



ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA: PROCEDIMENTO E APLICAÇÃO

Jean Marie Désir

Renata Cardoso

jean.marie@ufrgs.br

rezinha_c@hotmail.com

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Avenida Osvaldo Aranha, 99, 90035-190, Porto Alegre, RS, Brasil

Resumo. A alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado, que tem se consolidado cada vez mais no Brasil, sendo largamente utilizado em edificações de baixa e média altura. O principal conceito estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Por isso, muitos estudos sobre alvenaria estrutural priorizam os aspectos relativos à sua resistência à compressão e a seu processo construtivo. Porém, para o mais amplo emprego da alvenaria estrutural, é importante a busca de técnicas para o melhoramento da capacidade resistente deste sistema estrutural. Devido a isso, este trabalho foi desenvolvido para avaliar o uso da tecnologia de protensão na alvenaria estrutural, possibilitando assim que as estruturas em alvenaria suportem esforços laterais elevados mesmo apresentando maior esbeltez. Para a realização do estudo, foram revisitados vários trabalhos publicados sobre o sistema de alvenaria estrutural protendida levantando os critérios e procedimentos a serem considerados no dimensionamento da alvenaria protendida para depois apresentar um exemplo de aplicação de uma parede com pé direito elevado, constatando-se assim, que a protensão é uma alternativa para o avanço no uso da alvenaria estrutural, viabilizando estruturas, que normalmente são consideradas inviáveis, com alvenaria armada.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural Protendida. Utilização da Alvenaria Protendida. Critérios de Dimensionamento da Alvenaria Protendida. Parede com Pé Direito

1 INTRODUÇÃO

O uso da alvenaria como estrutura tem se consolidado cada vez mais no Brasil. Em diversos países, existem muitas construções de grande porte, realizadas em alvenaria estrutural e que demandam soluções arrojadas. É o caso, por exemplo, de edifícios relativamente altos, silos, muros de arrimo, reservatórios, construções baixas, mas com pé direito alto. Nessas construções, a presença de tensões de tração se torna uma preocupação, já que as ações laterais, origem da tração, são mais significativas. A utilização de protensão tem a vantagem de permitir a adequação do sistema à fase construtiva no qual se encontra ajustado o nível de tensão admissível. Assim, a protensão possibilita que as estruturas suportem ações laterais elevadas, tendo elementos com grande esbeltez.

O objetivo principal do trabalho é a apresentação de diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida, à luz das exigências normativas vigentes, e de um exemplo de aplicação em parede alta de galpão. Para isso, são apresentados os principais aspectos do sistema, os procedimentos de execução sintetizando os parâmetros de projeto a serem usados no dimensionamento de uma estrutura, conforme detalhado em Cardoso (2013).

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA

Existem muitos trabalhos na literatura apresentando materiais e métodos para a utilização da protensão na alvenaria estrutural. Os assuntos tratados pelos autores são os mais diversos: unidades e argamassa, graute, armadura de protensão, aplicação da protensão, grauteamento e contenção lateral das armaduras, ancoragem das barras, proteção das barras, o método construtivo, dentre outros. Pelo escopo deste trabalho, estes assuntos não serão tratados em detalhes. Contudo, o leitor poderá consultar autores, como Parsekian (2002), que apresentam uma revisão muito completa sobre esses assuntos, compilando informações e especificações, e ponderando as vantagens e desvantagens dos diferentes sistemas de protensão e resultados de extenso programa experimental.

Quando submetidas a ações laterais elevadas, a alvenaria pode ser protendida para melhorar desempenho e durabilidade. A protensão tem como objetivo aplicar tensões de compressão no sistema antes da atuação das demais ações, para diminuir as tensões de tração que surgem com a estrutura em uso, aumentando a resistência à flexão. Existem vários tipos de obras em que a tração é o esforço predominante: muros de arrimo, silos, reservatórios de água, paredes de galpão sujeitas à ação do vento. Apesar dos registros de sua utilização há várias décadas, somente em 1999 critérios quanto ao dimensionamento e execução da protensão em alvenaria foram incluídos na norma americana. A técnica também tem sido utilizada com sucesso em países, como Alemanha, Austrália, França e Suíça, nos quais foi normalizada no decorrer da década de 1990. No Brasil, a NBR 15961-1, aprovada em julho de 2011, inclui conceitos básicos para dimensionamento e execução de alvenaria protendida no anexo B.

Os blocos utilizados na alvenaria protendida são os mesmos utilizados na alvenaria estrutural convencional. A resistência necessária varia de acordo com os esforços solicitantes e a forma de construção da parede. No mercado, a faixa de resistência disponível vai de 3 a 20 MPa, geralmente suficiente para a maioria dos casos. É recomendada a utilização de

argamassa mista com um traço de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia, em volume), pois argamassas produzidas com esse traço apresentam elevada resistência à compressão e boa aderência. Como é frequente a presença de forças laterais elevadas nas paredes de alvenaria protendida, a resistência ao cisalhamento é importante, levando à necessidade de uma maior aderência. Para alvenarias protendidas, uma parcela da aderência é garantida pela adesão argamassa/bloco, e outra importante parcela pelo atrito, que é elevado pela protensão.

Os cabos de protensão que são utilizados usualmente na alvenaria protendida são usualmente barras de aço com rosca em todo seu comprimento. A utilização de cordoalhas é restrita, devido à dificuldade de realização de emendas nesses cabos, a não ser em casos em que é possível a colocação do cabo inteiro sem emendas. As barras devem estar previamente ancoradas na fundação. Então, é interessante que seja prevista uma emenda nesses cabos para não dificultar a execução da alvenaria. Considerando a protensão por barras rosqueadas as emendas são feitas com luvas metálicas com dimensões inferiores aos vazios dos blocos. A ancoragem das barras é feita com placas e rosca. Atualmente, é possível encontrar barras de aço com tensão de escoamento entre 750 e 850 MPa e de ruptura entre 850 e 1050 MPa.

Para paredes altas, há necessidade de contenção lateral dos cabos, para não considerar a força de protensão nos efeitos de flambagem da alvenaria. Uma das formas de fazer isso é prendendo os cabos em alguns pontos ao longo do comprimento do elemento protendido, através de grauteamento localizado, garantindo o posicionamento e a contenção lateral dos cabos. Para a ancoragem das barras, é utilizado um conjunto de placa e rosca. Para ancoragem reta dentro da base de concreto, o comprimento da barra de ancoragem deve ser suficiente para garantir as transmissões de tensão da barra para o concreto.

As vantagens da alvenaria estrutural protendida comparadas à alvenaria armada são semelhantes às observadas na comparação entre o concreto protendido e o concreto armado. A alvenaria protendida traz a possibilidade de eliminação do grauteamento vertical, operação que necessita de inspeção rigorosa e com execução não muito simples. Podem-se executar paredes mais esbeltas, comparada à alvenaria armada. É um sistema de rápida e fácil execução, compensando o valor mais elevado dos materiais.

3 PROCEDIMENTO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Dimensionar um elemento protendido significa definir previamente uma força a ser aplicada no elemento para eliminar as tensões de tração.

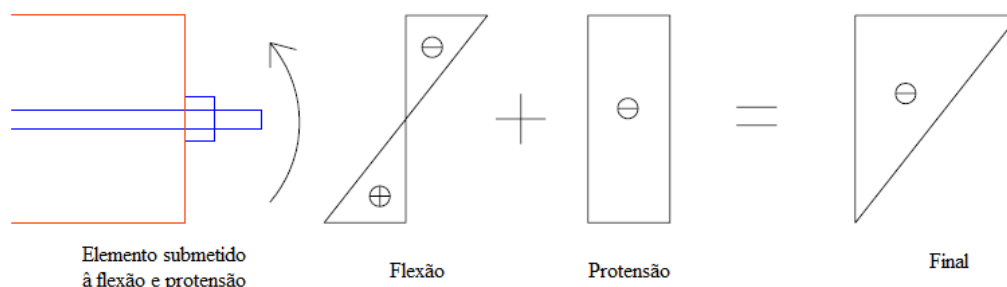


Figura 1 – Diagramas de tensões de uma seção protendida

Os diagramas da Figura 1 caracterizam uma situação de flexo-compressão para a qual a NBR 15961-1 (2011) estabelece as condições que devem ser atendidas, assim como os limites de tensões a serem respeitados. O dimensionamento da força de protensão deve ser realizado

através da verificação de tração nula em serviço. A força é calculada considerando os coeficientes de ponderação das ações em serviço, com coeficiente de ponderação de esforços igual a 0,9 para efeito favorável da força de protensão e permanente, e 1,0 para esforços com efeito desfavorável.

Para determinar a resistência da alvenaria, ela deve ser considerada não armada. Também deve ser verificada antes e depois da ocorrência de perdas de protensão, podendo-se reduzir em 20% o valor do coeficiente de ponderação do material para verificação antes das perdas.

As tensões normais devem ser obtidas através da superposição das tensões normais lineares devidas à força normal e ao momento fletor. Para uma força normal de cálculo (N_d), um momento fletor de cálculo (M_d), uma resistência à compressão da alvenaria (f_d), um módulo resistente mínimo da seção (Z) e um coeficiente redutor devido à esbeltez (R), as tensões normais de compressão devem satisfazer:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{K \cdot Z} \leq f_d. \quad (1)$$

Para verificação da ruptura, o momento máximo aplicado, M_d , deve ser menor que o momento último, M_u , o qual é calculado, em função da posição (x) da linha neutra, da tensão nominal (f_{pd}) na barra de protensão, da resistência (f_d) da alvenaria, da altura útil (d) da seção da parede de largura (b), por:

$$M_u = A_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right). \quad (2)$$

sendo

$$x = A_p \cdot \frac{f_{pd}}{f_d \cdot b}. \quad (3)$$

A verificação do cisalhamento pode considerar, além das ações permanentes, ponderadas por um coeficiente de segurança igual a 0,9, a força de protensão final para o cálculo de tensão devido à pré-compressão de acordo com a NBR 15961-1 (2011).

As perdas de protensão com o tempo são devidas à relaxação do aço, deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, fluência, acomodação das ancoragens, atrito e por efeitos térmicos. A NBR 15961-1 (2011) permite uma estimativa com:

$$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2} + E_p \cdot [(k_a - k_s) \cdot \Delta T + C \cdot \sigma_m + \varepsilon_{ms}]. \quad (4)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ é a variação média da tensão de protensão;

α_e é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria (quando a protensão for aplicada com apenas um cabo, adotar esse valor igual a zero, pois não há perda por deformação elástica da alvenaria nesse caso);

σ_m é a tensão de protensão inicial no centroide dos cabos;

E_p é o módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão;

ΔT é a variação da temperatura;

k_a é o coeficiente de dilatação térmica da alvenaria (especificado igual a $9,0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$);

k_s é o coeficiente de dilatação térmica do aço, podendo-se adotar o valor de $11,9 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C;

C é a fluência específica, $C = 0,5$ mm/m/MPa.

ε_{ms} é o coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria: $\varepsilon_{ms} = 0,5$ mm/m, para protensão aplicada após 7 dias; ou $\varepsilon_{ms} = 0,6$ mm/m, para protensão aplicada antes dessa data.

4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

4.1 Descrição da estrutura

A alvenaria estrutural protendida é conveniente quando há predominância de esforços de flexão. A parede que será analisada como elemento protendido tem pé direito elevado e faz parte de um pavilhão já analisado anteriormente com alvenaria estrutural convencional e que exigiu uma solução especial para resistir aos esforços de tração dos carregamentos laterais. O projeto é de um pavilhão industrial, como mostram as figuras 2, 3 e 4 (ARAKI, 2008), e apresenta as seguintes características: a) cobertura com duas águas; b) vão transversal de 24 m; c) vão longitudinal de 48 m; d) pé direito de 8 m; e) lanternim com 40 m de comprimento.

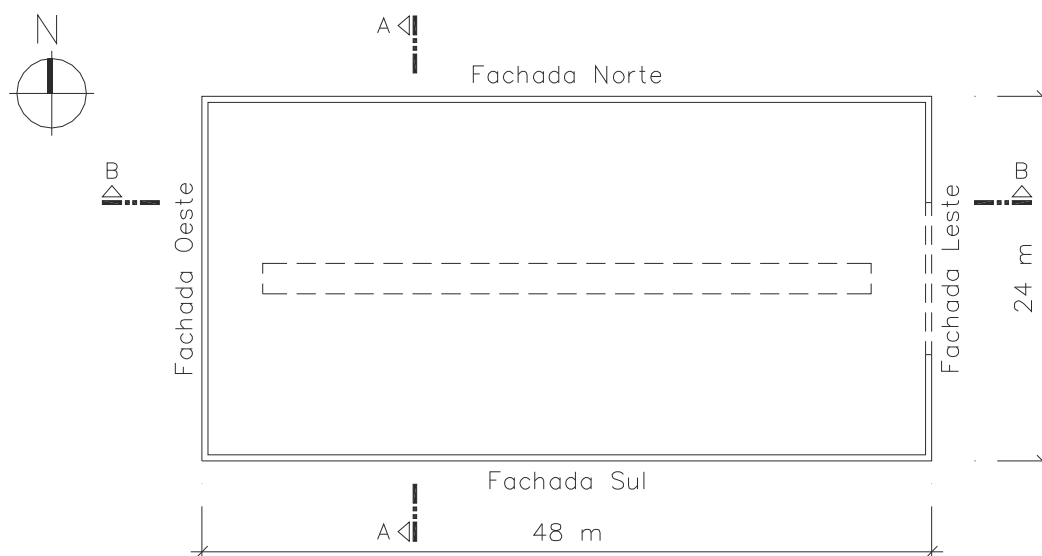


Figura 2 – Planta baixa do pavilhão

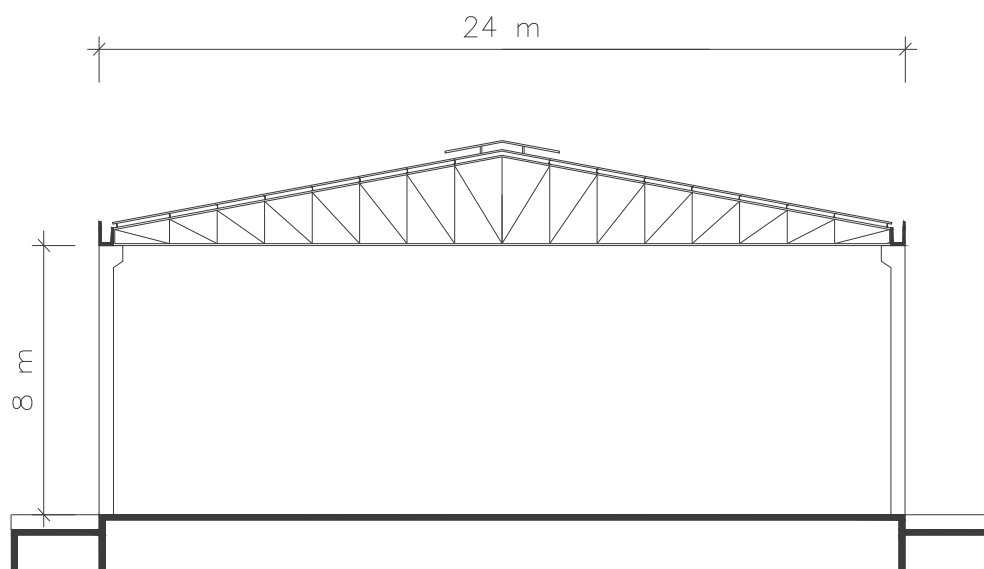


Figura 3 – Corte AA

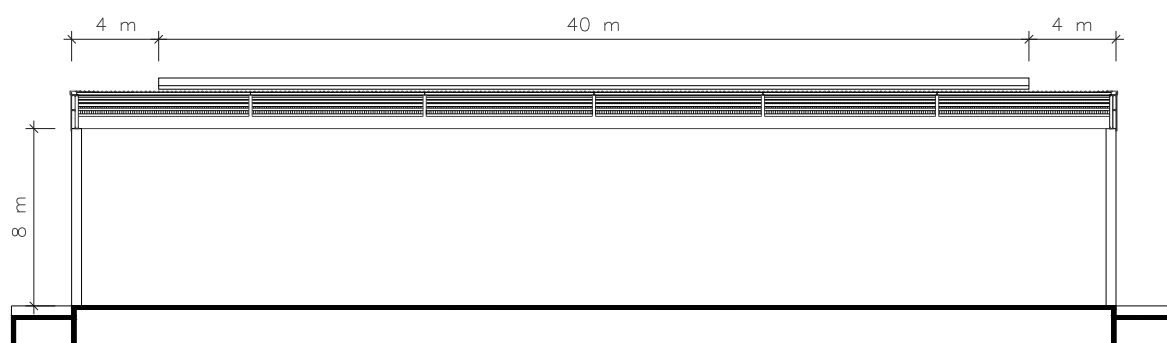


Figura 4 – Corte BB

Os carregamentos considerados são os utilizados por Araki (2008). A ação permanente resultante é ilustrada na figura 5, sendo composta por uma carga de 3,66 kN/m em cada parede, devido à cobertura mais o peso próprio da parede. A sobrecarga foi definida em 0,25 kN/m², resultando em uma carga de 3,00 kN/m em cada parede, como mostra a figura 6. Para o vento, as pressões mais desfavoráveis encontradas estão apresentadas nas figuras 7 e 8.

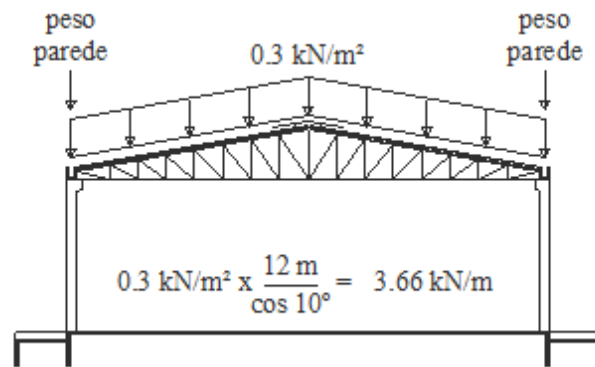


Figura 5 – Forma de atuação das cargas permanentes

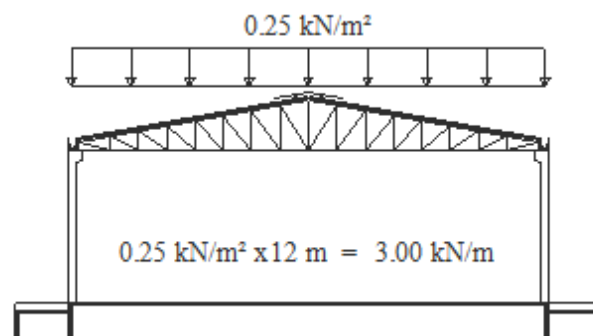
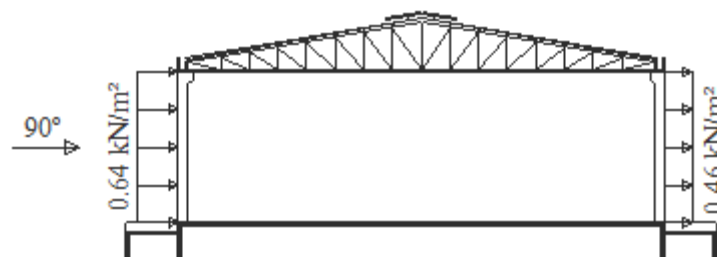
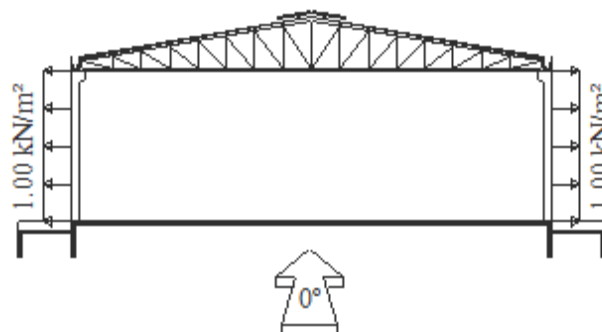


Figura 6 – Forma de atuação da sobrecarga

Figura 7 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 90° Figura 8 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 0°

4.2 Análise da estrutura

A cobertura rígida liga as duas paredes, o que limita seus deslocamentos. Por outro lado, a fundação é considerada engastada, o que resulta em momentos máximos na base da parede. A figura 9 apresenta, para este tipo de vinculação, os diagramas de momentos quando a parede é submetida às ações laterais máximas.

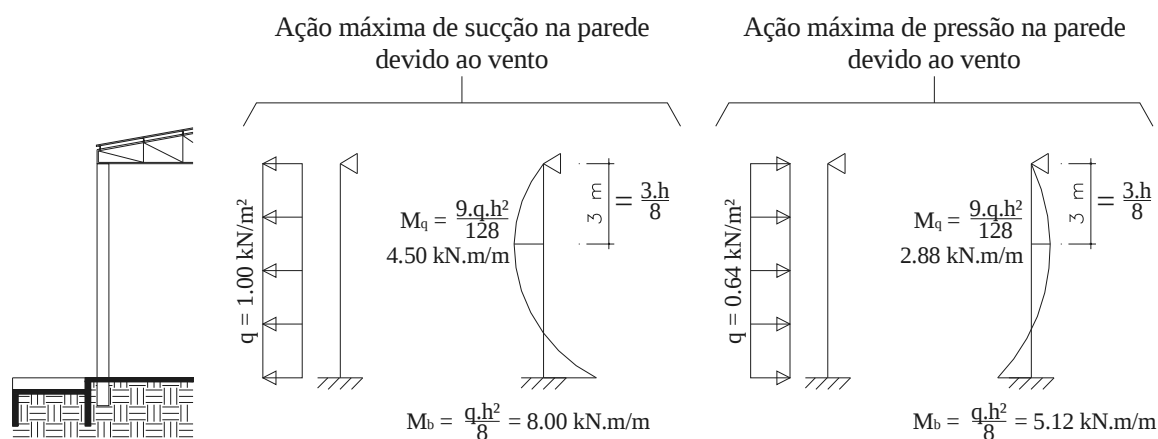


Figura 9 - Diagrama de momentos devido às ações do vento

O uso de cintas a cada 2,5 metros de altura permite garantir o posicionamento da barra de protensão. Foi considerada para o dimensionamento a seção de parede mostrada na figura 10, com B igual a 1,20 m e H igual a 0,19 m, sendo, então, determinadas as propriedades necessárias para os demais cálculos. A seção cheia resistente apresenta uma área de 2280 cm^2 , uma inércia de 60351 cm^4 e um módulo resistente de 6353 cm^3 .

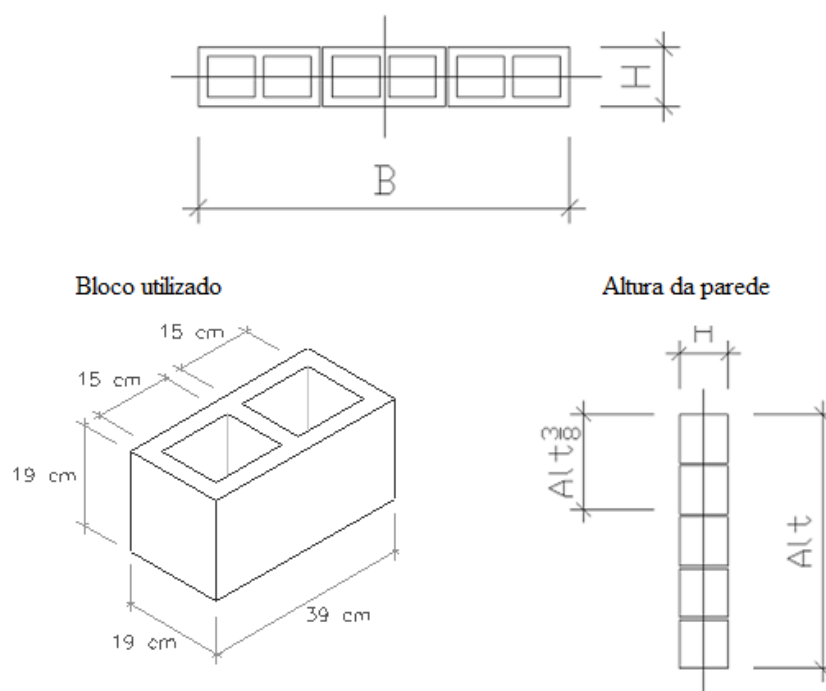


Figura 10 – Seção proposta

De posse dos diagramas de tensões resultantes dos carregamentos e ações na estrutura, calcula-se a força de protensão, para, então, realizar o dimensionamento da alvenaria e demais considerações feitas pela norma.

4.3 Força de protensão

Consideram-se as seguintes combinações para as cargas da tabela 1 e 2: a) peso próprio (pp) + vento para sucção (vs); b) pp + vento para pressão (vp); c) pp + sobrecarga (sc) + vs; d) pp + sc + vp. O caso mais crítico é a combinação (a).

Tabela 1 – Esforços para base

Cargas para Base	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	29,93	29,93
Sobrecarga (kN)	3,60	3,60
Momento (kN·m)	9,60	6,14

Tabela 2 – Esforços para 3/8h

Cargas para 3/8h	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	13,97	13,97
Sobrecarga (kN)	3,60	3,60
Momento (kN·m)	5,40	3,46

O ponto crítico para calcular a força de protensão é na base da parede, com γ_f para o momento devido ao vento igual a 1,0, minorando a ação permanente e força de protensão em 0,9 e desconsiderando a sobrecarga. As tensões decorrentes (tabela 3) mostram que a força de protensão necessária, para manter nula a tensão de tração na alvenaria, deve resultar em uma tensão de 1,55 MPa (ou 1,393 MPa, com $\gamma_f = 0,9$), como indicam os diagramas de tensões da figura 11. Com esta tensão, a força de protensão final é de 353kN, que, com uma estimativa inicial de perda de 35%, passa para 477,09 kN. Seriam necessárias três barras de 20 mm ($f_{pyk}/f_{ptk} = 850/1050$ MPa), sendo a força de protensão inicial para cada barra de 159 kN. A aplicação da força de protensão deve ser feita com macaco hidráulico.

Tabela 3 – Combinação de ações mais crítica

	Máxima tensão na fibra mais tracionada	γ_f	Tensões (MPa)
Ações permanentes (kN)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Ação permanente}}{A}$	0,9	0,118
Momento (kN·m)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Momento}}{Z}$	1,0	1,511

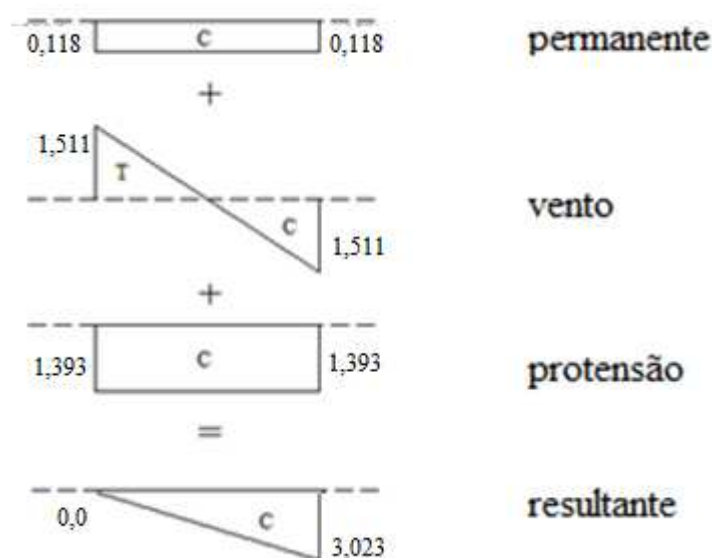


Figura11 – Diagrama de tensões

4.4 Resistência da alvenaria

A resistência da alvenaria é verificada para a força de protensão antes e depois das perdas. Na verificação com a força de protensão inicial, foi considerada uma redução de 20% no coeficiente de redução da resistência da alvenaria, γ_m . Também foi considerado f_d igual a $0,7f_{pk}$ e $f_{pk}/f_{bk} = 0,7$. Nesta verificação, todos os coeficientes de majoração de esforços são tomados na condição desfavorável, igual a 1,4, incluindo a sobrecarga (verificação do bordo comprimido). Os resultados da tabela 4 levam a especificação da resistência de bloco $f_{bk} = 14 \text{ MPa}$.

Tabela 4 – Dimensionamento da alvenaria

Para força de protensão inicial (antes das perdas)		
f_d	f_{pk}	f_{bk}
$\frac{\gamma_m}{1,2} \left[\frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_i}{A} \right] = 6,2 \text{ MPa}$	$\frac{f_d}{0,7} = 8,83 \text{ MPa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 12,62 \text{ MPa}$
Para força de protensão final (após perdas)		
f_d	f_{pk}	f_{bk}
$\gamma_m \left[\frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_f}{A} \right] = 6,33 \text{ MPa}$	$\frac{f_d}{0,7} = 9,05 \text{ MPa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 12,92 \text{ MPa}$

4.5 Verificação da ruptura

O momento último, M_u , foi verificado de acordo com a equação 2. Considerando o uso barras de 20 mm, com f_{ptk} de 1050 MPa. A tensão nominal na barra de protensão (CP-105) pode ser considerada como 0,88 de f_{ptk} , conforme indica a NBR 6118 (2014). Porém, a NBR 15961-1 (2011) recomenda que a tração em cabo não aderido não exceda 70% da sua resistência última. Como mostra a tabela 5, o momento último, M_u , é maior que o momento máximo aplicado, M_d . Para blocos de 14 MPa, o valor de $f_d = 6,86 \text{ MPa}$. Para o cabo centrado, $d = 0,095 \text{ m}$.

Tabela 5 – Verificação da ruptura

x	M_u	M_d
$A_p \cdot \frac{f_{pd}}{f_d \cdot b} = 0,028 m$	$A_p \cdot f_{pd} \left(d - \frac{x}{2} \right) = 18,70 kN \cdot m$	$\gamma_f \cdot 9,6 kN \cdot m = 13,44 kN \cdot m$

4.6 Cisalhamento

Considerando a força de protensão, após perdas de 353 kN, somada a carga permanente de 29,93 kN, a tensão normal de pré-compressão reduzida de 0,9 é igual a 1,51 MPa. De acordo com a NBR 15961-1 (2011), para uma argamassa de 9 MPa, o limite de resistência ao cisalhamento $f_{vk} = 0,35 + 0,5 \times \sigma = 1,10$ MPa. A tensão de cisalhamento de cálculo encontrada foi 0,03 MPa, sendo inferior ao valor prescrito f_{vk}/γ_m , ou seja 0,55 MPa, onde γ_m é igual a 2.

4.7 Perdas de protensão

Nos cálculos anteriores, as perdas de protensão foram estimadas em 35%. No entanto, é possível estimar, com a equação 3 e os valores de referência da tabela 6, a perda total como o somatório das parcelas individuais, conforme mostra a tabela 7.

Tabela 6 – Valores de referência

$E_p = 200000 \text{ MPa}$
$E_a = 800 \cdot f_{pk} = 7840 \text{ MPa}$
$\alpha_e = 25,51$
$\sigma_m = 1,55 \text{ MPa}$
$k_a = 0,000009 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
$K_s = 0,0000119 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
$\Delta T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
$C = 0,0005 \text{ mm/mm/MPa}$
$\varepsilon_{ms} = 0,0005 \text{ mm/mm}$

Tabela 7 – Perdas de protensão para $f_{pd} = 735 \text{ MPa}$

	Fórmula	$\Delta\sigma$ (MPa)	Perda (%)
Deformação elástica da alvenaria	$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2}$	19,77	2,69
Movimentação higroscópica	$\Delta\sigma = E_p \cdot [\varepsilon_{ms}]$	100,00	13,61
Efeitos térmicos	$\Delta\sigma = E_p \cdot [(k_a - k_e) \cdot \Delta T]$	11,6	1,58
Efeitos de fluência	$\Delta\sigma = E_p \cdot [C \cdot \sigma_m]$	155,00	21,09

O aço tem baixa relaxação, considerada igual a 3,5%. Com isso, a perda total soma 42,46%, superior ao estimado inicialmente, porém, entende-se que as prescrições da NBR 15961-1/2011 são conservadoras e que parte dessa perda pode ser recuperada por re-

protensão. e então, considerou-se como razoável a aproximação feita. O esquema de protensão resultante é mostrado na figura 12. Utilizando uma placa individual de ancoragem de 19×19 cm, a tensão de contato (antes das perdas) é de 3,10 MPa, valor baixo para o contato na cinta superior de concreto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando que este trabalho teve como objetivo apresentar as diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida, foi realizado o cálculo de uma parede com pé direito elevado de um pavilhão, que anteriormente foi analisado para utilização de alvenaria estrutural convencional, onde foi necessária a utilização de enrijecedores ou paredes diafragma, aumentando assim a espessura da parede. Essas necessidades são dispensadas na alvenaria estrutural protendida, que, em serviço, através da protensão zera as tensões de tração existentes e combate os esforços máximos causados pela ação do vento.

Para o dimensionamento da alvenaria protendida, foram utilizadas as considerações feitas pela NBR 15961-1 (2011).

Apesar das dificuldades quanto à limitação de estudos sobre o assunto, foi possível apresentar diretrizes básicas para executar o dimensionamento de elementos estruturais de alvenaria protendida, mostrando o que deve ser observado e as considerações a serem seguidas. Também foi possível, através da pesquisa bibliográfica, apresentar situações em que a alvenaria protendida pode ser utilizada, já que é uma tecnologia que permite explorar de forma mais eficiente os limites da alvenaria estrutural.

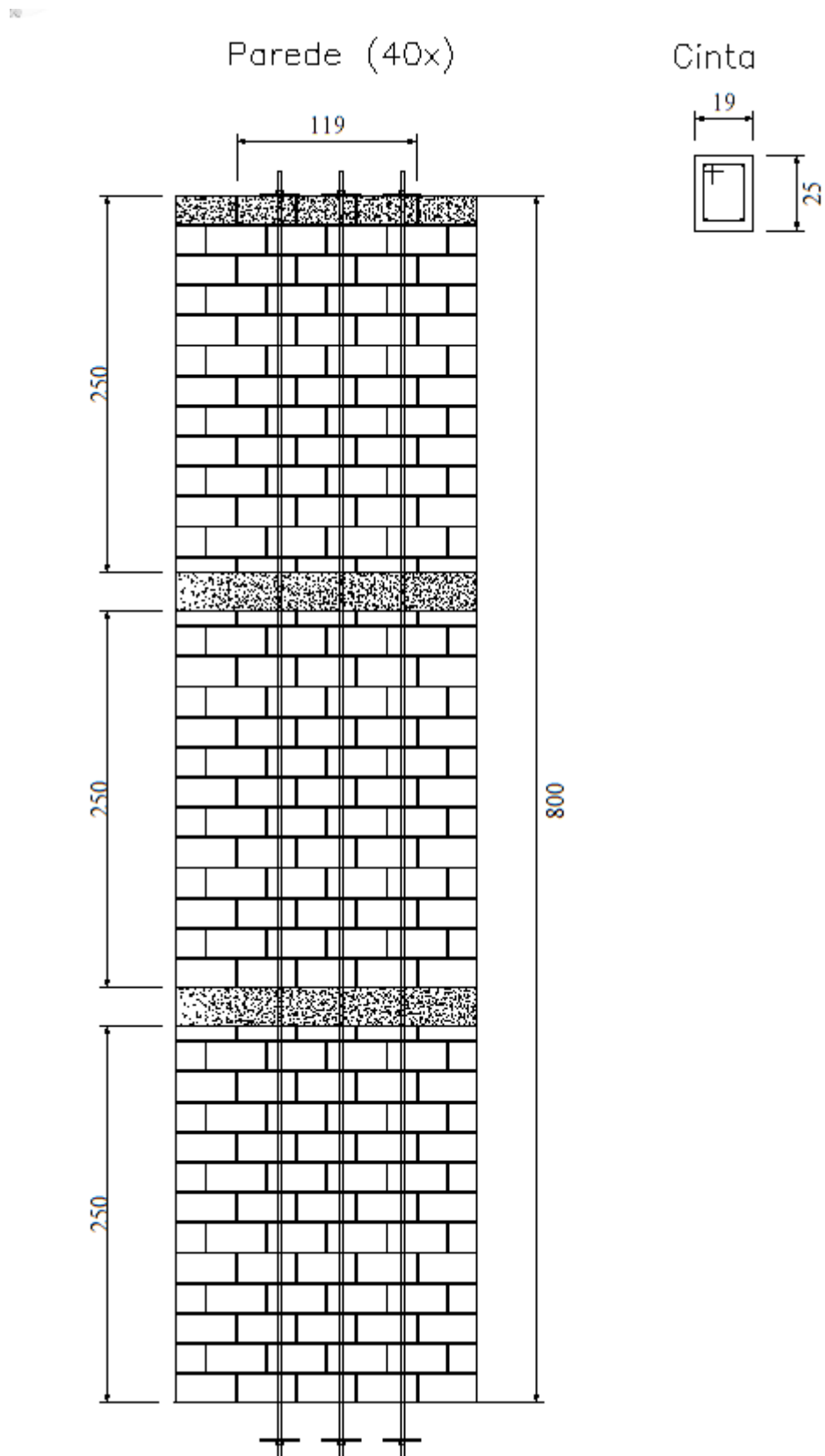


Figura 12 – Detalhe da parede

REFERENCES

- Araki, M. P. B., 2008. *Utilização de Paredes Contraventadas em Alvenaria Estrutural para Pavilhões*. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- _____. NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – procedimentos*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. NBR 15961-1: *Alvenaria estrutural – blocos de concreto – parte 1 – projeto*. Rio de Janeiro, 2011.
- Cardoso, R., 2013. *Alvenaria Estrutural Protendida: Procedimento e Aplicação*. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Parsekian, G. A., 2002. *Tecnologia de Produção de Alvenaria Estrutural Protendida*. Tese (doutorado). Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 284p.