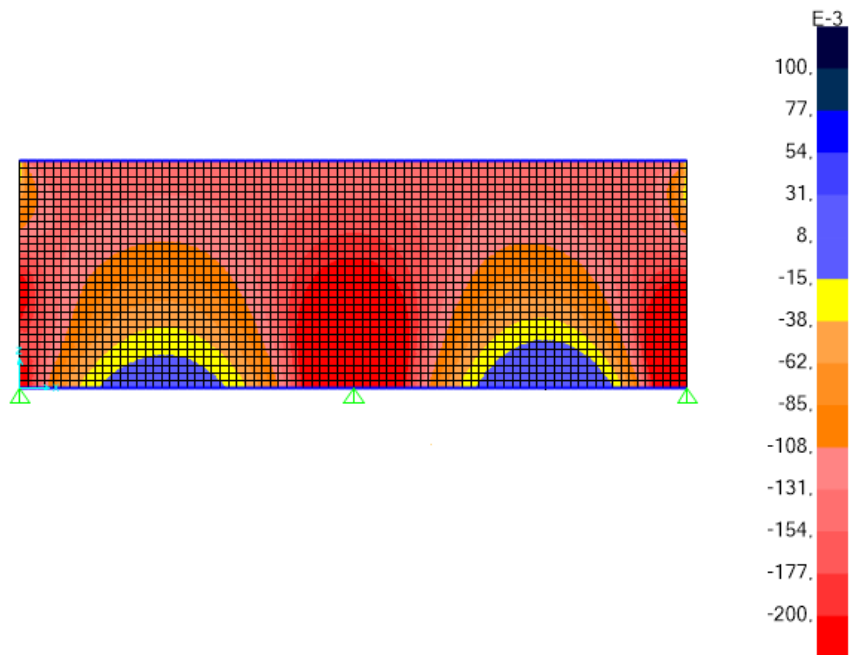


Fig. 4.46 – Tensão S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

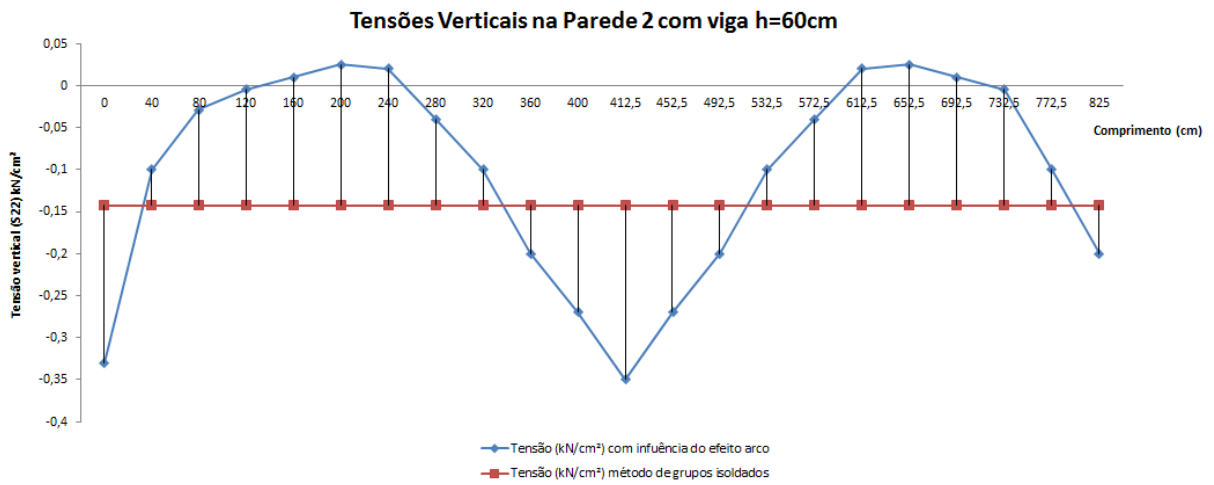


Fig. 4.46 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor

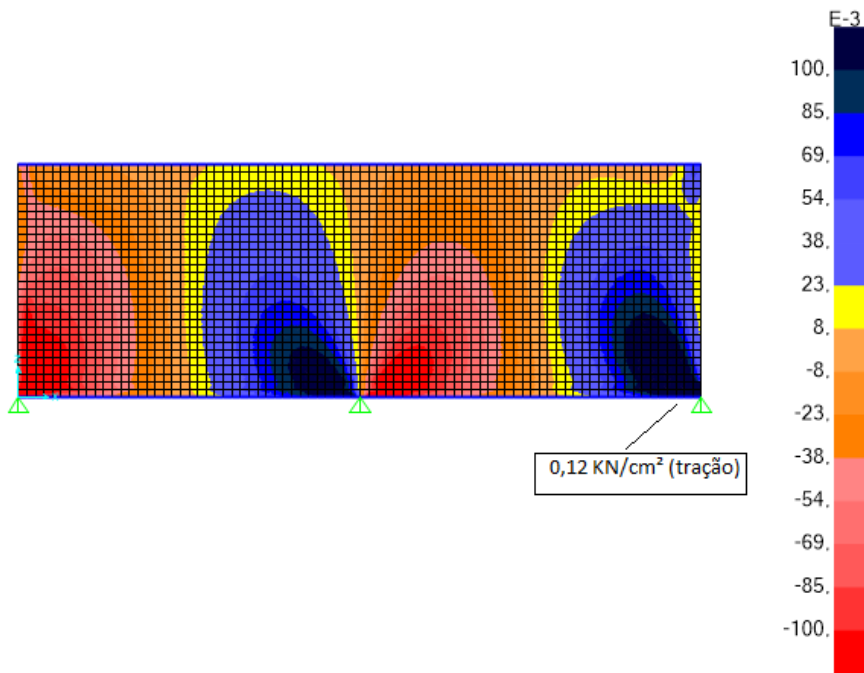


Fig. 4.47 – Tensão S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor

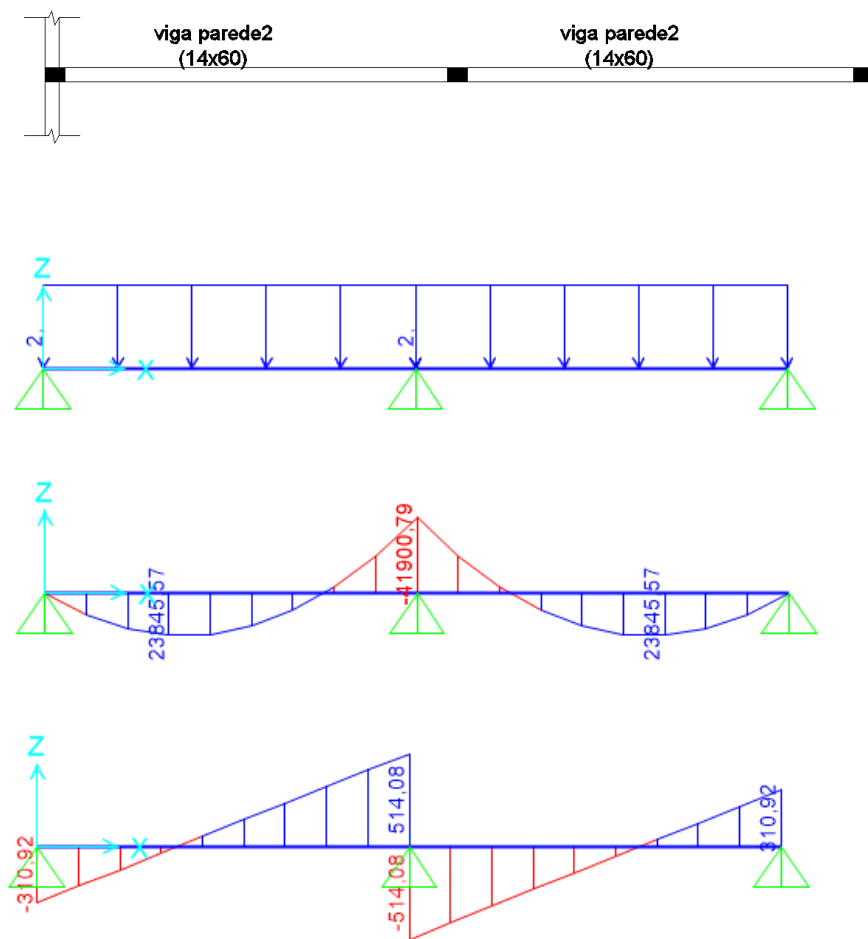


Fig. 4.48 – Esforços solicitantes na viga da parede 2, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

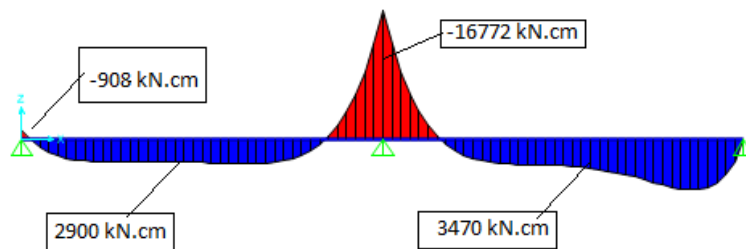


Fig. 4.49 – Diagrama de momento fletor na viga, de 60 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

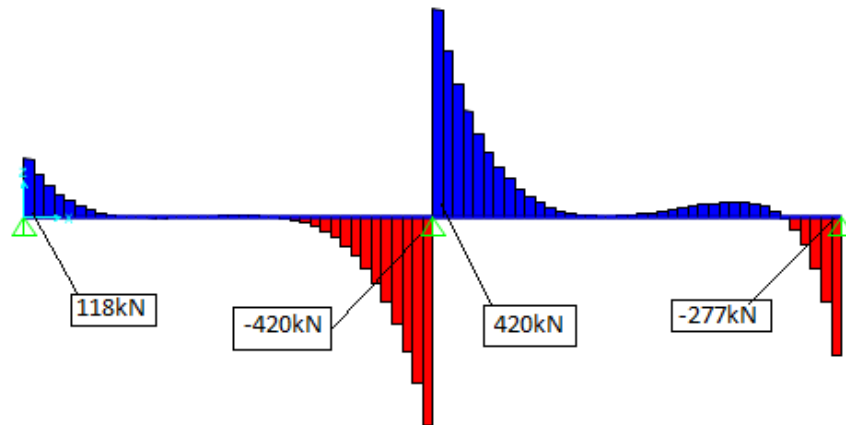


Fig. 4.50 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 100 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

Nesse ponto da análise da parede 2, ocorre uma diminuição dos esforços de tração da parede e uma melhor distribuição dos esforços solicitantes na viga. Porém os efeitos de tração na estrutura ainda acontecem.

- **Análise da parede 2 para viga 14x100 cm de altura**

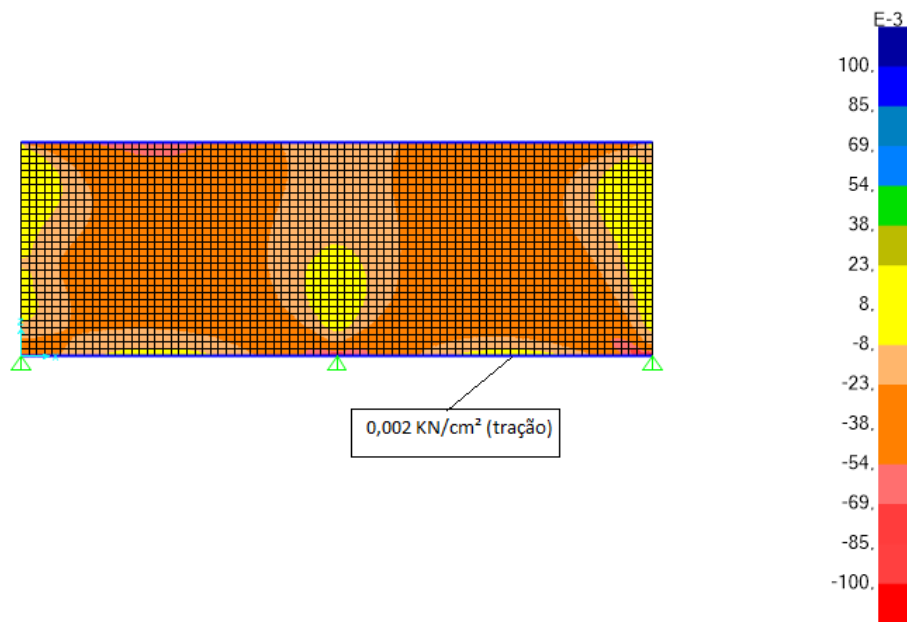


Fig. 4.51 – Tensão S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

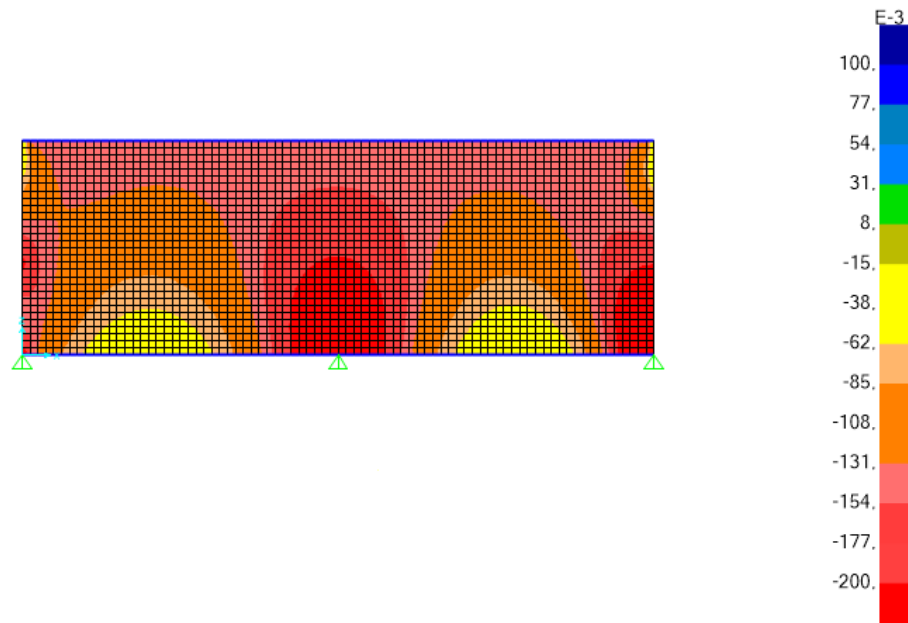


Fig. 4.52 – Tensão S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor

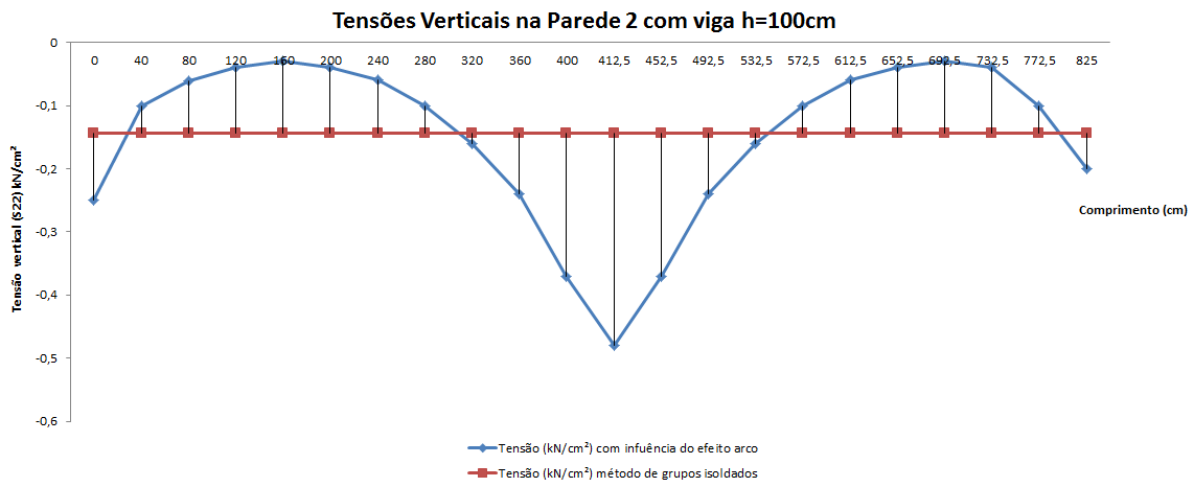


Fig. 4.53 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor

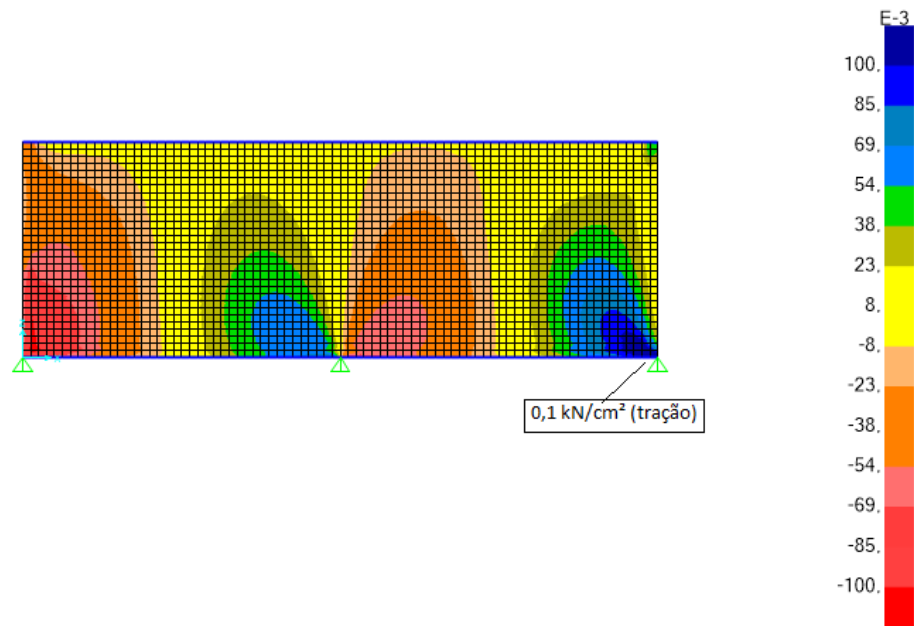
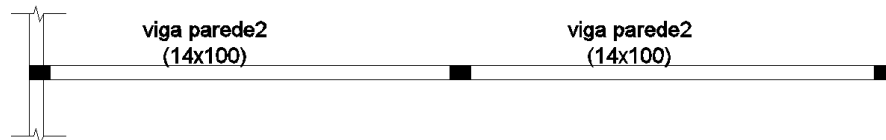


Fig. 4.54 – Tensão S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor

Nas figuras 4.51, 4.52 e 4.53 se observa uma relativa diminuição das tensões de tração no sentido horizontal, enquanto que nas outras figuras se observa a predominância da sollicitação de compressão na estrutura.



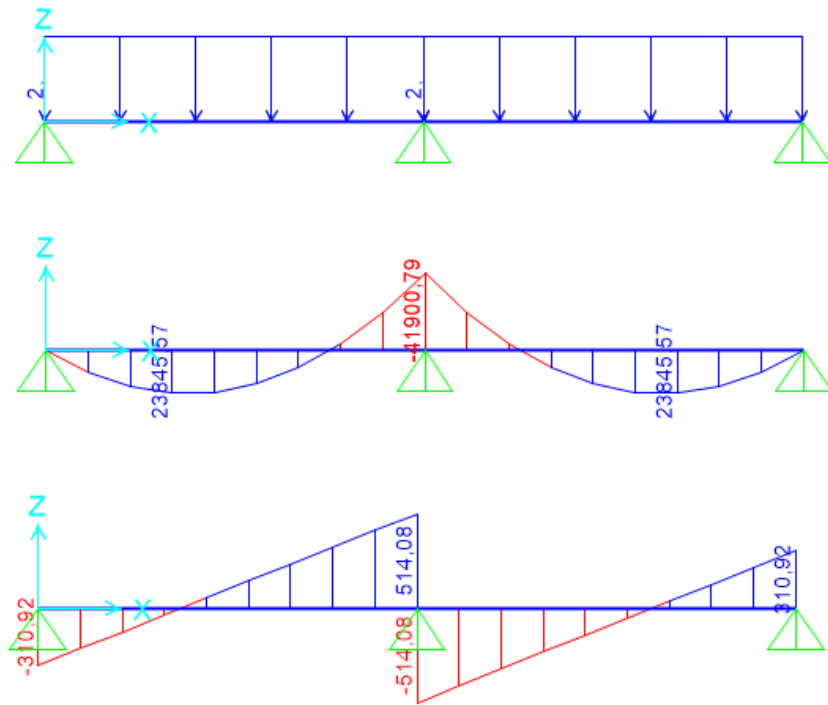


Fig. 4.55 – Esforços solicitantes na viga da parede 2, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

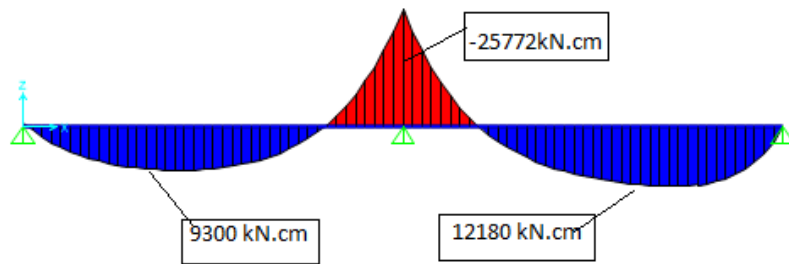


Fig. 4.56 – Diagrama de momento fletor na viga, de 100 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

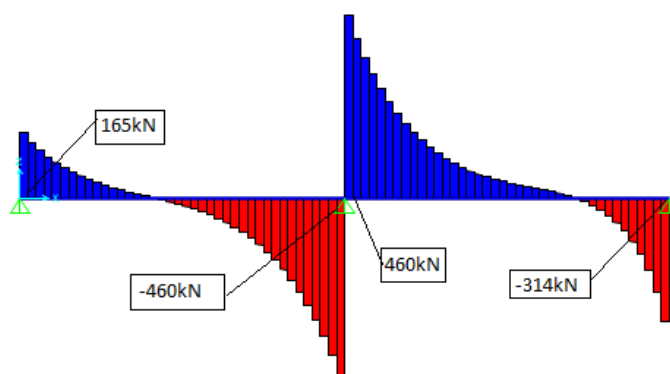


Fig. 4.57 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 100 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

Com a viga em altura de 100 cm se observa que não ocorre mais esforços de tração concentrados na parede. Assim os esforços de compressão já se prevalecem e na viga, os esforços solicitantes se apresentam já de forma parabólica praticamente perfeita, porém seus valores ainda divergem em muito em relação ao cálculo feito manualmente.

#### 4.2.5 Análise dos resultados

Analisando os resultados obtidos nas duas paredes se destaca alguns pontos.

- Na parede 1 acontece a distribuição de tensões conforme descrito pelo autor José Luiz Pereira na figura 3.8 deste trabalho;
- Nas duas paredes enquanto as vigas não se tornam tão rígidas ocorre um pequeno momento negativo na extremidade das mesmas, ou seja, ocorre uma contribuição das paredes adjacentes para a estabilização dos esforços das vigas.
- A parede 2 se torna inviável para combater o efeito arco sem um apoio central devido ao seu vão de 8,25m. Por isso que para a mesma foi necessário o acréscimo de mais um apoio no centro do vão da sua viga de sustentação;



- É bom ressaltar também que ainda na parede 2, o primeiro tramo devido a contribuição da parede adjacente, ocorre uma variação do momento em relação ao momento do segundo tramo;
- Considerando o efeito arco repara-se que a tensão S22 apresenta diferença em relação à tensão do cálculo manual do método de grupos isolados apresentado nas figuras das dimensões das paredes. Isso acontece porque o método de grupos isolados foi considerado um apoio extremamente rígido, ou seja, um apoio indeformável. No efeito arco ocorre um alívio de tensão devido à tração causada na base da parede;

Assim para aumentar a tensão de compressão e tentar aproximar da tensão calculada à mão pelo método de grupos isolados, será feita uma última análise dessa vez apenas da parede 2 com a viga com 150 cm de altura, comprovando assim a análise do resultado citada acima.

#### 4.2.6 Análise da parede 2 com três apoios e a viga com 150cm

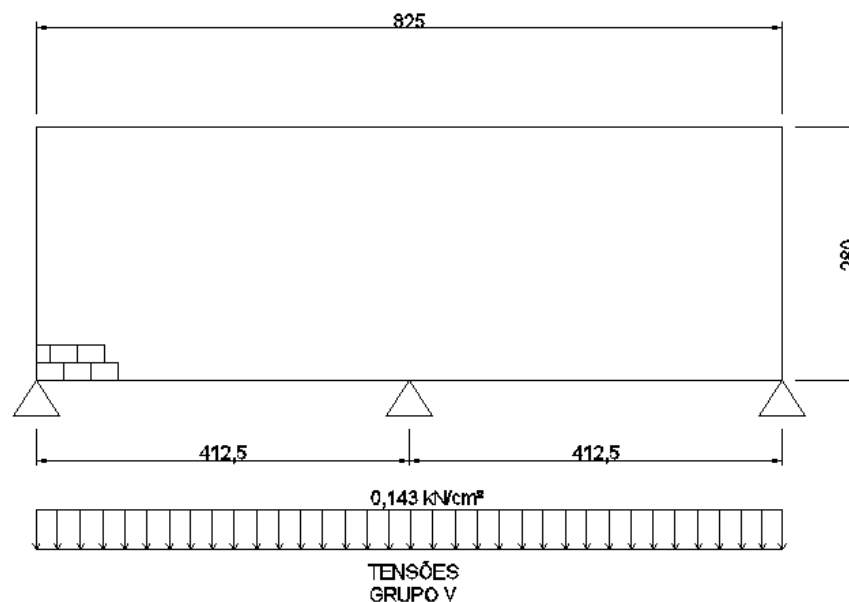


Fig. 4.58 – Novas dimensões da parede 2 e esforços do grupo de paredes (Apêndice A).. – Elaborado pelo autor

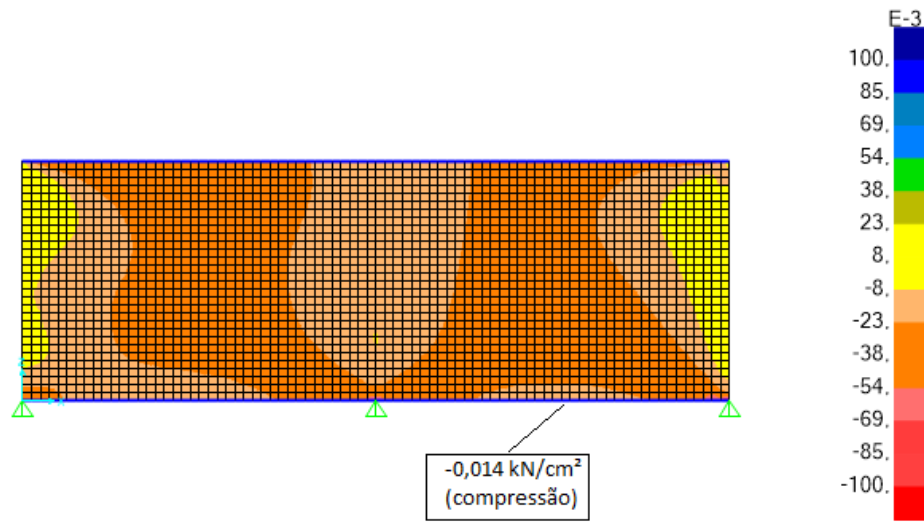


Fig. 4.59 – Tensão S11 ( $\sigma_{xx}$ ). – Elaborado pelo autor

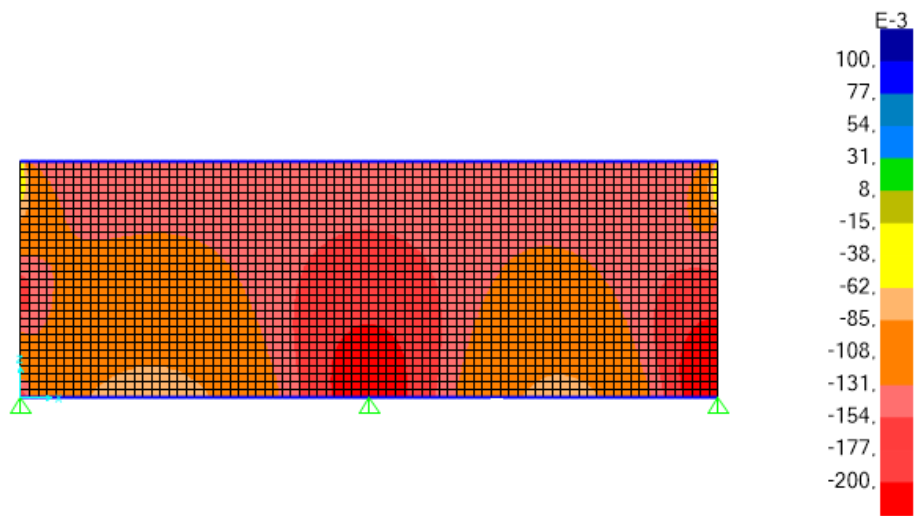
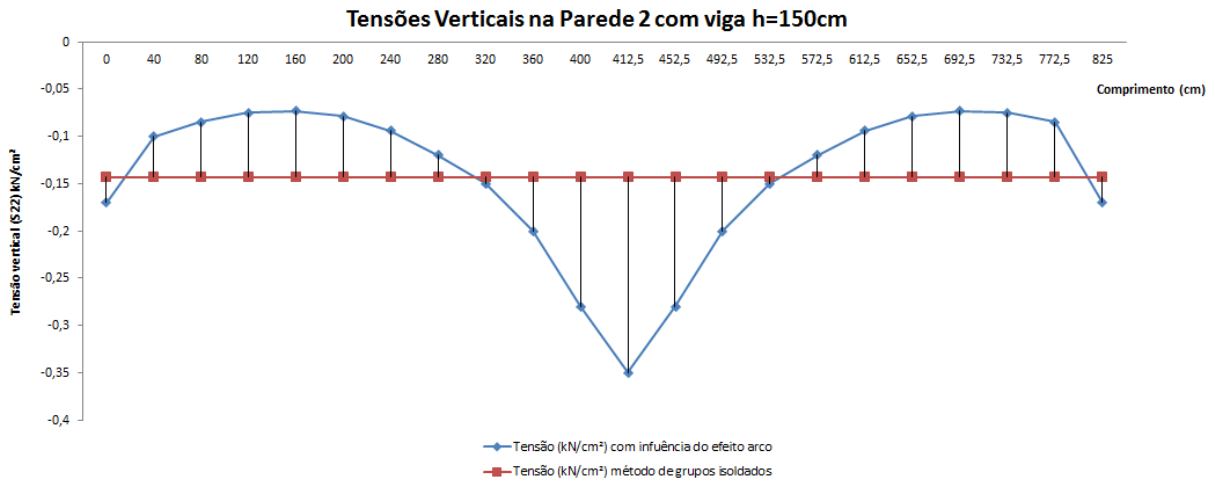
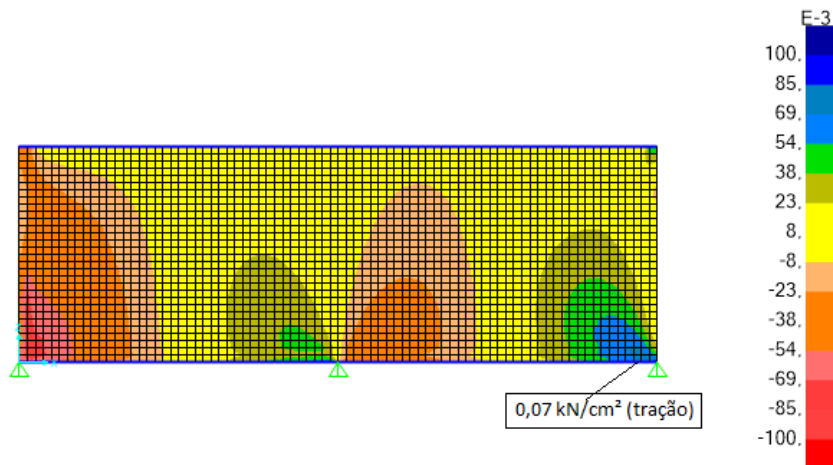


Fig. 4.60 – Tensão S22 ( $\sigma_{zz}$ ). – Elaborado pelo autor



**Fig. 4.61 – Tensões S22 ( $\sigma_{zz}$ ) em gráfico elaborado no excel. – Elaborado pelo autor**

Verifica-se uma grande proximidade entre o valor da tensão calculada pelo método de grupos isolados e o método do efeito arco. Isso comprova que quanto mais rígido estiver o apoio da parede mais próximo as tensões serão. Outro ponto para se apoiar essa hipótese é a proximidade maior dos esforços solicitantes nos dois cálculos da viga. Se destaca também a faixa em que a tensão praticamente permanece constante, indicando pouca deformação da viga.



**Fig. 4.62 – Tensão S12 ( $\sigma_{xz}$ ). – Elaborado pelo autor**

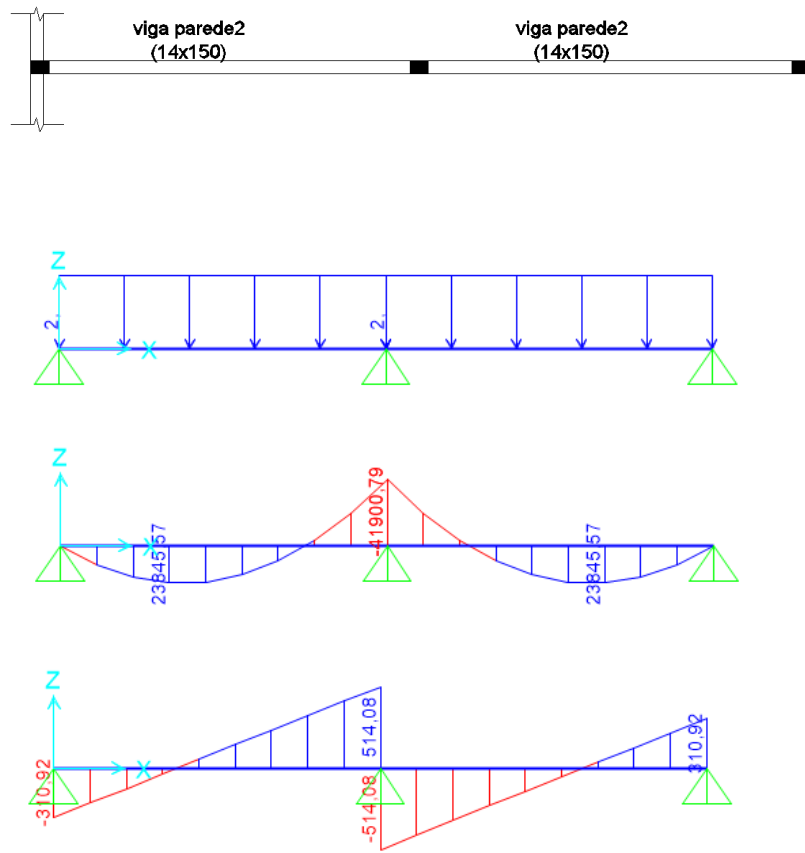


Fig. 4.63 – Esforços solicitantes na viga da parede 2, considerando a mesma rígida. – Elaborado pelo autor

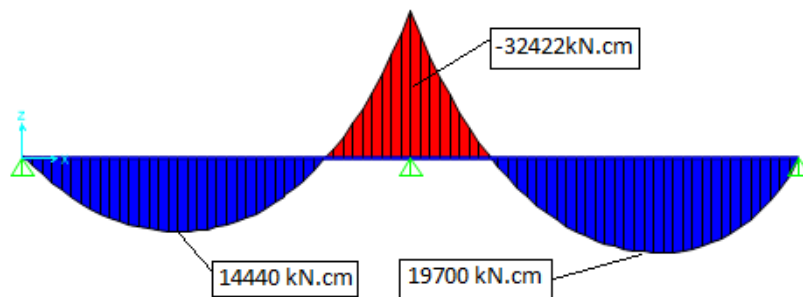


Fig. 4.64 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 150 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

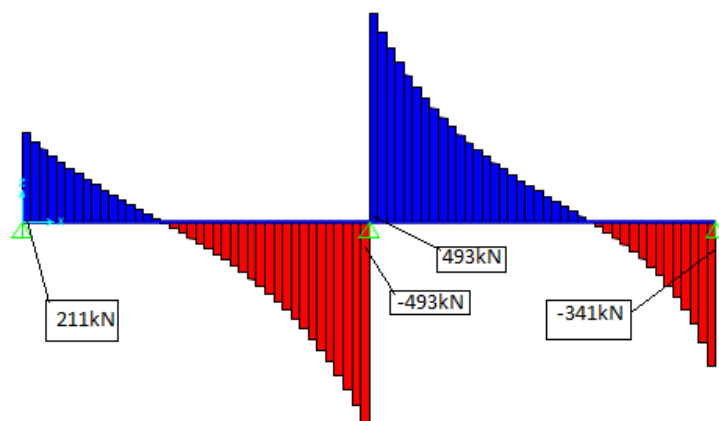


Fig. 4.65 – Diagrama de esforço cortante na viga, de 150 cm de altura, da parede 2. – Elaborado pelo autor

Com o aumento da altura da viga, a parede 2 apresenta uma tensão de compressão vertical (S22) mínima de aproximadamente  $0,1 \text{ kN/cm}^2$ , ou seja com um apoio mais indeslocável a concentração de tensão aumenta no meio do vão da viga. Com isso aproximando a tensão calculada pelo método de grupos isolados com a tensão encontrada considerando o efeito arco considerando a deformação das vigas de apoio. Assim esquematicamente, a figura abaixo mostra as concentrações de tensões verticais (S22) considerando uma viga de 150 cm de altura.

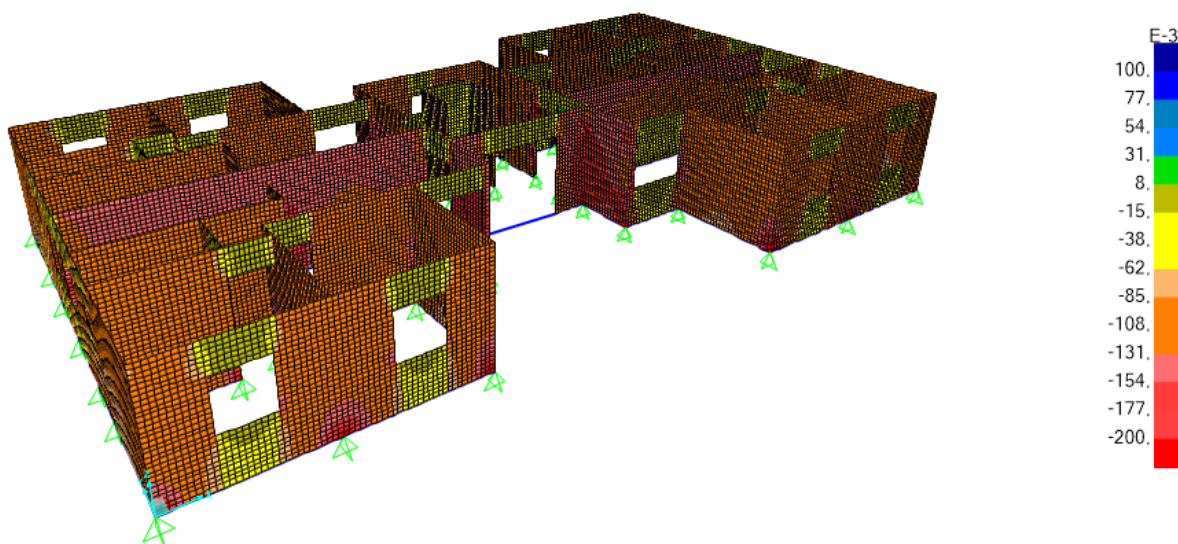


Fig. 4.66 – Esquema de tensões verticais S22 com apoio de 150cm de altura. – Elaborado pelo autor

Organizando alguns dados encontrados na modelagem acima em uma tabela, obtém-se:

DADOS OBTIDOS			
SEÇÃO DO APOIO	TIPO DE ANÁLISE	PAREDE - 1 L=3,15m	PAREDE - 2 (3 APOIOS) L=4,125m
20x20	TENSÃO S11	0,04 kN/cm <sup>2</sup>	0,035 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S22	0,16 kN/cm <sup>2</sup>	0,052 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S12	- 0,18 kN/cm <sup>2</sup>	0,18 kN/cm <sup>2</sup>
	MOMENTO DA VIGA	59,2 kN.cm	89 kN.cm
20x60	TENSÃO S11	0,012 kN/cm <sup>2</sup>	0,02 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S22	0,04 kN/cm <sup>2</sup>	0,01 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S12	-0,037 kN/cm <sup>2</sup>	0,12 kN/cm <sup>2</sup>
	MOMENTO DA VIGA	2910 kN.cm	3470 kN.cm
20x100	TENSÃO S11	-0,01 kN/cm <sup>2</sup>	0,002 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S22	-0,018 kN/cm <sup>2</sup>	-0,03 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S12	-0,021 kN/cm <sup>2</sup>	0,1 kN/cm <sup>2</sup>
	MOMENTO DA VIGA	5830 kN.cm	12180 kN.cm
20x150	TENSÃO S11		-0,014 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S22		-0,10 kN/cm <sup>2</sup>
	TENSÃO S12		0,07 kN/cm <sup>2</sup>
	MOMENTO DA VIGA		19700 kN.cm

Fig. 4.67 – Tabela de esforços solicitantes. – Elaborado pelo autor

Cabe observar alguns aspectos, a partir do modelo em que os apoios atingem a altura de 60 cm, os momentos do meio do vão começam a se equiparar com os momentos das extremidades, ou seja, há um início de formação de uma parábola indicando o aumento de carga resistida pela viga, enquanto que a tensão de tração na parede diminui.

Outro ponto a se destacar é a tensão vertical (S22) da parede 2 que começa a aumentar com o aumento da rigidez da viga. Enquanto que a parede 1 não acompanha esse crescimento devido ao furo da janela na parede.

Para uma verificação se a resistência à tração da parede resiste a esses esforços de tração. De acordo com o item 6.1.15 da NBR15961-1:2011, para esforços de tração devido a carregamentos não variáveis, a resistência à tração deve ser determinada conforme o procedimento do anexo C da mesma norma na sua parte 2. Esse procedimento se encontra no anexo A deste trabalho.

O cisalhamento foi verificado de acordo com o Apêndice C, as paredes referentes da parede 1 e 2 são respectivamente na tabela as paredes PX1, PX2 e PX3 para parede 1 e PX17 para parede 2. Verifica-se que as resistências ao cisalhamento característico ( $f_{vk}$ ) das duas paredes são respectivamente de 0,477 Mpa (este sendo o menor encontrado para a parede 1) e 0,832 Mpa para parede 2. Assim percebe-se que a parede 1 apenas com a viga de 20 cm não passaria, sendo necessário armação para a mesma. Enquanto que na parede 2 com a viga de altura de 100 cm as tensões praticamente de equiparam, mesmo assim por segurança seria necessário acrescentar uma armação para todos os efeitos.

## **5 CONCLUSÃO**

O fenômeno do efeito arco dependendo da estrutura pode ser um fator decisivo para o dimensionamento da estrutura. No estudo de caso do presente trabalho chega-se a conclusão que ao utilizar apoios mais flexíveis esse efeito deve sim ser levado em consideração no dimensionamento da alvenaria e das vigas de apoio. Para conseguir evitar ou mesmo diminuir os esforços adicionais causados a solução é a adotada por muitos projetistas de estruturas de fundações e pavimentos de transição para alvenaria estrutural, enrijecer as vigas aumentando suas alturas e a largura. Mas essa solução algumas vezes pode se tornar a estrutura inviável devido as grandes proporções que a estrutura pode chegar, assim como a viga que sustenta a parede 2. Porém dependendo da experiência e da perícia do projetista responsável pode-se utilizar dimensões menores nas vigas, levando em consideração os esforços adicionais do efeito arco, respeitando os preceitos de norma.

O autor ressalta que ainda não existe um parâmetro para dimensionamento estabelecido por norma, assim se deve ter muito cuidado no dimensionamento ou mesmo simplesmente não levar em consideração esse efeito.

O efeito arco ainda precisa ser pesquisado mais a fundo. Visto que além de ser um conteúdo interessante e com grande capacidade científica, é um quesito extremamente importante a ser levado em consideração no dimensionamento estrutural da alvenaria estrutural.



## 6 REFERÊNCIAS

PARSESIAN, GUILHERME A.; HAMID, AHMAD H.; DRYSDALE, ROBERT G.; Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. 2 ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 625 p.

PEREIRA, JOSÉ LUIZ. Alvenaria estrutural cálculo, detalhamento e comportamento ênfase no cálculo do vento e efeito de arco em obras já executadas. 1 ed. São Paulo: PINI, 2016. 149 p.

FILHO, AVELINO ALVES. Elementos Finitos a base da tecnologia CAE. 6 ed. São Paulo: Érica, 2013. 300 p.

MARTHA, LUIZ FERNANDO. Análise de Estruturas Conceitos e Métodos Básicos. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010. 524 p.

BARBOSA, P. C. Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado. 110 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

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. 163 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

LU NENG-YUAN; FENG MING-SHUO; SHI GUO-BIN; MO TING-BIN (1985). The behavior and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MANSORY CONFERENCE, 7<sup>th</sup>, Melbourne. Proc. v.2, p.1101-1111.

STAFFORD SMITH, B.; KHAN, M.A.H.; WICKENS, H.G. (1977). Tests on wall-beam structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London. p.289-303.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto parte 1: Projeto, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, 1980.

# ANEXO A – Ensaio para a determinação da resistência à tração de acordo com Anexo C da NBR 15961

## Ensaio para a determinação da resistência à tração na flexão de prismas

### C.1 Princípio

Este Anexo prescreve o método para determinação da resistência à tração na flexão de prismas.

### C.2 Aparelhagem e instrumentação

Devem ser utilizados quatro roletes constituídos de tubos de aço ( $\varnothing 1"$  e  $l = 40$  cm) e uma prancha de madeira de rigidez e dimensões adequadas. Balança com precisão de 1N.

Opcionalmente pode ser utilizada máquina de ensaio que permita controle de carregamento e precisão dentro da faixa de ruptura prevista.]

### C.3 Procedimentos

#### C.3.1 Preparação do corpo-de-prova

Cada corpo-de-prova é um prisma constituído de cinco blocos sobrepostos, íntegros e isentos de defeitos.

Os prismas devem ser preparados sobre uma base plana, indeformável e limpa; impermeável para o caso de prismas cheios. Esta base, firme e continuamente apoiada, deve ter no mínimo as dimensões dos blocos.

Inicialmente deve-se colocar um bloco sobre a base nivelada. O outro bloco, do mesmo lote deve ser assentado sobre a argamassa, evitando-se movimentos horizontais. Com um martelo de borracha e o auxílio de um nível de prumo, colocar o bloco em sua posição final, resultando uma junta com  $(10 \pm 3)$  mm. Assentar blocos até atingir a altura de cinco unidades.

Durante o assentamento deve-se tomar os seguintes cuidados:

- usar um gabarito de madeira para manter o prumo e esquadro dos prismas;
- limpar a face de assentamento;
- não reposicionar o bloco após sua colocação.

Logo após o assentamento do último bloco, colocar mais 2 blocos sem assentar sobre o prisma como sobrecarga (Figura C.1). Não movimentar os prismas no período de cura.

O número mínimo de corpos-de-prova a serem ensaiados não deve ser inferior a seis.

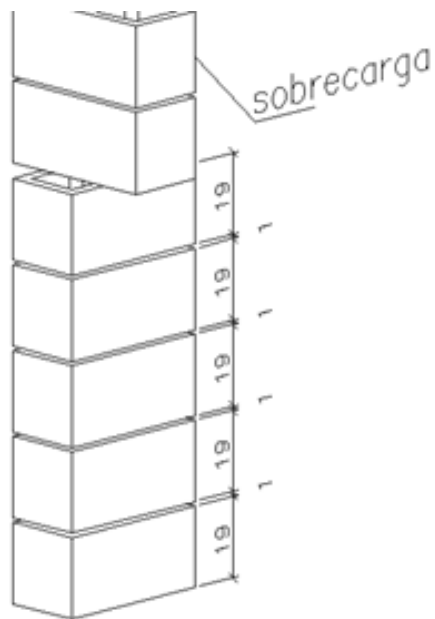


Figura C.1 — Prisma de cinco blocos com dois blocos de sobrecarga posicionados no topo

#### C.4 Execução dos ensaios

Inicialmente deve-se aferir o peso médio de seis blocos a serem utilizados para carregamento. Também devem ser anotados os pesos da prancha e dos roletes de aço.

Deve-se pesar cada prisma a ser ensaiado ou estimar o peso desses considerando o peso médio dos blocos sem considerar o peso da junta de argamassa.

Os procedimentos para a execução dos ensaios são os seguintes:

- a) colocar o prisma na horizontal, cuidadosamente;
- b) apoiar o prisma sobre dois roletes de aço posicionados nos eixos longitudinais dos blocos extremos;
- c) usar outros roletes posicionados nos eixos dos blocos centrais para apoiar a prancha que servirá de apoio para os blocos de carregamento (no caso de uso de máquina de ensaio essa prancha deve ser centralizada com o centro de carga da máquina e não há necessidade de blocos para carregamento);
- d) colocar os blocos sobre a prancha, carregando o prisma sem provocar choques, numa velocidade de 4 blocos por minuto (no caso de uso de máquina de ensaio respeitar a taxa de carregamento de 500 N/minuto);
- e) procurar formar com os blocos de carregamento uma pilha estável;

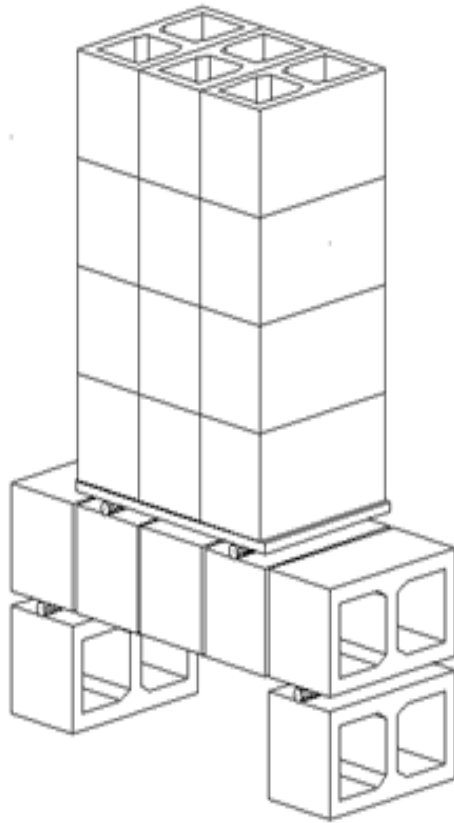


Figura C.2 — Desenho esquemático do ensaio

### C.5 Expressão dos resultados e relatório de ensaio

O valor individual do resultado de cada ensaio deve ser calculado na área bruta, conforme a seguinte formulação:

$$M = \frac{(G/H) \times L^2}{8} + \frac{P \times b}{2}$$

$$f_t = \frac{6M}{c \cdot l^2}$$

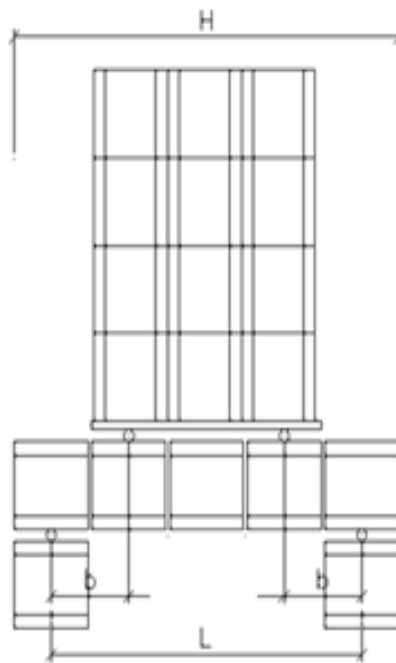


Figura C.3 — Detalhamento esquemático do ensaio

Onde

$P$  é o peso total da sobrecarga (roletes+madeira+ blocos (ou carga de ruptura indicada na máquina de ensaio));

$G$  é o Peso total do prisma;

$H$  é a altura do prisma;

$L$  é o Comprimento livre entre apoios;

$b$  é a distância entre apoio e ponto de aplicação de carga;

$c$  é o comprimento do bloco;

$l$  é a largura do bloco;

$M$  é o momento máximo.

Os corpos-de-prova cujos valores individuais forem inferiores a 30 % do valor médio dos 50 % maiores valores devem ser descartados. O valor característico deve ser calculado conforme item 8.2, devendo ser utilizado um número mínimo de 4 corpos-de-prova com resultados válidos.

O Relatório do ensaio deve conter, no mínimo, as seguintes informações:

- a) identificação do solicitante;
- b) identificação da amostra e de todos os corpos-de-prova;
- c) data do recebimento da amostra;
- d) data do assentamento;
- e) condições de cura;
- f) data do ensaio;
- g) características geométricas dos prisma indicando os valores de  $b$ ,  $c$ ,  $t$ ;
- h) características gerais da construção das paredes, disposição da argamassa de assentamento;
- i) registros das especificações e resultados de ensaio de resistência a compressão dos componentes (blocos, argamassa);
- j) cargas de ruptura individuais expressas em newtons;
- k) resistências individuais, característica e média da tensão de tração na flexão, calculadas na área bruta, expressas em megapascal, com aproximação decimal e valor do coeficiente variação;
- l) descrição do modo de ruptura, podendo-se usar fotografias ou desenhos;
- m) registros sobre eventos não previstos no decorrer dos ensaios;
- n) referência a esta Norma.

## APÊNDICE A – cargas verticais no edifício

CARGAS VERTICAIS POR PAVIMENTO CONSIDERANDO GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES									
GRUPO	PAREDE	COMPRIMENTO DE CADA PAREDE (m)	COMPRIMENTO TOTAL DO GRUPO (m)	CARGA DE CADA PAREDE (kN/m)	CARGA TOTAL DO GRUPO (kN)	CARGA MÉDIA DO GRUPO (kN/m)	TENSAO NORMAL POR PAVTO. (kN/m <sup>2</sup> )	NÚMERO DE PAVTOS	TENSAO NORMAL PAVTO. TÉRREO (kN/m <sup>2</sup> )
GI	1	1,05	6,15	13,24	69,59	11,31	80,82	12	969,83
	9	2,25		13,24					
	38a	0,45		11,19					
	38b	2,40		8,69					
GII	2a	0,90	4,95	13,90	70,50	14,24	101,72	12	1220,69
	2b	0,90		14,15					
	44	3,15		14,36					
GIII	3	1,05	6,45	13,48	85,86	13,31	95,08	12	1140,97
	11a	2,25		16,07					
	11b	0,30		30,72					
	48	2,85		9,24					
GIV	15a	1,05	6,00	12,35	66,79	11,13	79,51	12	954,14
	15b	0,90		12,35					
	15c	1,65		11,10					
	37a	0,45		10,20					
	37b	0,30		13,19					
	42	0,75		10,47					
	46	0,90		8,88					
GV	17a	4,05	8,40	15,54	140,04	16,67	119,08	12	1428,96
	17b	4,35		17,73					
GVI	7	1,80	4,80	6,39	70,25	14,64	104,54	12	1254,46
	12	0,30		30,72					
	50a	1,65		16,83					
	50b	1,05		20,72					
GVII	19	1,05	2,85	24,53	48,29	16,94	121,03	12	1452,39
	24	0,30		30,72					
	49	1,50		8,88					
GVIII	67	1,35	4,35	10,39	37,11	8,53	60,94	12	731,26
	68	1,65		5,49					
	69	1,35		10,39					

## APÊNDICE B – Dimensionamento do bloco da 1ª fiada

PAREDE GRUPO	TENSÃO NORMAL VERTICAL SOLICITANTE NO ANDAR TERREO (Mpa)	PARCELAS DE ESFORÇOS VERTICAIS		ESFORÇOS HORIZONTAIS		1ª HIPÓTESE: VENTO COMO AÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL		2ª HIPÓTESE: SC DA LAJE COMO AÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL		TENSÃO DO PRISMA E BLOCO f <sub>tk</sub> utilizado (Mpa)	f <sub>tk</sub> $\approx$ $\frac{f_{pk}}{0,7}$ (Mpa)	bloco utilizado (Mpa)	
		PERMANENTE (75%) Mpa	VARIÁVEL (25%) Mpa	$\sigma_{eq}$ Mpa	$\sigma_{gr}$ Mpa	$\psi_0$	Sd <sub>comp</sub> simples (Mpa)	Sd <sub>comp</sub> flexão (Mpa)	f <sub>tk</sub> (Mpa)				f <sub>tk</sub> utilizado (Mpa)
1	0,970	0,728	0,243	0,043	0,097	1,256	0,135	4,359	1,358	0,0812	4,589	4,589	6,556
2ab	1,220	0,915	0,305	0,130	0,130	1,580	0,182	5,506	1,708	0,1093	5,785	5,785	8,265
3	1,141	0,856	0,285	0,097	0,043	1,478	0,135	5,083	1,597	0,0812	5,371	5,371	7,672
9	0,970	0,728	0,243	0,111	0,208	1,256	0,291	4,656	1,358	0,1747	4,767	4,767	6,810
11ab	1,141	0,856	0,285	0,200	0,140	1,478	0,280	5,338	1,597	0,1680	5,536	5,536	7,909
7	1,255	0,941	0,314	0,089	0,151	1,625	0,211	5,709	1,757	0,1267	5,979	5,979	8,541
15abc	0,954	0,716	0,239	0,278	0,262	1,235	0,389	4,775	1,336	0,2333	4,805	4,805	6,865
68	0,731	0,548	0,183	0,109	0,109	0,947	0,153	3,383	1,023	0,0920	3,517	3,517	5,024
17ab	1,430	1,073	0,358	0,560	0,560	1,852	0,784	7,540	2,002	0,4705	7,433	7,540	10,772
19	1,452	1,089	0,363	0,043	0,097	1,880	0,135	6,398	2,033	0,0812	6,792	6,792	9,703

PAREDE GRUPO	TENSÃO NORMAL VERTICAL SOLICITANTE NO ANDAR TERREO (Mpa)	PARCELAS DE ESFORÇOS VERTICAIS		ESFORÇOS HORIZONTAIS		1ª HIPÓTESE: VENTO COMO AÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL		2ª HIPÓTESE: SC DA LAJE COMO AÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL		TENSÃO DO PRISMA E BLOCO f <sub>tk</sub> utilizado (Mpa)	f <sub>tk</sub> $\approx$ $\frac{f_{pk}}{0,7}$ (Mpa)	bloco utilizado (Mpa)	
		PERMANENTE (75%) Mpa	VARIÁVEL (25%) Mpa	$\sigma_{eq}$ Mpa	$\sigma_{gr}$ Mpa	$\psi_0$	Sd <sub>comp</sub> simples (Mpa)	Sd <sub>comp</sub> flexão (Mpa)	f <sub>tk</sub> (Mpa)				f <sub>tk</sub> utilizado (Mpa)
37	0,954	0,716	0,239	0,210	0,210	1,235	0,294	4,594	1,336	0,176	4,697	4,697	6,710
38	0,970	0,728	0,243	0,880	0,818	1,256	1,232	6,448	1,358	0,739	5,842	6,448	9,212
42	0,954	0,716	0,239	0,091	0,329	1,235	0,461	4,912	1,336	0,277	4,888	4,912	7,017
44	1,220	0,915	0,305	1,188	0,594	1,580	1,664	8,328	1,708	0,998	7,478	8,328	11,897
46	0,954	0,716	0,239	0,409	0,181	1,235	0,573	5,126	1,336	0,344	5,016	5,126	7,322
48	1,140	0,855	0,285	0,863	0,920	1,476	1,288	7,273	1,596	0,773	6,683	7,273	10,390
49	1,452	1,089	0,363	0,835	0,181	1,880	1,169	8,367	2,033	0,702	7,974	8,367	11,953
50	1,254	0,941	0,314	1,590	0,108	1,624	2,226	9,542	1,756	1,335	8,276	9,542	13,631
67	0,731	0,548	0,183	1,413	0,285	0,947	1,978	6,858	1,023	1,187	5,602	6,858	9,797



## APÊNDICE C – Verificação ao cisalhamento das paredes

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO (UTILIZANDO O METODO DE PAREDES COM ABAS, ABERTURAS E LINTÉIS FLEXÍVEIS), NA BASE DAS PAREDES NA DIREÇÃO X											
PAREDE	GRUPO	σ <sub>vertical</sub>			τ <sub>Mapa</sub>	S <sub>d</sub> CISALHAMENTO		R <sub>d</sub> CISALHAMENTO			
		TOTAL (Mpa)	PERMANENTE (75%)	ACIDENTAL (25%)		γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> x τ (Mpa)	f <sub>bk</sub> (Mpa)	f <sub>a</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	VERIFICAÇÃO S <sub>d,cs</sub> < R <sub>d,cs</sub>
PX1	I	0,97	0,73	0,24	0,048		0,068	6,556	4,589	0,477	NÃO PRECISA ARMAR
PX2	II	1,22	0,92	0,31	0,055		0,077	8,265	5,786	0,562	NÃO PRECISA ARMAR
PX3	III	1,14	0,86	0,29	0,029		0,041	7,672	5,370	0,535	NÃO PRECISA ARMAR
PX4	III	1,14	0,86	0,29	0,029		0,041	7,672	5,370	0,535	NÃO PRECISA ARMAR
PX5	II	1,22	0,92	0,31	-0,013	1,4	-0,018	8,265	5,786	0,562	NÃO PRECISA ARMAR
PX6	I	0,97	0,73	0,24	0,010		0,014	6,556	4,589	0,477	NÃO PRECISA ARMAR
PX7	VI	1,254	0,94	0,31	0,027		0,038	8,541	5,979	0,573	NÃO PRECISA ARMAR
PX8	VI	1,254	0,94	0,31	0,001		0,002	8,541	5,979	0,573	NÃO PRECISA ARMAR
PX9	I	0,97	0,73	0,24	0,002		0,003	6,810	4,767	0,477	NÃO PRECISA ARMAR
PX10	I	0,97	0,73	0,24	0,002		0,003	6,810	4,767	0,477	NÃO PRECISA ARMAR
PX11	III	1,14	0,86	0,29	0,002		0,003	7,909	5,536	0,535	NÃO PRECISA ARMAR
PX14	III	1,14	0,86	0,29	0,002		0,003	7,909	5,536	0,535	NÃO PRECISA ARMAR
PX68	VIII	0,731	0,55	0,18	0,002		0,002	5,024	3,517	0,397	NÃO PRECISA ARMAR
PX15	IV	0,954	0,72	0,24	0,007		0,010	6,865	4,806	0,472	NÃO PRECISA ARMAR
PX16	IV	0,954	0,72	0,24	0,007		0,010	6,865	4,806	0,472	NÃO PRECISA ARMAR
PX17	V	1,429	1,07	0,36	0,014		0,020	10,772	7,540	0,832	NÃO PRECISA ARMAR
PX18	V	1,429	1,07	0,36	0,014		0,020	10,772	7,540	0,832	NÃO PRECISA ARMAR