

## COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES CONSIDERANDO AS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

Erlon M. B. Dias<sup>a</sup> e Romilde A. Oliveira<sup>b</sup>

<sup>a</sup>Mestre em Engenharia Civil, UFPE – Universidade Federal de Pernambuco,  
Rua Acadêmico Hélio Ramos, S/N, Campus Universitário, Cidade Universitária,  
CEP: 50740-530, Recife-PE, Brasil, [erlondias@gmail.com](mailto:erlondias@gmail.com)

<sup>b</sup> Professor Doutor, Professor Permanente, UFPE – Universidade Federal de Pernambuco,  
Rua Caio Pereira, 226, Rosarinho, CEP: 52041-010, Recife-PE,  
Brasil, [romildealmeida@gmail.com](mailto:romildealmeida@gmail.com)

**Palavras-chave:** Edifícios de múltiplos andares, Edifícios altos, Alvenaria de vedação, Painéis de alvenaria, Diagonal comprimida.

**Resumo:** Este trabalho tem por objetivo analisar os efeitos causados pelas alvenarias de vedação no comportamento de edifícios de múltiplos pisos. A análise tridimensional foi efetuada através de um edifício com 26 pavimentos tipo e uma cobertura, onde foi verificada a estrutura em concreto armado, e a estrutura com a presença dos painéis de alvenarias de vedação. Os painéis de alvenaria foram representados através de elementos de barra com suas larguras equivalentes, as quais foram calculadas baseadas no FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) 356. Pilares e vigas foram modelados através de elementos de barras, e as lajes consideradas como diafragmas rígidos. As estruturas de concreto armado foram analisadas de acordo a NBR 6118:2003. Como conclusão, verificou-se que os painéis de alvenaria apresentam grande contribuição para o enrijecimento da estrutura, reduzindo consideravelmente os deslocamentos horizontais. As cargas nas fundações e os esforços nos pilares e nas vigas, calculados com a presença dos painéis de alvenaria podem diferir de maneira significativa favoravelmente ou não, para o dimensionamento dos respectivos elementos estruturais.

## 1 INTRODUÇÃO

É prática comum em projeto de edifícios desprezarem-se as rigidezes das alvenarias de vedação. Sendo estes elementos considerados apenas como cargas verticais atuantes sobre as vigas e as lajes, e os pórticos são projetados como se as paredes não interferissem no comportamento da estrutura do edifício. O objetivo desta simplificação no projeto estrutural é de contornar as dificuldades de modelar a estrutura composta de concreto armado e alvenarias. Ignorar a presença das alvenarias pode conduzir a estrutura de pórtico que não represente adequadamente o comportamento da estrutura.

Ao calcular estruturas apórticadas, sabe-se que os deslocamentos horizontais reais são bem menores que os valores calculados, isto se dá, devido à influência dos painéis de alvenaria no enrijecimento da estrutura.

Neste trabalho foi analisada a estrutura tridimensional de um edifício contendo vinte e seis pavimentos tipos e um de cobertura, empregando-se as cargas usuais, verticais e horizontais que normalmente são consideradas em projetos desta natureza.

## 2 MODELAGENS EFETUADAS

Foram analisados dois modelos. O primeiro considerando apenas a estrutura apórticada em concreto armado em que a alvenaria foi admitida apenas como carregamento para a estrutura (SP). O segundo modelo é composto pela mesma estrutura, porém, considerando as rigidezes das alvenarias de vedação (CP). Estas são representadas por elementos diagonais que além de influenciar no comportamento do sistema estrutural, tem o seu carregamento considerado através das propriedades definidas para a diagonal, conforme a Figura 1.

Os painéis de alvenaria foram considerados através das suas diagonais comprimidas, e representados por elementos de barra bi-rotulados, sendo esta, uma representação simplificada para as paredes.

Foram consideradas as rigidezes apenas das paredes entre os pórticos formados por vigas e pilares, em função das lajes terem sido consideradas como diafragmas rígidos, e com isso, não ter a possibilidade de representar as paredes na estrutura. As aberturas das paredes foram desprezadas com o intuito de simplificar a modelagem estrutural. Se esta simplificação não for efetuada, muda a ordem de grandeza das dificuldades na modelagem. Os painéis sobre as lajes foram admitidos apenas como carga para a estrutura.

Alguns autores (Stafford Smith, B.; Coull, 1991; Dysdale, R. G.; Hamid, A. A.; Baker, L. R.; 1994) apresentaram formulações para o cálculo do comprimento de contato da alvenaria com o pórtico, e conseqüentemente, das larguras dos painéis que efetivamente contribuem para a rigidez da estrutura. Neste trabalho foram adotadas as formulações do FEMA 356 (*Federal Emergency Management Agency*), por se tratar de uma referência normativa.

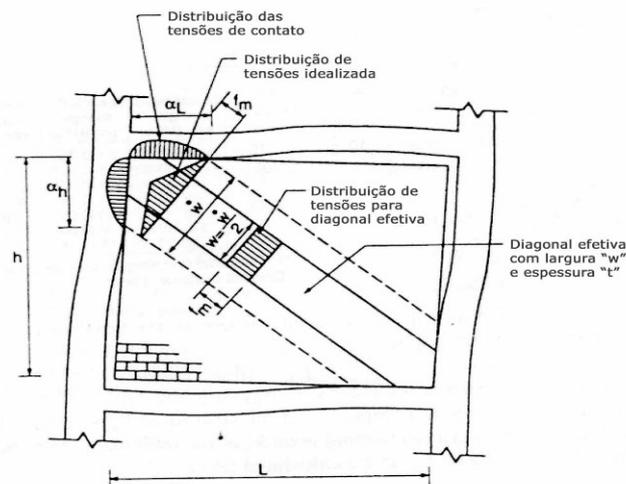


Figura 1 – Formação da diagonal comprimida no painel de alvenaria. (Drysdale et. al, 1994)

As larguras das diagonais comprimidas formadas pelos painéis de alvenaria foram calculadas baseadas no FEMA 356 (*Federal Emergency Management Agency*).

$$a = 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad (1)$$

sendo

$$\lambda_1 = \left[ \frac{(E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin(2\theta))}{(4 \cdot E_{fe} \cdot I_{col} \cdot h_{inf})} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

Onde:

- $a$  - Largura da diagonal de compressão do painel de alvenaria, m;
- $h_{col}$  - Altura da coluna entre eixos de vigas, m;
- $h_{inf}$  - Altura do painel de preenchimento.
- $E_{fe}$  - Módulo de elasticidade do material do pórtico, MPa;
- $E_{me}$  - Módulo de elasticidade do painel de alvenaria, MPa;
- $I_{col}$  - Momento de inércia da coluna,  $\text{cm}^4$ ;
- $r_{inf}$  - Comprimento da diagonal do painel de alvenaria, m;
- $t_{inf}$  - Espessura do painel de alvenaria e da sua diagonal equivalente, m;
- $\theta$  - Ângulo cuja tangente é a relação altura-comprimento do painel de alvenaria, rad;
- $\lambda_1$  - Coeficiente usado para determinar a largura da diagonal comprimida.

As estruturas de concreto armado foram analisadas e dimensionadas para os estado limite último e para o estado limite de serviço, segundo a NBR-6118:2003.

### 3 EXEMPLO NUMÉRICO

O modelo considera a estrutura de concreto armado, as diagonais comprimidas dos painéis de alvenaria representadas através de elementos de barra e as lajes consideradas como diafragma rígido. A estrutura foi composta por 2832 elementos de barra e 2038 nós para a estrutura sem a presença das alvenarias e por 3272 elementos de barra e 2038 nós para a estrutura com a presença das diagonais comprimidas.

#### 3.1 Dados do Modelo

Número de pavimentos: 26;

Pé direito: 2,80 m;

Altura da edificação: 72,80 m;

Espessura das lajes: 0,12 m;

Estrutura em concreto armado;

Concreto C30;

Peso específico do concreto:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;

Alvenaria de vedação composta de blocos cerâmicos;

Espessura das paredes: 0,15 m;

Peso específico da alvenaria:  $\gamma_c = 13 \text{ kN/m}^3$ ;

As Figuras 2 e 3 apresentam em planta baixa as disposições das paredes que foram consideradas na análise e a planta de fôrmas do pavimento tipo.

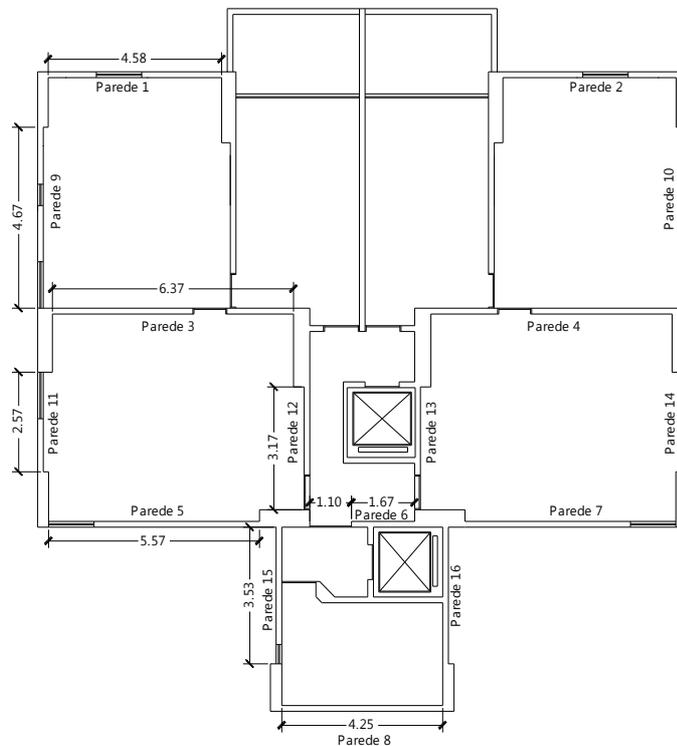


Figura 2 - Planta baixa. Paredes consideradas na análise.



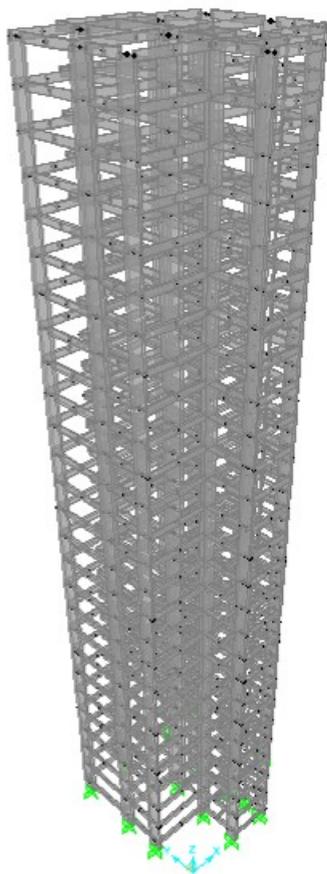


Figura 4 – Estrutura sem parede

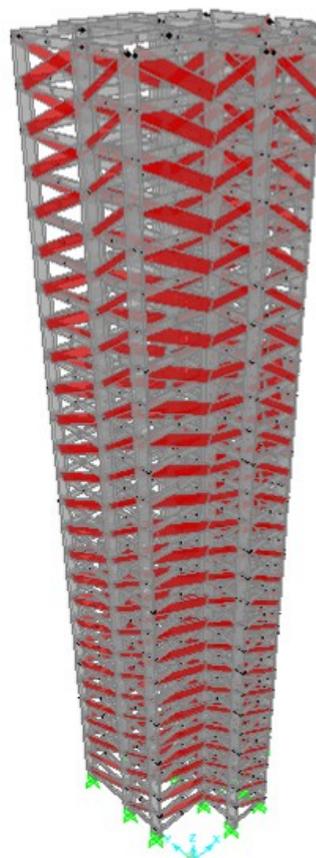


Figura 5 – Estrutura com parede

PAREDE	COMPRIMENTO DA PAREDE (M)	ALTURA DA PAREDE (M)	LARGURA DA DIAGONAL (M)
Parede 1 = Parede 2	4,58	2,20	0,63
Parede 3 = Parede 4	6,37	2,20	0,96
Parede 5 = Parede 7	5,57	2,38	1,14
Parede 6	2,77	2,20	0,63
Parede 8	4,25	2,20	0,62
Parede 9 = Parede 10	4,67	2,20	0,91
Parede 11 = Parede 14	2,57	2,20	0,58
Parede 12 = Parede 13	3,17	2,20	0,78
Parede 15 = Parede 16	3,53	2,20	0,70

Tabela 1 - Dimensões das paredes e das respectivas larguras das diagonais comprimidas.

## 3.2 Ações consideradas

### 3.2.1 Ações Permanentes

O peso próprio da estrutura é calculado internamente pelo programa computacional, determinando-se o peso específico dos materiais e dimensões dos elementos que compõem o modelo.

### 3.2.2 Sobrecarga

Foi adotado um carregamento uniformemente distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup> em todos os pavimentos. Esse valor é indicado pela NBR-6120:1980 para edifícios residenciais.

Nas vigas do poço do elevador, foi considerada uma sobrecarga de 10 kN/m.

### 3.2.3 Revestimento

Foi adotado um carregamento uniformemente distribuído de 1,0 kN/m<sup>2</sup> em todos os pavimentos, seguindo indicação da NBR-6120:1980.

### 3.2.4 Ação do Vento

O carregamento do vento foi calculado baseado na NBR-6123:1988 e aplicado nas direções ortogonais aos planos das fachadas, e, nos dois sentidos. Foram considerados os efeitos dinâmicos do vento com velocidade média sobre 3s.

A velocidade característica e a pressão dinâmica do vento são dadas, respectivamente, pelas seguintes equações:

$$V_k(z) = V_o \cdot S_1 \cdot S_2(z) \cdot S_3 \quad (3)$$

$$q(z) = 0.613 V_k(z)^2 \quad (4)$$

A Figura 6 mostra a variação da pressão dinâmica do vento em relação à altura da edificação.

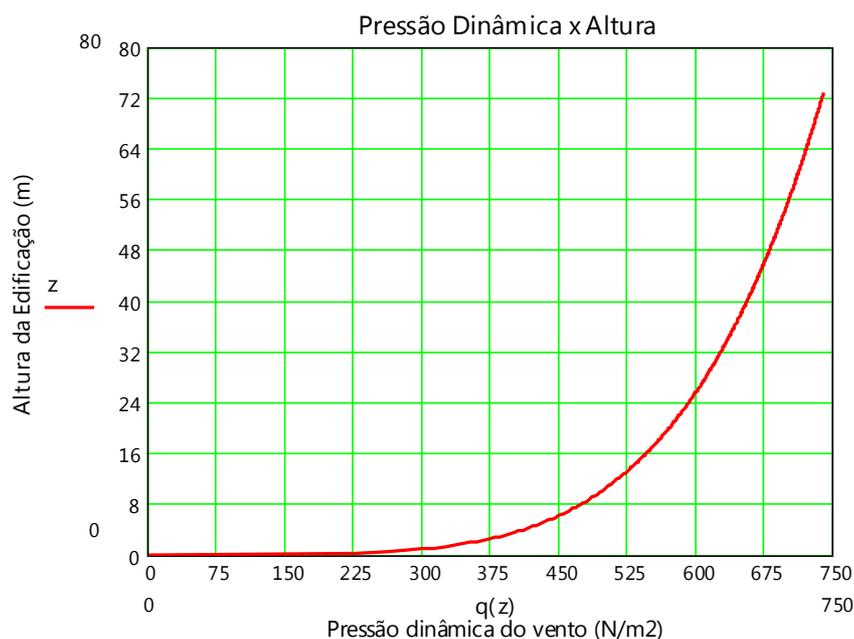


Figura 6 – Variação da pressão dinâmica do vento

A Tabela 2 mostra os valores adotados para obtenção das forças devida ao vento.

PARÂMETRO	DESCRIÇÃO
$V_0 = 30 \text{ m/s}$	Velocidade básica do vento para a cidade do Recife-PE.
$S_1 = 1,00$	Fator Topográfico.
$S_3 = 1,00$	Fator Estatístico.
Categoria II – Classe C	Fator definido pela rugosidade do terreno, dimensões e altura da edificação sobre o terreno.
$b = 1,00$	Parâmetros meteorológicos, obtidos através da Tabela 1 da NBR 6123:1988.
$p = 0,10$	
$C_{ax} = 1,36$	Coeficiente de arrasto para o vento de baixa turbulência na direção X.
$C_{ay} = 1,35$	Coeficiente de arrasto para o vento de baixa turbulência na direção Y.

Tabela 2 - Valores adotados para obtenção das forças devidas ao vento.

Os valores das cargas concentradas nos pavimentos foram obtidos através das equações (5) e (6), onde o índice "i" corresponde ao número do pavimento e o pé-direito é igual a 2,80m, e apresentados nas Tabelas 3 e 4.

$$F_{ax_i} = \left( C_{ax} \cdot b_{ex} \cdot \int_{\text{pé\_direito} \cdot i - 0.5 \cdot \text{pé\_direito}}^{\text{pé\_direito} \cdot i + 0.5 \cdot \text{pé\_direito}} q(z) dz \right) \cdot 10^{-3}$$

(5)

$$F_{ay_i} = \left( C_{ay} \cdot b_{ey} \cdot \int_{\text{pé\_direito} \cdot i - 0.5 \cdot \text{pé\_direito}}^{\text{pé\_direito} \cdot i + 0.5 \cdot \text{pé\_direito}} q(z) dz \right) \cdot 10^{-3}$$

(6)

PAVIMENTO	FORÇA +X (KN)	PAVIMENTO	FORÇA +X (KN)
1	26,47	14	45,19
2	30,57	15	45,82
3	33,19	16	46,42
4	35,16	17	46,98
5	36,77	18	47,52
6	38,14	19	48,04
7	39,34	20	48,54
8	40,41	21	49,01
9	41,37	22	49,47
10	42,25	23	49,91
11	43,07	24	50,34
12	43,82	25	50,75
13	44,53	26	51,15

Tabela 3 – Forças nodais devidas ao carregamento do vento, e aplicadas em cada pavimento, na direção X.

PAVIMENTO	FORÇA +X (KN)	PAVIMENTO	FORÇA +X (KN)
1	24,82	14	42,38
2	28,67	15	42,97
3	31,12	16	43,53
4	32,98	17	44,06
5	34,49	18	44,57
6	35,77	19	45,05
7	36,89	20	45,52
8	37,89	21	45,97
9	38,80	22	46,39
10	39,62	23	46,81
11	40,39	24	47,21
12	41,10	25	47,60
13	41,76	26	47,97

Tabela 4 – Forças nodais devidas ao carregamento do vento, e aplicadas em cada pavimento, na direção Y.

### 3.3 Combinação das Ações

Foram consideradas no trabalho as combinações últimas normais, apresentadas na Tabela 5.

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE CARREGAMENTO
$Fd1 = 1,3.Fgk (CP) + 1,2.Fq1k (CA)$
$Fd2 = 1,4.Fgk (CP) + 1,4.Fq1k (CA) + 0,84.Fqk (VX)$
$Fd3 = 1,4. Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (VX) + 0,7. Fqk (CA)$
$Fd4 = 1,4 Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (CA) + 0,84. Fqk (VEY)$
$Fd5 = 1,4. Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (VEY) + 0,7. Fqk (CA)$
$Fd10 = 1,4.Fgk (CP) + 1,4.Fq1k (CA) + 0,84.Fqk (VX + DESPX)$
$Fd11 = 1,4. Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (VX + DESPX) + 0,7. Fqk (CA)$
$Fd12 = 1,4 Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (CA) + 0,84. Fqk (VEY + DESPY)$
$Fd13 = 1,4. Fgk (CP) + 1,4. Fq1k (VEY + DESPY) + 0,7. Fqk (CA)$

Tabela 5 – Combinações últimas de carregamento.

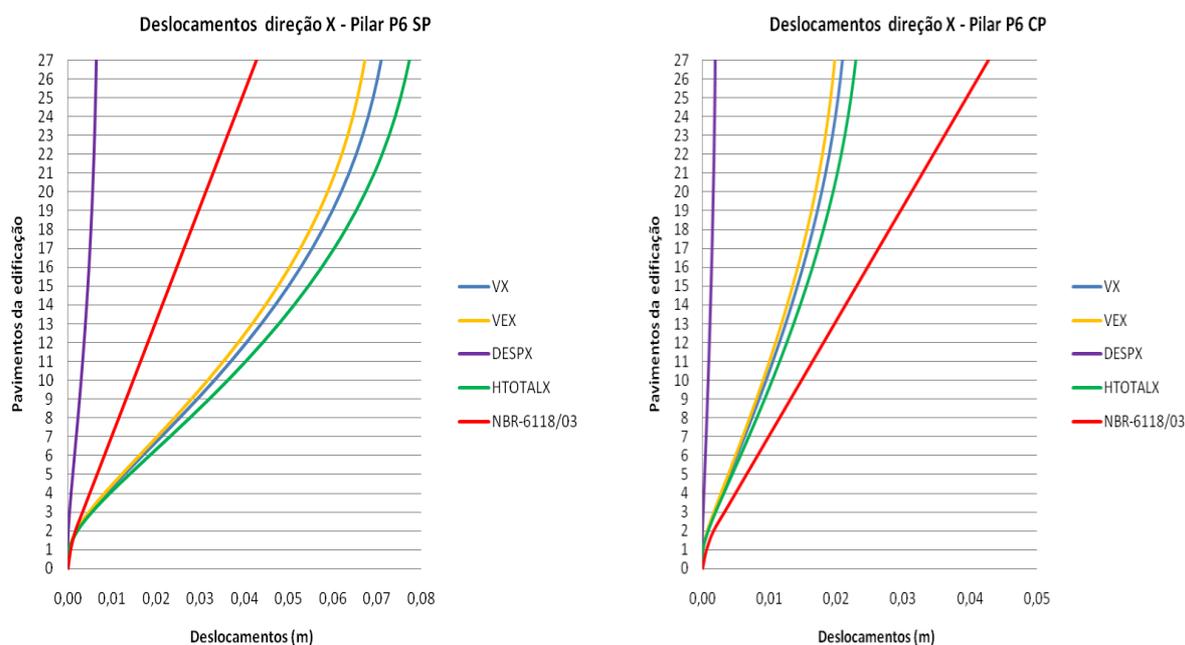
## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 Influência nos deslocamentos horizontais da estrutura

A relação entre o deslocamento máximo no topo de uma estrutura e a sua altura máxima é um parâmetro importante sobre a rigidez da edificação. A NBR 6118:2003 limita o deslocamento horizontal de uma edificação em relação à sua base em  $H/1700$ , sendo  $H$  a altura da edificação, e em  $H_i/850$  entre pavimentos, sendo  $H_i$  a altura entre pavimentos. Para a verificação dos deslocamentos laterais foi empregada a combinação de serviço com coeficiente ( $\psi_1$ ) com valor de 0,30, e considerando-se apenas as cargas horizontais. As combinações analisadas foram as seguintes: VX – Vento na direção X sem excentricidade, VY – Vento na direção Y sem excentricidade, VEX – Vento na direção X com excentricidade, VEY – Vento na direção Y com excentricidade, DESPX – Desaprumo na direção X, DESPY – Desaprumo na direção Y, HTOTALX – Vento na direção X sem excentricidade mais o desaprumo na direção X, HTOTALY – Vento na direção Y com excentricidade mais o desaprumo na direção Y.

Foram analisados os deslocamentos do pilar P6. As siglas (SP) e (CP) apresentadas nos gráficos a seguir, significam estrutura sem paredes e estrutura com paredes, respectivamente.

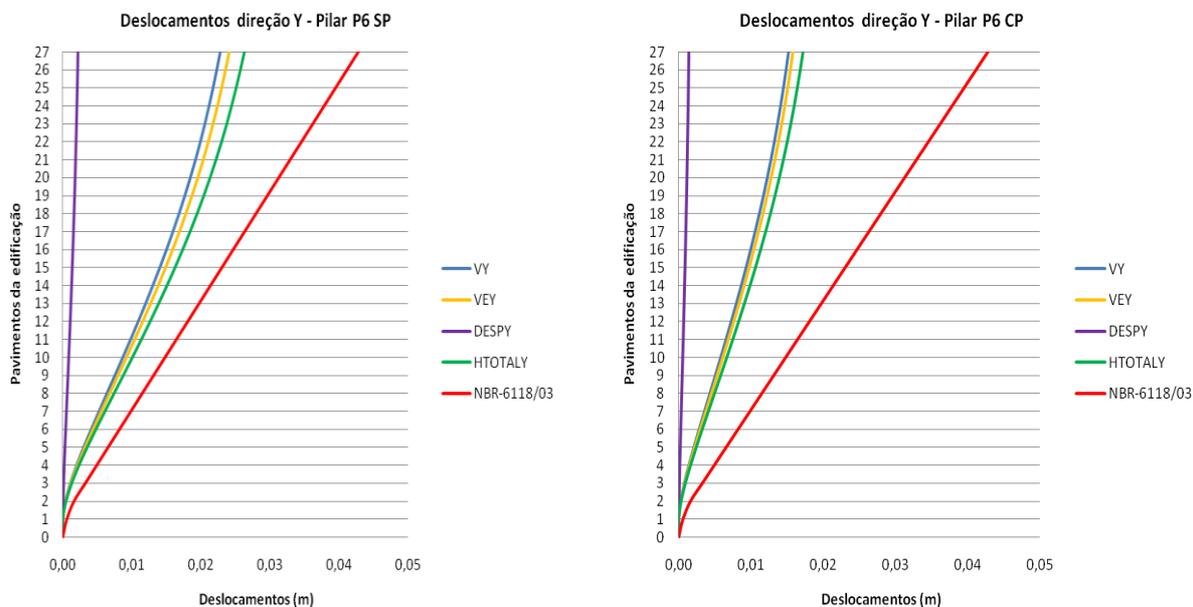
As Figuras 7 e 8 apresentam os deslocamentos do pilar P6 ao longo da altura, para as estruturas SP e CP, respectivamente, considerando-se a combinação em serviço para as ações horizontais na direção X.



Figuras 7 e 8 – Deslocamentos do pilar P6, para a estrutura (SP) e (CP), respectivamente, e com as ações horizontais atuando na direção X.

Os resultados indicados nas Figuras 7 e 8 mostram que no pilar P6 os deslocamentos passam a atender o limite determinado pela NBR 6118:2003, na direção X, após a consideração das alvenarias.

As Figuras 8 e 9 apresentam os deslocamentos do pilar P6 ao longo da altura, para as estruturas (SP) e (CP), respectivamente, considerando-se a combinação em serviço para as ações horizontais na direção Y.



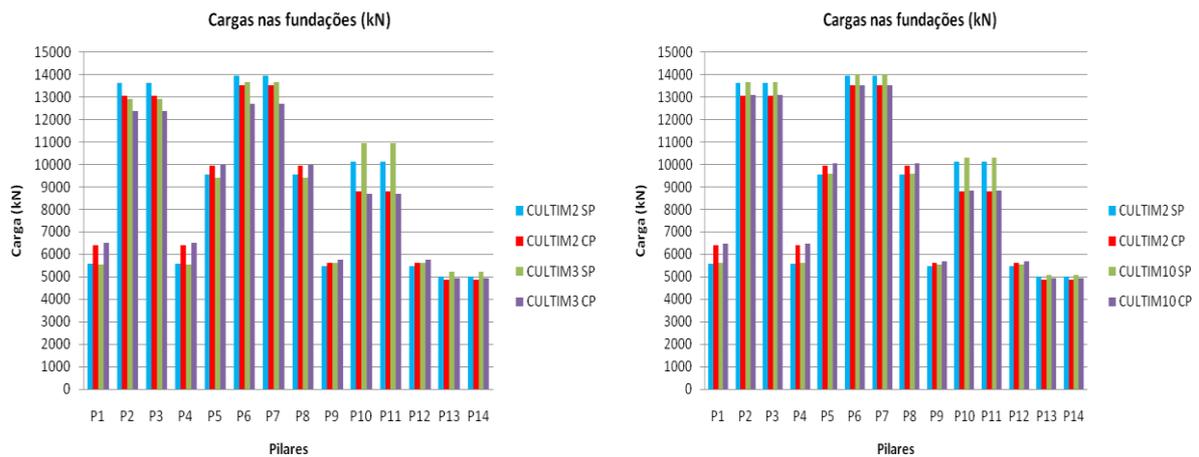
Figuras 8 e 9 – Deslocamentos do pilar P6, para a estrutura (SP) e (CP), respectivamente, alvenaria e com as ações horizontais atuando na direção Y.

## 4.2 Influência nos esforços axiais e nos momentos fletores dos pilares

### 4.2.1 Esforços axiais

No caso dos esforços axiais nos pilares, a presença dos painéis de alvenaria provoca uma redistribuição das forças ao longo da edificação, o que acarreta para determinados pilares, no acréscimo ou no decréscimo desses esforços, o que irá refletir nas cargas que são transmitidas às fundações.

As Figuras 10 e 11 apresentam os resultados para as cargas das fundações dos pilares, para as combinações de carregamento últimas, considerando a ação do vento, e a ação conjunta do vento com o desaprumo na direção X, respectivamente.



Figuras 10 e 11 – Cargas nas fundações considerando as combinações últimas com vento atuando na direção X. A Figura 11 apresenta o vento e o desprumo atuando de forma conjunta.

Verificam-se nas Figuras 10 e 11 que os pilares P1, P4, P5, P8, P9 e P12 apresentam a pior situação para as cargas nas fundações, quando são considerados os painéis de alvenaria no conjunto da estrutura. Já os outros pilares apresentam redução das cargas, quando são considerados os painéis de alvenaria.

O acréscimo máximo das cargas, quando são consideradas as paredes, é de 14,7% e ocorre nos pilares P1 e P4 (CULTIM3). Já a redução máxima, quando são consideradas as paredes, é de 20,4%, o que ocorre nos pilares P10 e P11 (CULTIM3).

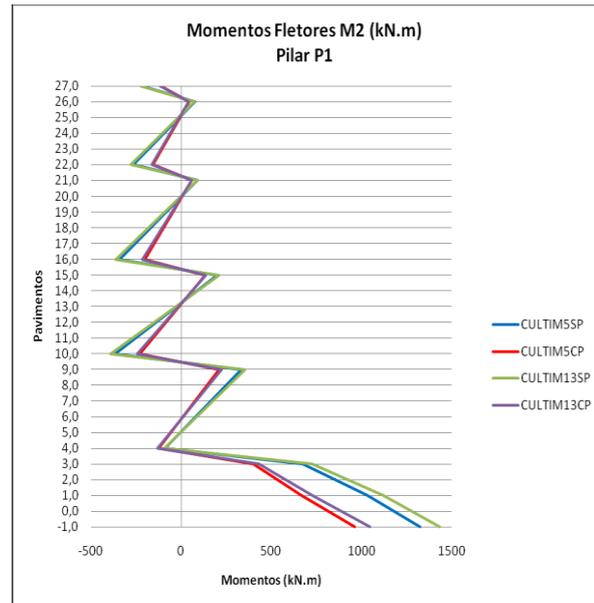
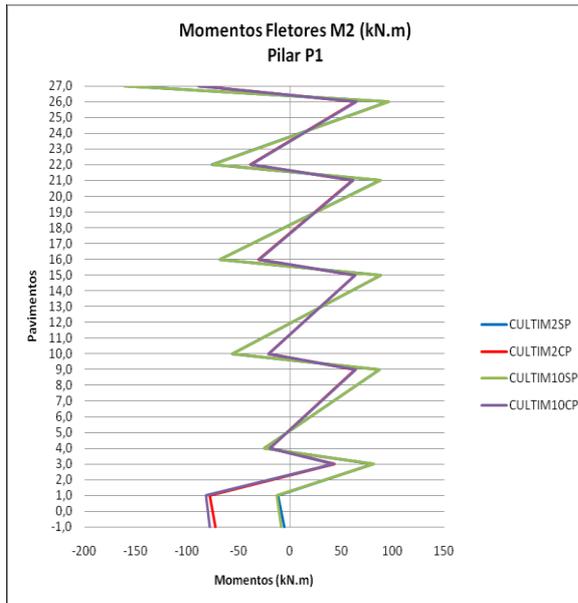
Ao se considerar a ação conjunta vento e desprumo, o maior acréscimo gerado nas cargas das fundações foi de 2,6% nos pilares P10 e P11.

#### 4.2.2 Momentos fletores

Assim como para os esforços axiais, os momentos fletores nos pilares sofrem acréscimo nos seus valores, em determinados pontos da edificação, quando se leva em consideração no projeto os painéis de alvenaria. Por causa dessas situações, sugere-se que sejam verificadas as duas situações SP e CP, e adotada no dimensionamento a pior situação de projeto.

Os resultados dos momentos apresentados seguem a convenção: M2 é o momento em X, ou seja, é o momento em torno do eixo Y; e o momento M3 é o momento em Y, ou seja, é o momento em torno do eixo X.

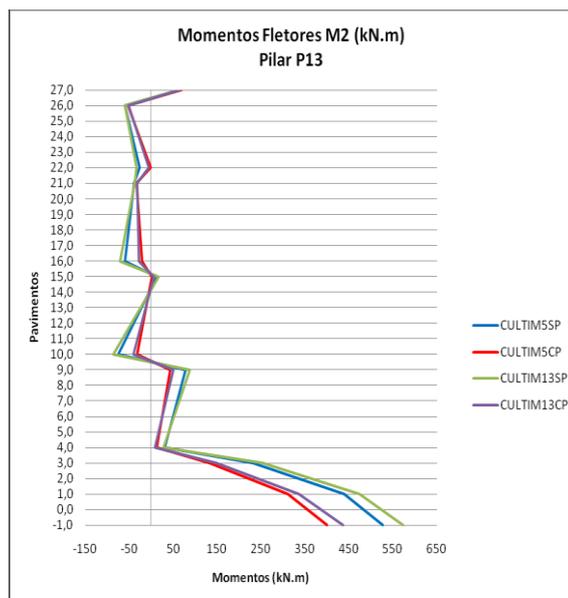
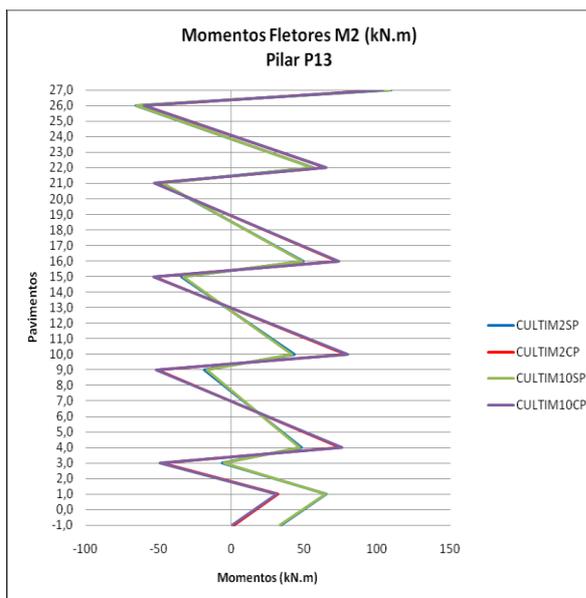
Foram avaliados os resultados dos pilares P1 e P13.



Figuras 12 e 13 – Momentos em X do pilar P1 para as estruturas (SP) e (CP), considerando as combinações CULTIM 2 e CULTIM10, e CULTIM 5 e CULTIM13, respectivamente.

Para as combinações CULTIM2 e CULTIM10, que representam respectivamente as ações do vento, e vento com desprumo na direção X, a estrutura (SP) apresenta-se mais desfavorável da fundação ao 1° pavimento.

Para as combinações CULTIM5 e CULTIM13, que representam respectivamente as ações do vento, e vento com desprumo na direção Y, a estrutura (SP) apresenta-se como a condição mais desfavorável ao longo de toda altura da edificação, com exceção dos 4° e 5° pavimentos.



Figuras 14 e 15 – Momentos em X do pilar P13 para as estruturas (SP) e (CP), considerando as combinações CULTIM 2 e CULTIM10, e CULTIM 5 e CULTIM13, respectivamente.

Para as combinações CULTIM2 e CULTIM10, que representam respectivamente as ações do vento, e vento com desaprumo na direção X, a estrutura (CP) apresentam os valores desfavoráveis do 3° pavimento à cobertura.

Para as combinações CULTIM5 e CULTIM13, que representam as ações do vento, e vento com desaprumo na direção Y, a estrutura (SP) apresenta-se mais desfavorável ao longo de toda a altura, com exceção da cobertura.

#### 4.2.3 Influência nos esforços cortantes e momentos fletores das vigas

No caso das vigas, foram verificadas apenas as vigas V2, e V10a, visto que, a estrutura é praticamente simétrica. Foram analisados os resultados dos esforços cortantes e dos momentos fletores das respectivas vigas, nos pavimentos em que apresentaram resultados mais desfavoráveis.

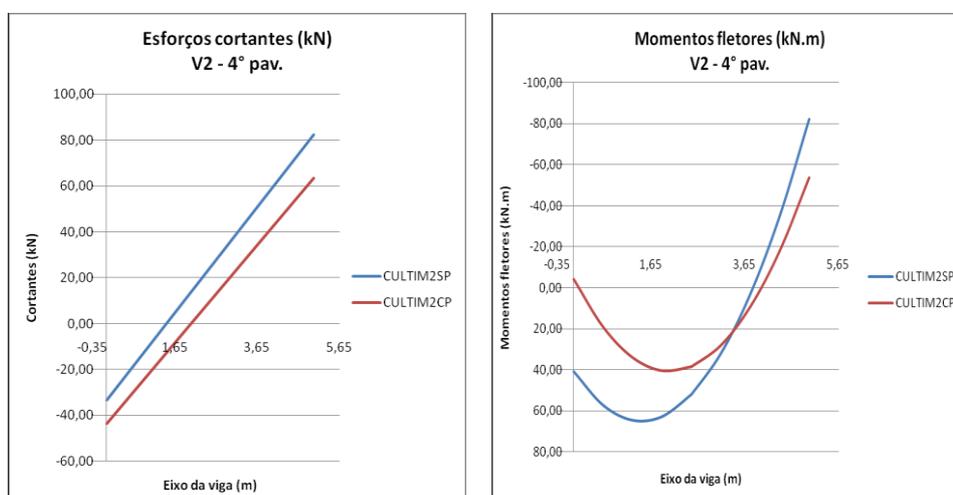


Figura 16 – Esforços da viga V2 para as estruturas (SP) e (CP) no 4º pavimento, considerando a combinação CULTIM2.

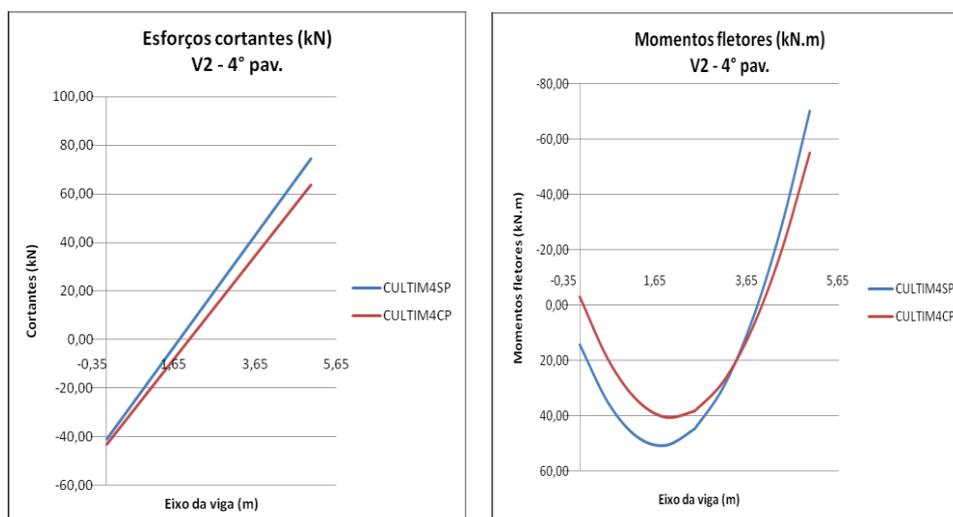


Figura 17 – Esforços da viga V2 para as estruturas (SP) e (CP) no 4º pavimento, considerando a combinação CULTIM4.

De acordo com as Figuras 16 e 17, a viga V2 apresenta situações desfavoráveis ao serem considerados os painéis de alvenaria, nos cortantes com valores negativos, e em um pequeno trecho do momento positivo da viga. Percebe-se também que ocorre uma inversão dos valores dos momentos fletores no apoio à esquerda. Isso se dá apenas nos casos das combinações de carregamento CULTIM2 e CULTIM4.

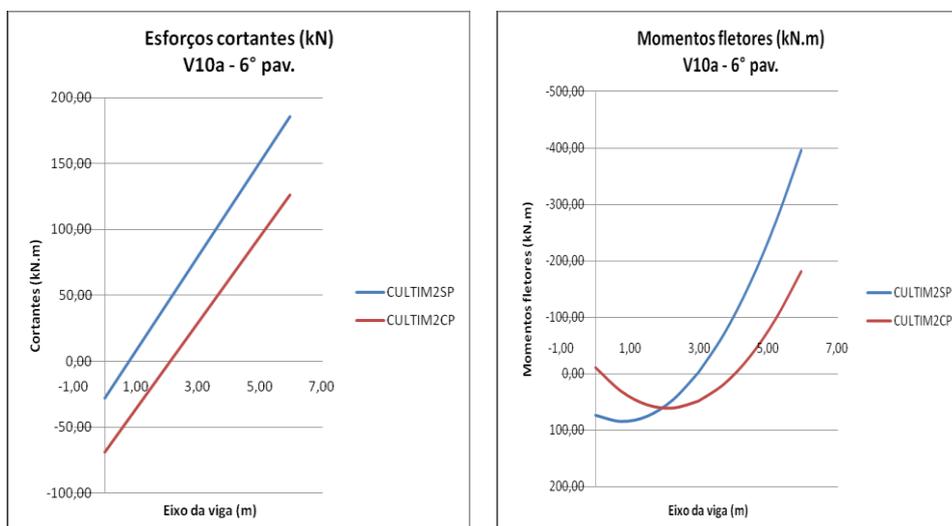


Figura 18 – Esforços da viga V10a para as estruturas (SP) e (CP) no 6° pavimento, considerando a combinação CULTIM2.

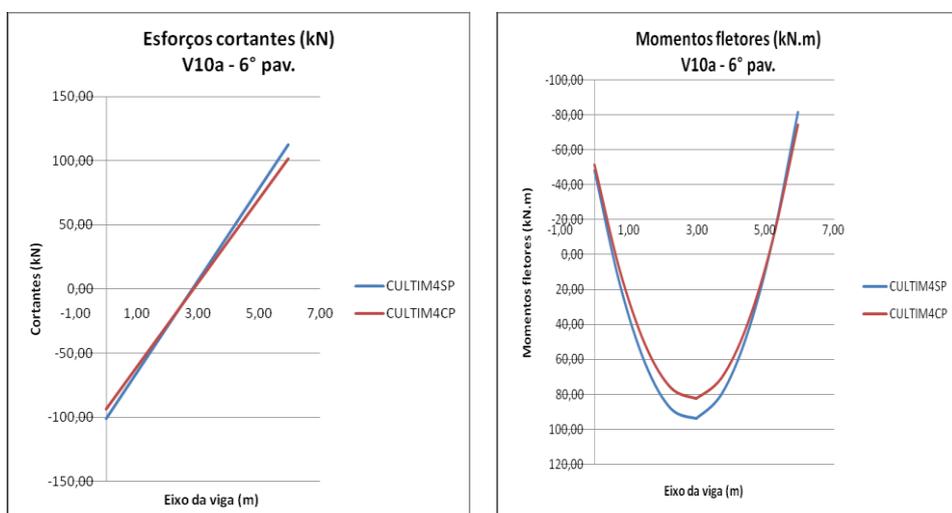


Figura 19 – Esforços da viga V10a para as estruturas (SP) e (CP) no 6° pavimento, considerando a combinação CULTIM4.

De acordo com as Figuras 18 e 19, a viga V10a apresenta situações desfavoráveis ao serem consideradas as presenças dos painéis de alvenaria, no momento fletor negativo do apoio esquerdo, quando consideradas a combinação CULTIM4. Já para a CULTIM2, a viga apresenta cortantes maiores para os valores negativos, uma inversão dos valores dos momentos fletores no apoio à esquerda, e um pequeno acréscimo no momento fletor positivo em determinado trecho da viga.

## 5 CONCLUSÕES

A consideração dos painéis de alvenaria na estrutura do edifício estudado aumentou consideravelmente a rigidez da estrutura, reduzindo os deslocamentos laterais, e conseqüentemente, os esforços de 2ª ordem (parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$  com valores mais baixos). Isto explica os pequenos deslocamentos que os edifícios mais altos e mais esbeltos sofrem, em relação ao verificado nos cálculos. Além disso, essa redução nos esforços de 2ª ordem, elimina/reduz os problemas de patologia que poderiam ocorrer nas paredes e nos revestimentos de fachadas.

Não se faz necessária a consideração da ação conjunta do vento com o desaprumo, o que inclusive é indicado pela NBR-6118:2003, visto que, nos resultados obtidos, houve acréscimo de apenas 8,4% em relação aos deslocamentos e de 2,6 % em relação às cargas nas fundações. Os momentos fletores dos pilares apresentaram valores muito próximos, quando comparados à ação isolada do vento com a ação conjunta vento e desaprumo.

Nos casos das cargas nas fundações, dos momentos fletores nos pilares, dos esforços cortantes e momentos fletores das vigas, em alguns casos, a estrutura com a presença dos painéis de alvenaria se apresentou de maneira favorável, e, em outros, de forma desfavorável à segurança, para o dimensionamento. Estas situações desfavoráveis deveriam ser consideradas no projeto estrutural.

## 6 REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR-6118 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR-6120 – *Cargas para cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR-6123 – *Forças devido às ações do vento em edificações*. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.
- Dias, E.M.B., Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando as alvenarias de vedação. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, 2009.
- Drysdale, R. G.; Hamid, A. A.; Baker, L. R., *Masonry Structures Behavior and Design*. 1ª. ed. Prentice-Hall, Inc. New Jersey, USA, 1994.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA 356 – *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C. – FEMA, 2000.
- Stafford Smith, B.; Coull, A., *Tall Buildings Structures: analysis and design*. 1a. ed. JOHN WILEY & SONS, INC, 1991.