



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**



LUCAS FERREIRA GALVÃO

**PROJETO DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO  
ARMADO COM A CONSIDERAÇÃO DE ALVENARIAS PARTICIPANTES**

Uberlândia

2019

LUCAS FERREIRA GALVÃO

**PROJETO DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO  
ARMADO COM A CONSIDERAÇÃO DE ALVENARIAS PARTICIPANTES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado, no formato de artigo científico, à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva.

Uberlândia

2019

# PROJETO DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO ARMADO COM A CONSIDERAÇÃO DE ALVENARIAS PARTICIPANTES

Lucas Ferreira Galvão (1); Gerson Moacyr Sisniegas Alva (2)

*(1) Graduando, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil*

*(2) Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil*

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo demonstrar como as alvenarias participantes podem ser incluídas no dimensionamento de estruturas reticuladas de edifícios de múltiplos andares em concreto armado frente às ações horizontais, por meio das recomendações do projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018). Para a análise estrutural, utilizou-se o Modelo da Diagonal Equivalente, forma mais prática para a consideração da interação entre a alvenaria e a estrutura reticulada sob ações horizontais. Duas soluções de projeto para um edifício de 12 andares de concreto armado foram comparadas com relação ao comportamento estrutural. Os resultados da comparação indicaram as vantagens estruturais da opção de projetar alvenarias participantes como elementos de contraventamento em edifícios de múltiplos andares: aumento da rigidez lateral do edifício e redução dos esforços solicitantes nos elementos da estrutura reticulada.

**Palavras-chave:** Estruturas de Concreto, Alvenarias Participantes, Alvenaria Estrutural, Análise Estrutural.

## 1 INTRODUÇÃO

Um importante requisito na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado de múltiplos pavimentos é a verificação da estabilidade global, que está relacionada com a capacidade da estrutura de resistir às ações horizontais atuantes na edificação (vento, desaprumo, ações sísmicas), cuidando-se que os deslocamentos provocados por essas mesmas ações não produzam efeitos globais de segunda ordem elevados. Assim, é importante que seja adotado um sistema de contraventamento adequado para a estrutura.

Existem diversas alternativas para a escolha do sistema de contraventamento de uma estrutura, que pode ser constituído por pórticos formados por vigas e pilares, pilares-parede, enrijecedores inclinados formando treliças, núcleos rígidos ou ainda por pórticos preenchidos (paredes de alvenaria associadas a pórticos).

Nos projetos convencionais de concreto armado, as alvenarias possuem somente a função de vedação, protegendo o interior do edifício de intempéries e dividindo os espaços internos da edificação (ARAÚJO, 2014). Dessa forma, são consideradas na análise estrutural apenas como cargas nos elementos estruturais sobre os quais estão apoiados, desprezando sua influência no comportamento global da estrutura.

Entretanto, de acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), existem pelo menos duas justificativas para que as alvenarias sejam consideradas no cálculo estrutural. A primeira é que, em edifícios mais altos, as alvenarias de preenchimento oferecem boa contribuição para a rigidez global da estrutura frente às ações horizontais, podendo ser executadas como parte do sistema de contraventamento. A segunda justificativa é que a existência de alvenarias de preenchimento em determinadas posições da estrutura pode aumentar de forma significativa a rigidez dessa parte da estrutura, alterando a distribuição de esforços no sistema estrutural; além disso, uma distribuição não simétrica das paredes de alvenaria, em planta, pode causar momentos torçores e alterar a distribuição de esforços.

Apesar do desenvolvimento de várias pesquisas nacionais e de comprovações a respeito da eficiência dos pórticos preenchidos, os projetistas ainda tendem a desconsiderar a alvenaria como elemento de contraventamento, devido à falta de códigos normativos de projeto no nosso país que considerem a contribuição das paredes de alvenaria (GRANDI, 2018).

Diante desse contexto, em 2017 foi instalada a Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural (CE-002:123.010) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002) para a atualização e a unificação das normas de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos (ABNT NBR 15812, 2010) e de blocos de concreto (ABNT NBR 15961, 2011). A comissão elaborou o projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018), o qual apresenta, em anexo informativo, uma proposta para a consideração das alvenarias de preenchimento como parte do sistema de contraventamento, denominadas alvenarias participantes.

Com base nas discussões acima, este trabalho tem como objetivo demonstrar, por meio das recomendações propostas pelo projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018), como as alvenarias participantes podem ser incluídas no dimensionamento de estruturas reticuladas de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto armado, mediante um exemplo numérico de um edifício de 12 andares. Para a análise estrutural, empregou-se o Modelo de Diagonal Equivalente, forma mais prática para a consideração das alvenarias participantes sob ações horizontais, que é recomendado pelo projeto de norma. Duas soluções de projeto foram comparadas com relação ao comportamento estrutural (esforços solicitantes e deslocamentos) e os resultados serão apresentados nos próximos itens.

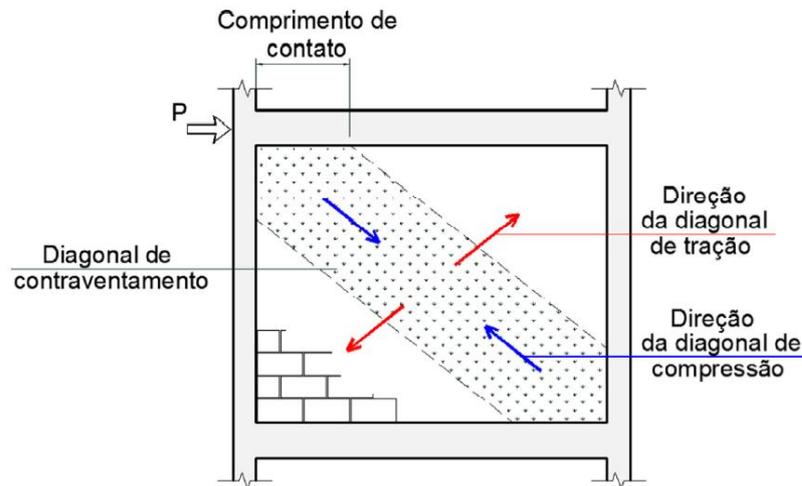
## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

De acordo com Alvarenga (2002), um fato que contribuiu para o desenvolvimento do estudo de alvenarias de preenchimento como elementos resistentes em pórticos submetidos a ações laterais, ocorreu no edifício Empire State, em Nova York, após sua conclusão na década de 1930. Durante uma tempestade com rajadas de vento excedendo a 145 km/h, observou-se o início de fissuras nas paredes de alvenaria nos pisos 29 e 42, além de fissuras na interface pórtico-parede. Os extensômetros fixos nos pilares não registraram deformações no pórtico antes do início das fissuras na parede, mesmo com a presença de forte vento, evidenciando que as paredes de alvenaria contribuíram para a rigidez global frente à ação do vento.

Polyakov (1960, apud MONTANDON, 2018), posteriormente, descreveu três estágios de comportamento para pórticos preenchidos quando submetidos a ações horizontais. No primeiro estágio, a parede de alvenaria e o pórtico se comportam como uma unidade monolítica, resistindo juntamente às ações horizontais. O segundo estágio ocorre com o aumento da carga horizontal e o aparecimento de fissuras nos cantos da diagonal tracionada e nas juntas de argamassa ao longo da diagonal comprimida. No terceiro estágio, mais fissuras surgem à medida que a carga horizontal aumenta até o ponto onde o conjunto pórtico-parede perde sua capacidade resistente devido ao esmagamento dos cantos comprimidos. Com base nessas observações, o autor propôs o Modelo de Diagonal Equivalente, a partir do qual o

comportamento da parede de alvenaria pode ser simulado por meio de uma barra diagonal comprimida, conforme ilustra a Figura 1.

Figura 1 - Abordagem de diagonal comprimida.

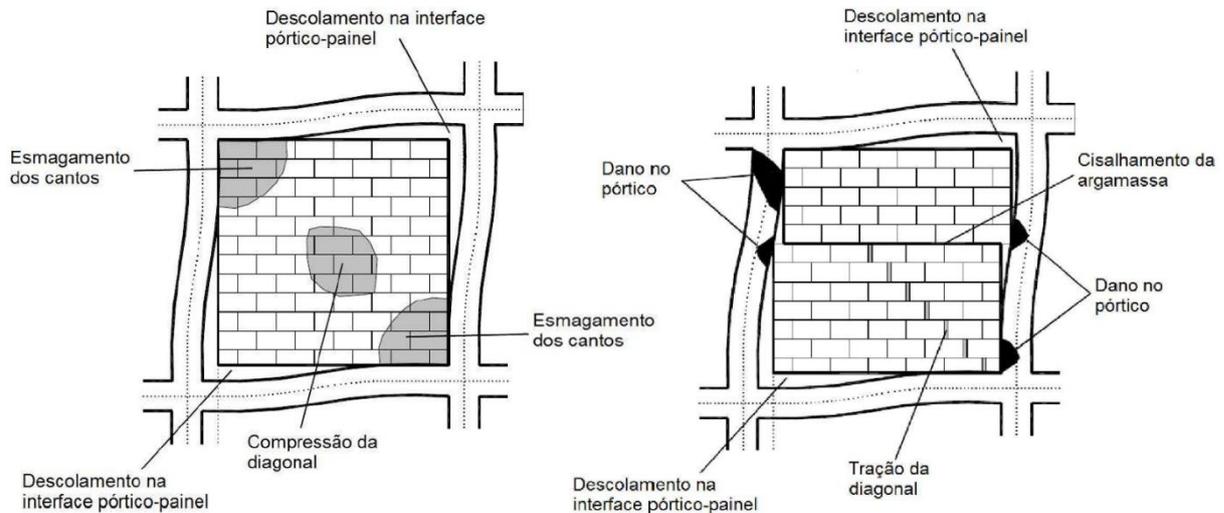


Fonte: Madia (2012).

A partir desse modelo, surgiram diversas expressões analíticas para a determinação da largura da diagonal equivalente, como por exemplo, as expressões de Mainstone (1974), Hendry (1981), Paulay e Priestley (1992), dentre outras, cujos resultados são analisados por Montandon (2018).

Com relação aos modos de ruptura de pórticos preenchidos, Grandi (2018), tendo como base diversos estudos experimentais e analíticos encontrados na literatura especializada, menciona cinco diferentes modos, sendo eles: esmagamento da parede nos cantos comprimidos; compressão da diagonal; cisalhamento por escorregamento das juntas de argamassa; tração da diagonal e colapso do pórtico. Salienta-se que os modos de colapso por esmagamento dos cantos da parede (que está associado a um sistema composto por um preenchimento de alvenaria de baixa resistência envolvido por um pórtico de elementos de maior capacidade de carga) e por cisalhamento das juntas de argamassa (que está associado a uma parede assentada com argamassa de baixa resistência) representam modos de maior relevância. Os cinco modos de ruptura estão representados na Figura 2.

Figura 2 - Modos de ruptura de pórticos preenchidos.



a) Esmagamento dos cantos comprimidos e compressão da diagonal.

b) Tração da diagonal, cisalhamento da argamassa e danos no pórtico.

Fonte: Grandi (2018).

Existem várias pesquisas na literatura internacional sobre a consideração de alvenarias de preenchimento como elementos resistentes do sistema estrutural, a grande maioria motivada pelas ações de sismos. No Brasil, o número de pesquisas relacionadas a esse tema vem crescendo desde a década de 2000, dentre as quais podem ser citadas as de Alvarenga (2002), Santos (2007), Tanaka (2011), Madia (2012), Silva (2014), Pitanga (2016), Montandon (2018), Medeiros (2018) e Grandi (2018).

### 3 ALVENARIAS PARTICIPANTES

Atualmente, existem normas internacionais que apresentam procedimentos para a realização de projetos com o uso de alvenarias participantes, como por exemplo a canadense CSA S304-14 (2014), a neozelandesa NZS 4230-04 (2004) e a estadunidense TMS 402/602-16 (2016). No Brasil, conforme já citado, a Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural (CE-002:123.010) elaborou o projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018) que apresenta uma proposta para a consideração das alvenarias participantes. De acordo com o projeto de norma (2018), “Alvenaria Participante é a Alvenaria Estrutural construída dentro de um pórtico, intencionalmente dimensionada e construída como parte do sistema de contraventamento”, devendo ser tratada e verificada como alvenaria estrutural.

Para a consideração das alvenarias participantes, o projeto de norma recomenda o Modelo de Diagonal Equivalente, descrito no item 3.1. As expressões utilizadas para o cálculo das resistências das alvenarias participantes, também derivadas do projeto de norma, estão dispostas no item 3.2.

### **3.1 Modelo de Diagonal Equivalente**

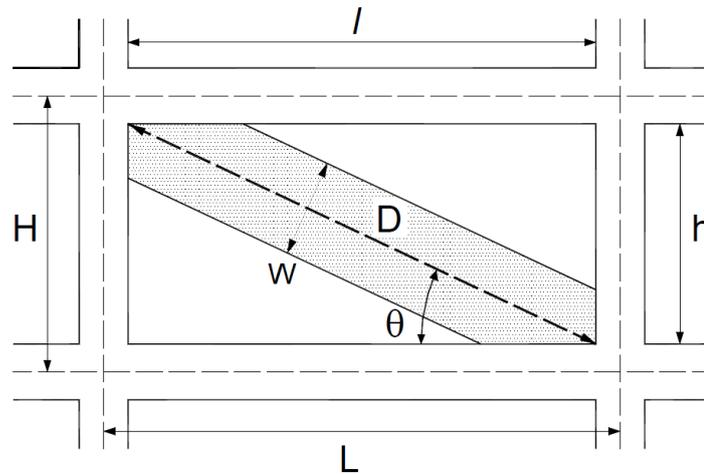
A modelagem precisa do comportamento de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria é um problema complexo, pois existem diversos parâmetros que devem ser considerados para que o modelo seja eficaz, tais como: o tipo de ligação existente entre a parede e o pórtico, a existência de aberturas na parede, a relação entre as dimensões do pórtico e as propriedades mecânicas dos blocos e argamassas presentes nas paredes (SILVA, 2014).

O projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018) recomenda a modelagem da alvenaria participante sob ações horizontais por meio do Modelo de Diagonal Equivalente, que é uma forma mais prática e muito utilizada no meio técnico internacional para projetos. O modelo consiste em simular a parede de alvenaria mediante a uma barra birrotulada definida nos pontos de encontro viga-pilar, denominada diagonal equivalente. O módulo de elasticidade dessa barra fictícia é considerado como o mesmo da alvenaria que compõe a parede, o qual pode ser determinado por meio de recomendações do projeto de norma, como será exposto no item 4.3.1. Dessa forma, os parâmetros geométricos a serem informados para se empregar o modelo são a largura e a espessura da diagonal equivalente.

Ressalta-se que, de acordo com o projeto de norma, paredes participantes não devem possuir aberturas ou espaços vazios entre a parede de alvenaria e o pórtico, a menos que o projetista seja capaz de demonstrar que a ação da diagonal comprimida pode ser formada.

Para o cálculo da largura da diagonal equivalente, o projeto de norma recomenda a mesma expressão utilizada pela norma canadense CSA S304 (2104), a qual é resultante da expressão proposta por Hendry (1981), tendo, entretanto, como limite superior o valor proposto por Paulay e Priestley (1992). Na Figura 3, está ilustrada a largura da diagonal equivalente ( $w$ ), que pode ser calculada de acordo com as Equações 1, 2 e 3.

Figura 3 - Modelo de Diagonal Equivalente.



Fonte: Adaptado de Silva (2014).

$$w = \sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2} \quad (\text{Equação 1})$$

$$\alpha_H = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_p \cdot h}{E_a \cdot t_{ap} \cdot \sin 2\theta}} \quad (\text{Equação 2})$$

$$\alpha_L = \pi^4 \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_v \cdot l}{E_a \cdot t_{ap} \cdot \sin 2\theta}} \quad (\text{Equação 3})$$

onde:

$w$  = largura da diagonal equivalente (cm);

$\alpha_H$  = comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida (cm);

$\alpha_L$  = comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida (cm);

$t_{ap}$  = espessura da alvenaria participante (cm);

$h$  = altura da parede (cm);

$l$  = comprimento da parede (cm);

$\theta = \text{atan}(h/l)$  = ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal;

$E_a$  = módulo de elasticidade da parede de alvenaria (MPa);

$E_c$  = módulo de elasticidade do material do pórtico (MPa);

$I_p$  = momento de inércia à flexão do pilar (cm<sup>4</sup>);

$I_v$  = momento de inércia à flexão da viga (cm<sup>4</sup>).

A espessura da diagonal equivalente é adotada como a espessura da alvenaria participante ( $t_{ap}$ ), que, de acordo com o projeto de norma, é igual a duas vezes a soma da espessura das paredes longitudinais do bloco (para bloco vazado não totalmente grauteado) ou a espessura da parede (para tijolo ou bloco totalmente grauteado).

A largura efetiva da diagonal equivalente ( $w_{ef}$ ), para o cálculo da resistência à compressão da diagonal, deve ser tomada como  $w/2$  e não deve exceder um quarto do comprimento da diagonal ( $D$ ).

Portanto, a rigidez efetiva da diagonal equivalente ( $k_{ef,diag}$ ) a ser empregada na análise estrutural para obtenção dos esforços e dos deslocamentos é dada por:

$$k_{ef,diag} = \frac{\phi_{st} * w_{ef} * t_{ap} * E_a}{D_{ef}} \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

$\phi_{st}$  = fator que leva em conta a redução de rigidez considerado igual a 0,5;

$D_{ef} = D - w_{ef}/2$  = comprimento efetivo da diagonal equivalente.

### 3.2 Cálculo das resistências das alvenarias participantes

Segundo a premissa básica do dimensionamento estrutural, a segurança das alvenarias participantes frente às ações horizontais é verificada quando os esforços normais solicitantes de cálculo ( $N_{Sd}$ ) forem inferiores aos esforços normais resistentes de cálculo ( $N_{Rd}$ ), isto é,  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$ .

Os esforços normais solicitantes são obtidos do Modelo de Diagonal Equivalente. Os esforços normais resistentes podem ser deduzidos a partir das expressões da resistência das paredes à compressão diagonal e ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal de argamassa.

#### 3.2.1 Compressão diagonal

No caso de alvenaria com o uso de blocos de 190mm de altura e junta de argamassa de 10mm, segundo o projeto de norma, a resistência à compressão simples da parede pode ser estimada como sendo 70% da resistência característica de compressão do prisma ( $f_{pk}$ ). Entretanto, para o caso de alvenaria participante, a compressão não é perpendicular às juntas, devendo-se aplicar um fator de redução para a correção da resistência na direção diagonal. Na ausência de informações, esse fator pode ser tomado igual a 0,5, ou seja, o mesmo valor utilizado para a resistência à compressão na direção paralela às juntas de assentamento (situação mais crítica).

Portanto, a força normal resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ), para a verificação da resistência à compressão diagonal, pode ser obtida por meio das Equações 5, 6 e 7.

$$N_{Rd} = \frac{0,7*0,5*f_{pk}}{\gamma_m} * A * R \quad (\text{Equação 5})$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (\text{Equação 6}) \quad \lambda = \frac{D_{ef}}{t_{ef}} \quad (\text{Equação 7})$$

onde:

$N_{Rd}$  = força normal resistente de cálculo à compressão diagonal;  
 $f_{pk}$  = resistência característica à compressão simples do prisma;  
 $\gamma_m$  = coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria;  
 $A = w_{ef} * t$  = área da seção transversal da diagonal comprimida;  
 $t$  = espessura da parede, sem revestimentos = espessura do bloco;  
 $R$  = coeficiente redutor devido à esbeltez;  
 $\lambda$  = índice de esbeltez da parede de alvenaria;  
 $t_{ef}$  = espessura efetiva da parede.

De acordo com o projeto de norma, para projetos com alvenaria não armada, o limite do índice de esbeltez ( $\lambda$ ) é 30. O coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ ) é adotado em função do índice de esbeltez: para combinações normais, se  $\lambda \leq 24 \Rightarrow \gamma_m = 2,0$ ; se  $24 < \lambda \leq 30 \Rightarrow \gamma_m = 3,0$ . O valor da espessura efetiva da parede ( $t_{ef}$ ), no caso de paredes sem enrijecedores, é igual ao valor de  $t$ .

### 3.2.2 Cisalhamento por escorregamento da junta horizontal

Para a verificação das alvenarias participantes frente ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal, um dos parâmetros para se obter o valor da força normal resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ) é a resistência característica ao cisalhamento da junta horizontal ( $f_{vk}$ ), que pode ser obtida em função da resistência média de compressão da argamassa, conforme indica a Tabela 1.

Tabela 1 - Equações para o cálculo de  $f_{vk}$  (MPa).

Resistência média de compressão da argamassa MPa		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Fonte: Projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018).

Nas equações dispostas na Tabela 1, outro parâmetro que influencia o valor de  $f_{vk}$  é o valor da tensão normal de pré-compressão na junta ( $\sigma$ ). Embora exista uma pré-compressão, gerada pela componente horizontal da força da diagonal comprimida, Medeiros et al (2018) recomenda desconsiderar esse efeito para o cálculo da resistência ao cisalhamento das alvenarias participantes (situação mais desfavorável).

Dessa forma, a força cortante resistente de cálculo ( $V_{Rd}$ ), ao longo da junta horizontal, é calculada conforme a Equação 8.

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} * t * l \quad (\text{Equação 8})$$

Por decomposição de forças, tem-se que  $V_{Rd} = N_{Rd} * \cos \theta$ . Portanto, a força normal resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ) para a verificação da resistência ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal pode ser obtida por meio da Equação 9.

$$N_{Rd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} * \frac{t * l}{\cos \theta} \quad (\text{Equação 9})$$

onde:

$N_{Rd}$  = força normal resistente de cálculo ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal;

$l$  = comprimento da parede;

$f_{vk}$  = resistência característica ao cisalhamento da junta horizontal.

### 3.2.3 Tração Diagonal

A força de compressão diagonal na parede gera uma força de tração na diagonal oposta. Entretanto, o projeto de norma não especifica a verificação da resistência à tração diagonal. De acordo com Medeiros et al (2018), ao se desprezar a pré-compressão gerada pela força horizontal, conforme citado no item anterior, o escorregamento da junta horizontal se torna o limitante no dimensionamento.

## 4 EXEMPLO NUMÉRICO

Este exemplo numérico teve como objetivo comparar o comportamento estrutural (esforços solicitantes e deslocamentos) de duas soluções de projeto para um edifício comercial de 12 andares (incluindo cobertura) de concreto armado com sistema estrutural formado por pórticos nas duas direções, mantendo a mesma geometria de seções de vigas e pilares.

As duas soluções em questão foram:

**Solução 1:** Projetar a estrutura sem considerar as alvenarias de preenchimento como elementos estruturais. Nesse caso, as alvenarias possuem somente função de vedação, aparecendo no modelo apenas como cargas.

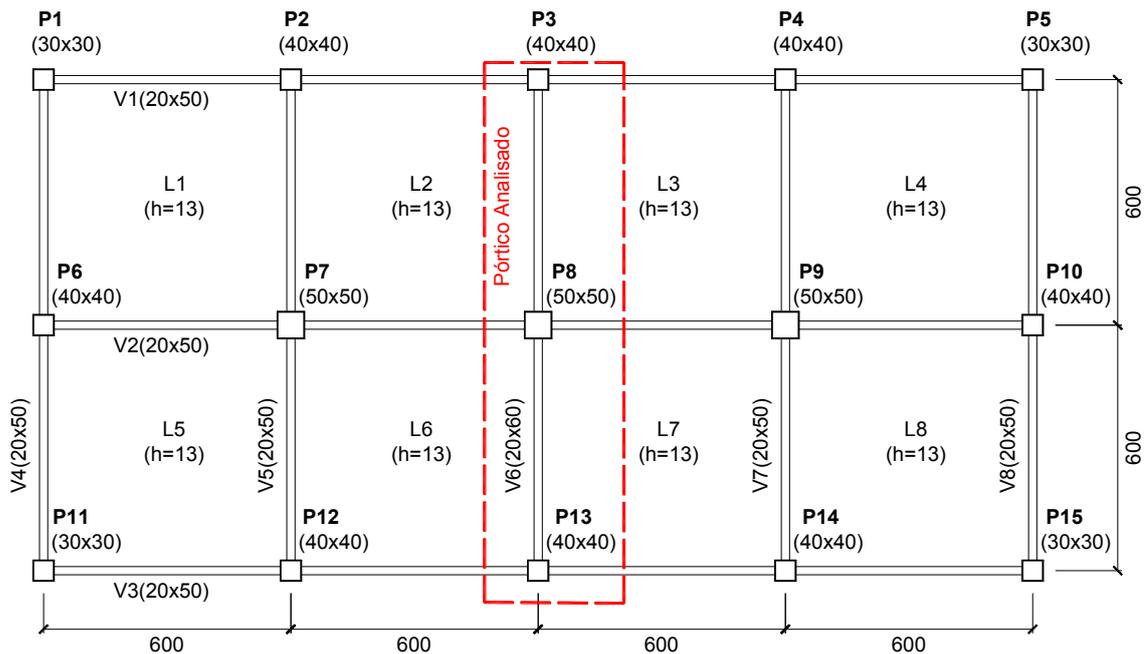
**Solução 2:** Projetar a estrutura considerando as alvenarias de preenchimento como participantes (com função estrutural). Para isso, deve-se especificar, adequadamente, as propriedades resistentes da alvenaria – como a resistência dos blocos e das argamassas – em função das solicitações nas paredes extraídas do Modelo de Diagonal Equivalente.

O exemplo consistiu em analisar um pórtico específico do edifício para as comparações relacionadas à presença da alvenaria participante. A planta de formas estruturais, fixada para as duas soluções, com destaque para o pórtico analisado, está ilustrada na Figura 4. Ressalta-se que, para o pórtico analisado, considerou-se a inexistência de qualquer abertura nas paredes de alvenaria.

O edifício apresenta distância entre pisos de 2,80m entre todos os andares. As propriedades adotadas para os materiais da estrutura de concreto armado nas duas soluções foram:

- Resistência à compressão do concreto (vigas e pilares):  $C25$ ;
- Módulo de elasticidade do concreto (vigas e pilares):  $E_c = 28 \text{ GPa}$ ;
- Aço das armaduras longitudinais de vigas e pilares:  $CA - 50$ ;
- Classe de agressividade ambiental II para todos os elementos estruturais.

Figura 4 - Planta de formas estruturais do edifício.



Fonte: Autores (2019).

Admitiram-se, também, as seguintes suposições: todos os pavimentos com as mesmas ações verticais; todas as lajes dos pavimentos no mesmo nível (inexistência de rebaixos).

#### 4.1 Cálculo das ações atuantes no pórtico

Para a obtenção das ações verticais atuantes no pórtico analisado, adotaram-se os seguintes valores:

- Peso específico do concreto armado:  $25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Peso próprio de revestimentos e pisos sobre as lajes:  $1,0 \text{ kN/m}^2$  de laje;
- Ação acidental nas lajes:  $2,0 \text{ kN/m}^2$ ;
- Alvenaria sobre todas as vigas:  $2,5 \text{ kN/m}^2$  de alvenaria.

As ações horizontais foram calculadas conforme as recomendações da norma ABNT NBR 6123 (1988). Utilizaram-se os seguintes dados:

- Velocidade básica do vento:  $V_0 = 40 \text{ m/s}$ ;
- Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$  (Terreno plano);
- Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$  (Edifício Comercial);
- Categoria do terreno: *Categoria IV*;
- Classe da edificação: *Classe B*.

Na prática, é necessário testar várias possibilidades de combinações de ações para a obtenção dos esforços solicitantes e dos deslocamentos no Estado Limite Último. No entanto, devido ao objetivo deste exemplo numérico (comparações relacionadas à alvenaria participante) e, também pelo fato de ser analisando apenas um pórtico do edifício, utilizou-se somente uma combinação de ações para as duas soluções, descrita na Equação 10. Ressalta-se que, na combinação utilizada, a ação horizontal (provocada pelo vento) atua na direção do pórtico analisado e é considerada a ação variável principal (combinação mais crítica para a alvenaria participante).

$$\text{Combinação: } \gamma_g * G + \gamma_q * (\psi_0 * Q + V) \quad (\text{Equação 10})$$

onde:

$G$  = ações permanentes;

$Q$  = ações acidentais;

$V$  = ações do vento atuante na direção do pórtico analisado;

$\gamma_g = 1,4$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_q = 1,4$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis;

$\psi_0 = 0,7$  = fator de redução de combinação para ações acidentais.

#### 4.2 Solução 1: Sem alvenaria participante

Para o cálculo dos esforços solicitantes e deslocamentos da Solução 1, o pórtico foi modelado no software FTOOL (Figura 5) e foram aplicadas as ações descritas no item anterior. Ressalta-se que, tendo em vista os efeitos da fissuração e da não-linearidade física dos materiais no Estado Limite Último, foi considerada uma redução da rigidez à flexão ( $EI$ ) para as vigas e pilares do pórtico:

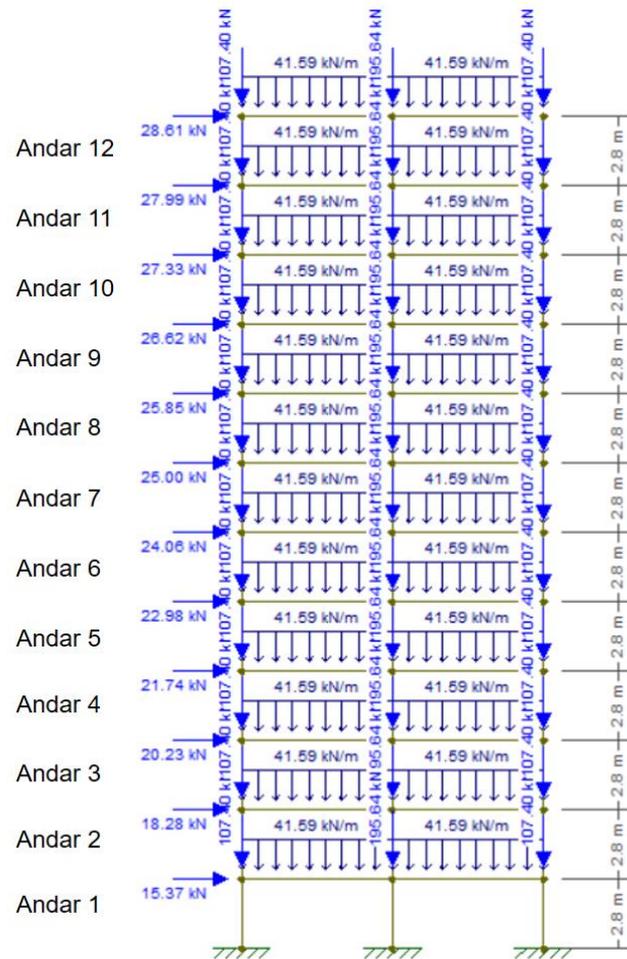
- $(EI)_v = 0,4 * E_c * I_v \Rightarrow$  para as vigas;
- $(EI)_p = 0,8 * E_c * I_p \Rightarrow$  para os pilares.

onde:

$I_v$  = momento de inércia à flexão da seção bruta da viga;

$I_p$  = momento de inércia à flexão da seção bruta do pilar.

Figura 5 - Modelo estrutural para a Solução 1.



Fonte: Autores, obtido no FTOOL (2019).

### 4.3 Solução 2: Com alvenaria participante

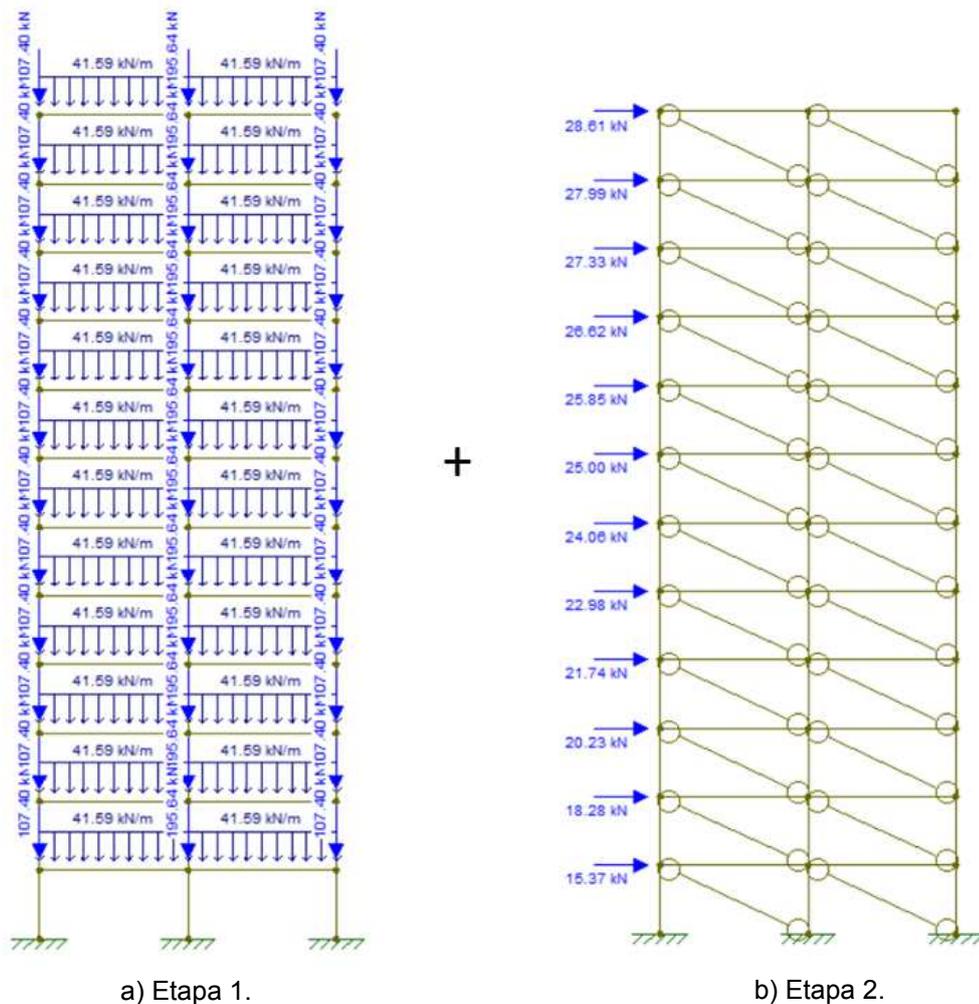
No caso da Solução 2, para se obter uma simulação mais realista, foi necessário relacionar o método construtivo da edificação com a modelagem a ser realizada no FTOOL. Para isso, foram consideradas duas etapas construtivas, uma antes da fixação das alvenarias no pórtico (Etapa 1) e outra após a fixação das alvenarias (Etapa 2).

Na Etapa 1, admitiu-se que a fixação das alvenarias no pórtico ocorre somente após a execução da estrutura de concreto armado e do levantamento das paredes. Dessa forma, todas as cargas permanentes já estão instaladas e com parte da ação acidental já atuante (ação acidental de construção). Para a tipologia do edifício analisado, a parcela restante da ação acidental a ser considerada após a fixação das alvenarias é pequena em relação às cargas já instaladas antes da fixação. Assim,

para simplificação do modelo, admitiu-se que na Etapa 1 (Figura 6a) atuam todas as ações verticais (permanentes e ações acidentais) e que na Etapa 2 (Figura 6b) atuam apenas as ações horizontais (de vento), que solicitam a alvenaria participante.

Obtidos os esforços solicitantes e deslocamentos nas Etapas 1 e 2, é necessário realizar a superposição de efeitos dessas etapas construtivas, indicadas na Figura 6. Ressalta-se que, de acordo com o projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018), os elementos de pilar, viga ou laje, em contato com a alvenaria participante, devem ser dimensionados considerando que os esforços de cortante e momento fletor obtidos do Modelo de Diagonal Equivalente sejam majorados por um coeficiente adicional igual a 1,1. Ou seja, os esforços provenientes da Etapa 2 devem ser majorados para a realização da superposição de efeitos.

Figura 6 - Modelo estrutural para a Solução 2.



Fonte: Autores, obtido no FTOOL (2019).

Na Solução 2 também é necessária a consideração da não-linearidade física dos materiais, sendo empregadas as mesmas reduções de rigidez à flexão para vigas e pilares adotadas no item 4.2. Já com relação a alvenaria participante, como é descrito na Equação 4, o fator que leva em conta a redução de rigidez da diagonal equivalente é igual a 0,5.

Destaca-se que, na Etapa 2, a largura e espessura da barra diagonal equivalente são, respectivamente,  $w_{ef}$  e  $t_{ap}$ , conforme descrito no item 3.1.

#### 4.3.1 Especificação dos materiais da alvenaria participante

Para este exemplo, estudou-se a utilização de blocos estruturais cerâmicos não preenchidos com graute como material componente da alvenaria participante. A Tabela 2, adaptada do projeto de norma, apresenta valores de referência para especificação das resistências da argamassa e do prisma em função da resistência do bloco. Também está exposto o módulo de elasticidade para cada bloco.

Tabela 2 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural.

Tipo de bloco		$f_{bk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	$f_{pk}/f_{bk}$	$f_{pk}$ (MPa)	Espessura mínima da parede do bloco (mm)	$E_a$ (MPa)
Bloco cerâmico de parede vazada, conforme NBR 15270		4,0	4,0	0,50	2,0	8	1200
		6,0	6,0	0,50	3,0	8	1800
		8,0	6,0	0,50	4,0	8	2400
		10,0	8,0	0,45	4,5	8	2700
		12,0	8,0	0,45	5,4	8	3240
Bloco cerâmico de parede maciça, conforme NBR 15270		10,0	8,0	0,60	6,0	22	3600
		14,0	12,0	0,60	8,4	25	5040
		18,0	15,0	0,60	10,8	30	6480

Fonte: Adaptado do projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018).

onde:

$f_{bk}$  = resistência característica à compressão do bloco;

$f_a$  = resistência característica à compressão da argamassa;

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

$E_a = 600 * f_{pk}$  = módulo de elasticidade da alvenaria (para blocos cerâmicos).

Por meio dos dados da Tabela 2, inicialmente, tentou-se utilizar o bloco cerâmico com  $f_{bk}$  igual a 4,0 MPa para a composição da alvenaria participante (mínima resistência requerida para blocos estruturais segundo a ABNT NBR 15270-1, 2017). No entanto, constatou-se que tal resistência era insuficiente para suportar os esforços solicitantes. Assim, a resistência do bloco a ser utilizado foi aumentada o suficiente para garantir o atendimento dos critérios descritos no item 3.2.

Portanto, os materiais utilizados como componentes da alvenaria participante neste exemplo são:

- Bloco estrutural cerâmico de parede maciça;
- Resistência do bloco:  $f_{bk} = 10 \text{ MPa}$ ;
- Espessura da parede longitudinal do bloco:  $22 \text{ mm}$ ;
- Módulo de elasticidade da alvenaria participante:  $E_a = 3600 \text{ MPa}$ ;
- Espessura da parede de alvenaria (espessura do bloco):  $t = 19 \text{ cm}$  (ABNT NBR 15270-1, 2017);
- Resistência do prisma:  $f_{pk} = 6,0 \text{ MPa}$ ;
- Resistência da argamassa:  $f_a = 8 \text{ MPa}$ ;

A seguir, apresentam-se os cálculos descritos de maneira detalhada nos itens 3.1 e 3.2, utilizando-se os materiais e as dimensões já especificados para o pórtico e para a alvenaria participante deste exemplo.

#### 4.3.2 Cálculo da largura efetiva da diagonal equivalente

Conforme o item 3.1, o cálculo da largura efetiva da diagonal equivalente ( $w_{ef}$ ) foi realizado da seguinte maneira:

$$\begin{aligned}
 t_{ap} &= 2 * (2,2 + 2,2) = 8,8 \text{ cm} & I_v &= \frac{20 * 60^3}{12} = 360000 \text{ cm}^4 \\
 h &= 280 - 60 = 220 \text{ cm} & I_p &= \frac{\frac{40 * 40^3}{12} + \frac{50 * 50^3}{12}}{2} = 367083 \text{ cm}^4 \\
 l &= 600 - 40/2 - 50/2 = 555 \text{ cm} & & \text{(admitindo-se a média da inércia dos pilares)} \\
 \theta &= \text{atan}(220/555) = 21,62^\circ \\
 D &= \sqrt{220^2 + 555^2} = 597,01 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\alpha_H = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4 * 28000 * 367083 * 220}{3600 * 8,8 * \text{sen}(2 * 21,62^\circ)}} = 224,43 \text{ cm}$$

$$\alpha_L = \pi^4 \sqrt{\frac{4 * 28000 * 360000 * 555}{3600 * 8,8 * \text{sen}(2 * 21,62^\circ)}} = 562,94 \text{ cm}$$

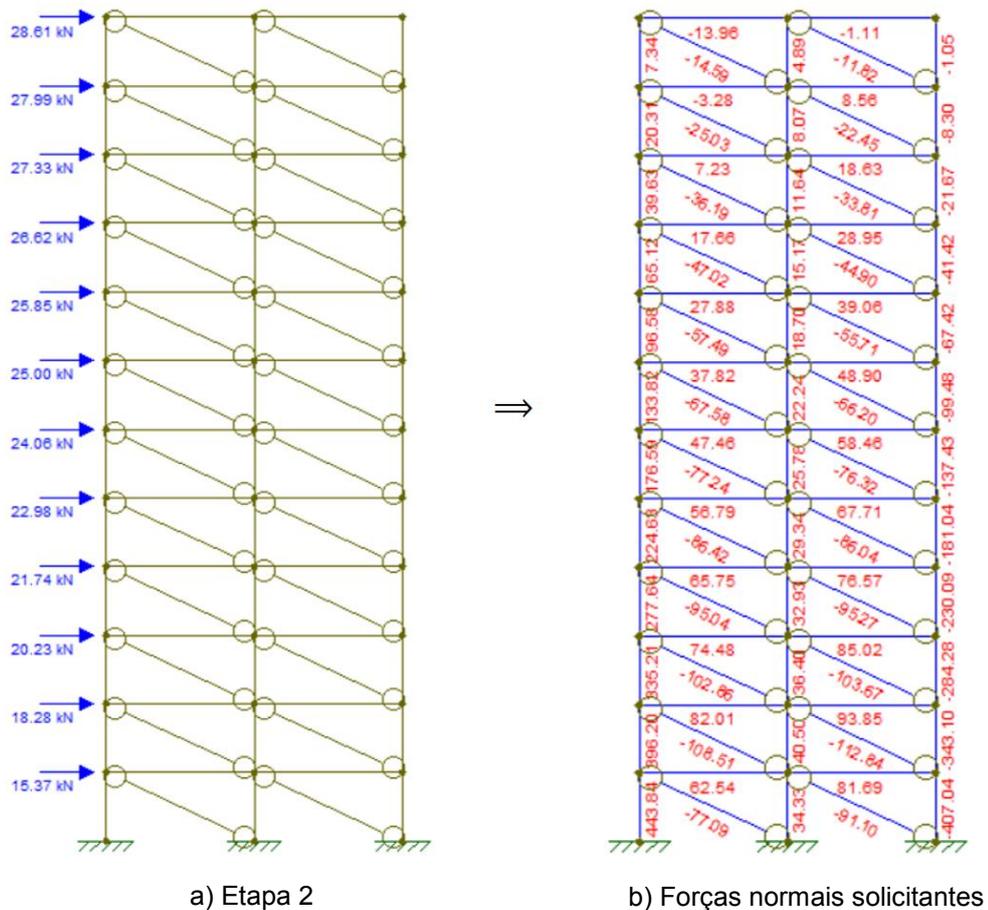
Como os valores calculados para os comprimentos de contato ( $\alpha_H$  e  $\alpha_L$ ) foram maiores que os comprimentos da parede ( $h$  e  $l$ ), foram adotados os valores máximos possíveis para ambos, ou seja:  $\alpha_H = 220 \text{ cm}$  e  $\alpha_L = 555 \text{ cm}$ . Portanto,  $w_{ef}$  é igual a:

$$w_{ef} = \frac{\sqrt{220^2 + 555^2}}{2} = 298,51 \text{ cm} \leq \frac{597,01}{4} = 149,25 \text{ cm} \quad \therefore w_{ef} = 149,25 \text{ cm}$$

#### 4.3.3 Forças normais de compressão solicitantes na diagonal equivalente

Para a obtenção das forças de compressão solicitantes nas diagonais equivalentes, utilizou-se o modelo da Etapa 2 (Figura 6b e 7a), em que atuam apenas as ações horizontais. Os valores das forças normais de compressão solicitantes, obtidas por meio do FTOOL, estão indicados na Figura 7b.

Figura 7 - Forças normais solicitantes (kN): Etapa 2.



Fonte: Autores, obtido no FTOOL (2019).

Ao se analisar a Figura 7b, tem-se que a força normal máxima de compressão na diagonal equivalente ocorreu no segundo andar:  $N_{Sd} = 112,84 \text{ kN}$ .

Importante destacar que, para os elementos do pórtico, as forças exibidas na Figura 7b não são as solicitantes totais, uma vez que é necessário realizar a superposição de efeitos com a Etapa 1.

#### 4.3.4 Cálculo da resistência das alvenarias participantes

De acordo com o item 3.2, para o cálculo da resistência das alvenarias participantes, tem-se:

a) Resistência à compressão diagonal:

$$\begin{aligned} f_{pk} &= 6 \text{ MPa} = 6000 \text{ kN/m}^2 & 24 < \lambda < 30 &\Rightarrow \gamma_m = 3,0 \\ D_{ef} &= 597,01 - 149,25/2 = 522,39 \text{ cm} & R &= 1 - (27,49/40)^3 = 0,6753 \\ \lambda &= 522,39/19 = 27,49 & A &= 1,4925 * 0,19 = 0,2836 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = \frac{0,7 * 0,5 * 6000}{3,0} * 0,2836 * 0,6753 \quad \Rightarrow \quad N_{Rd} = 134,04 \text{ kN}$$

b) Cisalhamento da junta horizontal:

Desprezando-se a tensão de pré-compressão ( $\sigma$ ) e tendo a resistência característica à compressão da argamassa ( $f_a$ ) igual a 8,0 MPa, por meio da Tabela 1, obtém-se:

$$\begin{aligned} f_{vk} &= 0,35 \text{ MPa} = 350 \text{ kN/m}^2 \\ N_{Rd} &= \frac{350}{3,0} * \frac{0,19 * 5,55}{\cos 21,62^\circ} \quad \Rightarrow \quad N_{Rd} = 132,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

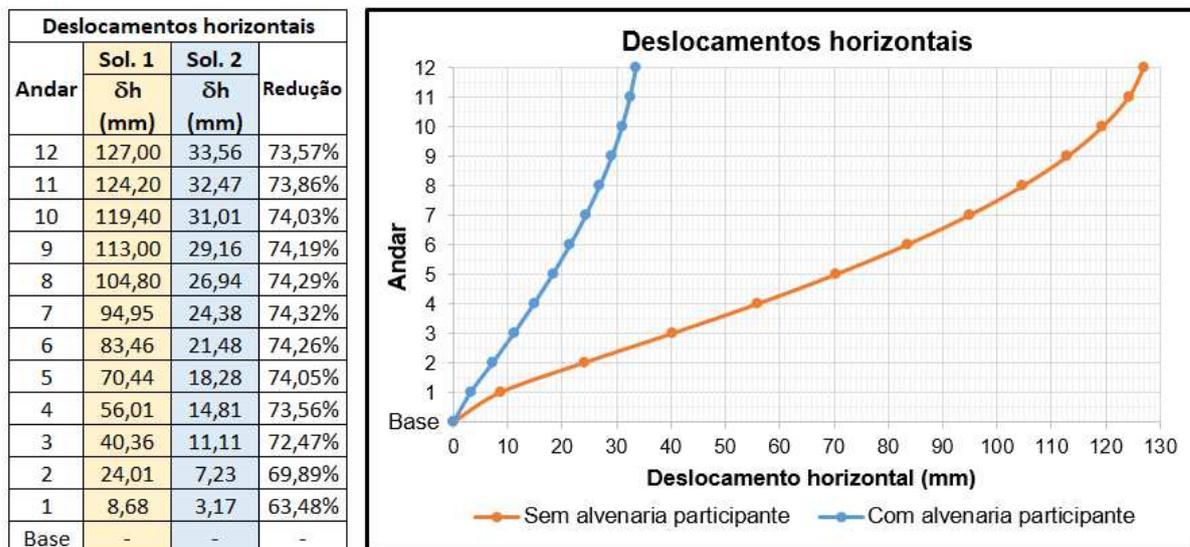
Assim, conclui-se que a resistência da alvenaria participante foi determinada pelo cisalhamento da junta horizontal ( $N_{Rd} = 132,34 \text{ kN}$ ) e que o bloco cerâmico especificado, de parede maciça de 10 MPa, atende à segurança ( $N_{Sd} = 112,84 \text{ kN}$ ).

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As duas soluções, em termos de estabilidade global, foram comparadas por meio dos valores do coeficiente  $\gamma_z$  obtidos para o pórtico analisado (conforme a norma ABNT NBR 6118, 2014). A Solução 1 (sem alvenaria participante) apresentou  $\gamma_z = 1,17$ ; dessa forma, os efeitos globais de segunda ordem tiveram que ser considerados para a obtenção dos esforços solicitantes e deslocamentos nessa solução. A Solução 2 (com alvenaria participante), por sua vez, resultou em  $\gamma_z = 1,05$ ; assim, para essa solução, os efeitos de segunda ordem puderam ser desconsiderados.

Com relação aos deslocamentos horizontais nos andares do pórtico analisado, observou-se que a consideração da alvenaria participante promoveu um aumento da rigidez lateral em cerca de 3,5 vezes. Na Figura 8 é possível comparar os deslocamentos horizontais ( $\delta h$ ) obtidos em cada andar para as duas soluções.

Figura 8 - Deslocamentos horizontais.

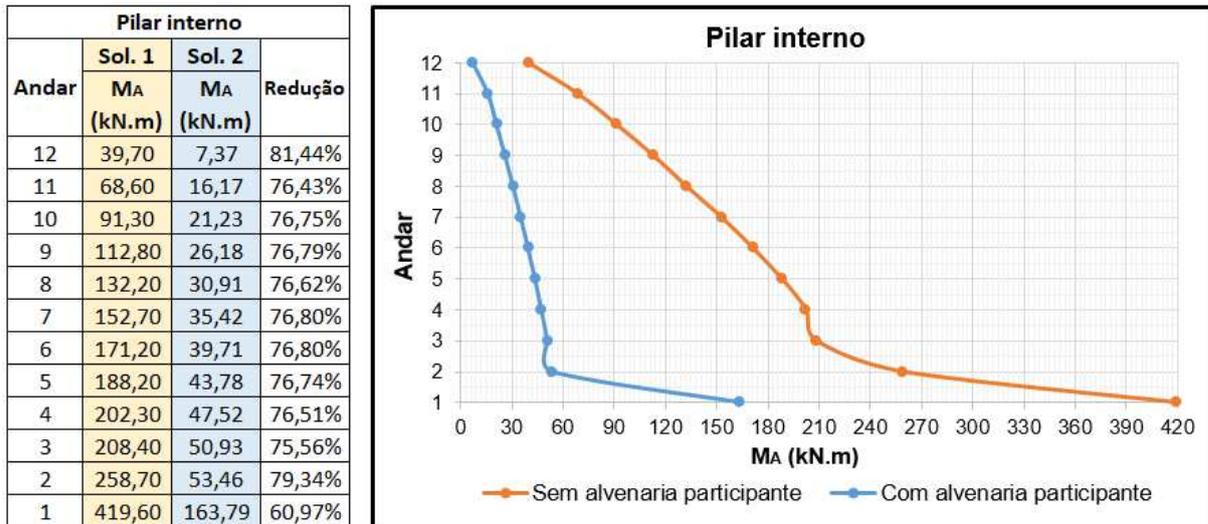


Fonte: Autores (2019).

Para a comparação dos esforços solicitantes entre as duas soluções no pórtico analisado (pilares e vigas), admitiu-se que as ações horizontais (ações do vento) podem atuar em dois sentidos opostos na direção do pórtico, gerando efeitos simétricos na estrutura. Dessa forma, os esforços solicitantes dos pilares de extremidade do pórtico serão considerados iguais; para as vigas, os momentos fletores negativos nos apoios de extremidade também serão considerados iguais.

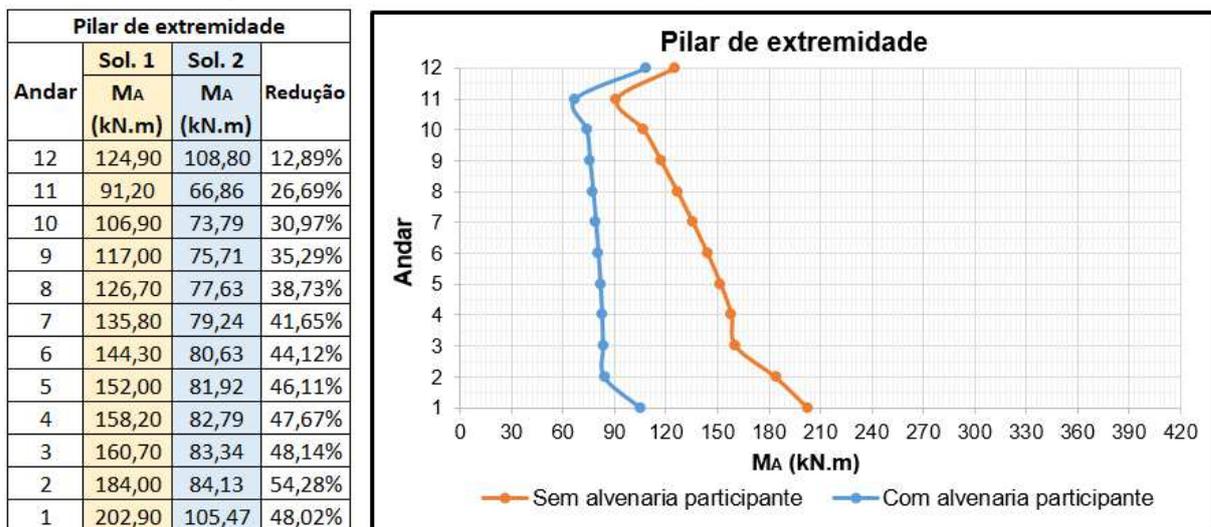
Nos pilares, analisaram-se os momentos fletores e forças normais solicitantes. Nas Figuras 9 e 10, respectivamente, é possível observar os valores de  $M_A$  (máximo valor absoluto de momento fletor ao longo do pilar) em cada andar, no pilar interno e nos pilares de extremidade para as duas soluções.

Figura 9 - Momentos fletores no pilar interno.



Fonte: Autores (2019).

Figura 10 - Momentos fletores nos pilares de extremidade.



Fonte: Autores (2019).

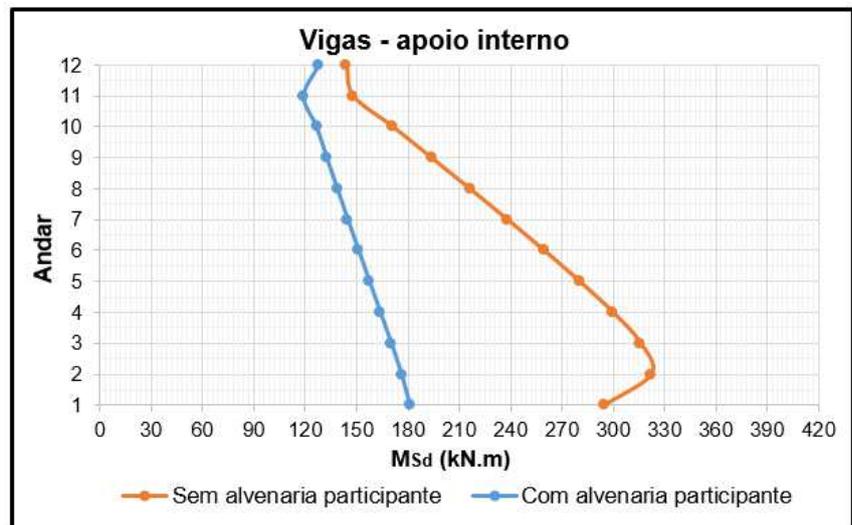
A análise dos resultados contidos nas tabelas e gráficos das Figuras 9 e 10 permite concluir que a presença da alvenaria participante possibilita uma significativa redução dos momentos fletores nos pilares, embora tais reduções sejam mais acentuadas nos primeiros andares. A redução média de momentos fletores situou-se

em torno de 75% para o pilar interno e 40% para os pilares de extremidade. Já com relação à força normal solicitante, as reduções não foram tão significantes, 3% para o pilar interno e 2% para os pilares de extremidade.

Nas vigas, analisaram-se os momentos fletores nos apoios (momentos negativos) e os máximos momentos no vão (momentos positivos). Nas Figuras 11 e 12, respectivamente, é possível observar os valores de  $M_{sd}$  (momento solicitante de cálculo) nas vigas em cada andar, no apoio interno e nos apoios de extremidade para as duas soluções.

Figura 11 - Momentos fletores negativos nas vigas no apoio interno.

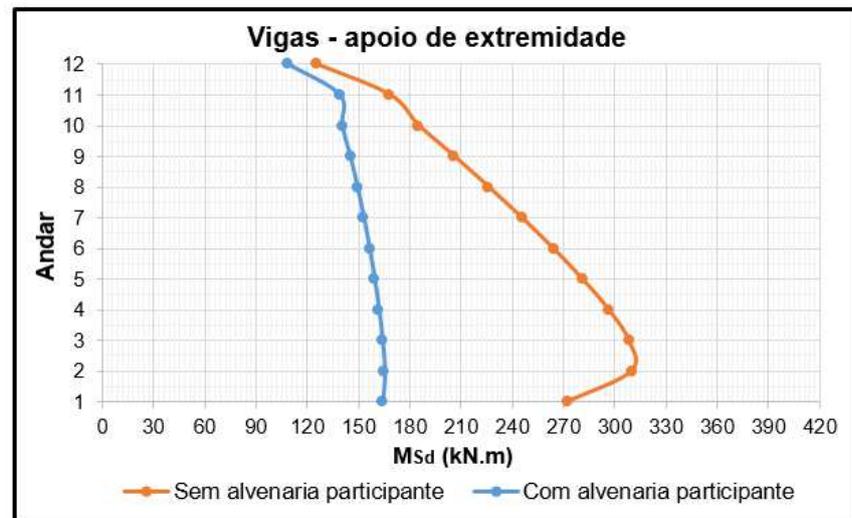
Vigas - apoio interno			
Andar	Sol. 1	Sol. 2	Redução
	$M_{sd}$ (kN.m)	$M_{sd}$ (kN.m)	
12	143,90	127,74	11,23%
11	147,90	118,91	19,60%
10	171,20	126,50	26,11%
9	193,60	132,48	31,57%
8	216,00	138,65	35,81%
7	238,00	144,80	39,16%
6	259,50	151,14	41,76%
5	280,20	157,46	43,80%
4	299,70	163,86	45,33%
3	315,90	170,24	46,11%
2	322,20	176,16	45,33%
1	295,00	181,10	38,61%



Fonte: Autores (2019).

Figura 12 - Momentos fletores negativos nas vigas nos apoios de extremidade.

Vigas - apoio de extremidade			
Andar	Sol. 1	Sol. 2	Redução
	$M_{sd}$ (kN.m)	$M_{sd}$ (kN.m)	
12	124,90	108,80	12,89%
11	168,00	138,86	17,35%
10	185,00	140,35	24,14%
9	205,90	145,02	29,57%
8	226,10	149,18	34,02%
7	245,50	152,93	37,71%
6	263,90	156,26	40,79%
5	281,10	159,17	43,38%
4	296,50	161,77	45,44%
3	308,30	163,74	46,89%
2	309,90	165,06	46,74%
1	272,20	164,00	39,75%



Fonte: Autores (2019).

A análise dos resultados apresentados nas tabelas e nos gráficos das Figuras 11 e 12 permite, novamente, concluir que a contribuição da alvenaria participante no sistema de contraventamento da estrutura reduziu de forma relevante os momentos solicitantes nas vigas do pórtico analisado. De forma semelhante aos pilares, a redução dos esforços é mais acentuada nos primeiros andares. A redução média de momentos negativos situou-se em torno de 35% tanto para o apoio central, quanto para os apoios de extremidade. Com relação aos momentos máximos positivos, o comportamento foi semelhante; no entanto, as reduções foram menores, em torno de 25%.

## **6 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O objetivo deste trabalho foi demonstrar a metodologia de consideração das alvenarias participantes segundo às recomendações do projeto de norma PN 002.123.010-001 (2018). Para isso, foi avaliada, por meio de um exemplo numérico de um edifício de 12 andares, a opção de utilizar alvenarias participantes como elemento de contraventamento frente às ações horizontais, no ponto de vista do comportamento estrutural, analisando esforços solicitantes e os deslocamentos. O Modelo de Diagonal Equivalente, proposto pelo projeto de norma, mostra-se atrativo para a aplicação em projetos, em virtude da simplicidade de sua aplicação. No entanto, conforme demonstrado no exemplo numérico, é necessário especificar de maneira correta as propriedades mecânicas e resistentes dos elementos que compõem a alvenaria participante (blocos e argamassas), a fim de que a alvenaria suporte as solicitações do Estado Limite Último provenientes das ações horizontais.

No exemplo numérico, definiu-se a utilização de blocos estruturais cerâmicos para composição da alvenaria participante. Por meio das verificações provenientes do projeto de norma, especificaram-se as resistências do bloco e da argamassa necessárias para resistir aos esforços solicitantes. A consideração da alvenaria participante promoveu um aumento de rigidez lateral cerca de 3,5 vezes em relação à solução sem alvenaria participante, reduzindo de forma significativa os deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, os efeitos globais de segunda ordem. Os momentos fletores solicitantes na estrutura de concreto armado também foram reduzidos com a consideração da alvenaria participante, principalmente nos andares inferiores.

Observaram-se reduções de momento da ordem de 40% a 75% para os pilares e da ordem de 25% a 35% para as vigas.

Por fim, observou-se que a consideração da alvenaria participante ocasiona um significativo aumento na rigidez lateral do edifício, e isso pode possibilitar a redução das seções e do consumo total de aço nas vigas e pilares dos pórticos. Entretanto, para tal, faz-se necessário um correto controle e execução das alvenarias participantes, empregando materiais e métodos construtivos adequados e identificando corretamente as paredes participantes, afim de minimizar a possibilidade de ocorrência de danos estruturais por mau uso da edificação.

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 15270**: Componentes cerâmicos - Blocos e tijolos para alvenaria - Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812**: Alvenaria estrutural - Blocos cerâmicos - Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961**: Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **PN 002:123.010-001/1**: Alvenaria estrutural - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, ABNT, 2018.

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. 2002. 342 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2014.

CSA. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **S304-14**: Design of Masonry Structures. CSA. Ontario, 2014.

GRANDI, A. B. C. **Avaliação experimental por meio de ensaios cíclicos de pórticos de aço preenchido com alvenaria participante**. 2018. 108 f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. MacMillan, London, 1981.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. 2012. 142 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. **Building Research Station**, Garston, UK, 1974.

MEDEIROS, W. A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163 f. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2018.

MEDEIROS, W. A. et al. Contribuição da alvenaria participante na rigidez lateral de pórticos pré-moldados de concreto. **Revista Industrializar em concreto**. São Paulo, n. 15, p. 60-68, dez., 2018.

MONTANDON, G. A. **Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado**. 2018. 95 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

NZS. STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **4320**: Design of reinforced concrete masonry structures. NZS, 2004.

SANTOS, E. M. **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. 2007. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SILVA, L. R. **Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria**. 2014. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2. ed. EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2013.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Wiley, New York, 1992.

PITANGA, M. A. **Contribuição ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos**. 2014. 138 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

POLYAKOV, S. V. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. **Earthquake Engineering**, Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, CA, p. 36-42, 1960.

TANAKA, E. S. A. S. **Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício**. 2011. 90 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

TMS. THE MASONRY SOCIETY. **402/602**: Building Code Requirements and Specifications for Masonry Structures. TMS, 2016.