



Licensed under a Creative Commons Attribution International License.

Cadernos de Arquitetura e Urbanismo | Paranoá 27

# **ESFORÇOS DE UM EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL CALCULADOS COM FUNDAÇÃO RÍGIDA E ELÁSTICA**

## ***EFFORTS OF A STRUCTURAL CALCULATED MASONRY BUILDING WITH A RIGID AND ELASTIC FOUNDATION***

## ***ESFUERZOS DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL CALCULADO CON UNA FUNDACIÓN RÍGIDA Y ELÁSTICA***

BESSA, Marco Aurélio Souza <sup>1</sup>  
FARIAS, Caroline Borges <sup>2</sup>  
SILVA, Lenildo Santos da <sup>3</sup>

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação - Projeto, Execução e Manutenção de Edificações, FATECS - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Brasília UNICEUB. Brasília – DF, Brasil. [bessamarco@yahoo.com.br](mailto:bessamarco@yahoo.com.br)  
ORCID: 0000-0002-2220-5475

<sup>2</sup> Programa de Pós-Graduação - Projeto, Execução e Manutenção de Edificações, FATECS - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Brasília UNICEUB. Brasília – DF, Brasil. [carolinebsb@hotmail.com](mailto:carolinebsb@hotmail.com)  
ORCID: 0000-0002-6091-5355

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil. [lenildo\\_s@hotmail.com](mailto:lenildo_s@hotmail.com)  
ORCID: 0000-0001-5099-6123

Recebido em 31/03/2020 Aceito em 06/05/2020

## Resumo

Este trabalho avalia a influência da rigidez da fundação em um prédio de alvenaria estrutural de quatro pavimentos nas tensões de compressão das paredes. Os resultados foram obtidos a partir de modelos estruturais, levando-se em conta ações verticais e horizontais, fundação rígida e base elástica. O edifício analisado é simétrico nas duas direções e foi desenvolvido para demonstrar, de modo simplificado, o que normalmente ocorre em prédios usuais. Para esse estudo de caso, foram modeladas paredes com e sem aberturas (janelas e portas), com o objetivo de possibilitar a interação e distribuição dos esforços resultantes das várias hipóteses de cálculo. Para a construção dos modelos estruturais foi utilizado o software SAP2000, usando elementos lineares de pórtico e de placas. As análises foram realizadas por meio de ações classificadas em permanentes (D), variáveis (L) e vento (W "90°" e W "0°"), gerando várias combinações e interações entre elas. As premissas de modelagem para o edifício são: estrutura - lajes/paredes em elementos de placas; fundação - radier com estacas sendo utilizados elementos de placas e barras respectivamente. Foram abordados no trabalho dois tipos de solução para as fundações. No primeiro modelo, o apoio da ponta da estaca é considerado rígido (indeslocável), sem interação solo-estrutura. No segundo, o apoio da ponta da estaca é considerado flexível, ocorrendo interação solo-estrutura. Para ambos os modelos, não foi considerado neste estudo a interação do solo com o radier. Na representação do apoio flexível, o coeficiente de mola foi obtido a partir de uma análise geotécnica de uma prova de carga realizada no solo de uma cidade situada no Distrito Federal, Brasil. Comparando o comportamento estrutural do edifício em fundações com apoios rígido ou elástico, observou-se que, para as mesmas combinações de ações aplicadas nos dois modelos, não foram verificadas diferenças significativas nem nas tensões de compressão das paredes, e nem mesmo nos momentos fletores das lajes. Os valores das tensões atuantes, obtidos pelos modelos estruturais, foram superiores às tensões resistentes dos blocos de alvenaria em alguns pontos próximos às extremidades, aberturas e encontros das paredes. Esse fato comprovou a necessidade de se avaliar criteriosamente os encontros de paredes e onde há aberturas (janelas e portas). Conclui-se que as ações do vento não interferem significativamente em um edifício de alvenaria estrutural de 4 pavimentos. As diferenças entre as tensões com fundação rígida e elástica nas paredes, para este caso, são muito pequenas não tendo influência no dimensionamento.

A maioria dos pontos de tensão máxima estão localizados nos cantos inferiores das paredes. Surgem tensões de tração nas alvenarias próximas às aberturas. Faz-se necessário, portanto, realizar o grauteamento e armação nos blocos situados nos encontros de paredes e também nos blocos contíguos às aberturas (janelas e portas). Nas partes inferiores e superiores das aberturas se faz necessário a utilização de vergas/contravergas, para combater as tensões de tração na alvenaria. Os procedimentos indicados garantirão maior segurança do edifício em virtude do aumento na resistência dos blocos reforçados por graute/armação, corroborando os entendimentos técnicos sobre o tema.

**Palavras-Chave:** alvenaria estrutural; apoio rígido; apoio elástico

## Abstract

*This work evaluates the influence of the rigidity of the foundation in a four-story structural masonry building on the compressive stresses of the walls. The results were obtained from structural models, taking into account vertical and horizontal actions, rigid foundation and elastic base. The building analyzed is symmetrical in both directions and was developed to demonstrate, in a simplified way, what normally occurs in usual buildings. For this case study, walls with and without openings (windows and doors) were modeled, with the objective of enabling the interaction and distribution of efforts resulting from the various calculation hypotheses. For the construction of the structural models, the SAP2000 software was used, using linear portico and plate elements. The analyzes were carried out through actions classified as permanent (D), variables (L) and wind (W "90°" and W "0°"), generating various combinations and interactions between them. The modeling premises for the building are: structure - slabs/walls in plate elements; foundation - radier with piles being used plate and bar elements respectively. Two types of solution for foundations were addressed in the work. In the first model, the support of the tip of the pile is considered rigid (non-removable), without soil-structure interaction. In the second, the support of the pile tip is considered flexible, with soil-structure interaction occurring. For both models, the interaction between the soil and the radier was not considered in this study. In the representation of flexible support, the spring coefficient was obtained from a geotechnical analysis of a load test performed on the soil of a city located in the Federal District, Brazil. Comparing the structural behavior of the building on foundations with rigid or elastic supports, it was observed that, for the same combinations of actions applied in the two models, no significant differences were verified neither in the*

*compression stresses of the walls, nor even in the bending moments of the slabs. The values of the active stresses, obtained by the structural models, were superior to the resistant stresses of the masonry blocks in some points close to the ends, openings and meetings of the walls. This fact proved the need to carefully evaluate the meetings of walls and where there are openings (windows and doors). It is concluded that the actions of the wind do not significantly interfere in a 4-story structural masonry building. The differences between the stresses with rigid and elastic foundation on the walls, for this case, are very small and have no influence on the design. Most points of maximum tension are located in the lower corners of the walls. Tensile stresses arise in the masonry near the openings. Therefore, it is necessary to carry out grouting and framing in the blocks located at the wall junctions and also in the blocks adjacent to the openings (windows and doors). In the lower and upper parts of the openings, it is necessary to use lintels/counterweights, to combat tensile stresses in masonry. The indicated procedures will guarantee greater security of the building due to the increase in the strength of the blocks reinforced by grout/reinforcement, corroborating the technical understandings on the subject.*

**Key-words:** structural masonry; rigid support; elastic support

## Resumen

*Este trabajo evalúa la influencia de la rigidez de los cimientos en un edificio de mampostería estructural de cuatro pisos sobre las tensiones de compresión de las paredes. Los resultados se obtuvieron de modelos estructurales, teniendo en cuenta acciones verticales y horizontales, cimientos rígidos y bases elásticas. El edificio analizado es simétrico en ambas direcciones y fue desarrollado para demostrar, de manera simplificada, lo que normalmente ocurre en los edificios habituales. Para este estudio de caso, se modelaron paredes con y sin aberturas (ventanas y puertas), con el objetivo de permitir la interacción y distribución de los esfuerzos resultantes de las diversas hipótesis de cálculo. Para la construcción de los modelos estructurales, se utilizó el software SAP2000, se hizo uso del pórtico lineal y de elementos de placa. Los análisis se realizaron a través de acciones clasificadas como permanentes (D), variables (L) y viento (W "90°" y W "0°"), generando diversas combinaciones e interacciones entre ellas. Las premisas de modelado para el edificio son: estructura - losas/paredes en elementos de placa; fundación - radier con pilotes en uso elementos de placa y barra respectivamente. En el trabajo se abordaron dos tipos de soluciones para fundaciones. En el primer modelo, el soporte de la punta del pilote se considera rígido (no removible), sin interacción de la estructura del suelo. En el segundo, el soporte de la punta de la estaca se considera flexible, con la interacción de la estructura del suelo. Para ambos modelos, la interacción entre el suelo y el radier no se consideró en este estudio. En la representación del soporte flexible, el coeficiente de resorte se obtuvo de un análisis geotécnico de una prueba de carga realizada en el suelo de una ciudad ubicada en el Distrito Federal, Brasil. Al comparar el comportamiento estructural del edificio sobre cimientos con soportes rígidos o elásticos, se observó que, para las mismas combinaciones de acciones aplicadas en los dos modelos, no se verificaron diferencias significativas ni en las tensiones de compresión de las paredes, ni siquiera en los momentos de flexión de las losas. Los valores de los esfuerzos activos, obtenidos por los modelos estructurales, fueron más altos que los esfuerzos resistentes de los bloques de albañilería en algunos puntos cercanos a los extremos, aberturas y encuentros con paredes. Este hecho demostró la necesidad de evaluar cuidadosamente las reuniones de paredes y dónde hay aberturas (ventanas y puertas). Se concluye que las acciones del viento no interfieren significativamente en un edificio de mampostería estructural de 4 pisos. Las diferencias entre las tensiones con cimientos rígidos y elásticos en las paredes, para este caso, son muy pequeñas y no tienen influencia en el diseño. La mayoría de los puntos de máxima tensión se encuentran en las esquinas inferiores de las paredes. Las tensiones de tensión surgen en la mampostería cerca de las aberturas. Por lo tanto, es necesario llenar con lechada y acero los bloques ubicados en las uniones de las paredes y también en los bloques adyacentes a las aberturas (ventanas y puertas). En las partes inferior y superior de las aberturas, es necesario usar dinteles/contrapesos para combatir las tensiones de tensión en la mampostería. Los procedimientos indicados garantizarán una mayor seguridad del edificio debido al aumento en la resistencia de los bloques reforzados por lechada/refuerzo, corroborando los conocimientos técnicos sobre el tema.*

**Palabras clave:** albañilería estructural; soporte rígido; soporte elástico

## 1. Introdução

Segundo Tauil & Nesse (2010), alvenaria consiste em uma união de peças coladas por meio de uma argamassa apropriada, produzindo assim uma estrutura vertical consistente, sendo que na alvenaria estrutural não há utilização de vigas ou pilares. As paredes desse tipo de alvenaria são autoportantes, as quais distribuem as cargas de maneira uniforme ao longo da fundação. Portanto, esse sistema construtivo é dado pelo empilhamento de blocos, que podem ser cerâmicos ou de concreto, armados ou não armados.

Há milhares de anos são realizadas construções com o uso de alvenaria estrutural, porém o dimensionamento era realizado através dos métodos empíricos o que causou o decréscimo do seu uso até o surgimento das normalizações técnicas. No Brasil, a primeira norma técnica referente ao assunto surgiu em 1984 e tratava-se de dos blocos vazados de concreto.

Com o passar dos anos as normas brasileiras foram se atualizando, até que em 2010 entrou em vigor a NBR 15812-1 Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 1: Projeto e a NBR 15812-2 Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 2: Execução e controle de obras. E em 2011 foi lançada a NBR 15961-1 Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto e a NBR 15961-2 Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto – Parte 2.

Dessa forma, é visto no Brasil um avanço tanto nos aspectos construtivos, os quais incluem a produção dos blocos com rigorosos controles de qualidade, e nos de execução, nas questões referentes aos projetos e as análises estruturais necessárias. Sendo assim, por associar rapidez, qualidade e economia, o uso de alvenaria como sistema construtivo vem ganhando, cada vez mais, espaço entre os sistemas já consagrados, sendo utilizado por grandes construtoras na construção de edifícios relativamente altos.

Com o auxílio da tecnologia, a análise de edifícios de alvenaria estrutural está evoluindo, porém, ainda há a necessidade de diversos estudos nessa área, em especial no que se refere à interação entre a estrutura da edificação e o solo onde será apoiada. Ao considerar essa interação, é possível fazer uma avaliação do comportamento que a estrutura terá de acordo como o solo, trazendo vantagens em relação à economia, como também, ao nível de segurança de uma construção.

O objetivo desse trabalho é quantificar e concluir se há grandes diferenças na distribuição das tensões em um edifício de alvenaria estrutural, sujeito as ações verticais e horizontais, quando se considera ou não a interação entre a estrutura e o solo. Também será analisada a influência do vento e a forma como os esforços serão distribuídos.

## 2. Desenvolvimento

A alvenaria estrutural se tornou uma alternativa viável para construções habitacionais, pois esse sistema permite construções mais rápidas e econômicas. De acordo com Accetti (1998), as vantagens como redução do uso de formas e possibilidade de pré-fabricação de muitos componentes estruturais incentivam o uso desse sistema construtivo.

O sucesso econômico não é alcançado apenas pela racionalização de materiais, mas também pelas paredes que além de ser um elemento estrutural, possui a finalidade de dividir os espaços, gerando um isolamento térmico e acústico, bem como proteção contra intempéries.

A NBR 15961 – 1 (2011) detalha algumas definições para o uso de alvenaria estrutural, especialmente:

- a. Componente: bloco, junta de argamassa, graute.
- b. Elemento de alvenaria: não armado, armado, protendido, parede, estrutural, não estrutural.

- c. Área bruta, líquida ou efetiva;
- d. Amarração direta ou indireta.

De acordo com Parsekian (2012, p. 18), “outras definições, como alvenaria “portante”, “autoportante”, “resistente”, não são necessárias. Se a parede servir de suporte, ela é uma parede estrutural.”.

Uma edificação em alvenaria estrutural tem como procedimento essencial modulação, pois não se deve cortar os blocos, podendo realizar somente pequenos ajustes e sob condições específicas. A parede que possuir maior carregamento, na análise geral, deve definir a resistência de todos os blocos utilizados nas paredes de cada pavimento, gerando uma uniformização das cargas. Se a uniformização for feita da maneira correta, irá trazer um benefício econômico para a construção, porém se não ocorrer, pode diminuir de forma significativa a segurança da edificação. (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Portanto, o projetista deve se atentar as definições e parâmetros desenvolvidos pela norma técnica e por estudos, para que assim possa dimensionar uma estrutura em alvenaria estrutural segura, racional e que gere benefícios quando comparada a outros métodos construtivos.

Em muitos casos existe uma divergência entre a geração dos projetos estruturais e geotécnicos, em que o projeto estrutural é executado primeiramente antes de se estudar o maciço de solo, com isso os projetistas supõe apoios indeslocáveis para a concepção do projeto.

A partir do projeto estrutural, o projeto de fundações é desenvolvido com base nas reações de apoio e nas características do solo, calculando assim os recalques, sem que sejam considerados os efeitos do carregamento gerado pela estrutura. (IWAMOTO, 2000).

Entretanto, dependendo do quanto o solo pode se deformar e da rigidez da estrutura, o desempenho da edificação pode ser alterado se não for levado em consideração essa interação existente entre solo e estrutura, pois como a fundação e o solo estão ligados, eles constituem um sistema completo.

Iwamoto (2000) concluiu que os recalques diferenciais são menores quando é considerada a interação solo-estrutura, observando também que houve ampliações e reduções nos momentos fletores dos pilares do edifício.

Para a determinação da resistência do solo, a NBR 6122 (ABNT, 1996) cita o ensaio de prova de carga, o qual estabelece propriedades relacionadas à pressão aplicada ao solo até sua ruptura. Com esse ensaio é possível obter a curva carga-recalque, tornando-se uma das melhores maneiras para se determinar os coeficientes de mola do solo, através da relação entre a carga aplicada e o recalque da superfície.

Dessa forma, esse projeto tem o intuito de realizar duas modelagens de um único edifício em alvenaria estrutural, diferenciando apenas no tipo de apoio (rígido ou elástico), no software SAP 2000. E por fim, analisar os resultados obtidos complementando os estudos sobre esse método construtivo.

## 2.1 Metodologia

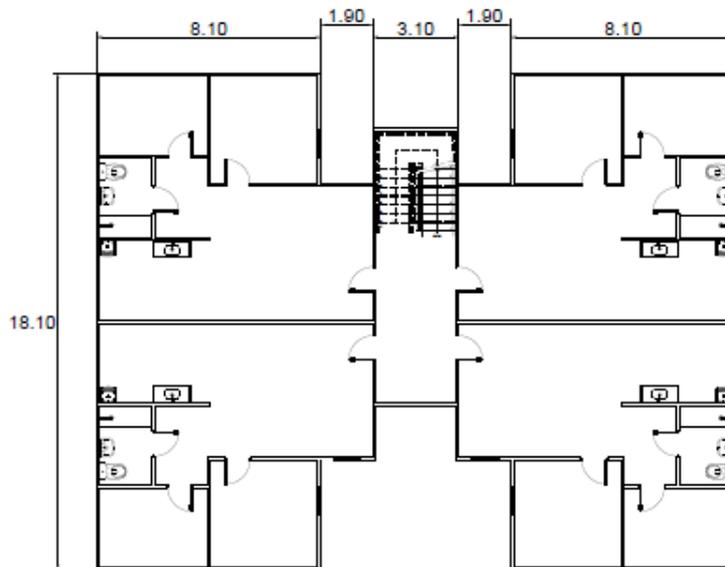
Esse trabalho consiste no desenvolvimento da modelagem numérica e análise estrutural, de um edifício de 04 (quatro) pavimentos em alvenaria estrutural localizado no Distrito Federal. Para sua análise, utilizaram-se diferentes tipos de combinações de cargas e foi realizada pelo Método dos Elementos Finitos - MEF, utilizando-se o programa SAP2000.

### 2.1.2 Edifício Modelo

O edifício simétrico foi desenvolvido de modo a demonstrar simplificada o que normalmente ocorre em prédios reais, com paredes contendo vãos (janelas e portas), possibilitando a interação entre eles e redistribuindo as cargas resultantes do peso próprio das paredes e das lajes.

Em todos os pavimentos, para simplificação das estruturas modeladas, foi adotada a espessura de 5 cm com correção da inércia (SAP 2000) para as paredes, de 10 cm para as lajes e o pé-direito do edifício com 2,50 m. O primeiro pavimento está apoiado diretamente sobre radier estaqueado com 20 cm, sem a contribuição do solo abaixo da laje, e cada pavimento contém quatro apartamentos e um corredor com acesso a escada conforme a planta abaixo.

**Figura 1:** Planta Baixa do Edifício Modelo (dimensões em metro)



Fonte: AUTOR (2020)

#### 2.1.4 Ações

No presente trabalho foi lançado três tipos de ações: permanentes (D), variáveis (L) e a do vento (W "90°" e W "0°") de acordo com as NBR 6120/19 e 6123/88.

As ações permanentes são constituídas pelo peso próprio dos elementos de alvenaria estrutural e da laje, o qual já é calculado e lançado automaticamente no programa SAP 2000. O tipo de material usado para esses elementos foi o concreto, com um peso específico de 2400 kgf/m<sup>3</sup>. Também foi adicionado o peso da argamassa e do revestimento das lajes, o qual foi adotado um valor de 100 kgf/m<sup>2</sup>.

Para os dormitórios e salas foi utilizada a sobrecarga (L) de 150 kgf/m<sup>2</sup> e para área de serviço de 200 kgf/m<sup>2</sup>, o que é prescrito na NBR 6120 (ABNT, 2019). Porém, foi escolhido acrescentar 50 kgf/m<sup>2</sup>, no valor dado pela NBR referida anteriormente, para a cozinha e banheiro, ficando assim com 200 kgf/m<sup>2</sup> de sobrecargas nessas áreas.

A NBR 6123/88 detalha os seguintes coeficientes para determinação dos esforços causados pelo vento:

- a. Velocidade Básica do Vento (V0): no modelo utilizado, foi considerado uma velocidade V0 = 35 m/s referente ao Distrito Federal.
- b. Fator Topográfico (S1): é determinado de acordo com as alterações que existem na superfície do terreno, portanto, para terrenos planos como o do Distrito Federal, deve ser adotado S1 = 1,0.

- c. Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura Sobre o Terreno (S2), foi considerado que o edifício está localizado em subúrbios densamente construídos de grandes cidades, portanto, classificado na categoria IV e por sua dimensão vertical e horizontal não exceder 20 metros, o edifício modelo desse trabalho pertence à classe A.
- d. Fator Estatístico (S3): esse fator está relacionado com o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Em construções para hotéis e residências, como é o caso desse projeto, o fator S3 é igual a 1,0.

### 2.1.5 Combinações

Na modelagem foram utilizadas as seguintes combinações de cargas:

- a.  $1,2D + 1,4L / 1,2D + 1,4L + W (90^\circ) / 1,2D + 1,4L + W (0^\circ)$ ;
- b.  $0,9D / 0,9D + W (90^\circ) / 0,9D + W (0^\circ)$ ;
- c.  $1,2D + L / 1,2D + L + W (90^\circ) / 1,2D + L + W (0^\circ)$ ;
- d.  $1,4D + 1,4L / 1,4D + 1,4L + W (90^\circ) / 1,4D + 1,4L + W (0^\circ)$ .

### 2.1.6 Propriedades Físicas dos Materiais

#### 2.1.6.1 Alvenaria de Blocos de Concreto

Para a modelagem do edifício, foram adotados os seguintes valores:

- a. Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,20;
- b. Peso específico ( $\gamma$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>;
- c. Módulo de Elasticidade = 25 000 Mpa.

#### 2.1.6.2 Concreto do Radier e Estacas

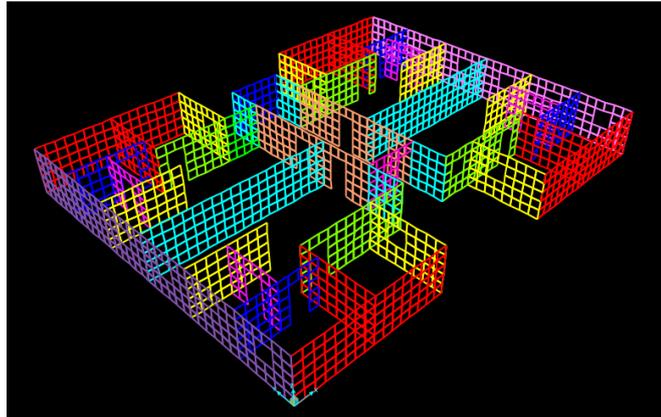
Para esses elementos, foram adotados os seguintes valores:

- a. Comprimento das estacas = 12 m;
- b. Diâmetros das Estacas = 40 cm;
- c. Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,20;
- d. Resistência à Compressão do Concreto = 20 Mpa;
- e. Módulo de Elasticidade = 22 000 Mpa;
- f. Peso Específico ( $\gamma$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>.

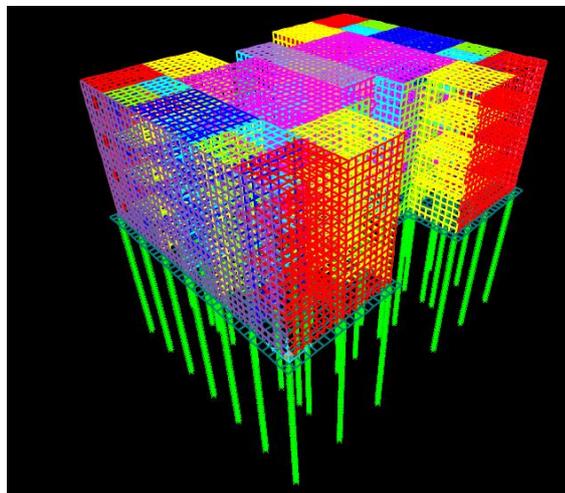
### 2.1.7 Modelagem Numérica do Sistema Estrutural

A modelagem foi feita pelo Método dos Elementos Finitos - MEF, tridimensionalmente, utilizando-se o programa SAP 2000. Aplicando o elemento de casca SHELL para a modelação das lajes, radier e paredes. A malha de elementos finitos utilizada foi de 50x50 cm, garantindo assim a compatibilidade dos nós.

A macro-modelagem, técnica para a modelação utilizada no presente trabalho, é empregada para análises gerais da estrutura, na qual o bloco de alvenaria em conjunto com a argamassa torna-se um compósito com propriedades homogêneas, sendo considerado como um só elemento.

**Figura 2:** Modelagem do 1º pavimento no Software SAP 2000

Fonte: AUTOR (2020)

**Figura 3:** Modelagem do edifício no Software SAP 2000

Fonte: AUTOR (2020)

### 2.1.8 Modelos Estudados

Para as análises dos esforços gerados pelas cargas verticais e horizontais, serão adotados dois tipos de modelagem, descritos abaixo, se diferenciando na influência que o solo terá na estrutura.

#### 2.1.8.1 Modelo 1: Apoio Rígido

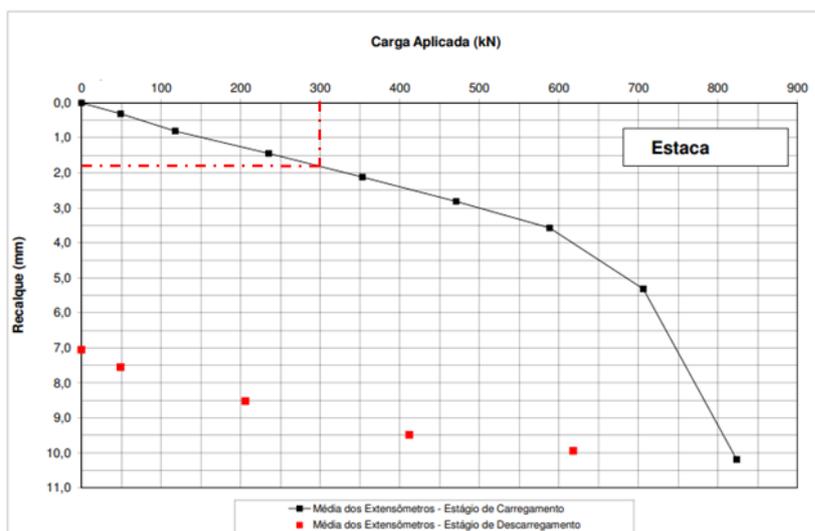
Nesse modelo, o radier possui uma borda de 50 cm e não está apoiado diretamente no solo, mas sim nas estacas que estão totalmente engastadas, ou seja, sobre um apoio rígido, desconsiderando a influência do solo. Esse tipo de modelo é utilizado na maioria dos estudos sobre estruturas em alvenaria estrutural, onde não há a interação solo-estrutura.

#### 2.1.8.2 Modelo 2: Apoio Elástico

Similar ao modelo 1, o radier continuará com a mesma medida de borda e sem o apoio diretamente do solo, porém a base das estacas não serão engastadas, isto é, estarão sobre apoio elástico, considerando o coeficiente de rigidez do solo. Nesse modelo, o único ponto de apoio está no final da estaca, desconsiderando o atrito nas laterais do solo bem como as reações do vento.

Para a modelagem no SAP 2000, nos pontos de apoios localizados no final de cada estaca, serão colocadas molas com o coeficiente calculado através do gráfico abaixo (carga aplicada x recalque), o qual se refere a um ensaio de prova de carga real realizado no Distrito Federal.

**Figura 4:** Gráfico Carga Aplicada x Recalque



Fonte: AUTOR (2020)

Para o cálculo do coeficiente de mola, desprezaram-se os resultados a partir da carga aplicada de 600 kN, para que assim o gráfico fosse considerado linear. Dessa forma, o coeficiente de mola ( $k$ ) foi encontrado conforme exemplo abaixo (Equação 1).

$$k = \frac{C}{R} = \frac{300}{1,8} \cong 167 \text{ kN/mm} \quad (1)$$

Onde:

$k$  = Coeficiente de mola ( $\text{kN/mm}$ )

$C$  = Carga aplicada, ( $\text{kN}$ )

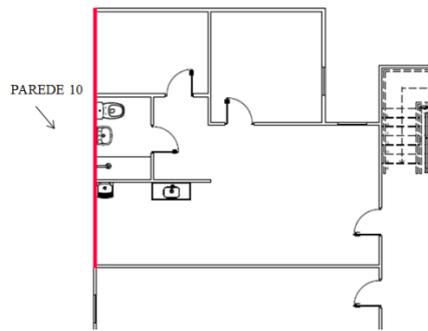
$R$  = Recalque, ( $\text{mm}$ )

## 2.2 Apresentação e Análise dos Resultados

Cada parede (externa e interna) foi analisada, porém para a demonstração dos resultados obtidos somente as que apresentaram um resultado mais representativo serão demonstradas a seguir.

A parede externa 10, que se encontra ao lado esquerdo do edifício (conforme figura 4) e possui três janelas, apresentou os seguintes resultados:

Figura 4: Parede 10.



Fonte: AUTOR (2020)

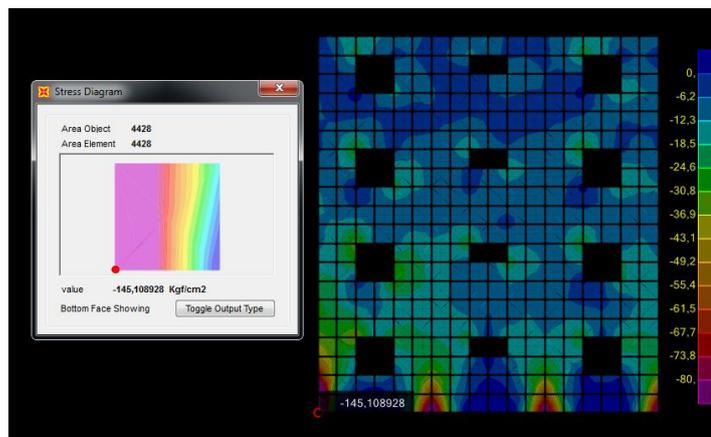
Tabela 2: Tensões na Parede Externa 10 (kgf/cm<sup>2</sup>).

COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
1,2 D + 1,4 L	- 127,60	- 129,02	- 123,79	- 127,61	- 129,03	- 123,82
0,9D	- 72,71	- 75,61	- 66,70	- 72,71	- 75,62	- 66,72
1,2 D + L	- 118,84	- 120,65	- 113,59	- 118,85	- 120,67	- 113,61
1,4 D + 1,4 L	- 143,75	- 145,09	- 140,00	- 143,75	- 145,11	- 140,02

Fonte: AUTOR (2020)

Como podem ser observados na tabela 2, os resultados obtidos para o modelo com apoio rígido é praticamente igual ao com apoio elástico. Sendo o maior resultado atingido na combinação de 1,4 D + 1,4 L + W (90°) e a menor na de 0,9D + W (0°). A figura 5 retrata a análise no software SAP 2000 onde foi obtido o maior resultado, notam-se que há pequenos locais onde a tensão é maior.

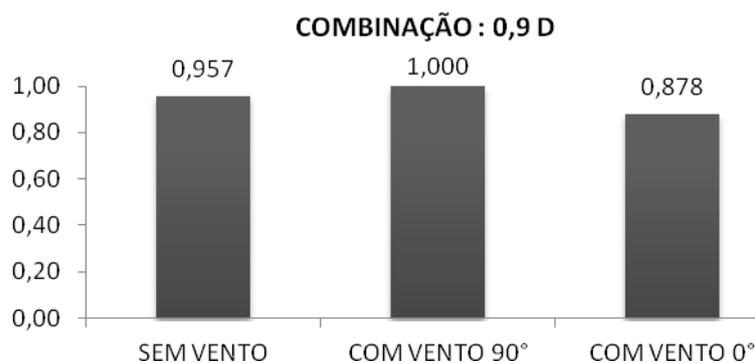
Figura 5: Resultado Parede 10 - SAP 2000.



Fonte: AUTOR (2020)

Como não houve diferença nas tensões calculadas para os diferentes tipos de apoio, foi realizada uma análise comparativa para saber a influência do vento na estrutura. Normalizando os valores, é visto que a maior diferença ocorreu para a combinação de 0,9 D, como mostra o gráfico abaixo, onde a maior tensão foi com a atuação do vento a 90° e a menor com o vento a 0°, uma diferença de 12,2 %.

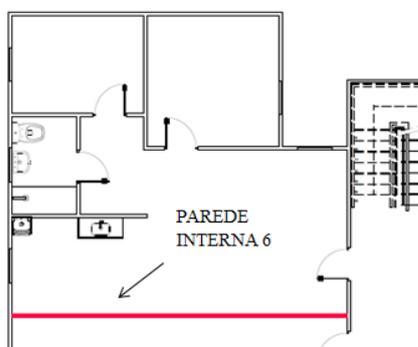
**Gráfico 1:** Influência do Vento na Parede Externa 10.



Fonte: AUTOR (2020)

Entre as paredes internas, foram escolhidas duas para a demonstração dos resultados, a parede 6 e a 4. A parede 6 está localizada entre os apartamentos, como demonstra a figura 6, essa parede possui 10 metros de comprimento.

**Figura 6.** Parede Interna 6.



Fonte: AUTOR (2020)

**Tabela 3.** Tensões na Parede Interna 6 (kgf/cm<sup>2</sup>).

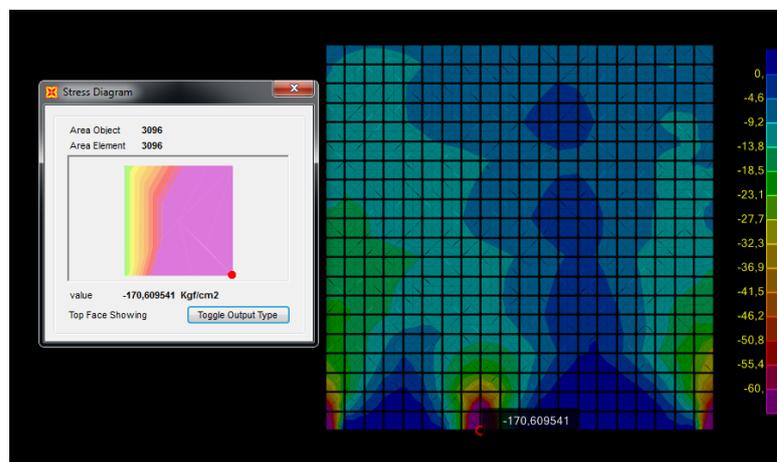
COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
1,2 D + 1,4 L	- 152,10	- 133,63	- 151,01	- 152,20	- 133,81	- 151,14
0,9D	- 86,97	- 92,61	- 85,23	- 87,03	- 92,59	- 85,28
1,2 D + L	- 141,77	- 122,03	- 140,24	- 141,88	- 122,19	- 140,36
1,4 D + 1,4 L	- 170,51	- 152,42	- 169,52	- 170,61	- 152,63	- 169,53

Fonte: AUTOR (2020)

Conforme a tabela 3, também não houve diferenças significativas entre os esforços resultantes de cada apoio e a combinação que gerou a maior tensão foi a de 1,4 D + 1,4 L, sem a influência do vento, e a menor foi com a 0,9D + W (0°).

Na figura 7 nota-se que a maior tensão (170,61 kgf/cm<sup>2</sup>) está localizada na parte inferior da parede praticamente no centro e possui outros picos de tensão nas laterais.

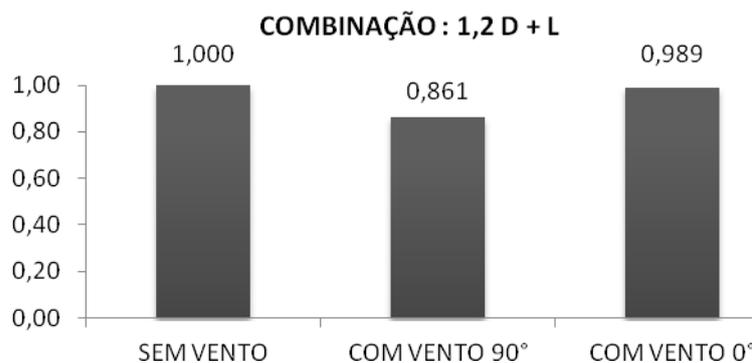
**Figura 7:** Resultado Parede 6 - SAP 2000.



Fonte: AUTOR (2020)

Também foi feita a análise da influência do vento em cada combinação, para essa parede interna a maior diferença ocorreu para a combinação 1,2 D + L. Sendo que ao considerar a vento atuando a 90°, teve um resultado menor em 13,92% comparado a combinação sem a influência do vento.

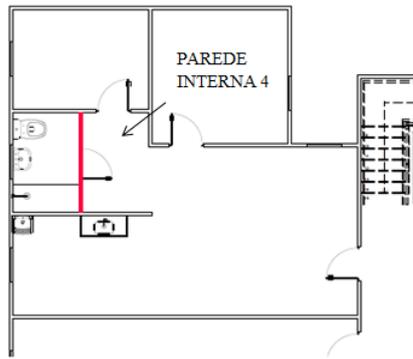
**Gráfico 2:** Influência do Vento na Parede Interna 6.



Fonte: AUTOR (2020)

Entre todas as paredes analisadas, a parede interna 4 (conforme figura 8) apresentou resultados de tensões relativamente baixo, quando comparada as outras paredes. Tendo o máximo valor de 61,65 kgf/cm<sup>2</sup> para a combinação 1,4 D + 1,4 L + W (90°), apontado na tabela 4.

Figura 8: Parede Interna 4.



Fonte: AUTOR (2020)

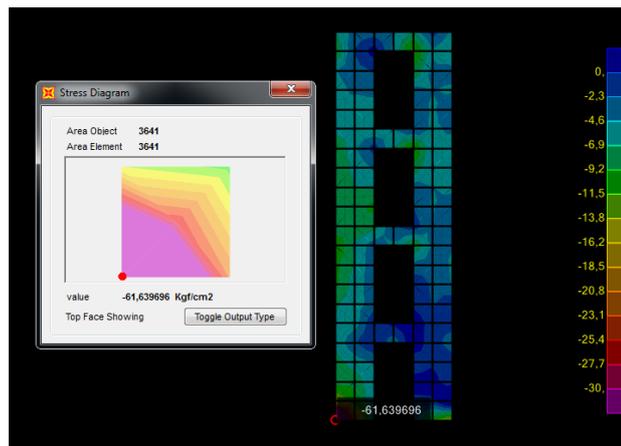
Tabela 4. Tensões na Parede Interna 4 (kgf/cm²).

COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
1,2 D + 1,4 L	- 39,21	- 55,43	- 39,22	- 39,22	- 55,44	- 39,24
0,9D	- 29,70	- 55,65	- 29,72	- 29,69	- 55,64	- 29,72
1,2 D + L	- 39,33	- 58,87	- 39,35	- 39,32	- 58,84	- 39,34
1,4 D + 1,4 L	- 45,82	- 61,65	- 45,83	- 45,82	- 61,64	- 45,83

Fonte: AUTOR (2020)

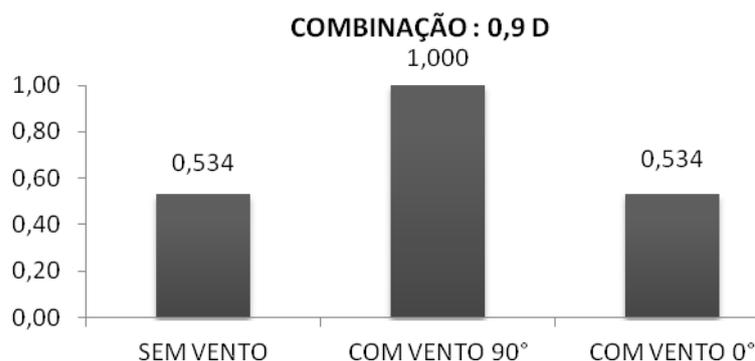
Os valores das tensões para o apoio rígido e para o elástico continuaram praticamente iguais, considerando o mesmo tipo de combinação para os dois casos. O maior pico de esforço encontrado está localizado em um ponto inferior da parede, sendo que na mesma área de 0,25 cm² podem-se observar tensões de 60 kgf/cm², mas também de 10 kgf/cm², como mostra a figura 9.

Figura 9: Resultado Parede 7 - SAP 2000.



Fonte: AUTOR (2020)

Ao realizar a análise sobre a influência do vento nessa parede, foi observada uma diferença de 46,6% na combinação 0,9 D, sendo a maior porcentagem vista entre os resultados de todas as paredes. O maior resultado obtido ocorre quando o vento a 90° é considerado e para as combinações sem o vento e com o vento a 0° o valor é praticamente o mesmo como mostra o gráfico 3.

**Gráfico 3:** Influência do Vento na Parede Interna 4.

Fonte: AUTOR (2020)

Na tabela 5 contém os momentos encontrados nas lajes do 1º pavimento, onde também não houve uma diferença representativa entre os dois tipos de apoio.

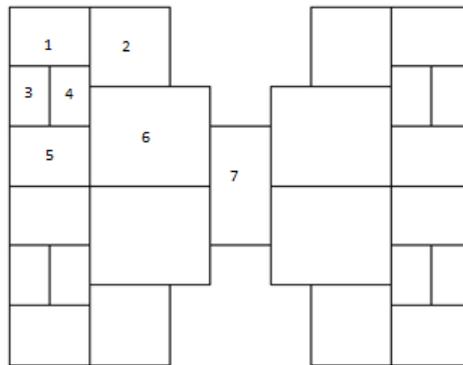
**Tabela 5:** Momentos nas Lajes (kgf.m/m).

COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
LAJES - MOMENTOS NEGATIVOS - EIXO X						
1,2 D + 1,4 L	- 1043,96	- 1044,06	- 1044,45	- 1044,04	- 1044,05	- 1044,44
0,9D	- 514,34	- 514,31	- 514,94	- 514,34	- 514,32	- 514,94
1,2 D + L	- 941,67	- 941,69	- 942,22	- 941,70	- 941,69	- 942,22
1,4 D + 1,4 L	- 1158,37	- 1158,36	- 1158,74	- 1158,37	- 1158,35	- 1158,74
LAJES - MOMENTOS POSITIVOS - EIXO X						
1,2 D + 1,4 L	525,09	523,90	525,66	525,02	523,87	525,64
0,9D	259,91	258,00	260,83	259,91	257,99	260,81
1,2 D + L	474,10	472,64	474,89	474,06	472,61	474,86
1,4 D + 1,4 L	582,87	581,68	583,45	582,82	581,63	583,39
LAJES - MOMENTOS NEGATIVOS - EIXO Y						
1,2 D + 1,4 L	- 1126,37	- 1119,41	- 1122,03	- 1125,29	- 1118,45	- 1120,59
0,9D	- 568,37	- 557,54	- 561,62	- 568,47	- 557,62	- 561,61
1,2 D + L	- 1021,01	- 1012,81	- 1015,07	- 1021,15	- 1012,81	- 1015,07
1,4 D + 1,4 L	- 1252,73	- 1245,89	- 1249,39	- 1252,72	- 1245,88	- 1248,39
LAJES - MOMENTOS POSITIVOS - EIXO Y						
1,2 D + 1,4 L	330,88	331,14	330,90	335,53	333,80	335,17
0,9D	164,92	165,30	164,90	167,81	165,07	167,21
1,2 D + L	299,19	299,49	299,18	303,61	301,52	303,08
1,4 D + 1,4 L	367,56	367,79	367,55	372,84	371,10	372,47

Fonte: AUTOR (2020)

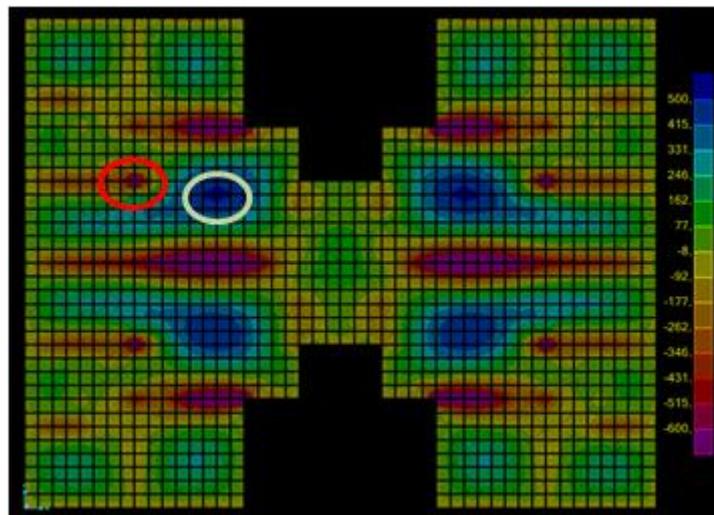
Nas figuras abaixo mostra a distribuição dos momentos (no eixo x e y) por todas as lajes para a combinação 1,4 D + 1,4 L, sem a influência do vento. Onde está circulado em vermelho e verde são os locais que apresentaram os maiores momentos, respectivamente, negativos e positivos.

**Figura 10:** Lajes do Edifício Modelo.



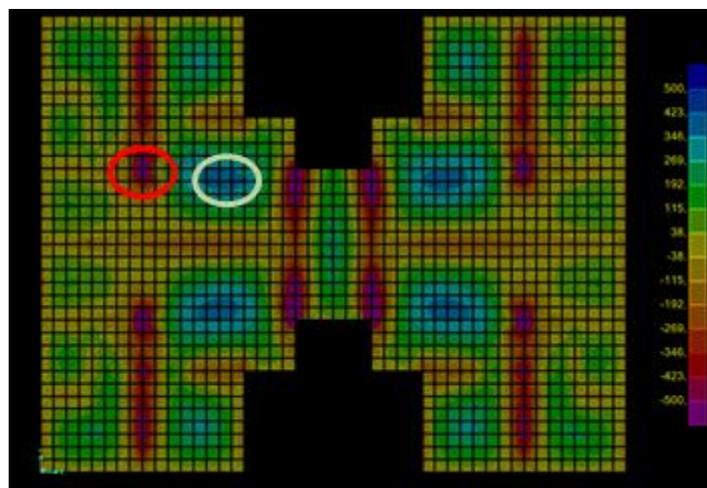
Fonte: AUTOR (2020)

**Figura 11:** Momentos no Eixo x - SAP 2000.



Fonte: AUTOR (2020)

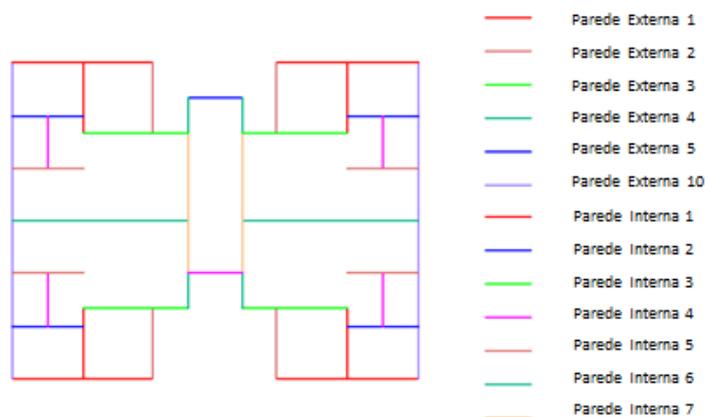
**Figura 12:** Momentos no Eixo y - SAP 2000.



Fonte: AUTOR (2020)

Por fim, a figura 13 demonstra a nomenclatura adotada para as paredes externas e internas na modelagem, e as tabelas 6 e 7 contêm as tensões calculadas a partir do software SAP 2000.

**Figura 13:** Nomenclatura das Paredes.



Fonte: AUTOR (2020)

**Tabela 6:** Tensões nas Paredes Externas (kgf/cm<sup>2</sup>).

COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
<b>PAREDE EXTERNA 1</b>						
1,2 D + 1,4 L	- 171,16	- 173,82	- 171,99	- 171,08	- 171,99	- 170,65
0,9D	- 103,01	- 107,03	- 102,04	- 102,47	- 103,93	- 101,84
1,2 D + L	- 162,12	- 165,77	- 161,75	- 161,24	- 162,48	- 160,64
1,4 D + 1,4 L	- 194,99	- 196,54	- 194,88	- 193,85	- 194,76	- 193,42
<b>PAREDE EXTERNA 2</b>						
1,2 D + 1,4 L	- 172,12	- 170,12	- 168,36	- 173,48	- 171,31	- 169,81
0,9D	- 102,57	- 99,40	- 95,40	- 102,97	- 99,52	- 97,07
1,2 D + L	- 162,53	- 160,16	- 155,02	- 163,16	- 160,59	- 157,99
1,4 D + 1,4 L	- 195,63	- 193,21	- 191,15	- 196,38	- 194,20	- 192,69
<b>PAREDE EXTERNA 3</b>						
1,2 D + 1,4 L	- 285,87	- 286,05	- 283,54	- 287,42	- 287,45	- 286,12
0,9D	- 206,89	- 207,14	- 204,64	- 208,09	- 208,16	- 206,00
1,2 D + L	- 282,97	- 283,19	- 281,00	- 284,54	- 284,58	- 282,72
1,4 D + 1,4 L	- 331,82	- 332,00	- 330,41	- 333,64	- 333,69	- 332,34
<b>PAREDE EXTERNA 4</b>						
1,2 D + 1,4 L	- 124,71	- 123,12	- 121,29	- 125,25	- 123,60	- 122,57
0,9D	- 72,16	- 69,64	- 66,68	- 72,47	- 69,85	- 68,18
1,2 D + L	- 116,57	- 114,69	- 111,78	- 117,08	- 115,11	- 113,31
1,4 D + 1,4 L	- 140,58	- 139,16	- 137,33	- 141,36	- 139,70	- 138,15
<b>PAREDE EXTERNA 5</b>						
1,2 D + 1,4 L	- 162,14	- 165,70	- 162,57	- 160,71	- 162,28	- 160,94
0,9D	- 95,06	- 100,00	- 95,07	- 94,47	- 96,61	- 94,44
1,2 D + L	- 152,27	- 155,87	- 152,41	- 150,86	- 152,51	- 150,96
1,4 D + 1,4 L	- 184,06	- 186,82	- 183,69	- 181,91	- 183,27	- 181,89

Fonte: AUTOR (2020)

**Tabela 7:** Tensões nas Paredes Internas (kgf/cm<sup>2</sup>).

COMBINAÇÕES	APOIO RÍGIDO			APOIO ELÁSTICO		
	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°	SEM VENTO	COM VENTO 90°	COM VENTO 0°
PAREDE INTERNA 1						
1,2 D + 1,4 L	- 190,21	- 189,52	- 184,89	- 190,30	- 189,57	- 184,94
0,9D	- 115,72	- 114,71	- 107,11	- 115,72	- 114,74	- 107,16
1,2 D + L	- 179,99	- 179,13	- 172,44	- 179,66	- 178,79	- 172,13
1,4 D + 1,4 L	- 215,96	- 215,19	- 210,60	- 215,88	- 215,26	- 210,64
PAREDE INTERNA 2						
1,2 D + 1,4 L	- 166,52	- 166,81	- 166,79	- 166,77	- 166,79	- 166,80
0,9D	- 124,97	- 125,00	- 125,07	- 125,08	- 125,12	- 125,08
1,2 D + L	- 166,52	- 166,54	- 166,78	- 166,80	- 166,83	- 166,81
1,4 D + 1,4 L	- 194,59	- 194,61	- 194,58	- 194,62	- 194,63	- 194,61
PAREDE INTERNA 3						
1,2 D + 1,4 L	- 187,06	- 179,71	- 186,75	- 183,27	- 181,30	- 182,53
0,9D	- 107,30	- 95,57	- 106,79	- 114,45	- 111,78	- 112,99
1,2 D + L	- 174,63	- 165,80	- 174,25	- 174,25	- 171,92	- 173,16
1,4 D + 1,4 L	- 211,17	- 203,81	- 210,63	- 208,53	- 206,59	- 207,77
PAREDE INTERNA 5						
1,2 D + 1,4 L	- 137,84	- 126,97	- 135,46	- 137,81	- 127,01	- 135,48
0,9D	- 65,64	- 61,33	- 62,53	- 65,64	- 61,31	- 62,54
1,2 D + L	- 123,20	- 111,04	- 119,98	- 123,17	- 111,04	- 119,97
1,4 D + 1,4 L	- 152,26	- 141,28	- 141,29	- 152,24	- 141,31	- 149,91
PAREDE INTERNA 7						
1,2 D + 1,4 L	- 243,38	- 244,30	- 242,77	- 243,29	- 243,57	- 242,64
0,9D	- 176,96	- 178,41	- 175,96	- 176,85	- 178,38	- 175,69
1,2 D + L	- 241,28	- 242,36	- 240,39	- 241,27	- 242,29	- 240,20
1,4 D + 1,4 L	- 282,73	- 283,63	- 282,10	- 282,69	- 283,62	- 282,10

Fonte: AUTOR (2020)

### 3. Conclusão

A partir das análises realizadas, pode-se observar que praticamente não há diferenças entre as tensões analisadas para a estrutura com apoio rígido quando comparado com o apoio elástico, utilizando a mesma combinação de ações. Os valores das tensões resultantes deram maior que as tensões de um bloco de alvenaria, o que comprova a necessidade da concretagem nos blocos e do uso de armações.

O maior esforço, entre todas as paredes, foi encontrado na parede externa 3 quando foi analisado com apoio elástico na combinação de 1,4 D + 1,4 L, com a influência do vento a 90°. E o menor na parede interna 4, calculada também com apoio elástico, porém a combinação foi 0,9D sem a consideração das ações do vento.

Também se conclui que o vento não interfere significativamente em um edifício de alvenaria estrutural de 4 pavimentos, o único resultado que apresentou uma influência do vento nos esforços as tensões eram relativamente baixas, como é apresentando nos resultados da parede interna 4.

Mesmo que o modelo apresentado seja bastante simplificado, foi visto que as tensões maiores são pontuais, por isso a estrutura do edifício não deve ser calculada a partir dessas tensões, deve ser feita uma análise geral. A maioria dos pontos de tensão máxima está localizada nos cantos inferiores das paredes, por esse motivo que é que deve ser realizado o grauteamento nos blocos e o uso de armação, aumentando assim a resistência.

Com as imagens geradas pelo software SAP 2000, como a figura 5 apresentada nos resultados, nota-se que há tensões concentradas nos cantos das aberturas, o que comprova a necessidade da utilização de vergas e contravergas em estruturas de alvenaria estrutural.

Na análise dos momentos, pode-se notar que o maior momento positivo está localizado no eixo da maior laje, o que já se esperava, pois além do seu peso ser maior, seus apoios estão mais distantes entre si.

Portanto, além do objetivo principal do trabalho, que seria fazer uma análise comparativa da estrutura com dois tipos de apoio, podem-se analisar outros tipos de resultados como a influência do vento para esse tipo de estrutura e também, ao visualizar a distribuição dos esforços nas paredes, foi possível entender a necessidade de alguns itens para as construções em alvenaria estrutural como o grauteamento, o uso de armações e contravergas.

#### 4. Referências

- ACCETTI, K. M. Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria. 1998. 247p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 2: Execução e controle de obra. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Parte 2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- IWAMOTO, Roberto Kunihiro. Alguns aspectos dos efeitos da interação soloestrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda, 2000.140 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000.
- PARSEKIAN, Guilherme. Apostila de alvenaria estrutural. São Carlos: UFSCAR. Depto. de Engenharia, 2012.

RAMALHO, Marcio; CORRÊA, Márcio. Projetos de Edifícios de Alvenaria Estrutural. São Paulo: PINI, 2003.

TAUIL, Carlos; NESSE, Flávio. Alvenaria Estrutural. São Paulo: PINI, 2010.