

## TENSÕES NA ALVENARIA DE VEDAÇÃO EM EDIFÍCIOS DEVIDO A RECALQUES DIFERENCIAIS <sup>1</sup>

Sílvio Maurício Beck<sup>2</sup>; Luis Eduardo Soardi<sup>3</sup>; Laura Alpe Coppetti<sup>4</sup>; Paola Nadine Johann Külzer<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Trabajo de Investigación, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões URI, Campus Santo Ângelo, RS/Brasil

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, Professor Me. no Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões URI, Campus Santo Ângelo, RS/Brasil. [beck.sm@hotmail.com](mailto:beck.sm@hotmail.com)

<sup>3</sup> Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Regional e Integrada do Alto Uruguai e das Missões URI, Campus Santo Ângelo, [eduardo.soardi@hotmail.com](mailto:eduardo.soardi@hotmail.com).

<sup>4</sup> Acadêmica de Engenharia Civil pela Universidade Regional e Integrada do Alto Uruguai e das Missões URI, Campus Santo Ângelo, [laura-alpe@hotmail.com](mailto:laura-alpe@hotmail.com).

<sup>5</sup> Acadêmica de Engenharia Civil pela Universidade Regional e Integrada do Alto Uruguai e das Missões URI, Campus Santo Ângelo, [pnjohannk@gmail.com](mailto:pnjohannk@gmail.com).

### Resumen

Com o passar das décadas, e evolução da construção civil possibilitou a implementação de uma vasta gama de novos materiais de construção. Atualmente, são encontradas diversas soluções para unidades de alvenaria, de diferentes materiais, formas, argamassas e técnicas construtivas. Apesar disso, e tendo em vista que em diversos países a função da alvenaria se restringe a vedação, a alvenaria de função estrutural ainda não demonstrou resultados tão satisfatórios como as estruturas de concreto armado e em aço.

Logo, as alvenarias com função de vedação desempenham um importante papel na interferência sobre outros serviços, além de ser responsável por aspectos de segurança de utilização, saúde, higiene, conforto e estética dos ambientes internos e externos. Elas são suscetíveis à diversas patologias, entre elas as fissurações, que podem abalar o desempenho da estrutura e a integridade da edificação. Uma das maiores causas de patologias em alvenarias de vedação são as movimentações da estrutura, que acabam transmitindo tensões que causam trincas, fissuras e rachaduras. Tais movimentações são ocasionadas por várias ações, como o vento, excesso de carga para as fundações e solo, ou recalques causados por sobrecarga na estrutura.

Para o presente trabalho, objetiva-se analisar o comportamento da estrutura de um pórtico plano que é submetido a recalque diferencial máximo, segundo a norma ABNT NBR 15575-2/2013, que regulamenta o desempenho de edificações habitacionais. Pretende-se verificar se o recalque máximo permitido por norma é o ideal para este tipo de construção, e também analisar esforços de tração, compressão, cisalhamento e deformações nos painéis de alvenaria com função de vedação, além de pontos de penetração e descolamento do painel na estrutura. Ressalta-se que no presente estudo trata-se apenas dos recalques diferenciais dos pilares, os quais são provocados por sobrecarga na estrutura resultando em recalques nas fundações das construções.

**Palabras Clave:** *Alvenaria de Vedação; Recalque Diferencial; Desempenho.*

## Introducción

Dentre as etapas necessárias para realização de uma obra de engenharia, está a análise estrutural, que busca compreender as ações atuantes na estrutura, a obtenção de esforços e deslocamentos de tal para posterior dimensionamento.

Outro fator importante da análise estrutural é elaboração de modelos estruturais que possam representar de forma mais realista possível os comportamentos da estrutura, como cita a NBR 6118 (2014) no item 14.2.1:

“A análise estrutural deve ser feita com um modelo estrutural realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não-linear dos materiais.”.

Um projeto estrutural é disposto em diferentes etapas, as quais se complementam e mantêm relação de interdependência, já que, uma vez realizada alguma alteração em uma delas, ocorrerá alteração nas próximas. Dentre estas etapas estão a concepção, pré-dimensionamento, levantamento das ações atuantes; obtenção dos esforços e deslocamentos; dimensionamento e detalhamento.

### - Estados Limites da Estrutura

Ao deixar de atender algumas das finalidades de sua construção, como segurança, funcionalidade e durabilidade, diz-se que a estrutura atingiu seu estado limite. Segundo a NBR 6118 (2014), a estrutura deve atender ao ELU – Estado de Limite Último, e ao ELS – Estado de Limite de Serviço.

O primeiro é referente ao momento de colapso do elemento, com a ocorrência de rupturas, perda de estabilidade e deterioração, ou seja, falência da capacidade de sustentação, levando à cessação de seu uso. Já o segundo diz respeito à durabilidade, aparência, desempenho e conforto do usuário em relação às máquinas e equipamentos suportados pela estrutura.

Ressalta-se que para os cálculos das resistências no estado limite último devem ser utilizados os coeficientes de ponderação específico de cada material. Os valores de tais coeficientes são expressos na NBR 6118 (2014), conforme Tabela 1:

Tabela 1. Valores dos Coeficientes de Segurança

Combinações	Concreto ( $\gamma_c$ )	Aço ( $\gamma_a$ )
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014.

### - Tipos de Modelação

Para análises de ações verticais atuantes e ações horizontais desprezíveis, existem diferentes modelos de análise estrutural a serem analisados, sendo os mais aconselhados a viga contínua, pórtico plano, espacial e reduzido.

O modelo de viga contínua é o mais simples, onde sua representação é feita através de barras com pontos de apoio e forças aplicadas no plano que contém seu eixo. Como resultados obtidos, têm-se os esforços de momento fletor e cisalhamento. Justamente por ser um modelo simplificado, possui algumas restrições, como a consideração de apoios rotulados, de

deslocamento vertical restrito e sem transferência de momento para os pilares, que apresentam rigidez axial infinita.

Indicado para análise de esforços e deslocamento do edifício como um todo, preferencialmente simétrico, o modelo de pórtico plano admite tanto ações verticais como horizontais. Se compõe de barras verticais que simulam os pilares e barras horizontais que simulam as vigas, desconsiderando as lajes, apenas suas reações aplicadas como carga distribuída na viga. Na busca da agilização dos cálculos pelo modelo de pórticos planos, os edifícios são tratados como se fossem formados por pavimentos isolados (FONTES, 2005). Para o modelo de pórtico espacial, é realizada a simulação de uma estrutura tridimensional, que possibilita a determinação de momentos fletores, de torção, esforços cortantes e normais. É considerada a solidariedade entre vigas e pilares, onde é realizada a interação empregando coeficientes de engastamento. Torna-se um método complexo, já que cada elemento possui translação paralela aos três eixos principais e rotação em torno desses mesmos três eixos. Assim, é de substancial necessidade o uso de programas de análise matricial para se solucionar o problema (CORRÊA, 1991).

O modelo de pórticos reduzidos considera a rigidez à flexão, a rigidez axial dos pilares e os momentos fletores transferidos das vigas para os pilares. Sua modelação é simples, onde o pórtico completo é apartado em menores para análise separada.

#### **- Método dos Elementos Finitos (MEF)**

O método dos elementos finitos tem a finalidade de resolver equações diferenciais parciais em cálculos estruturais, onde o sistema é analisado como um corpo contínuo de infinitos graus de liberdade. A estrutura é dividida em elementos ligados por nós. A montagem de tais elementos tem seu comportamento especificado por número finito de parâmetros. No caso dos problemas de análise estrutural, os parâmetros são os deslocamentos nodais, os quais são a incógnita do problema (ALVES FILHO, 2000).

São duas as formas de modelagem das estruturas. A primeira é por meio de estruturas reticuladas, onde os elementos são representados por uma barra (como as vigas contínuas, pórticos planos e espaciais, pilares, grelhas, treliças planas e espaciais). São distribuídos nós na estrutura, por onde é feita a interação entre os elementos.

A segunda maneira é quando os elementos estruturais são conectados continuamente e a estrutura divide-se em partes finitas que são ligadas por nós. Então, a estrutura é subdividida em componentes que formam uma malha de elementos finitos que representará o corpo contínuo e a escolha do elemento apropriado para modelar uma dada situação.

Para este segundo tipo de modelagem, as superfícies de contato entre os elementos apresentam continuidade de deslocamentos.

Santos (2007) afirma que a estrutura deve obedecer algumas leis fundamentais, entre elas o equilíbrio de forças, compatibilidade de deslocamentos e a Lei de Hooke.

#### **- Alvenaria de Vedação**

É considerado um sistema construtivo que se divide em fundações, estrutura, vedação vertical, instalações elétricas e hidráulicas, esquadrias, revestimentos, cobertura e impermeabilização. Estas divisões definem cada ambiente interno controlando assim a ação de agentes externos indesejáveis. O presente estudo dará ênfase para a vedação vertical constituída de alvenaria.

O princípio básico da alvenaria é a unidade, que tem por responsabilidade a resistência da alvenaria. A unidade é classificada quanto a sua forma. Uma desta são os tijolos, unidades maciças- índice de vazios de no máximo 25% da área total. Outra são os blocos, unidades vazadas-índice de vazios maior que 25% da área total. Estas, se dividem em unidades de concreto, unidades cerâmicas e unidades sílico- calcáreas.

### **- Argamassa de Assentamento**

Elemento que trabalha como aderente entre os materiais, fazendo o papel de ligante. A argamassa possui vários tipos de aplicação e para cada função é realizada uma alteração em suas propriedades. É responsável de transferir as tensões de forma uniforme entre as unidades, compensar as irregularidades e variações de tamanho.

### **- Painéis de Alvenaria de Vedação**

A alvenaria de vedação são paredes que tem a função de dividir ambientes externos e internos de uma edificação. São capazes de suportar somente seu próprio peso e seus componentes podem ser formados de blocos de concreto, blocos cerâmicos, painéis pré-moldados, entre outros.

Santos (2007), afirma que a estrutura composta resultante do preenchimento de pórticos de aço ou concreto armado com painéis de alvenaria difere-se bastante do modelo calculado com os elementos isolados, sem que se trate de uma unanimidade de pensamentos que os painéis de alvenaria promovem um aumento na rigidez do pórtico.

Segundo Kaminski Junior (2013), para que as alvenarias possam ser consideradas como elementos resistentes, no projeto seu processo construtivo deve prever um rigoroso controle de execução mediante algumas iniciativas como fiadas uniformes, as paredes perfeitamente apuradas, a ligação pórtico-painel que garanta perfeita ancoragem das paredes nos elementos do pórtico e os materiais que apresentem propriedades mecânicas suficientes para resistir aos esforços atuantes.

Para determinar a atuação dos painéis de alvenaria na rigidez da estrutura pode ser utilizado o método da diagonal equivalente, o qual consiste em transformar o painel em uma barra, tendo conhecimento de sua largura e módulo de elasticidade. Este método é utilizado pela sua simplicidade de execução, tornando-o atrativo para a prática de projetos estruturais.

A obtenção da largura da diagonal equivalente emprega o parâmetro rigidez relativa entre painel de alvenaria e pórtico ( $\lambda$ ), calculada por:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E \times t \times \text{sen}(2\theta)}{4 \times E_p \times I_p \times h}} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

E = módulo de elasticidade da parede;

$E_p$  = módulo de elasticidade do pilar;

$I_p$  = momento de inércia à flexão do pilar.

Por questão de nomenclatura, o produto entre a rigidez relativa ( $\lambda$ ) e a altura entre eixos de vigas (H) será expresso por:

$$\lambda_H = \lambda \times H \quad (\text{Equação 2})$$

De acordo com Kaminski Júnior (2013), para a determinação da diagonal equivalente existem diferentes formulações para diversos autores. Porém, “a expressão de MAINSTONE, 1974 (Equação 3) é a mais conhecida entre os pesquisadores, (...), entretanto, tal expressão, quando comparada com as demais, é a que fornece os menores valores para largura da diagonal equivalente”.

$$a = 0,175(\lambda_H)^{-0,4} \cdot D \quad (\text{Equação 3})$$

### **- Tensões nos Painéis de Alvenaria**

Unindo a utilização de materiais com excelentes propriedades e uma boa execução se consegue alvenarias de vedação com boas características físicas. Um dos grandes causadores de patologias nestas alvenarias são os esforços de tração e de cisalhamento, sendo elas responsáveis por todos os casos de fissuração da alvenaria, seja ela estrutural ou não (Lordsleem JR, 1997).

As tensões nos painéis de alvenarias podem vir a causar fissuras, trincas e rachaduras, sendo a fissura um dos primeiros indícios da ação de esforços superiores ao que o painel suporta. A absorção deste esforço pela deformação pode ocorrer, assim, ou a fissura cessa ou pode evoluir.

Entre as causas da fissura está a originada por movimentos diferenciais entre os elementos de concreto armado e a alvenaria, onde as alvenarias apresentam sensibilidade às ações mecânicas provocadas e por deslocamentos excessivos da estrutura.

A NBR 15575-2 (2013) disponibiliza limites de deslocamentos, conforme mostra na Tabela 2.

Tabela 2– deslocamentos limites para cargas permanentes e cargas acidentais em geral.

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite	Tipo de deslocamento
Visual/insegurança psicológica.	Pilares, paredes, vigas, lajes (componentes visíveis).	$L/250$ ou $H/300$ <sup>(1)</sup>	Deslocamento final incluído fluência (carga total).
Destacamentos, fissuras em vedação ou acabamentos, falhas na operação de caixilhos e instalações.	Caixilhos, instalações, vedações e acabamentos rígidos (pisos, forros, etc.)	$L/800$	Parcela da flecha ocorrida após a instalação da carga correspondente ao elemento em análise (parede, piso, etc.)
	Divisórias leves, acabamentos flexíveis (pisos, forros, etc.)	$L/600$	
Destacamentos e fissuras em vedações.	Paredes e/ou acabamentos rígidos.	$L/500$ ou $H/500$ <sup>(1)</sup>	Distorção horizontal ou vertical provocada por variações de temperatura ou ação do vento, distorção angular devida ao recalque de fundações (deslocamentos totais).
	Paredes e/ou acabamentos flexíveis (pisos, forros, etc.)	$L/400$ ou $H/400$	
<p>H: é a altura do elemento estrutural.  L´: é o vão teórico do elemento estrutural.  <sup>(1)</sup> Para qualquer tipo de solicitação, o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício deve ser limitado a <math>H_{total}/500</math> ou 3cm, respeitando-se o menor dos dois limites.  NOTA Não podem ser aceitas falhas, a menos daquelas que estejam dentro dos limites previstos nas normas prescritivas específicas.</p>			

Fonte: NBR 15575-2 (2013)

A deformação na alvenaria ocorre quando existe um maior módulo de deformação tanto da alvenaria quanto dos materiais empregados na sua execução. Logo, ela absorverá mais essas tensões. Assim, a resistência e a rigidez diminuem o módulo de elasticidade, reduzindo consequentemente a absorção destes esforços.

Os elementos estruturais como pilares, vigas e lajes se deformam sob a ação dos carregamentos pelos quais são submetidas. A ação de retração e deformação lenta do concreto pode afetar a integridade da estrutura, mas estas deformações podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação dos painéis de alvenaria.

Os recalques também podem provocar fissuras nos elementos estruturais e painéis de alvenaria, comprometendo a parte estrutural do edifício. Thomaz (1987) explica que “em edifícios com estrutura reticulada, os recalques diferenciados da fundação induzem à fissuração por tração diagonal das paredes, as trincas inclinam-se na direção do pilar que sofreu maior recalque”.

## Metodología

A finalidade do presente trabalho é analisar o comportamento da estrutura de um pórtico plano submetido a um recalque diferencial, determinar e mapear as zonas de tensões no painel de alvenaria provenientes deste recalque, a fim de descobrir se as tensões causadas

por esse recalque são maiores que as tensões que a alvenaria resiste. Para tanto, foram elaborados pórticos planos isolados, constituídos de estrutura composta em concreto armado e preenchidos com alvenaria de vedação com blocos cerâmicos, com o auxílio do Software Ansys 14.0.

A elaboração dos pórticos foi seguida e ajustada de acordo com a NBR 6118 (2014) - Projetos de Estrutura de Concreto, e a NBR 15.270 (2005) - Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação. Cada pórtico é composto de estrutura em concreto armado preenchido com painéis de alvenaria. O concreto possui resistência à compressão de 20Mpa, módulo de elasticidade (E) de  $2,5 \times 10^7$  Kpa e coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) 0,2. Os elementos dos pórticos terão 19 cm de espessura.

Quanto aos painéis de alvenaria, serão compostos por blocos cerâmicos com argamassa de assentamento, porém considerados como um único elemento homogêneo, para fins de cálculo. Segundo a NBR 15270 (2005) a resistência axial mínima para blocos cerâmicos com furos na vertical é de 3 Mpa, considerando um fator de eficiência do prisma de 0,5, e resistência à compressão do prisma ( $f_b$ ) 1,5 Mpa. O módulo de elasticidade (E) da alvenaria, (seguindo a NBR 15812 (2010) - Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos) foi de  $9,0 \times 10^5$  Kpa, e coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) 0,15.

No Ansys, foram moldados 27 pórticos, todos compostos pelos mesmos materiais e espessura, mudando apenas comprimento e altura dos elementos, e a existência ou não de aberturas de janelas nos painéis de alvenaria. As Tabelas 3 e 4 apresentam as características gerais dos pórticos.

Tabela 3. Nomenclatura e Dimensões

NOMENCLATURA PÓRTICOS	VÃO TEÓRICO (m)	PILAR LATERAL (cm)	PILAR CENTRAL (cm)	ALTURA DA VIGA (cm)	NÚMERO ABERTURAS	ESPESSURA ELEMENTOS (τ)
	Lt	P1-P3	P2	Hv	N	(τ)
430	4	19X30	19X60	0,35	0	0,19
431	4	19X30	19X60	0,35	1	0,19
432	4	19X30	19X60	0,35	2	0,19
440	4	19X40	19X80	0,35	0	0,19
441	4	19X40	19X80	0,35	1	0,19
442	4	19X40	19X80	0,35	2	0,19
450	4	19X50	19X100	0,35	0	0,19
451	4	19X50	19X100	0,35	1	0,19
452	4	19X50	19X100	0,35	2	0,19
630	6	19X30	19X60	0,5	0	0,19
631	6	19X30	19X60	0,5	1	0,19
632	6	19X30	19X60	0,5	2	0,19
640	6	19X40	19X80	0,5	0	0,19
641	6	19X40	19X80	0,5	1	0,19
642	6	19X40	19X80	0,5	2	0,19
650	6	19X50	19X100	0,5	0	0,19
651	6	19X50	19X100	0,5	1	0,19
652	6	19X50	19X100	0,5	2	0,19
830	8	19X30	19X60	0,65	0	0,19
831	8	19X30	19X60	0,65	1	0,19
832	8	19X30	19X60	0,65	2	0,19
840	8	19X40	19X80	0,65	0	0,19
841	8	19X40	19X80	0,65	1	0,19
842	8	19X40	19X80	0,65	2	0,19
850	8	19X50	19X100	0,65	0	0,19
851	8	19X50	19X100	0,65	1	0,19
852	8	19X50	19X100	0,65	2	0,19



Tabela 4. Dimensões dos Painéis e Aberturas

NOMENCLATURA PÓRTICOS	COMPRIMENTO DA ALVENARIA (m)	ALTURA ALVENARIA (m)	LARGURA ABERTURA (m)	ALTURA ABERTURA (m)	ALTURA TOTAL DO PÓRTICO (m)
	L	H	X	Y	Ht
430	3,55	2,65			3,35
431	3,55	2,65	1,55	1,2	3,35
432	3,55	2,65	1,55	1,2	3,35
440	3,4	2,5			3,35
441	3,4	2,5	1,5	1,2	3,35
442	3,4	2,5	1,5	1,2	3,35
450	3,25	2,35			3,35
451	3,25	2,35	1,45	1,2	3,35
452	3,25	2,35	1,45	1,2	3,35
630	5,55	2,65			3,5
631	5,55	2,65	2,35	1,2	3,5
632	5,55	2,65	2,35	1,2	3,5
640	5,4	2,5			3,5
641	5,4	2,5	2,3	1,2	3,5
642	5,4	2,5	2,3	1,2	3,5
650	5,25	2,35			3,5
651	5,25	2,35	2,25	1,2	3,5
652	5,25	2,35	2,25	1,2	3,5
830	7,55	2,65			3,65
831	7,55	2,65	2,95	1,2	3,65
832	7,55	2,65	2,95	1,2	3,65
840	7,4	2,5			3,65
841	7,4	2,5	2,9	1,2	3,65
842	7,4	2,5	2,9	1,2	3,65
850	7,25	2,35			3,65
851	7,25	2,35	2,85	1,2	3,65
852	7,25	2,35	2,85	1,2	3,65

Os pórticos possuem mesma altura de 3 metros. A altura das vigas varia de acordo com a distância entre os pilares, obtida pela Equação 4, onde foram obtidos três tipos de vãos: 4, 6 e 8 m, e três tipos de dimensões de pilares: 30, 40 e 50 cm.

$$h = \frac{L}{12} \quad (\text{Equação 4})$$

O pilar centra possui o dobro da largura dos pórticos sem aberturas nos painéis de alvenaria, um painel com abertura e outro sem e ambos com abertura, onde a altura da abertura corresponde a 2/5 da distância entre eixos das vigas e a largura da abertura corresponde a 1/5 da distância entre eixos de pilares. As aberturas são locadas no centro dos painéis.

Os elementos de estudo foram representados pelo PLANE 182, elemento finito de quatro nós e dois graus de liberdade à translação por nó. O elemento CONTA 172 representou o contato entre a estrutura de concreto armado e os painéis de alvenaria, sendo a superfície de contato a alvenaria e a superfície alvo o concreto. Logo, foi criada uma malha de 100mm x 100mm em todos os elementos.

A penetração entre a superfície de contato e a superfície alvo deve ser nula, porém, para realização de convergência numérica, deve ser aceita. Assim, Barbosa (2000) recomenda penetração máxima de 0,3 a 0,1 mm. Para ele, os elementos de contato superficial possuem um fator de rigidez normal de contato (FKN), que regula a penetração entre os elementos. Quanto maior for esse fator, menor é a penetração, o que pode dificultar a convergência numérica.

O software Ansys 14.0 utiliza o FTOLN, um fator de tolerância à penetração. Tal fator depende da profundidade  $h$  do elemento finito adjacente ao elemento de contato, na direção normal à superfície. Para o estudo em questão, foi utilizado o FTOLN de 10 mm. Para a análise, deve ser considerada a coesão (COHE), obtida segundo a FEMA 306 (1998). Por falta de resultados experimentais, as resistências dos painéis de vedação ao cisalhamento, tração e compressão também foram obtidas pela FEMA 306.

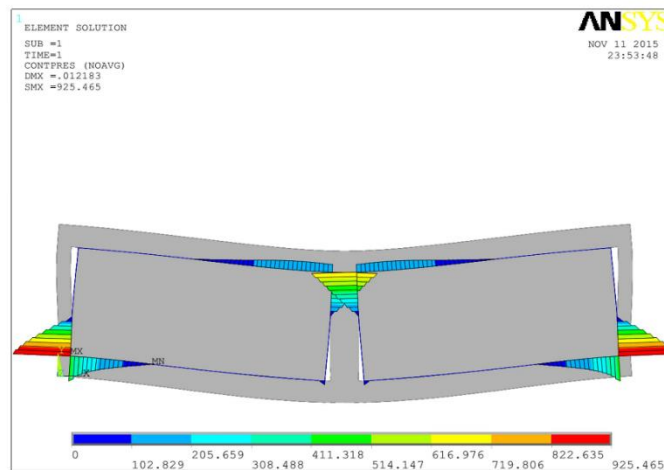
## Resultados y Discusión

### - Contato entre Alvenaria de Vedação e Estrutura em Concreto Armado

A variação da pressão de contato entre os elementos de alvenaria de concreto é influenciada pela rigidez dos painéis, ou seja, quanto mais rígidos os elementos, maiores são as pressões de contato. Podendo concluir que quanto maiores as aberturas nos painéis de alvenaria, menor é sua rigidez, conseqüentemente os pórticos onde existam aberturas tem menor pressão de contato entre a alvenaria e a estrutura de concreto.

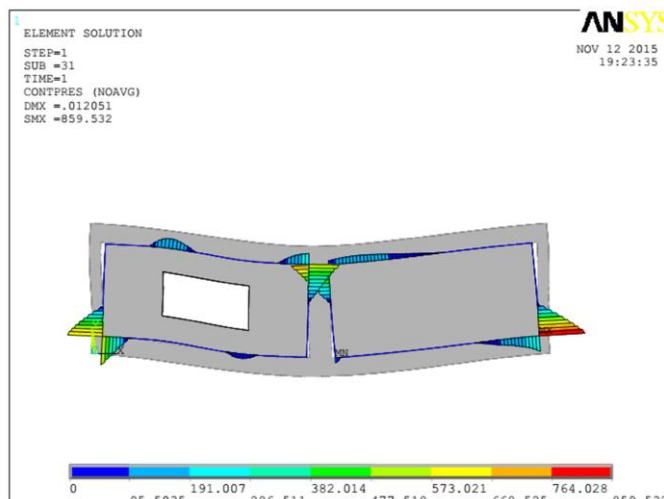
A pressão de contato no pórtico 630 pode ser observada na Figura 2, a qual se verifica os pontos de deslocamento da alvenaria em relação à estrutura e os pontos de maiores pressões de contato entre os dois elementos, chegando a máxima pressão de 925,465 KPa.

Figura 2 - Pressão de contato no pórtico 630



Existe uma diferença em relação aos pórticos com aberturas e sem aberturas já que o painel de alvenaria apresenta distribuições das pressões de contato variadas nestas duas situações que é representado no pórtico 631. Como a pressão máxima diminui pela menor rigidez do pórtico em relação ao 630 demonstrado na Figura 3, onde o valor de pressão máxima é de 859,532 KPa.

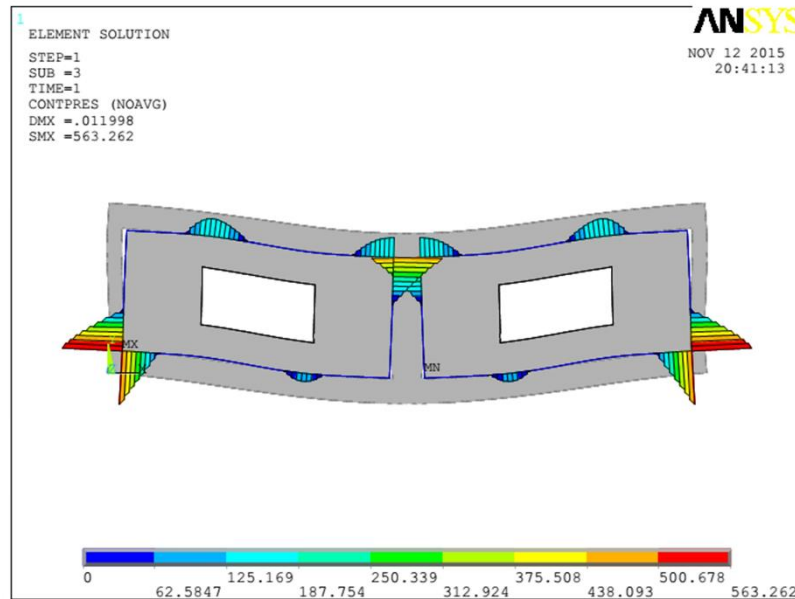
Figura 3 - Pressão de contato no pórtico 631





Na presença de duas aberturas a rigidez é reduzida e, por conseguinte, a pressão de contato diminui conforme a Figura 4, apresentando a pressão máxima de contato de 263,261KPa.

Figura 4 - Pressão de contato no pórtico 632



Os valores de pressão de contato são importantes para dimensionar uma estrutura, e para isto é necessário se ter conhecimento dos valores destas pressões. Estes valores são explanados na Tabela 5.

Tabela 5 - Pressão de contato

Pressão de Contato			
Pórticos	Sem Abertura	Uma Abertura	Duas Aberturas
4m30cm	664,617	645,294	544,999
4m40cm	840,816	748,063	531,281
4m50cm	843,771	649,935	543,885
6m30cm	925,465	859,532	563,262
6m40cm	882,058	753,814	515,069
6m50cm	884,779	759,984	508,243
8m30cm	338,84	310,6	255,841
8m40cm	316,191	298,436	222,208
8m50cm	309,383	293,724	207,211

Em um recalque da estrutura, a rigidez é um ponto que influencia neste fator. Esta rigidez em painéis de alvenaria pode causar necessidade de cargas maiores para provocar um recalque. Na Tabela 6 é possível observar os carregamentos necessários e os recalques obtidos. Além disso são encontrados os fatores de rigidez e o número de iterações para a convergência numérica dos resultados.

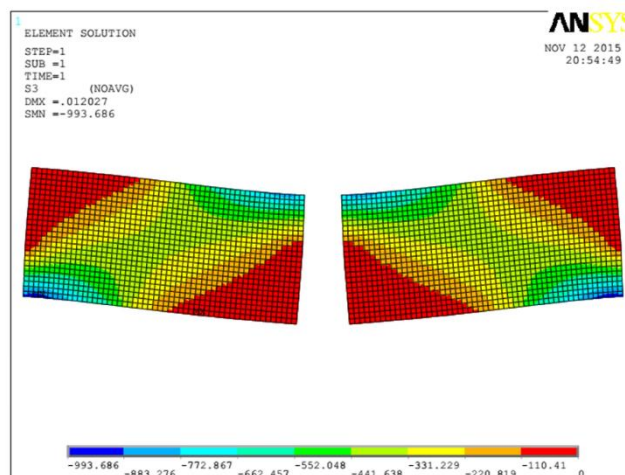
Tabela 6 - Carregamento e deslocamento

NOMENCLATURA PÓRTICOS	FKN	ITERAÇÕES	CARGA APLICADA	DESLOCAMENTO
430	0,05	332	189,5	0,8119
431	0,05	24	186,2	0,7921
432	0,05	25	151,79	0,7990
440	0,05	19	271,6	0,8043
441	0,05	323	198,03	0,7936
442	0,05	25	175	0,8014
450	0,05	18	295,56	0,8011
451	0,05	19	229,5	0,7981
452	0,05	20	195,57	0,8010
630	0,05	22	200	1,2183
631	0,05	588	156,75	1,2051
632	0,05	57	144	1,1998
640	0,05	20	216,3	1,2027
641	0,05	22	188,3	1,2003
642	0,05	22	165,2	1,1964
650	0,05	17	236,7	1,2051
651	0,05	18	206,1	1,1977
652	0,05	21	182,7	1,1972
830	0,01	8	145,15	1,6018
831	0,01	9	135,5	1,5927
832	0,01	13	129,25	1,5982
840	0,01	7	168,7	1,5800
841	0,01	8	158,76	1,6056
842	0,01	12	150,5	1,5982
850	0,01	7	183,6	1,5983
851	0,01	8	175,5	1,6012
852	0,01	7	167,4	1,5952

**- Variações de Tensões de Acordo com a Existência de Aberturas**

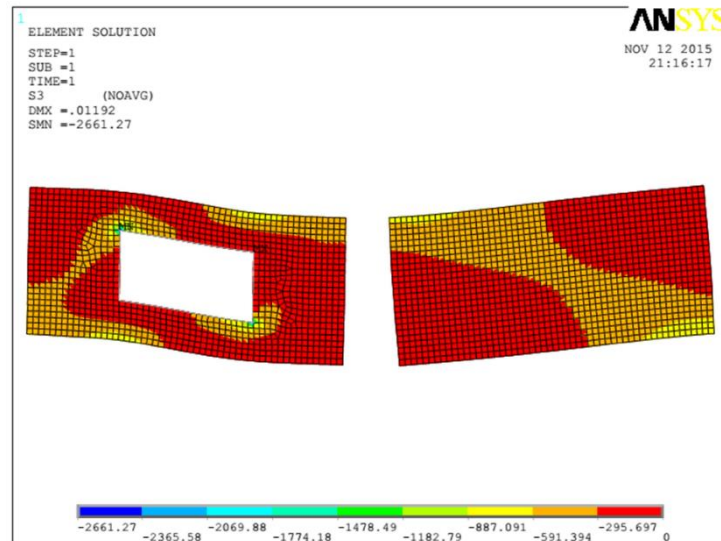
No pórtico 640 verifica-se as tensões de compressão, que se distribuem diagonalmente quando o pórtico não possui aberturas como observado na Figura 5. As tensões são concentradas mais nas extremidades deste pórtico, podem chegar a valores de máximas de 993,686 KPa.

Figura 5 – Tensões de compressão pórtico 640



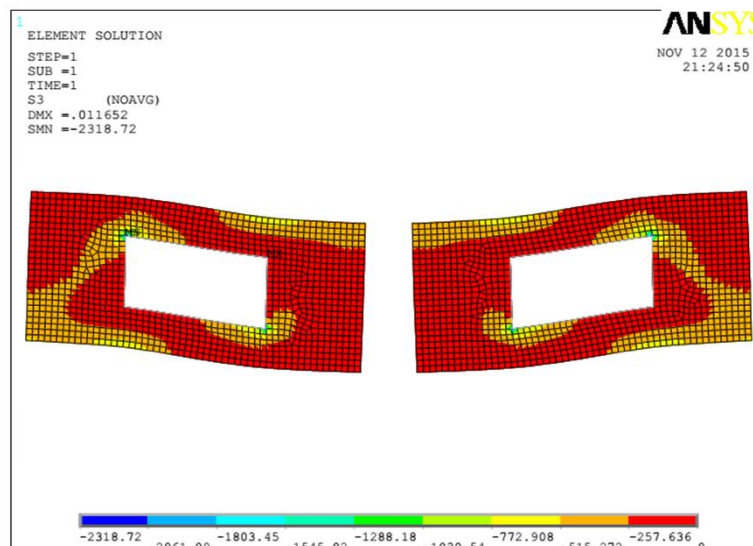
No pórtico 641 com o valor de tensão máxima de 1478,490 KPa, se pode observar que em pórticos com presença de aberturas as tensões de compressão se distribuem de forma diferente, obtendo picos nos cantos das aberturas, sendo eles desprezados e só considerando sua tensão máxima, como demonstrado na Figura 6.

Figura 6 - Tensões de compressão pórtico 641



Em situações em que existam pórticos com duas aberturas é possível constatar que as tensões de compressão se distribuem de forma semelhante às tensões nos painéis. No momento em que existem tensões nos dois painéis, a carga é distribuída simetricamente e concentram tensões de pico elevadas nos cantos das aberturas, as quais foram desprezadas, considerando somente a tensão de 1288,180KPa no pórtico 642, na Figura 7.

Figura 7 - Tensões de compressão pórtico 642



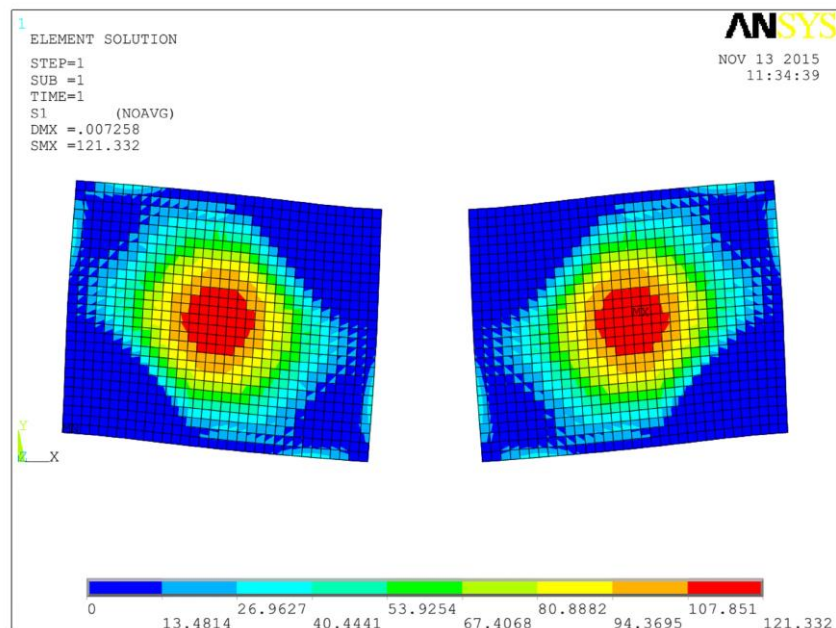
A Tabela 7 apresenta as tensões de compressão dos pórticos em estudo.

Tabela 7 - Tensões de compressão

TENSÕES DE COMPRESSÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	688,390	1281,230	1048,310
4m40cm	994,614	1112,69	980,871
4m50cm	1000,190	1238,420	1328,600
6m30cm	1048,850	1143,840	1285,930
6m40cm	993,686	1478,490	1288,180
6m50cm	992,396	1412,750	1247,050
8m30cm	451,512	1009,470	986,278
8m40cm	409,619	998,900	953,082
8m50cm	403,020	938,450	892,111

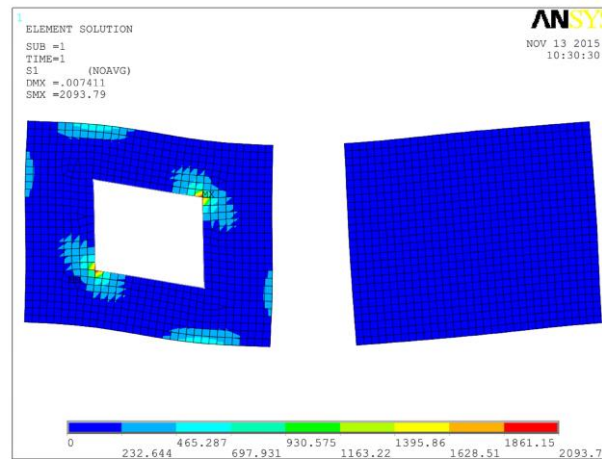
Já as tensões de tração se distribuem diagonalmente, mas são opostas as tensões de compressão onde não há aberturas, concentrando picos de tensões no centro do painel conforme a Figura 8, sua tração máxima é de 121,322 KPa no pórtico 450.

Figura 8 - Tensões de tração pórtico 450



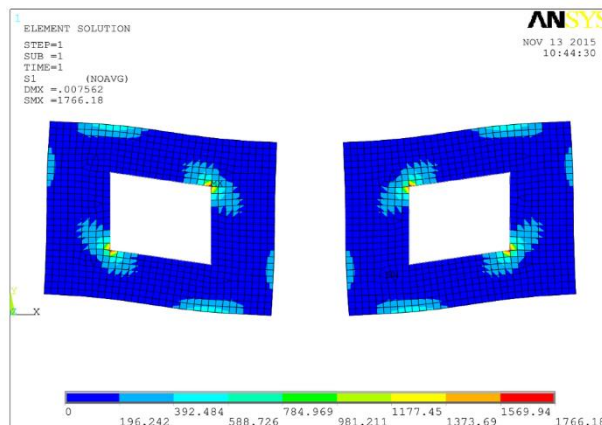
Em pórticos com presença de abertura, as tensões de compressão distribuem-se diagonalmente como os pórticos sem abertura, mas possuem uma diferença na intensidade das tensões e no local em que ocorre a maior concentração destas tensões. As tensões de pico se concentram nos cantos das aberturas, os quais são desprezados chegando no valor de 930,575 KPa no pórtico 451 como mostra na Figura 9. Devido aos valores muito elevados das tensões no painel com abertura quanto as tensões no painel sem abertura que não foi possível representar na escala abaixo.

Figura 9 - Tensões de tração pórtico 451



Nos pórticos onde há presença de duas aberturas, as tensões de compressão distribuem-se diagonalmente e simetricamente, como mostra a Figura 10, concentrando as maiores tensões nos cantos das aberturas, esses picos são desprezados, chegando à máxima compressão de 784, 969 kPa no pórtico 452.

Figura 10 - Tensões de tração pórtico 452



A Tabela 8 mostra os valores das tensões de tração atuantes em cada pórtico do estudo.

Tabela 8 - Tensões de tração

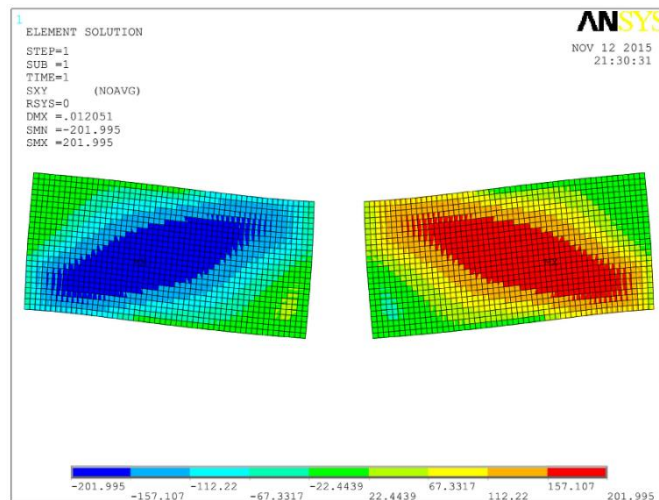
TENSÕES DE TRAÇÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	71,660	891,178	530,716
4m40cm	115,972	833,23	744,421
4m50cm	121,332	930,575	784,969
6m30cm	215,037	597,999	437,103
6m40cm	207,896	711,241	660,606
6m50cm	198,494	755,379	664,812
8m30cm	148,548	444,914	403,011
8m40cm	133,036	451,855	454,43
8m50cm	134,521	476,241	460,649

É possível verificar por meio dos dados coletados que as tensões de tração nos pórticos sem

aberturas apresentam pequenas intensidades ao se comparar com pórticos com aberturas, devido à maior rigidez e preenchimento no local de maior tensão de tração, no centro do painel. Os pórticos com uma abertura apresentam tensões de tração mais elevadas, pois o painel da direita exerce maior rigidez, ocorrendo transferência de tensões para a parte menos rígida, o lado esquerdo. Os pórticos com duas aberturas apresentam tensões painéis semelhantes aos pórticos com uma abertura, mas um pouco menos intensa e a distribuição das tensões é simétrica nos dois painéis.

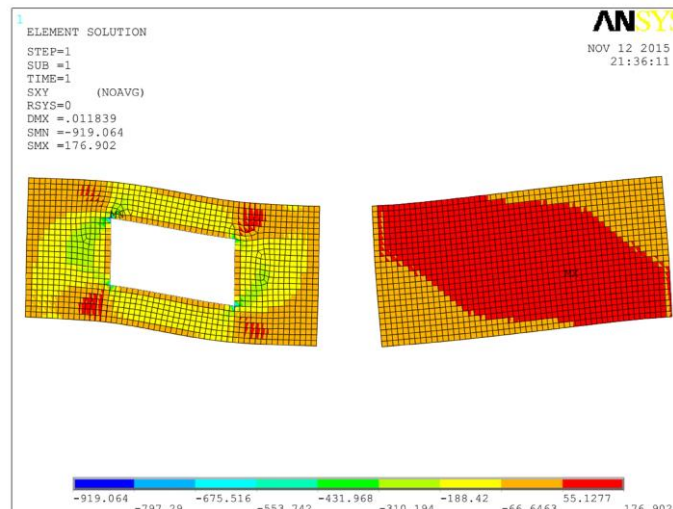
Para as tensões de cisalhamento em pórticos que não possuem aberturas, são distribuídas em diagonal, tendo picos de tensões no centro do painel podendo obter uma tensão de cisalhamento de 201,995 KPa no pórtico 650 visto na Figura 11.

Figura 11 - Tensões de cisalhamento pórtico 650



Há diferença de distribuições de tensões de cisalhamento nos painéis que possuem uma abertura para painéis sem aberturas, é possível identificar na Figura 12, e observar nela os picos de tensões que se concentram nos cantos destas aberturas, sendo desprezados. Podendo concluir que quanto mais próximo as extremidades do painel, a tensão de cisalhamento diminui e podendo chegar até 431,968 KPa no pórtico 651.

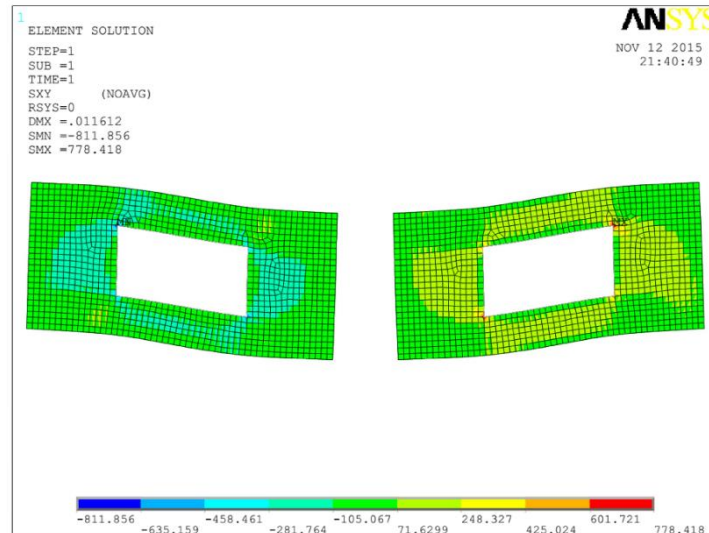
Figura 22 - Tensões de cisalhamento pórtico 651





Há uma semelhança entre painéis com duas aberturas e o painel esquerdo com somente uma abertura, porém se diferenciam pela distribuição simétrica entre os painéis e pelo valor do cisalhamento mostrado na Figura 13 com o valor de 458,461 KPa.

Figura 13 - Tensões de cisalhamento pórtico 652



A Tabela 9 mostra os resultados das tensões de cisalhamento dos pórticos.

Tabela 9 - Tensões de cisalhamento

TENSÕES DE CISALHAMENTO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	190,739	499,376	488,266
4m40cm	288,237	428,625	461,905
4m50cm	295,548	460,022	473,752
6m30cm	215,585	448,664	473,49
6m40cm	198,693	466,183	482,689
6m50cm	201,995	431,968	458,461
8m30cm	104,488	316,813	350,12
8m40cm	102,236	310,643	343,286
8m50cm	102,24	282,942	323,838

A influência nos resultados devido a existência de aberturas nos painéis foram claras depois dos dados adquiridos, os modelos com duas aberturas obtiveram valores mais elevados em relação aos outros.

Foi realizada a modelagem com o mesmo fator de rigidez ( $FKN=0,05$ ), mas não foram comparadas as tensões entre vãos.

#### - Tensões Máximas Resistidas Pelos Painéis de Alvenaria

Por meio das equações exemplificadas anteriormente, foi possível o cálculo das tensões máximas resistidas pelos painéis. Para a resistência à compressão dos Painéis de Alvenaria, como a compressão máxima resistida pelos pórticos está ligada diretamente à resistência do prisma e não à características geométricas do painel, esta resistência será a mesma para todos os pórticos, sendo obtida pela Equação 5.

$$f_{c,8} = \frac{f_p}{2} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde  $f_p$  corresponde à resistência a compressão do prisma que é de 1,5 MPa, resultando na resistência à compressão do painel de 750 kPa.

Já para a resistência à tração dos painéis de alvenaria, pode ser obtida de acordo com a Equação 6:

$$r_0 = \frac{f_p}{40} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde  $f_p$  corresponde à resistência a compressão do prisma que é de 1,5 MPa, resultando na resistência à tração de 37,50 kPa.

Para o cisalhamento, pode ser obtida pela equação 8-4 da FEMA 306 (1998):

$$f_r = \frac{r_0 + 0,5 \times \sigma_g \times \mu}{1 - \frac{\mu}{\phi_8}} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde :

$r_0$  = coesão;  $\mu$  = coeficiente de atrito da junta de argamassa;  $\sigma$  = tensão vertical de compressão na parede;  $f_r$  = é a resistência ao cisalhamento da parede.

A Tabela 10 apresenta resultados da resistência ao cisalhamento de cada pórtico.

Tabela 10 - Cisalhamento resistente

CISALHAMENTO RESISTENTE (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	91,831	91,831	91,831
4m40cm	89,609	89,609	89,609
4m50cm	87,330	87,330	87,330
6m30cm	65,858	65,858	65,858
6m40cm	64,337	64,337	64,337
6m50cm	62,807	62,807	62,807
8m30cm	58,128	58,128	58,128
8m40cm	56,956	56,956	56,956
8m50cm	55,785	55,785	55,785

O ângulo da diagonal dos painéis são fatores que diferenciam a resistência ao cisalhamento entre os pórticos, que diminui conforme o vão aumenta entre pilares e da tensão vertical, que é ligada diretamente ao peso da alvenaria, diminuindo a medida que a altura do painel é diminuída.

Os resultados das tensões analisadas e resistência à compressão são apresentadas nas Tabelas 11 e 12.

Tabela 11 - Tensões de compressão

TENSÕES DE COMPRESSÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	688,390	1281,230	1048,310
4m40cm	994,614	1112,69	980,871
4m50cm	1000,190	1238,420	1328,600
6m30cm	1048,850	1143,840	1285,930
6m40cm	993,686	1478,490	1288,180
6m50cm	992,396	1412,750	1247,050
8m30cm	451,512	1009,470	986,278
8m40cm	409,619	998,900	953,082
8m50cm	403,020	938,450	892,111

Tabela 12 – Resistência à compressão

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	750	750	750
4m40cm	750	750	750
4m50cm	750	750	750
6m30cm	750	750	750
6m40cm	750	750	750
6m50cm	750	750	750
8m30cm	750	750	750
8m40cm	750	750	750
8m50cm	750	750	750

Nos pórticos 430, 830, 840 e 850 não são observadas fissuras causadas por tensão de compressão.

As resistências à tração calculadas foram representadas numericamente nas Tabelas 13 e 14. Nos pórticos, foram observadas fissuras causadas pelas tensões de tração.

Tabela 13 - Tensões de tração

TENSÕES DE TRAÇÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	71,660	891,178	530,716
4m40cm	115,972	833,23	744,421
4m50cm	121,332	930,575	784,969
6m30cm	215,037	597,999	437,103
6m40cm	207,896	711,241	660,606
6m50cm	198,494	755,379	664,812
8m30cm	148,548	444,914	403,011
8m40cm	133,036	451,855	454,43
8m50cm	134,521	476,241	460,649

Tabela 14 – Resistência à tração

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	37,5	37,5	37,5
4m40cm	37,5	37,5	37,5
4m50cm	37,5	37,5	37,5
6m30cm	37,5	37,5	37,5
6m40cm	37,5	37,5	37,5
6m50cm	37,5	37,5	37,5
8m30cm	37,5	37,5	37,5
8m40cm	37,5	37,5	37,5
8m50cm	37,5	37,5	37,5

Para tensões de cisalhamentos, osm resultados são apresentados nas Tabelas 15 e 16. Em todos os pórticos onde foram aplicadas tensões de cisalhamento, pode-se observar a presença de fissuração.

Tabela 15 - Tensões de cisalhamento

TENSÕES DE CISALHAMENTO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	190,739	499,376	488,266
4m40cm	288,237	428,625	461,905
4m50cm	295,548	460,022	473,752
6m30cm	215,585	448,664	473,49
6m40cm	198,693	466,183	482,689
6m50cm	201,995	431,968	458,461
8m30cm	104,488	316,813	350,12
8m40cm	102,236	310,643	343,286
8m50cm	102,24	282,942	323,838

Tabela 16 - Resistência ao cisalhamento

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (kPa)			
pórticos	sem abertura	uma abertura	duas aberturas
4m30cm	91,831	91,831	91,831
4m40cm	89,609	89,609	89,609
4m50cm	87,330	87,330	87,330
6m30cm	65,858	65,858	65,858
6m40cm	64,337	64,337	64,337
6m50cm	62,807	62,807	62,807
8m30cm	58,128	58,128	58,128
8m40cm	56,956	56,956	56,956
8m50cm	55,785	55,785	55,785

## Conclusiones

O dimensionamento de tensões em projetos estruturais é de extrema importância ao se tratar

de painéis de alvenaria de vedação. Por esta razão este trabalho apresentou uma análise de tensões que resultaram de uma aplicação de carga de orientação vertical, simulando um recalque diferencial em pórticos de concreto armado preenchido com alvenaria de vedação. Estas tensões foram comparadas com tensões máximas que a alvenaria suportou sem fissurar, com auxílio do software Ansys 14.0, que utiliza o método dos elementos finitos para tal simulação.

Levou-se em consideração todas as recomendações das normas que estabelecem resistências e limites de recalque para este tipo de estrutura dos elementos estudados.

A alvenaria de vedação não possui a função de resistir a esforços provenientes da estrutura, podendo ocasionar em algumas situações esforços maiores que a capacidade do mesmo de resistir, conseqüentemente originando patologias nos painéis de alvenaria, que variam de microfissuras a colapso dos painéis.

As tensões obtidas com resultados das análises ultrapassaram a maioria das tensões suportadas pela alvenaria de vedação, sendo em algumas delas muito elevadas, totalizando dez vezes a resistência do painel. Também foi possível observar, através dos dados encontrados, que há influência das aberturas nas tensões de compressão atuantes nos painéis de alvenaria em relação aos pórticos sem aberturas.

Com este estudo é possível confirmar que é necessário um estudo mais detalhado sobre os limites de recalque e uma análise mais aprofundada e detalhada em outros modelos, já que este é incompatível com o recalque que é admitido pela norma 15575-2 (2013), para desta forma evitar a formação de fissuras causadas por esforços oriundos da estrutura e transferidos a alvenaria de vedação.

## Referencias

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 (2014). *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15270 (1992). *Blocos cerâmico para alvenaria de vedação – Terminologia e Requisitos*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7171 (1992). *Bloco cerâmico para alvenaria*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7173 (1982). *Blocos vazados de concreto simples para alvenaria sem função estrutural*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8041 (1983). *Tijolo maciço cerâmico para alvenaria – formas e dimensões*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14974-1 (2003). *Bloco sílico-calcáreo para alvenaria – parte 1: requisitos, dimensões e método de ensaio*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15575-2 (2013). *Edificações Habitacionais – Desempenho, parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais*. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15812-1 (2010). *Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projeto*. Rio de Janeiro : ABNT, Brasil.

ALVES FILHO, A. (2000). *Elementos Finitos: A Base da tecnologia CAE*. São Paulo, Brasil.

- BARBOSA, P. C.(2000). *Estudo da iteração de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado*. [Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)]. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, Brasil.
- CORRÊA, M. R. S.(1991) *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, Brasil.
- FONTES, Fernando Fernandes. (2005). *Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003*. São Carlos: s.e., São Paulo, Brasil.
- KAMINSKI JUNIOR., J. ; ALVA, G. M. S.; SILVA, L. R.. (2013). *Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalente na análise estrutural de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria*.
- LORDSLEEM JR., A. C. (1997). *Sistemas de recuperação de fissuras da alvenaria de vedação: avaliação da capacidade de deformação*. Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- SANTOS, Elilde Medeiros dos. (2007). *Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil), Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.
- THOMAZ, E. (1987). *Manual técnico de alvenaria, Patologia*. São Paulo, Projeto/PW editores, Associação. São Paulo, Brasil.