

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DESENVOLVIMENTO DE PAINEL PRÉ-FABRICADO EM ALVENARIA
PROTENDIDA**

Paulo Roberto Amaral Souza

SÃO CARLOS

2008

**DESENVOLVIMENTO DE PAINEL PRÉ-FABRICADO EM ALVENARIA
PROTENDIDA**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DESENVOLVIMENTO DE PAINEL PRÉ-FABRICADO EM ALVENARIA
PROTENDIDA**

Paulo Roberto Amaral Souza

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração :

Sistemas Construtivos e de Edificações

Orientador:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

SÃO CARLOS

2008

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S729dp

Souza, Paulo Roberto Amaral.

Desenvolvimento de painel pré-fabricado em alvenaria protendida / Paulo Roberto Amaral Souza. -- São Carlos : UFSCar, 2008.

90 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2008.

1. Painel pré-moldado. 2. Alvenaria - sistemas construtivos. 3. Alvenaria estrutural. I. Título.

CDD: 624.18 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil

Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil

Fone(16) 3351-8262- Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259

Site: www.ppgciv.ufscar.br

Email: ppgciv@power.ufscar.br

**"DESENVOLVIMENTO DE PAINEL PRÉ-FABRICADO EM ALVENARIA
PROTENDIDA"**

PAULO ROBERTO AMARAL SOUZA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 08 de Julho de 2008

Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Orientador

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Examinador Interno

Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho
Departamento de Engenharia de Estruturas/EESC/USP
Examinado Externo

**Dedico este trabalho a meus Pais, Clarice e José
Maria (in memoriam)**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por permitir mais esta conquista.

Ao grande amigo Prof. Guilherme Aris Parsekian, pela atenção e dedicação na orientação deste trabalho.

A minha esposa Adriana e meus filhos Ana Laura e Lucas pelo amor, compreensão e apoio, e pela felicidade em tê-los como minha família.

À empresa Selecta pelo apoio à pesquisa científica com o fornecimento dos blocos utilizados no desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos que apoiaram e incentivaram este trabalho, em especial ao grande amigo Altibano por toda a ajuda dispensada nos trabalhos experimentais.

Aos professores, funcionários e colegas da Pós-Graduação.

A todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

O objetivo do presente trabalho é realizar um estudo sobre a pré-fabricação de painéis em alvenaria protendida de blocos cerâmicos, visando desenvolver uma nova alternativa para a execução de paredes que proporcione vantagens técnica e econômica em relação aos demais tipos existentes no mercado. Desta forma efetuou-se uma análise sobre o dimensionamento e o processo de execução desta tipologia de painéis, visando o seu uso em um sistema pré-fabricado para o fechamento de fachadas de galpões. Inicialmente realizou-se uma pesquisa sobre a tecnologia da alvenaria protendida e sobre os sistemas de pré-fabricação de painéis para fachadas, visando estabelecer os conceitos e diretrizes básicas para o desenvolvimento do trabalho. Propôs-se métodos para a execução dos painéis, os quais foram analisados experimentalmente com a fabricação de três protótipos, concebidos para o uso como painéis de fachada horizontais. Realizou-se ensaios nos quais os painéis foram dispostos com o plano principal na posição horizontal, apoiados nas extremidades, suportando o peso próprio e cargas aplicadas no centro do mesmo, simulando-se assim a atuação de carregamentos horizontais em fachadas. Verificou-se nestes ensaios que os painéis em alvenaria protendida apresentam excelente comportamento estrutural, suportando carregamentos superiores àqueles determinados na análise teórica, comprovando-se assim a plena viabilidade de execução e utilização dos mesmos.

ABSTRACT

This research aims the development of a clay block post-tensioned masonry façade panels, as a new alternative building process. This process provides technical and economic advantages when compared to other process in the market. It presented an analysis of the design of the wall and the process of execution of this type of panels for its use as spandrel panels. Initially the technology of prestressed structural masonry and the systems of precast panels façade are presented to establish the concepts and basic guidelines for the development of this research. The proposed panels building process were tested experimentally with the production of three prototypes, designed for their use as horizontal façade panels. Tests were performed in which the panels were supported at the ends with its self weight and additional mid-span load applied simulating the action of horizontal out-of-plane loading in façades. The experimental tests indicate that the post-tensioned masonry panels have excellent structural behaviour, carrying more load then those estimated in the theoretical analysis, thus proving the full viability of execution and use of this type of panel.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1 -Detalhe de utilização do painel em paredes de fechamento de galpões.....</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2- Salão para o exército da salvação no Reino Unido (CURTIN et al., 1982).....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 3-Galpão industrial, EUA (UNGSTAD et al. , 1990)</i>	<i>9</i>
<i>Figura 4-Edifício nos EUA (BIGGS, 2003)</i>	<i>9</i>
<i>Figura 5-Muro de arrimo de 3,0m (BECK et al., 1986)</i>	<i>10</i>
<i>Figura 6-Ponte no Reino Unido com arrimos construídos em alvenaria protendida (BIGGS, 2003)</i>	<i>10</i>
<i>Figura 7- Pilares de garagem para ambulâncias (SHAW; CURTIN, 1986)</i>	<i>11</i>
<i>Figura 8-Supermercado recuperado com protensão de alvenarias (BIGGS, 2003)</i>	<i>12</i>
<i>Figura 9-Alvenaria recuperada através de protensão externa (JANSEN & TILLY, 1999).....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 10-Parede corta-fogo em fábrica de papel em Regensdorf, Suíça (GANZ, 1993b).....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 11-Coberturas na Universidade Federal do Piauí (cortesia Prof. Paulo de Tarso C. Mendes).....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 12 - Ponte para pedestres (SHAW; CAINE, 1998b)</i>	<i>14</i>
<i>Figura 13- (a) Ensaio de viga protendida; (b) Parede com viga protendida na base (Van Elle Holdings Limited, www.van-elle.co.uk, acesso em 01.03.2006).....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 14 – Princípio de dimensionamento da protensão em alvenaria.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 15 – Tabela com valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa) de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 10837/1989</i>	<i>20</i>
<i>Figura 16 – Análise da compatibilidade de esforços na seção fissurada.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 17 – Placa cerâmica protendida (PARIZOTO FILHO, 2004).....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 18 – Painel pré-fabricado Vet-O-Vitz Inc (PARIZOTO FILHO, 2004).....</i>	<i>32</i>
<i>Figuras 19 e 20- Montagem do painel e o mesmo concluído, preparado para o ensaio (OLIVEIRA, 2005).....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 21 - Esquema da análise experimental (OLIVEIRA, 2005)</i>	<i>33</i>
<i>Figura 22 - Resultados experimentais obtidos por OLIVEIRA (2005).....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 23 – Painéis desenvolvidos por Joan Villá (PARIZOTO FILHO, 2004).....</i>	<i>34</i>

<i>Figuras 24 e 25 – Colocação dos blocos cerâmicos e armaduras nas formas</i>	34
<i>Figura 26 e 27 – Produção dos painéis desenvolvidos pelo GDA/LABSISCO/UFSC (ROMAN et al, 2004)</i>	35
<i>Figuras 28 e 29 – Posicionamento, em formas, de armaduras, blocos e instalações dos painéis Jet Casa</i>	37
<i>Figuras 30 e 31 - Lançamento de concreto nas nervuras e de argamassa para revestimento dos painéis Jet Casa</i>	37
<i>Figuras 32 e 33-Painéis Jet Casa após execução e aguardando a expedição</i>	37
<i>Figura 34 –Pequena paredes e canaletas</i>	41
<i>Figura 35 –Modulação de pequenas paredes e canaletas para um painel com comprimento de 5,00m</i>	41
<i>Figura 36– Rotação das pequenas paredes</i>	42
<i>Figura 37 –Posicionamento para união das pequenas paredes e canaletas</i>	42
<i>Figura 38-Aspecto final do painel após montagem e aplicação da protensão</i>	43
<i>Figura 39-Detalhamento do sistema de ligação dos painéis</i>	44
<i>Figura 40-Detalhe da fixação dos painéis</i>	45
<i>Figura 41 – Detalhe do protótipo do painel</i>	46
<i>Figura 42-Detalhe da Seção Transversal do Painel</i>	48
<i>Figuras 43 e 44 – Montagem das pequenas paredes e detalhe do tubo para passagem da barra de protensão</i>	51
<i>Figuras 45 e 46 – Pequenas paredes com 5 e 4 fiadas</i>	51
<i>Figuras 47 e 48 – Detalhes de execução das canaletas grauteadas para as extremidades do painel</i>	52
<i>Figuras 49 e 50 – Montagem dos painéis com rotação das paredes e inserção das barras para protensão</i>	52
<i>Figuras 51 e 52 – Detalhes do preenchimento das juntas entre as pequenas paredes</i>	53
<i>Figuras 53 e 54 – Equipamentos para protensão : macaco hidráulico e gaiola, bomba hidráulica e medidor de pressão</i>	53
<i>Figuras 55 e 56 – Detalhes do painel anteriormente à aplicação da protensão e medição do comprimento entre pontos de ancoragem</i>	54

<i>Figuras 57 e 58 – Detalhes do painel após aplicação da protensão com o plano na direção vertical e horizontal</i>	54
<i>Figuras 59 – Planilha de custos de materiais para o painel de alvenaria protendida</i>	56
<i>Figuras 60 –Detalhamento de painel em concreto armado</i>	57
<i>Figuras 61 – Planilha de custos de materiais para produção de um painel de concreto armado</i>	57
<i>Figuras 62– Vista Lateral do painel</i>	59
<i>Figuras 63– Seção Transversal</i>	59
<i>Figuras 64– Esquema estático para análise estrutural</i>	60
<i>Figuras 65, 66,67 e 68 – Processo de execução do painel 1 na posição horizontal</i>	67
<i>Figuras 69 e 70 – Detalhe das vigas de extremidade</i>	67
<i>Figuras 71 e 72 – Aplicação da protensão no painel 1</i>	68
<i>Figuras 73 e 74 – Processo de execução de pequenas paredes para o painel 2</i>	68
<i>Figuras 75 e 76 – Pequenas paredes para o painel 2</i>	69
<i>Figuras 77 e 78 –Rotação e posicionamento de pequenas paredes para a formação do painel 2</i>	69
<i>Figuras 79 e 80 – União de pequenas paredes para formação do painel 2</i>	69
<i>Figura 81 – Esquema estático para o ensaio</i>	71
<i>Figura 82 e 83 - Vista geral do esquema de ensaio</i>	73
<i>Figura 84 - Detalhe do apoio do painel</i>	73
<i>Figuras 85 e 86- Detalhes dos dispositivos de aplicação e medição de carga</i>	74
<i>Figura 87- Detalhe da bomba utilizada na aplicação de carga</i>	74
<i>Figuras 88 e 89 - Detalhe do posicionamento dos transdutores de deslocamentos</i>	75
<i>Figura 90- Gráfico com os resultados experimentais para o painel 1</i>	76
<i>Figuras 91 e 92- Detalhe da abertura da junta central para o painel 1</i>	77
<i>Figuras 93 e 94- Detalhe da fissuração no painel 1 e da junta central após descarregamento</i>	77
<i>Figura 95- Gráfico com os resultados experimentais para o painel 2</i>	78
<i>Figuras 96 e 97- Vista geral do painel 2 no instante da ruptura</i>	78
<i>Figuras 98 e 99-Detalhe da junta central do painel 2 após a ruptura</i>	79

<i>Figuras 100 e 101-Detalhe da fissuração nas juntas de união das pequenas paredes do painel 2, após a ruptura.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 102- Gráfico com a sobreposição das curvas experimentais para os painéis 1 e 2</i>	<i>79</i>
<i>Figura 103- Gráfico com a sobreposição das retas experimentais para os painéis 1 e 2.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 104- Gráfico com a sobreposição das curvas experimentais de $M \times \delta$ para os painéis 1 e 2.....</i>	<i>84</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A_{alv}	Área da seção da alvenaria
A_p	Área da armadura de protensão
d	altura útil da armadura
E	módulo de deformação
E_{alv}	Módulo de deformação da alvenaria
E_s	Módulo de deformação do aço
f_a	Resistência da argamassa
$f_{alv,c}$	Tensão de compressão axial na alvenaria
$f_{alv,f}$	Tensão compressão na flexão na alvenaria
f_b	Resistência a compressão do bloco
$f_{b,t}$	Resistência a tração do bloco
f_{bk}	Resistência característica a compressão do bloco
f_{gk}	Resistência característica do graute a compressão
f_p	Resistência média a compressão do prisma
f_{ptk}	Tensão de ruptura do aço de protensão
f_{pyk}	Tensão de escoamento do aço de protensão
f_{pe}	Tensão efetiva na armadura de protensão
f_{ps}	Tensão nominal da armadura de protensão
F_p	Força de protensão
h	Altura
h_{ef}	Altura efetiva
R	Coefficiente de redução da esbeltez da parede
t_{ef}	Espessura efetiva
x	Posição da linha neutra
ε_{alv}	Deformação elástica da alvenaria
ε_s	Deformação elástica do aço

γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações
γ_g	Fator de majoração de esforços permanentes
γ_m	Coeficiente de ponderação das resistências
γ_q	Fator de majoração de esforços acidentais
γ_p	Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão
γ_s	Fator de minoração da resistência do aço
λ	Índice de esbeltez
L	Comprimento do painel
M	Momento fletor
P	Carga aplicada
δ	Deslocamento

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCI	Associação Brasileira da Construção Industrializada
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AS	Australian Standard
ASTM	American Society for Testing Materials
BIA	Brick Industry Association
BS	British Standard
BSI	British Standard Institution
CEB	Comité Euro-International du Béton
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
MSJC	Masonry Standards Joint Committee
NBR	Norma Brasileira Registrada
SAA	Standards Association of Australia
TMS	The Masonry Society
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
USP	Universidade de São Paulo
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
GDA	Grupo de Desenvolvimento de Sistemas e Alvenaria
LABSISCO	Laboratório de Sistemas Construtivos
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas
CSA	Canadian Standard Association

SUMÁRIO

RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiii
1 Introdução.....	1
1.1 Justificativa	4
1.2 Objetivo	5
1.3 Discussão Sucinta dos Capítulos	5
2 Alvenaria Protendida	6
2.1.1 Edificações de pequena altura.....	8
2.1.2 Depósitos e silos	9
2.1.3 Muros de arrimo.....	10
2.1.4 Pilares.....	10
2.1.5 Recuperação de edificações	11
2.1.6 Paredes corta-fogo e de barreira acústica.....	12
2.1.7 Coberturas	13
2.1.8 Vigas e lajes	13
2.1.9 Estudos recentes.....	15
2.2 Aspectos Construtivos da alvenaria protendida	15
2.2.1 Blocos e argamassa	15
2.2.2 Armadura de protensão	16
2.2.3 Aplicação da protensão	16
2.2.4 Critérios de dimensionamento da protensão em alvenaria.....	17
2.2.5 Dimensionamento da alvenaria.....	18
• <i>Compressão axial</i>	18

• <i>Compressão na flexão pura</i>	18
• <i>Flexo-compressão</i>	19
• <i>Cisalhamento</i>	19
• <i>Tensão de contato</i>	20
2.2.6 Dimensionamento da armadura de protensão	20
2.2.6.1 Tensões máximas no cabo de protensão	20
2.2.6.2 Perdas de Protensão	21
• <i>Acomodação das Ancoragens</i>	21
• <i>Deformação Elástica da Alvenaria</i>	21
• <i>Fluência</i>	22
• <i>Movimentação Higroscópica</i>	23
• <i>Relaxação do Aço</i>	23
• <i>Atrito</i>	24
• <i>Efeitos Térmicos</i>	24
2.2.6.3 Momento resistente no estado limite último	24
3 Sistema de painéis defachada	26
3.1 Juntas de Vedação	26
3.2 Dispositivos de fixação	27
3.2.1 Ligações por sobreposição de armaduras de espera	28
3.2.2 Ligações Parafusadas	28
3.2.3 Ligações soldadas	29
3.3 A pré-fabricação de painéis em alvenaria	29
4 Painéis em alvenaria protendida	37
4.1 Dimensionamento dos painéis	39
4.2 Método executivo dos painéis	40
4.3 Sistema de ligação dos painéis	43
4.4 Painel protótipo	45

4.4.1	Calculo do peso próprio do painel :	47
4.4.2	Características geométricas da seção transversal bruta do painel:	48
4.4.3	Verificação de tensões e cálculo da força de protensão	49
4.4.4	Execução do painel	50
4.5	Resultados Obtidos	54
4.6	Avaliação de custos para execução do painel de alvenaria protendida	56
5	Análise experimental	58
5.1	Dimensionamento dos painéis	58
5.1.1	Características geométricas do painel:	59
5.1.2	Carregamentos :	59
5.1.3	Análise Estrutural do painel	60
5.1.4	Verificação da resistência da alvenaria e cálculo da força de protensão	61
5.1.5	Avaliação das perdas de protensão no painel	63
5.1.6	Momento resistente nominal no estado limite último	65
5.1.7	Verificação ao cisalhamento	66
5.2	Execução dos painéis	66
5.2.1	Montagem do Painel 1	66
5.2.2	Montagem do painel 2	68
5.2.3	Considerações a respeito da análise comparativa dos dois métodos executivos	70
5.2.4	Detalhamento do ensaio	71
5.2.5	Instrumentação do ensaio	72
5.2.6	O procedimento de ensaio e os resultados obtidos	75
6	Conclusões e recomendações	82
7	Bibliografia	86

1 Introdução

A indústria de construção civil, em todo o mundo, encontra-se em um momento claramente dedicado à busca e implementação de estratégias de modernização do setor, em que a racionalização do processo construtivo tem um papel fundamental. É crescente a busca de alternativas de produção que sanem problemas tais como : perdas excessivas, atraso tecnológico, imprecisão na definição de prazos de execução, despreparo da mão de obra, não compatibilidade entre projeto e execução.

Neste contexto, as vedações verticais exercem influência sobre diversos aspectos da produção de edificações, dentre os quais pode-se citar:

- Determinação de diretrizes para o planejamento e programação da execução da edificação;
- Determinação do potencial de racionalização da produção, pois possui interfaces com outros subsistemas (instalações prediais, esquadrias, revestimentos e estrutura);
- Participação como elemento estrutural (alvenaria estrutural), ou servir de travamento da estrutura de concreto armado, ou ainda servir apenas de fechamento da edificação;
- Profunda relação com a ocorrência de problemas patológicos.

Entretanto, até o grande impulso decorrente da introdução de procedimentos para a certificação de qualidade, as empresas de construção brasileiras ainda apresentavam uma clara estagnação no que se refere ao emprego de sistemas racionalizados de vedação, devido à carência de alternativas competitivas e eficientes no mercado nacional, utilizando a alvenaria tradicional, não racionalizada, como solução de vedação, com elevado índice de perdas e desperdícios .

Segundo SILVA (2003), com a série de normas ISO 9000 a busca pela redução de perdas e do tempo de construção reacenderam o interesse para a racionalização de todos os subsistemas da edificação, principalmente do subsistema vedação vertical que é apontado pelos construtores como um dos principais gargalos tecnológicos da construção de edifícios e um dos pontos críticos para a implantação de medidas de racionalização. Desta forma, para obterem ganhos de produtividade e diminuição de desperdícios e serem competitivas no mercado, as empresas necessitaram investir na racionalização da produção das vedações verticais, por ser um dos principais subsistemas das edificações e influenciar significativamente o nível final de qualidade das mesmas.

A tradicional forma de execução da alvenaria, onde as paredes são executadas com o assentamento de blocos no local da obra, evoluiu consideravelmente no Brasil nos últimos

anos, ganhando um certo grau de racionalidade. Hoje existe uma gama de conhecimentos sobre as propriedades e comportamento dos materiais utilizados, visto a vasta quantidade de pesquisas realizadas. Entretanto, para edifícios onde a velocidade de execução das vedações verticais seja um fator crítico na construção, o emprego da alvenaria com o sistema tradicional de assentamento já não é a solução mais apropriada. Neste caso o emprego de sistemas total ou parcialmente pré-fabricados, que se caracterizam pela produção de elementos fora do local definitivo de utilização, é capaz de maximizar o potencial de racionalização do processo construtivo.

Além do aumento da velocidade de execução, existem outras vantagens obtidas com a industrialização do processo de execução, relacionadas ao planejamento da obra, pois assim possibilita-se que cada etapa da construção seja definida ainda em fase de projeto, no momento de concepção do empreendimento, evitando-se alterações na fase de execução. A maior organização e limpeza do canteiro, melhor qualidade no produto final, rapidez e facilidade na execução das vedações, maior precisão geométrica e menor desperdício de materiais são algumas das vantagens do emprego de painéis pré-fabricados sobre a alvenaria tradicional.

Atualmente, os sistemas de painéis pré-fabricados para fachada são freqüentemente utilizados pela construção civil nos países europeus, Estados Unidos e Canadá, principalmente em galpões e empreendimentos comerciais, como solução para minimizar o tempo de execução e custos destas obras. No Brasil, a partir da década de 90, os setores industrial, comercial e hoteleiro passaram a utilizar alguns tipos de painéis pré-fabricados em seus empreendimentos, sendo estes utilizados tanto para vedação ou com funções estruturais, configurando o ressurgimento do interesse por estes processos construtivos. Entretanto este fato não ocorreu em função de uma política de desenvolvimento tecnológico para o setor da construção industrializada, mas sim devido ao arrojo de alguns empresários interessados no avanço da industrialização (OLIVEIRA,2002). Sendo assim, observa-se a utilização de painéis pré-fabricados predominantemente de concreto armado, em função do pequeno número de pesquisas de desenvolvimento tecnológico que viabilizem a utilização de outros materiais em sua produção, tal como a alvenaria de blocos cerâmicos.

Segundo boletim informativo da BIA (2001) o uso de elementos estruturais pré-fabricados em alvenaria ocorre a mais de 100 anos. Um exemplo é a contenção do cais do porto de Galveston, no Estado do Texas, nos Estados Unidos da América, executada no final do século XIX, onde os tijolos foram colocados em placas para utilização abaixo do nível de mar. Em países como França, Suíça e Dinamarca, a pré-fabricação de painéis teve grande impulso na década de 50, com o desenvolvimento de pesquisas viabilizando a utilização dos mesmos. No mesmo período, a divisão de engenharia e pesquisa da BIA (Brick Industry Association) desenvolveu um sistema pré-fabricado de alvenaria de tijolos usado na construção de diversas

estruturas na área de Chicago, mas posteriormente houve um retrocesso no uso de painéis pré-fabricados de alvenaria. No entanto, atualmente diversos métodos e sistemas diferentes de pré-fabricação de painéis de alvenaria estão sendo utilizados nos Estados Unidos, sendo que alguns apresentam certo grau de modernização, com linha de produção mecanizada e métodos patenteados.

Em âmbito nacional, podemos citar os trabalhos pioneiros de Joan Villá com pré-fabricação cerâmica, técnica desenvolvida no Laboratório de Habitação da Universidade Estadual de Campinas, que consiste na execução de painéis de blocos cerâmicos para laje, paredes e escadas, com o uso de mão-de-obra não especializada, treinada no canteiro (www.arcoweb.com.br).

Conforme citado em ROMAN *et al* (2004) tem-se também o trabalho dos pesquisadores do Grupo de Desenvolvimento de Sistemas e Alvenaria (GDA) e do Laboratório de Sistemas Construtivos (LABSISCO) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em parceria com consultores nacionais e consultores internacionais da Universidade de Teeside (Inglaterra), os quais vêm desenvolvendo desde o ano de 2001 a “Pesquisa e Desenvolvimento de Processos Construtivos Industrializados em Cerâmica Estrutural”. Essa pesquisa tem como objetivo oferecer ao mercado soluções construtivas otimizadas na forma de painéis cerâmicos estruturais pré-fabricados, a partir da fábrica e/ou montados nos canteiros-de-obra, com a finalidade de contribuir para a melhoria da qualidade, redução dos desperdícios e custos, e aumento da produtividade e competitividade, tanto para o setor cerâmico quanto para o da construção. No trabalho de ROMAN *et al* (2004) é apresentado o desenvolvimento de um processo executivo para fabricação de um protótipo de painel em alvenaria de blocos cerâmicos armada, cujo objetivo é a utilização do mesmo em paredes de fechamento e cobertura de unidades habitacionais.

Utilizando a tecnologia desenvolvida com as pesquisas em alvenaria de blocos cerâmicos, o presente trabalho tem o objetivo de apresentar uma nova solução construtiva visando elevar o nível de racionalização do subsistema vedação vertical. Unindo-se a simplicidade da execução da alvenaria tradicional racionalizada com a tecnologia de protensão das estruturas, apresenta-se um processo para pré-fabricação de painéis em alvenaria protendida visando a sua utilização em paredes de fechamento de galpões.

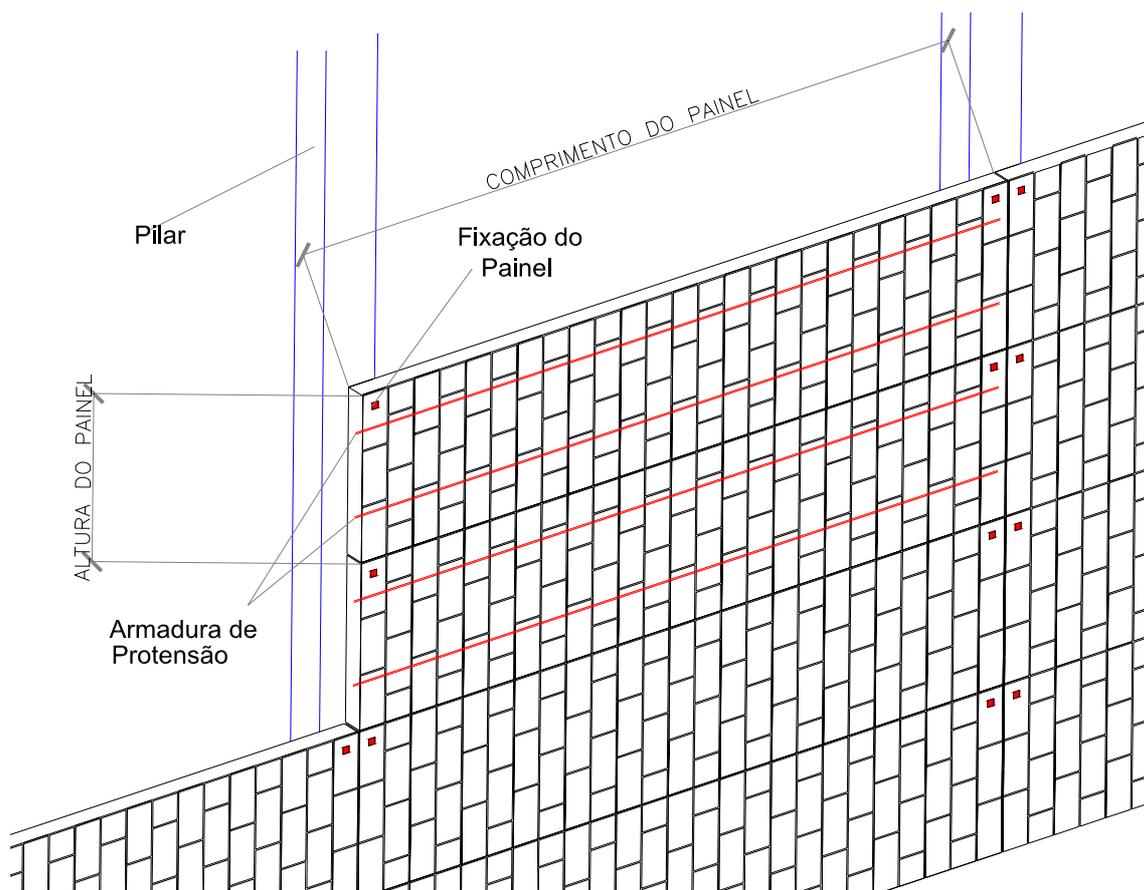


Figura 1 -Detalhe de utilização do painel em paredes de fechamento de galpões

1.1 Justificativa

É constante no meio tecnológico a busca por soluções inovadoras que aumentem o nível de qualidade e eficiência na produção de edificações. Um grande número de pesquisas está em desenvolvimento atualmente visando o estudo de sistemas construtivos que permitam o aumento do nível de racionalização no setor da construção civil, dentre os quais destacamos a alvenaria estrutural e os sistemas pré-fabricados. As vantagens desses sistemas sobre as formas tradicionais de execução, com estrutura executada no local e alvenaria não racionalizada, são inúmeras, dentre os quais se destacam-se : redução de perdas, organização e limpeza do canteiro, eliminação de fôrmas, redução da quantidade de serviços executados no local e conseqüente redução do custo da obra.

Desta forma, um sistema de pré-fabricação de paredes com painéis de alvenaria para utilização em fechamento de fachadas de galpões, possibilita obter as seguintes vantagens no processo construtivo:

- simplificação no processo de produção dos painéis, sendo basicamente necessário o assentamento de blocos e posterior protensão manual;

- desenvolvimento de elementos com menor peso (quando comparado ao concreto armado) facilitando assim o processo de montagem dos elementos em campo;
- diminuição de custo (em relação aos painéis horizontais de concreto armado);
- maior racionalização do processo e eliminação da necessidade de viga baldrame (quando comparado à solução em alvenaria de fechamento tradicional);
- obtenção de painéis esteticamente agradáveis, com possibilidade de manter a alvenaria aparente.

A tecnologia de protensão em alvenaria é um recurso que viabiliza a produção destes painéis, pois torna possível a produção de elementos pré-fabricados com maior esbeltez e com as dimensões necessárias para a utilização em galpões, além de proporcionar resistência aos esforços de flexão decorrentes da ação lateral do vento, carregamento este atuando perpendicularmente ao plano do painel com menor rigidez .

1.2 Objetivo

Esta pesquisa tem por objetivo geral o estudo de um painel pré-fabricado em alvenaria protendida. Dentro desse objetivo geral destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- elaboração de revisão bibliográfica sobre pesquisas realizadas relacionadas ao desenvolvimento de painéis pré-fabricados e ao uso da protensão em alvenaria, especialmente de blocos cerâmicos;
- propor e avaliar um processo construtivo para execução de painéis pré-moldados em alvenaria protendida de blocos cerâmicos;
- construção de um protótipo do painel para verificação da viabilidade do processo construtivo;
- execução de novos painéis visando a realização de ensaios para avaliação da resistência dos mesmos a esforços de flexão decorrentes da atuação de carregamentos laterais, analisando-se a situação de uso dos mesmos no fechamento de fachadas de galpões.

Com os resultados da pesquisa pretende-se avaliar:

- a eficiência do processo construtivo desenvolvido para o painel;
- os resultados obtidos teoricamente para a resistência do painel quando comparados aos resultados da análise experimental (deformação e carga máxima).

1.3 Discussão Sucinta dos Capítulos

Visando o estudo dos painéis pré-fabricados em alvenaria protendida, primeiramente foi realizada revisão bibliográfica direcionada ao estudo dos principais trabalhos no meio científico nacional e internacional referentes à protensão em paredes de alvenaria e também à pré-fabricação de painéis de fachada.

Sendo assim, no segundo capítulo apresenta-se as informações obtidas na bibliografia relacionadas à protensão em paredes de alvenaria, onde são analisados os principais critérios referentes ao dimensionamento e execução deste sistema estrutural, e são apresentados alguns exemplos de utilização desta técnica ao redor do mundo.

No terceiro capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica relativa aos sistemas de painéis de fachada pré-moldados, no qual é feita a caracterização deste sistema estrutural e também a apresentação de detalhes relevantes na produção de painéis de fachada, tais como juntas e ligações. Ao final do capítulo apresenta-se alguns exemplos internacionais e nacionais de pesquisas realizadas com painéis pré-fabricados de alvenaria.

No quarto capítulo descrevem-se os critérios para projeto de um painel pré-fabricado em alvenaria protendida, e faz-se a apresentação da tipologia de painel aqui proposta, a sua metodologia de produção e forma de dimensionamento do mesmo. Além disso apresenta-se também neste capítulo o processo de execução de um protótipo do painel.

No quinto capítulo apresenta-se a análise experimental realizada, com a execução de novos painéis, a realização de ensaios simulando uma situação de uso dos painéis e a interpretação dos resultados obtidos.

No sexto capítulo realiza-se a análise e discussão dos resultados experimentais e apresenta-se as conclusões finais do trabalho obtidas a partir do desenvolvimento da pesquisa.

2 Alvenaria Protendida

Os métodos de construção tradicionalmente empregados na construção civil para edificações em alvenaria estrutural, que consistiam na execução de paredes com grandes espessuras e baixa esbelteza, utilizando-se do assentamento de componentes cerâmicos, com

forma e dimensões diversas, manteve hegemonia durante séculos mas foi sendo substituída progressivamente desde meados do século XIX, por sistemas que possibilitassem uma maior racionalização e industrialização do processo construtivo e que tivessem uma maior capacidade resistente. Para elevar a velocidade de execução das edificações, os projetistas passaram a explorar os limites de esbeltez dos elementos estruturais, desenvolvendo sistemas construtivos com menor peso próprio e que possibilitassem a pré-fabricação de seus componentes, industrializando o processo.

Desta forma, a resistência a tração, que era inexistente nas estruturas com unidades cerâmicas até então, passou a exigir extrema atenção e somente com a introdução de armaduras nestas estruturas, foi possível dotá-las de resistência aos processos de tração e flexão, melhorar sua resistência à compressão e superar muitas das limitações que relegavam-nas a mera função de vedação, possibilitando que estas estruturas cobrissem maiores vãos, suportando maiores cargas e obtendo maior esbeltez que em situações anteriores (SARRABLO,2001) apud PARIZOTO FILHO (2004).

De forma semelhante à aplicação nas estruturas de concreto, a protensão em paredes de alvenaria estrutural tem a finalidade de introduzir tensões de compressão à estrutura previamente à atuação dos carregamentos, visando assim reduzir as tensões de tração surgidas quando da estrutura em uso, aumentando a resistência à flexão da parede, além de ao cisalhamento. Isto se faz por meio da aplicação de protensão, utilizando macaco hidráulico ou torquímetro, em uma armadura composta de barras ou cabos de aço usualmente posicionados nos furos dos blocos. Essa armadura é convenientemente ancorada nas extremidades da parede de alvenaria e desta forma são introduzidas tensões de pré-compressão na estrutura.

Segundo DRYSDALE, HAMID E BAKER (1999), o uso da protensão em alvenaria é uma técnica em desenvolvimento desde fins do século XIX, mas somente há cerca de duas décadas se elevou o interesse por esta técnica e um grande número de pesquisas e aplicações foram realizados em países como Inglaterra, Canadá, EUA, Austrália, Nova Zelândia e outros. A norma britânica de alvenaria estrutural foi a pioneira na inclusão da alvenaria protendida, contemplando prescrições sobre a utilização desta técnica desde 1985 (BS5826-2/1985). Nos Estados Unidos, embora existam pesquisas sobre esta técnica já há algumas décadas, como o trabalho de ANDEREGG;DALZELL(1935) sobre vigas protendidas de alvenaria, os critérios quanto ao dimensionamento e execução deste técnica foram incluídos na norma americana apenas a partir da edição de 1999. Atualmente estruturas com alvenaria protendida também têm sido utilizadas com sucesso em países como Alemanha, Austrália, França e Suíça, é normalizada nestes no decorrer da década de 90.

Segundo HENDRY, SINHA E DAVIES (1997), a aplicação de um pré-tensionamento na armadura resulta em várias vantagens em relação à alvenaria simplesmente armada, entre as

quais cita as seguintes:

- Utilização eficiente dos materiais, por se utilizar da seção integral da alvenaria e da tensão limite do aço;
- Aumento da resistência ao cisalhamento;
- Melhor comportamento para as cargas de serviço e ruína, em função da possibilidade de controle da fissuração e deformação dos elementos;
- Alta resistência a cargas cíclicas.

De acordo com PARSEKIAN (2002), o uso da alvenaria protendida é bastante viável quando se tem paredes sujeitas a esforços laterais, em construções tais como:

- Depósitos e silos;
- Muros de arrimo;
- Paredes para fechamento em galpões;
- Coberturas.

A utilização de painéis de fachada pré-fabricados em fechamentos de edificações sujeitas à ação do vento, são um campo de aplicação da alvenaria protendida, especialmente em obras com nível de industrialização maior, onde há possibilidade de transporte dos painéis com guas. HOOGESLAG; MARTENS (1995) trazem um estudo sobre painéis pré-fabricados em alvenaria protendida, onde são relatados testes utilizando-se cabos de aço e cabos de fibra de carbono, alojados nos vazios dos blocos e nas juntas de argamassa, onde concluíram a viabilidade técnica deste novo material.

BIGGS (2003) relata que existem mais de 15.000 residências no sudeste dos Estados Unidos executadas com alvenaria protendida. Vários casos de utilização podem ser encontrados. A seguir apresenta-se uma pequena mostra destes casos, encontrados ao redor do mundo.

2.1.1 Edificações de pequena altura

Edifícios de baixa altura, especialmente aqueles de pé-direito elevado, estão sujeitos a esforços laterais de vento, porém sujeito a uma baixa carga vertical, situação onde a alvenaria protendida é indicada. Dentre esses casos incluem-se residências até dois pavimentos, galpões e edificações industriais, escolas, salões e outras edificações de baixa altura.

CURTIN et al. (1982) relatam o uso da alvenaria protendida na construção de um salão para o Exército da Salvação no Reino Unido (Figura 2), com dimensões em planta de 25x15m e

altura de 8,5m. Um outro exemplo de salão construído em alvenaria estrutural protendida (também para o Exército da Salvação no Reino Unido) pode ser encontrado em PRIESTLEY et al. (1986). Nesse caso o *hall* tinha dimensões iguais à 30x15,5m, com paredes em balanço de altura máxima igual a 7,5m. O Centro Comunitário Oak Tree Lane é um outro exemplo de construção em alvenaria protendida, conforme descrito em SHAW; CURTIN. (1982). Esse salão, construído em 1980, possui dimensões iguais a 25x18m em planta e paredes de 10,0m de altura.

GANZ (1993b) relata várias edificações térreas construídas em alvenaria protendida na Suíça. Um exemplo é o cinema construído em Wattwill onde paredes feitas de blocos sílico-calcários de 18cm de espessura de 5,15m de altura foram protendidas com cabos espaçados entre 1,7 e 2,2m para resistir a esforços de vento. Em outro artigo GANZ (2003) mostra a construção do Museu Técnico de Berlim (Alemanha), um edifício de quatro pavimentos com estrutura leve de aço, onde as paredes foram protendidas para resistir aos esforços de vento.

Nos EUA, UNGSTAD et al. (1990) citam as possibilidades do uso da alvenaria protendida em paredes de galpões e relatam resultados de ensaios feitos nesse tipo de parede, como o caso do galpão mostrado na Figura 3. Dentre as milhares das casas construídas em alvenaria protendida nos EUA, um exemplo é mostrado na Figura 4. Em todos esses casos a protensão foi vertical e feita utilizando barras alocadas nos vazios dos blocos, ancoradas na fundação e no topo das paredes.

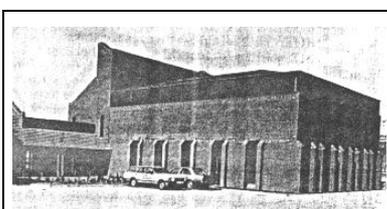


Figura 2- Salão para o exército da salvação no Reino Unido (CURTIN et al., 1982)

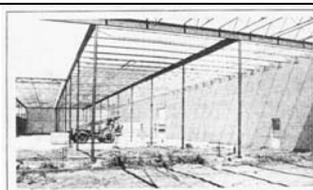


Figura 3-Galpão industrial, EUA (UNGSTAD et al. , 1990)



Figura 4-Edifício nos EUA (BIGGS, 2003)

2.1.2 Depósitos e silos

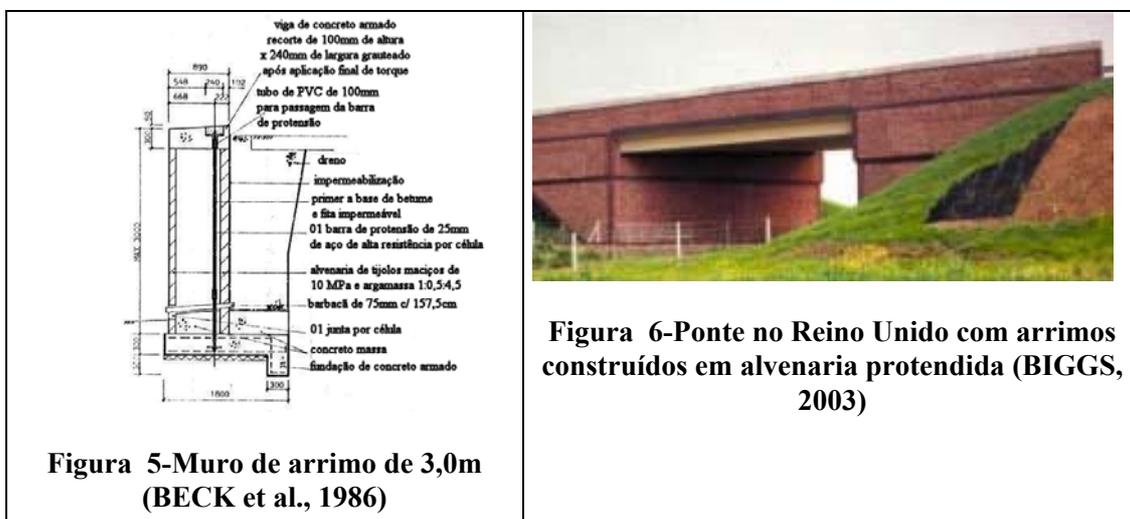
Uma das mais antigas referências da utilização de alvenaria protendida é o caso dos silos circulares construídos em Dublin a partir de 1952, relatado em MALLAGH (1982). Foram construídos vários conjuntos de silos nesse sistema, sendo o maior constituído de 12 silos com capacidade para 3.000 ton., diâmetro de 20 pés (aprox. 6,10m) e 93 pés de altura (aprox. 28,35m). A protensão era horizontal em torno do diâmetro. Outro caso, relatado em GANZ (1993b), é a construção de um depósito no centro industrial de Altendorf, com paredes de blocos sílico-calcários de 25cm de espessura e tinham altura de 9,5m, com cabos de protensão vertical a cada 0,57m e 0,95m.

2.1.3 Muros de arrimo

A construção de muros de arrimo é uma evidente aplicação de alvenaria protendida. GARRITY; NICHOLL (1994) fizeram um estudo comparativo de custo para muros de arrimo de 3,0 e 5,0m de altura em concreto armado e alvenaria (armada e protendida) e chegaram a conclusão de que, apesar do estudo ser limitado em consequência da existência de poucos dados, é evidente que os projetistas deveriam considerar as alternativas em alvenaria para a construção desses muros.

CURTIN; HOWARD (1986) descrevem ensaios em paredes protendidas dupla-aletadas com 6,0m de altura, simulando muros de arrimo e comentam ter participado de projetos em que muros de arrimo em balanço de até 10,0m de altura foram construídos. BECK et al. (1986) relatam a construção de um muro de arrimo com 3,0m de altura (Figura 5) em uma residência no Reino Unido. Segundo os autores, estudos preliminares indicaram que essa alternativa teria um custo 33% inferior à solução em concreto armado.

Outro caso relatado na bibliografia, tanto em BIGGS (2003) e em GANZ (2003) são os arrimos de uma ponte construída no Reino Unido, executados em alvenaria protendida (Figura 6).



2.1.4 Pilares

SHAW; CURTIN (1986) descrevem a construção de uma garagem para ambulâncias de um hospital construído em Braintree, no Reino Unido, utilizando pilares de alvenaria protendida. Uma das justificativas para a utilização de pilares de alvenaria protendida era a perspectiva de se obter uma aparência estética agradável e em conformidade com o restante do hospital (construído com tijolos aparentes). A garagem era a entrada principal tanto das

ambulâncias e do público em geral e tinha um papel importante na arquitetura do conjunto, se destacando na fachada frontal (Figura 7). Arquitetonicamente seria importante que houvesse aberturas nos quatro lados da garagem para permitir a visão dos prédios restantes. Os autores indicam que foi obtida uma economia de 30% na quantidade de tijolos e aumento de resistência em oito vezes, quando comparada essa solução com pilares maciços de alvenaria.

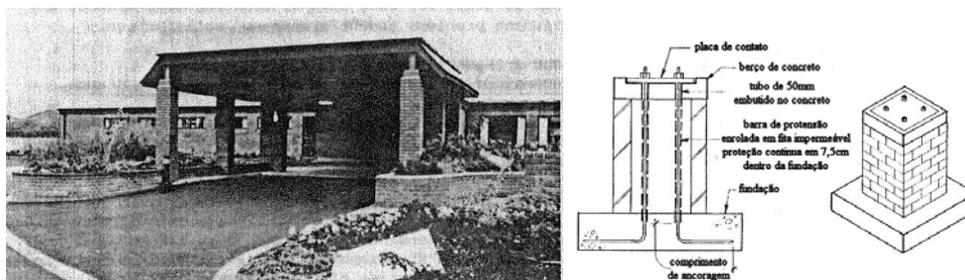


Figura 7- Pilares de garagem para ambulâncias (SHAW; CURTIN, 1986)

2.1.5 Recuperação de edificações

A recuperação de prédios antigos que, por um motivo ou outro, tiveram sua estrutura abalada é uma outra aplicação da alvenaria protendida com armadura pós-tracionada. Essa aplicação é bastante utilizada em países da Europa onde a incidência de prédios antigos é maior e que muitas vezes estão sujeitos a danos causados por abalos sísmicos.

GANZ (1993b) traz relatos de três casos de construções com mais de 100 anos (um castelo, a torre do relógio do escritório dos correios de Sydney e uma igreja de alvenaria de tijolos) que foram abalados por terremotos e posteriormente recuperados através da protensão de sua estrutura em alvenaria. Relato da restauração de um outro prédio centenário, também abalado por terremotos, situado na Califórnia (EUA), pode ser encontrado em GANZ; SHAW (1997).

BIGGS (2003) relata casos de recuperação de um supermercado (Figura 8) e de um prédio histórico utilizando protensão. O autor comenta que essa tecnologia traz vantagens em relação ao sistema tradicional de cortar a alvenaria, alocar armaduras nos cortes e grauteá-los, pois o reforço pode ser executado com um número menor de cortes e sem a necessidade de graute.

JANSEN & TILLY (1999) ilustram casos de recuperação de alvenarias através de protensão externa, conforme mostrado na figura 9.



Figura 8-Supermercado recuperado com protensão de alvenarias (BIGGS, 2003)



Figura 9-Alvenaria recuperada através de protensão externa (JANSEN & TILLY, 1999)

2.1.6 Paredes corta-fogo e de barreira acústica

Em Regensdorf, Suíça, encontra-se um exemplo de utilização de alvenaria protendida em um fábrica de papel, conforme citado em GANZ (1993b). A parede interna dessa fábrica servia como barreira de proteção contra o fogo, e devia garantir a não propagação do fogo de um compartimento para outro. Como as estruturas de aço poderiam entrar em colapso em caso de fogo, não havia possibilidade de conectar a parede à estrutura do telhado e portanto essa deveria ser dimensionada em balanço. Para esse dimensionamento, foi considerada a incidência de ventos laterais a uma velocidade de 21m/s. A parede tinha um comprimento total de 36,2m, altura máxima de 8,80m e foi construída com blocos sílico-calcários furados de 25cm de espessura. A protensão foi aplicada através de 17 cabos, espaçados aproximadamente a cada 2,0m (Figura 10).

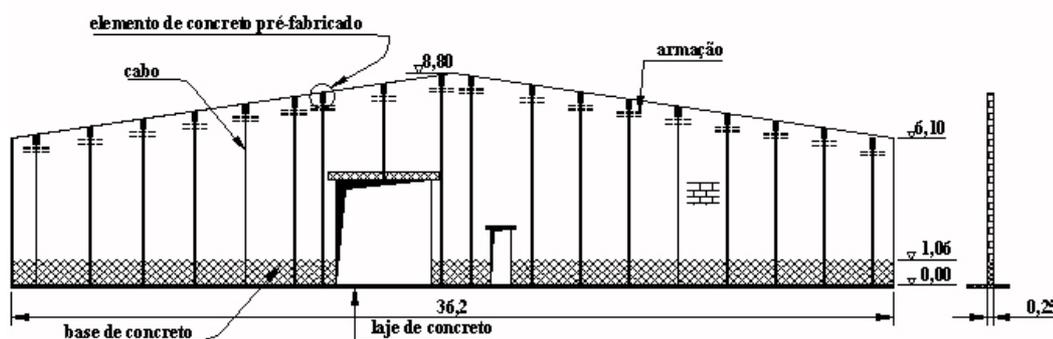


Figura 10-Parede corta-fogo em fábrica de papel em Regensdorf, Suíça (GANZ, 1993b)

Em trabalho encomendado pelo Departamento de Transportes do Colorado (EUA), WOODHAM (2002) relata estudos em escala real em paredes de alvenaria protendida

executadas nas laterais de rodovias para servir como barreira acústica. Foi construído um trecho de aproximadamente 14,0m de comprimento de alvenarias de 4,0m de altura. O artigo indica essa solução ser tecnicamente viável. Como vantagem o autor indica a rapidez de execução uma vez que não há necessidade de grauteamento vertical (a protensão foi feita com barras aloçadas nos vazios de blocos vazados, que não foram preenchidos). Quanto ao valor da obra, o autor comenta que o custo dos materiais para alvenaria protendida é um pouco maior que aquele necessário para uma mesma construção em alvenaria armada, porém que esse valor pode ser compensado pela maior rapidez e facilidade de execução.

2.1.7 Coberturas

Exemplos de construções de arquitetura arrojada feitas pelo engenheiro uruguaio Eladio Dieste podem ser encontrados em várias partes do mundo, como coberturas executadas com alvenaria protendida. Casos impressionantes com vãos de até 50m são relatados na bibliografia. A Figura 11 mostra coberturas executadas na Universidade Federal do Piauí. Mais detalhes sobre suas obras podem ser encontrados DIESTE (2001) e LARRAMBEBERE (2000).



Figura 11-Coberturas na Universidade Federal do Piauí (cortesia Prof. Paulo de Tarso C. Mendes)

2.1.8 Vigas e lajes

Estudos sobre a utilização de vigas protendidas de alvenaria são encontradas em várias referências. PEDRESCHI; SINHA (1982) descrevem ensaios em 15 vigas de tijolos cerâmicos protendidos com vãos entre 2,0 e 6,0m. Essas vigas tinham seção de 21,0x40,0cm e 21,0x38,5cm. NG; CERNY (1985) realizaram testes em 3 vigas de 6,0m de vão, compostas de duas fiadas de alvenaria de blocos de concreto de 19x19cm, sendo a fiada inferior, onde eram alojados os cabos de protensão, composta por canaletas e a superior de blocos vazados.

MONTAGUE; PHIPPS (1985) executaram testes em vigas de blocos vazados de concreto arranjados de maneira a formar seções retangulares vazadas ou seções I. BAQI et al. (1999) também realizaram ensaios em vigas de até 3,5m de vão e chegaram a conclusões semelhantes.

SHAW; CAINE (1998b) relatam a construção de duas pontes para pedestres em Tring, no Reino Unido (Figura 12). Essas pontes têm um comprimento de 7,0m e vencem um vão livre de 5,9m. Também no Reino Unido, a empresa Van Elle Holdings Limited oferece um sistema para protensão de vigas de alvenaria, tendo realizado ensaios em algumas peças, conforme mostrado na Figura 13. A parte (a) dessa figura mostra o ensaio onde pode-se perceber que a viga metálica utilizada para reação está deformada, enquanto a viga de alvenaria permanece plana. Na parte (b) é mostrado um exemplo de aplicação a parte inferior de uma parede com 3,0m de altura é protendida. A parte esquerda dessa parede é um vão bi-apoiado de 4,0m e a parte direita um balanço de 3,0m.

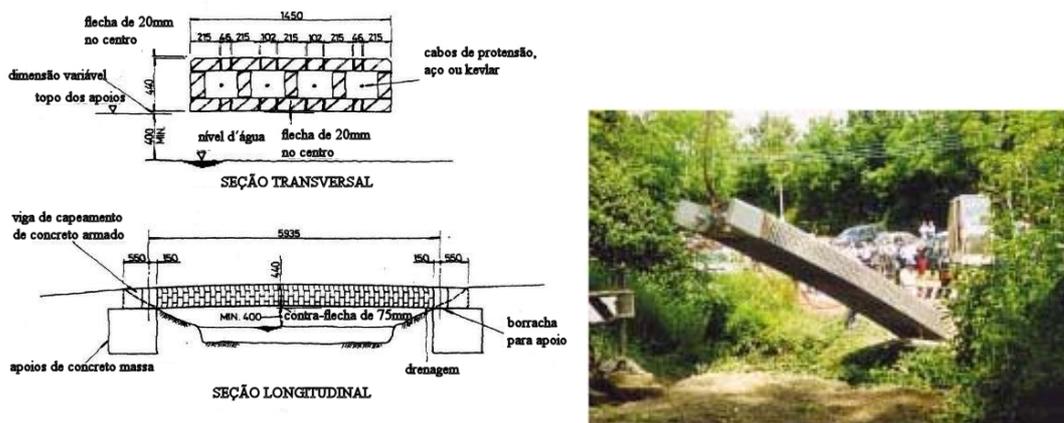


Figura 12 - Ponte para pedestres (SHAW; CAINE, 1998b)



Figura 13- (a) Ensaio de viga protendida; (b) Parede com viga protendida na base (Van Elle Holdings Limited, www.van-elle.co.uk, acesso em 01.03.2006)

2.1.9 Estudos recentes

A evolução da alvenaria protendida é marcante em várias partes do mundo. Conforme citado anteriormente, capítulo sobre requisitos para projeto na normalização americana foi incorporado em 1999 (MSJC ACI 530/99-ASCE 5/99-TMS 402-99). Já na revisão de 2002, foram incluídas prescrições para inspeções e controle de qualidade para alvenaria protendida. BIGGS (2003) indica que novos avanços em alvenaria protendida deverão fazer parte da futura revisão dessa norma em 2005, como a utilização de cabos não metálicos para protensão e fabricação de blocos especialmente desenhados para facilitar a colocação dos cabos.

Sobre a utilização de cabos não metálicos, estudos estão sendo feitos em diferentes partes do mundo. SHRIVE et al. (2002) relata estudos sobre esse tema no Canadá. Vários outros artigos sobre o tema podem ser encontrados.

Outro grande potencial de utilização é a produção de alvenaria com junta seca. Paredes construídas dessa forma tem uma grande elevação de produtividade e permite uma construção limpa. MARZAHN (2003) discute várias vantagens que esse tipo de construção pode trazer e mostra alguns resultados de ensaios realizados na Alemanha. Outros autores também colocam esse tema como um importante foco de pesquisa, com grande potencial de aplicação.

2.2 Aspectos Construtivos da alvenaria protendida

Na execução da alvenaria protendida, alguns aspectos referentes ao processo construtivo devem ser previamente analisados para definição dos critérios a serem observados no dimensionamento da estrutura. Serão agora abordados os principais detalhes construtivos referentes aos materiais e equipamentos utilizados, os quais estabelecem parâmetros que influenciam o cálculo das estruturas em alvenaria protendida.

2.2.1 Blocos e argamassa

Os blocos utilizados na alvenaria protendida são os mesmos utilizados na alvenaria estrutural convencional e com as mesmas exigências quanto ao controle de qualidade. A resistência necessária para os mesmos varia de acordo com os esforços solicitantes e a intensidade da força de protensão.

A resistência da argamassa não é um fator determinante na resistência à compressão da parede, devido ao estado triaxial de tensões em que é submetida. No entanto, nas paredes sujeitas a esforços laterais elevados, caso de painéis de fachada, a resistência ao cisalhamento é importante o que leva a necessidade de uma argamassa que tenha como característica uma

elevada resistência à compressão e de aderência.

2.2.2 Armadura de protensão

A armadura de protensão usualmente utilizada na alvenaria protendida é composta de barras de aço com rosca em todo seu comprimento, em função da facilidade na execução de emendas, as quais são ancoradas com utilização de placas e porcas. A utilização de cordoalhas é viável no caso de painéis de alvenaria protendida em função de não haver necessidade de emenda na armadura, pois se têm acesso às duas extremidades de ancoragem, feita com placas e cunhas. Para minimizar as perdas de protensão, e conseqüentemente a área de armadura, é recomendável que a tensão de escoamento do aço seja superior aquela normalmente utilizada para a alvenaria armada.

Esta armadura de protensão pode ser aderente ou não-aderente, fato que depende da existência ou não de grauteamento envolvendo a mesma. A eliminação da aderência da armadura, embora influencie na diminuição de custos da estrutura, com a eliminação do graute, apresenta a desvantagem de promover o aumento da esbeltez e a conseqüente redução da resistência dos elementos em alvenaria protendida, pois o deslocamento lateral dos cabos não é impedido, o que acarreta a excentricidade da força de protensão. Para alterar este aspecto na armadura não aderente, deve-se dispor de graute ou outro dispositivo para fixação das barras ou cordoalhas em alguns pontos ao longo do comprimento da estrutura, sendo que a norma americana MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05 recomenda a fixação em no mínimo 3 pontos para que o cabo tenha o deslocamento restrito. A necessidade de uma proteção efetiva das armaduras contra a corrosão ganha um peso maior no caso de peças protendidas pois nessas a segurança estrutural é garantida por um número pequeno de cabos, e a ruptura de algum destes pode ocasionar a ruína de toda a estrutura.

2.2.3 Aplicação da protensão

A aplicação da força de protensão em barras e cordoalhas da alvenaria protendida é usualmente feita utilizando um conjunto de macaco hidráulico e bomba, sendo a ancoragem efetuada com chapas e porcas, para as barras com rosca, e chapas e cunhas para as cordoalhas. No caso de barras, a força de protensão também pode ser aplicada simplesmente apertando-se as porcas das barras utilizando-se torquímetros para indicar o valor do esforço aplicado, embora conduza a resultados com pouca precisão.

Nos casos em que a aplicação da protensão for realizada antes dos 28 dias, data de referência para que a argamassa atinja a resistência de compressão especificada e determinada

segundo a ABNT/NBR 13279, deve-se reduzir as resistências de cálculo aos valores obtidos nas datas de protensão. Segundo PARSEKIAN (2002), na falta de estudos mais detalhados recomenda-se que seja adotada a mesma curva de variação da resistência do concreto para a argamassa. GOMES (1987) apud PARSEKIAN (2002) realizou vários ensaios de resistência à compressão de argamassas com idades diferentes, os quais indicam que os valores para concreto podem ser utilizados com boa precisão para argamassas.

2.2.4 Critérios de dimensionamento da protensão em alvenaria

Como já mencionado, a aplicação da protensão em alvenaria visa a eliminação das tensões de tração na estrutura, e para tal é feito o dimensionamento de uma força a ser previamente aplicada em uma armadura, analisando a segurança da mesma com a consideração dos coeficientes de ponderação das ações e a previsão de perdas nesta força. No dimensionamento da alvenaria protendida, é feita a determinação dos diagramas de tensões na seção resistente, gerados pelos carregamentos e ações na estrutura, a partir dos quais será calculada a força de protensão a ser aplicada e a área de armadura, gerando assim uma nova configuração de tensões, para as quais será feito o dimensionamento da alvenaria (argamassa e blocos).

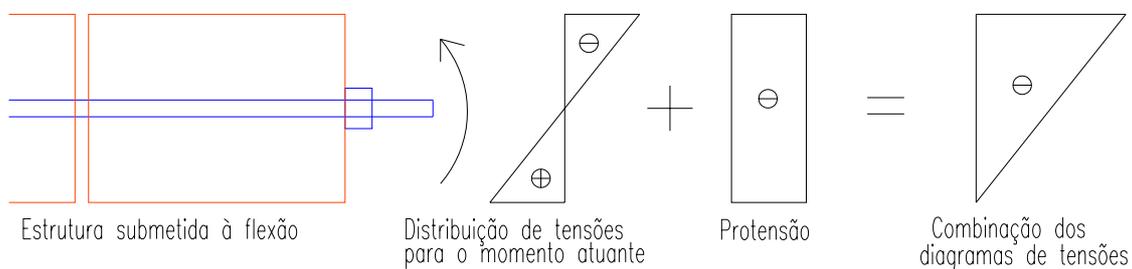


Figura 14 – Princípio de dimensionamento da protensão em alvenaria

A norma brasileira de alvenaria estrutural de blocos não contempla nenhuma referência sobre a protensão em alvenaria, e para tal o dimensionamento deve ser feito considerando-se as previsões da norma brasileira de concreto armado, fazendo-se a analogia com a protensão no concreto, e das normas internacionais que já contemplam os requisitos para o dimensionamento em alvenaria protendida, as normas australiana, britânica e norte americana, as quais adotam as seguintes hipóteses básicas de cálculo:

- a máxima deformação específica na fibra mais comprimida é igual a 0,0035;
- não são permitidas tensões de tração na alvenaria em serviço;

- seções planas permanecem planas após deformação;

Analisando os critérios estabelecidos nas normas citadas, conclui-se que os requisitos apresentados em cada uma destas podem ser utilizados em conjunto para que se tenha um dimensionamento com segurança e economia da estrutura em alvenaria protendida. Sendo assim, os critérios das diferentes normas podem ser empregados como segue :

- dimensionamento da alvenaria feito pelo método das tensões admissíveis, segundo as especificações da norma brasileira de alvenaria estrutural ABNT NBR 10837/1989, para as verificações da resistência durante a protensão e durante a vida útil, em serviço .

- dimensionamento da armadura de protensão , utilizando-se algumas considerações da norma brasileira de concreto ABNT NBR 6118/2003 e das normas de alvenaria estrutural britânica BSI BS 5628-part 2, australiana SAA AS 3700/1999 e norte-americana MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05, as quais se utilizam do método dos estados limites para o cálculo da tensão máxima na armadura e das perdas de protensão;

Ressalta-se que a forma de dimensionamento da alvenaria adotada encontra-se em reformulação na normalização brasileira e portanto a verificação da resistência da parede deverá ser feita pelo Estado Limite Último quando atualização da normalização brasileira assim indicar.

2.2.5 Dimensionamento da alvenaria

Segundo ABNT NBR 10837/1989, tem-se as tensões admissíveis para a alvenaria conforme estabelecido abaixo. No caso de verificação de tensões anteriores às perdas de protensão as tensões admissíveis podem ser majoradas em 20%, conforme recomendação da norma norte- americana MSJC ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05.

- *Compressão axial*

Para a compressão axial, a norma brasileira estabelece a seguinte tensão máxima:

- $f_{av,c} = 0,225 \cdot R \cdot f_p$ (Para esforços em geral e para elementos com armadura de protensão sem restrição lateral)
- $f_{av,c} = 0,225 \cdot f_p$ (Para elementos com armadura de protensão restrita lateralmente)

- *Compressão na flexão pura*

$$f_{av,f} = 0,33 \cdot f_p \leq 6,2 \text{ MPa}$$

- *Flexo-compressão*

As paredes submetidas a flexão composta devem obedecer aos limites mostrados na equação abaixo, sendo essa recomendação encontrada nas normas ABNT NBR 10837/1989 e MSJC ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05:

$$\frac{f_{alv,c}}{f_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{f_{alv,f}} \leq 1,00$$

Anteriormente às perdas de protensão, deve-se efetuar a seguinte verificação :

$$\frac{f_{alv,c}}{f_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{f_{alv,f}} \leq 1,20$$

- *Cisalhamento*

A tensão admissível de cisalhamento segundo a ABNT NBR 10837/1989 não considera uma parcela inicial da resistência devida à aderência que é aumentada em função do nível de pré-compressão, sendo igual a :

$\tau = V / b \cdot d \leq 0,15\text{MPa}$ para argamassas com resistência média a compressão entre 5,0 e 12,0MPa, e

$\tau = V / b \cdot d \leq 0,25\text{MPa}$ para resistências entre 12,0 e 17,0MPa

No entanto a consideração da pré-compressão para aumento da resistência ao cisalhamento é plenamente justificável, pois as tensões de compressão são muito bem conhecidas, sendo esse efeito admitido pelas normas britânica BSI BS5628-part 2, australiana SAA AS 3700/1999 e norte-americana MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05 e em pesquisas nacionais. O projeto de revisão da norma brasileira de alvenaria estrutural, ABNT NBR 10837/1989, prevê a limitação da resistência ao cisalhamento aos valores característicos (f_{vk}) apresentados na tabela da figura 15, os quais referem-se à área bruta da parede.

Local	Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Juntas horizontais	$0,10 + 0,6 s \leq 1,0$	$0,15 + 0,6 s \leq 1,4$	$0,35 + 0,6 s \leq 1,7$
Interfaces de paredes com amarração direta	0,35	0,35	0,35

Figura 15 – Tabela com valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa) de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 10837/1989

A variável \underline{s} corresponde à tensão normal de pré-compressão na junta considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente de segurança igual a 0,9 (ação favorável)

- *Tensão de contato*

A norma brasileira de alvenaria estrutural, ABNT NBR 10837/1989, estabelece limites para as tensões de contato ocorridas em função de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas na alvenaria. Estes limites devem ser obedecidos para verificação das tensões junto a placa de ancoragem da armadura de protensão. Sendo o ponto de contato das ancoragens uma fiada de alvenaria grauteada a tensão de contato deve ser inferior a $0,25 \cdot f_p$. Abaixo da alvenaria grauteada deve-se verificar as tensões na alvenaria considerando uma distribuição a 45° , sendo a tensão admissível também igual a $0,25 \cdot f_p$. Para verificação das tensões anteriormente às perdas de protensão, como nos itens anteriores, também é admitido um aumento de 20% nesse valor.

2.2.6 Dimensionamento da armadura de protensão

Para cálculo da força de protensão, é necessário a verificação das tensões máximas admissíveis na armadura e das perdas de tensão na armadura em função do tempo, conforme indicado a seguir, de acordo com as considerações das normas pesquisadas.

2.2.6.1 Tensões máximas no cabo de protensão

De acordo com diferentes normas pesquisadas, a máxima tensão permitida no cabo de protensão é limitada por:

- MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05:
 - durante a operação de protensão : $0,94 \cdot f_{pyk}$ e $0,80 \cdot f_{ptk}$
 - imediatamente após a ancoragem : $0,82 \cdot f_{pyk}$ e $0,74 \cdot f_{ptk}$
 - em alvenaria pós-tracionadas : $0,78 \cdot f_{pyk}$ e $0,70 \cdot f_{ptk}$
- BSI BS 5628-2/1995: $0,70 \cdot f_{ptk}$
- NBR 6186/2003
 - (no caso de pre-tração):
 - $0,77 \cdot f_{ptk}$ e $0,90 \cdot f_{pyk}$ para cabos de relaxação normal;

- $0,77f_{ptk}$ e $0,85f_{pyk}$ para cabos de relaxação baixa.
- (no caso de pós-tração):
 - $0,74f_{ptk}$ e $0,87f_{pyk}$ para cabos de relaxação normal;
 - $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$ para cabos de relaxação baixa.
 - nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser $0,72 f_{ptk}$ e $0,88 f_{pyk}$, respectivamente.

2.2.6.2 Perdas de Protensão

A força de protensão inicialmente aplicada na estrutura sofre no decorrer do tempo um processo de perdas que ocorrem devido a vários motivos, os quais, segundo a norma americana MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05, são os seguintes: acomodação das ancoragens, deformação elástica da alvenaria, fluência da alvenaria, movimentação higroscópica da alvenaria, relaxação do aço, atrito e efeitos térmicos. Será a seguir apresentado de forma mais detalhada estas perdas.

- *Acomodação das Ancoragens*

Em cabos ancorados com cunhas existe uma perda de protensão devido à penetração das cunhas nos furos, o que causa uma diminuição do comprimento do cabo. Em alvenarias protendidas essa acomodação pode ser bastante considerável, uma vez que, ao contrário das estruturas usualmente construídas em concreto protendido, os comprimentos dos cabos são relativamente pequenos, entretanto, pode-se eliminar essa perda através de uma operação de escoramento das placas de ancoragem.

As barras de protensão ancoradas com porcas não possuem perda por deformação da ancoragem, uma vez que as porcas permanecem na posição após a operação de protensão.

- *Deformação Elástica da Alvenaria*

Quando a protensão é feita com apenas um cabo, as perdas de protensão em consequência da deformação da alvenaria são automaticamente corrigidas durante a operação de protensão. Entretanto, em casos em que são utilizados mais de um cabo, a deformação causada pelo 2º e subsequentes cabos causam perdas nos cabos previamente ancorados devido a deformação da alvenaria. Para armaduras pós-tracionadas, a norma britânica BSI BS 5628-2/1995 indica a seguinte expressão para consideração dessa perda:

$$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2}$$

onde: $\Delta\sigma$ = variação média da tensão de protensão;

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria;

σ_m = tensão na alvenaria no centróide dos cabos de protensão, considerando o somatório das forças de protensão de todos os cabos.

No entanto, da mesma forma que a norma brasileira de concreto, HIDEKI (1998) apud PARSEKIAN (2002), deduz a seguinte fórmula para esta perda:

$$\Delta\sigma = \alpha_e \cdot \sigma_m \frac{n-1}{2n}$$

onde: n = número de cabos protendidos.

Podemos perceber nesta equação que a quantidade de cabos influencia a perda média total, e se igualará à anterior para um grande número de cabos. Existe, ainda, a opção de eliminar essa perda executando uma nova protensão dos cabos para compensar as deformações sofridas.

- *Fluência*

De acordo com a Norma Americana MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05, a variação de tensão pode ser estimada de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma = \alpha_e \cdot C_c \cdot \sigma_m \text{ ou } \Delta\sigma = E_s \cdot C \cdot \sigma_m$$

onde: $\Delta\sigma$ = variação da tensão de protensão;

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria;

σ_m = tensão inicial na alvenaria;

C_c = coeficiente de fluência definido como a relação entre a deformação unitária provocada pela fluência (ϵ_{mc}) e a deformação elástica da alvenaria (ϵ_m): $C_c = \epsilon_{mc}/\epsilon_m$;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

C = fluência específica, para a qual podemos adotar os seguintes valores:

0,5mm/m/MPa para blocos de concreto e 0,4mm/m/MPa para blocos cerâmicos;

Já a norma australiana SAA AS 3700/1999 apresenta uma fórmula para o cálculo da fluência na qual é feita a consideração do efeito de expansão da alvenaria de blocos cerâmicos:

$$\Delta\sigma = 100 \cdot (e_m + (C_c \cdot f_{pi} \cdot A_s) / (E_{alv} \cdot A_{alv})) \cdot E_s / f_{pi}$$

sendo: e_m = expansão para uma ano após a protensão, com valor entre -0,0015 e +0,0002

C_c = coeficiente de fluência igual a 0,70 / MPa para blocos cerâmicos

A norma britânica BSI BS 5628-2/1995 indica que a fluência é igual a 1,50 vezes o valor da perda decorrente da deformação elástica da alvenaria.

- *Movimentação Higroscópica*

O efeito da retração que ocorre nos blocos de concreto e sílico-calcários causa uma perda de força de protensão. Já os blocos cerâmicos sofrem um efeito de expansão o que causa um aumento na força de protensão, o qual é desconsiderado no cálculo segundo a norma britânica BSI BS 5628-2/1995. Já de acordo com as normas americana MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05 e australiana SAA AS 3700/1999, este efeito deve ser computado no cálculo, de forma a minimizar as perdas. A norma SAA AS 3700/1999 preescreve um método onde o efeito de expansão é considerado com a inserção de um fator redutor na formulação de cálculo da perda decorrente da fluência, o que veremos adiante. Já a norma MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05 indica um coeficiente de expansão, a partir do qual obtemos o seguinte valor para este efeito:

$$\Delta\sigma = k_e \cdot E_s$$

onde:

$\Delta\sigma$ = variação média da tensão de protensão;

k_e = coeficiente de deformação unitária por expansão na alvenaria = $3 \cdot 10^{-4}$ mm/mm

- *Relaxação do Aço*

Quando submetidos a uma deformação constante os aços têm uma perda de tensão devido ao fenômeno de relaxação. A norma brasileira de concreto, ABNT NBR 6186/2003, estabelece os valores de relaxação para o aço de protensão para um período de 1.000h, a uma temperatura constante de 20°C e quando submetidos a uma deformação constante equivalente a 50%, 60%, 70% e 80% da tensão de ruptura (f_{ptk}). A mesma Norma também estabelece que para valores inferiores a $0,5 \cdot f_{ptk}$ admite-se que não haja perdas por relaxação do aço. A relaxação para tempos diferentes a 1.000h pode ser obtida segundo a expressão abaixo:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{1000} \right)^{0,15}$$

onde: ψ = coeficiente de relaxação do aço;

t = tempo contado a partir do término das operações de protensão;

t_0 = instante de aplicação do carregamento.

Pode-se considerar que para o tempo infinito o valor de $\psi(t, t_0)$ é dado por $\psi(t, t_0) \cdot 2,5$

ψ_{1000} .

- *Atrito*

Em casos em que há contato entre os cabos e as bainhas existe uma perda devido ao atrito entre eles. Para o caso de alvenaria protendida com cabos retos e não aderidos, esta perda não existe pois não há atrito. Em outros casos, a perda pode ser calculada seguindo as recomendações do concreto protendido.

- *Efeitos Térmicos*

Devido a diferentes coeficientes de expansão térmica do aço e da alvenaria, existe uma perda de protensão por efeito de dilatação diferencial entre esses dois materiais. Essas perdas são especialmente importantes quando as tensões são baixas. A expressão abaixo indica como prever a perda de tensão devido à variação de temperatura:

$$\Delta\sigma = E_p \cdot (k_m - k_s) \cdot \Delta T$$

onde: $\Delta\sigma$ = variação da tensão de protensão;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

k_m = coeficiente de dilatação térmica da alvenaria;

k_s = coeficiente de dilatação térmica do aço;

ΔT = variação da temperatura.

O coeficiente de expansão térmica para o aço vale aproximadamente $11,9 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C. A norma MSJC ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05 prescreve blocos cerâmicos o valor de $7,2 \times 10^{-6}$ /mm/mm/°C para este coeficiente.

2.2.6.3 Momento resistente no estado limite último

No dimensionamento da alvenaria protendida deve-se verificar o momento máximo admissível no estado limite último (M_u), considerando-se a fissuração e formação de uma região comprimida na seção transversal resistente da estrutura. Para seções com largura b constante, o momento nominal resistente é determinado a partir da análise da compatibilidade de esforços na seção transversal:

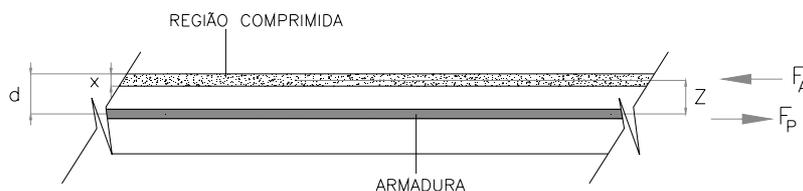


Figura 16 – Análise da compatibilidade de esforços na seção fissurada

- $F_A = \text{força na alvenaria} = f_p \cdot b \cdot x$
- $F_P = \text{força no cabo de protensão} = A_p \cdot f_{pe}$
- $F_A = F_P$
- $(f_p \cdot b \cdot x) = A_p \cdot f_{pe}$
- $M_u = A_p \cdot f_{pe} \cdot z$
- **$M_u = f_{pe} \cdot A_p (d - 0,5 \cdot x)$**

Segundo as normas pesquisadas deve ser verificado a limitação do valor de a/d , onde $a=0,8 \cdot x$, em 0,425 para que a parede em alvenaria protendida tenha um comportamento dúctil. O valor efetivo de cálculo para o momento fletor corresponde ao valor assim calculado multiplicado por um valor de redução $\phi=0,80$.

3 Sistema de painéis de fachada

Uma das alternativas para a evolução tecnológica dos processos construtivos, baseia-se nos métodos de pré-fabricação e montagem de painéis, também denominado sistema de fechamento em painéis arquitetônicos pré-fabricados. Este sistema pode ser aplicado em qualquer tipo de edificação e visa a eliminação dos serviços de alvenaria de elevação, revestimentos (chapisco, emboço, reboco) e acabamento de superfície, realizados nos fechamentos executados “in loco”

Dependendo das suas funções dentro da edificação, os sistemas de fechamento para fachadas podem ser projetados como sistemas estruturais ou sistemas de vedação, podendo ser compostos por painéis maciços (com uma camada) ou painéis tipo sanduíche (com duas camadas).

Os sistemas de painéis estruturais para fachadas suportam os carregamentos verticais da edificação e também podem contribuir para a estabilidade horizontal do edifício. Nesse caso, os painéis de fachada se apoiam uns sobre os outros, formando uma parede em cortina, que geralmente é apoiada em uma estrutura de fundação. As ligações entre os painéis e a estrutura possuem apenas a função de contraventar horizontalmente a fachada.

Os painéis de vedação para fachadas desempenham apenas a função de fechamento, sendo os mesmos fixados individualmente na estrutura composta de pilares e vigas que suportam o peso próprio dos mesmos.

Segundo El Debs (2000), o sistema tem dois detalhes importantes e básicos a serem criteriosamente analisados para o bom desempenho da fachada: as vedações das juntas e o sistema de fixação na estrutura. Quando executados adequadamente esses detalhes garantem qualidade e durabilidade à fachada.

3.1 Juntas de Vedação

Nos sistemas de painéis pré-fabricados para fachadas, a impermeabilidade às intempéries é uma função que depende da eficiência dos materiais selantes nas juntas entre os painéis e entre estes e os outros elementos da fachada. A função principal do selante na junta é

promover uma ligação impermeável e flexível entre os painéis para permitir a expansão e a contração entre os próprios os mesmos, bem como os movimentos ao longo de toda a estrutura.

A forma e as dimensões da junta devem ser projetados de maneira tal que esta não venha a se tornar um ponto fraco nos elementos e não haja riscos de danos nas bordas. Juntas de formas muito complicadas são difícil de execução e podem levar à redução da impermeabilidade da estrutura.

A maior parte das juntas de vedação nos fechamentos para fachadas é executada com faces seladas onde a penetração, tanto de água quanto de ar, é prevenida por meio da aplicação de um selante fechando a face dos painéis. Um método efetivo e muito comum é empregar os selantes de silicone, os quais são aplicados com pistola. O material selante deve aderir nas duas faces da junta e deve ser suficientemente flexível para acomodar os movimentos, sem haver deslizamento ou perda de adesão. A eficiência dessas juntas depende da aderência e da elasticidade do material selante. Isto implica que as bordas da junta devem ser regulares e planas (ou simples), não podendo haver aplicação de agentes retardadores ou de aditivos similares.

Para se determinar a largura adequada na junta para a aplicação de um determinado material selante, é necessário conhecer a quantidade de movimentação que irá ocorrer na junta e quais as tolerâncias são permitidas na produção e na montagem dos componentes na execução da junta. Geralmente, a principal razão para a movimentação na junta é a expansão e a contração dos componentes resultantes da mudança de temperatura, de umidade ou da retração. Um material selante com adequada elasticidade pode se deformar até 25%. Para permitir uma aplicação correta do selante, a largura efetiva da junta deve ser no mínimo de 8 mm e no máximo de 30 mm.

3.2 Dispositivos de fixação

De acordo com El Debs (2000), as ligações são as partes mais importantes no projeto das estruturas de concreto pré-fabricado. Elas são de fundamental importância, tanto para o processo de produção, quanto para o comportamento da estrutura montada.

Os dispositivos de fixação são os responsáveis pela interação painel – estrutura, garantindo a segurança estrutural do painel no edifício, devendo ser projetados levando-se em consideração os fatores que condicionam seu desempenho, durabilidade e aspectos de construtibilidade.

De acordo com OLIVEIRA (2002), os dispositivos de fixação dos painéis pré-fabricados têm a finalidade de suportar o peso próprio dos painéis, as tensões devidas ao vento e, ainda, absorver certas movimentações diferenciais entre painel e estrutura., promovendo a

estabilidade do conjunto, devendo apresentar alguns requisitos de desempenho que garantam seu funcionamento, tais como:

- Resistência mecânica: resistência às forças de vento, às variações volumétricas do próprio painel e às movimentações diferenciais entre a estrutura suporte e o painel;
- Ductilidade, ou seja, capacidade de sustentar um percentual de deformações plásticas sem perda significativa de resistência;
- Resistência à corrosão.

Existe uma grande variedade de metais, que se diferenciam pela sua composição química, podendo ser caracterizados como metais mais ou menos nobres e, conseqüentemente, mais ou menos propensos à corrosão. Geralmente, os principais metais utilizados para compor os dispositivos de fixação dos painéis são: o aço carbono (que pode ser revestido por galvanização ou eletrodeposição de metais como o zinco), o aço patinável e o aço inoxidável. Apresenta-se a seguir os principais tipos de ligação empregados nos sistemas de painéis pré-fabricados.

3.2.1 Ligações por sobreposição de armaduras de espera

O mecanismo neste tipo de ligação é totalmente baseado no princípio de transferência de forças entre o transpasse de armaduras e pelo efeito de pino. Os elementos a serem conectados possuem barras de armadura deixadas para fora do concreto, as quais possuem detalhes adequados com dobras ou ganchos para promover a sobreposição entre armaduras na região da ligação a ser preenchida com concreto ou graute no local.

Este tipo de ligação é geralmente empregado para conectar painéis estruturais para pisos, não sendo uma solução adequada para conectar painéis de fachada, pois possui a grande desvantagem de não fornecer estabilidade imediata para o sistema estrutural, devendo-se utilizar escoras temporárias ou outros fixadores durante a construção. As vantagens específicas com este tipo de ligação são: grandes tolerâncias, custo reduzido, resistência à corrosão (durabilidade) e resistência ao fogo.

3.2.2 Ligações Parafusadas

As ligações parafusadas são as mais utilizadas em painéis pré-fabricados e consistem na fixação dos mesmos por meio de porcas e parafusos em peças metálicas previamente inseridas na estrutura. As ligações parafusadas podem ser desmontadas e promovem uma fixação imediata. Todavia, para superar os problemas causados pelos desvios construtivos, devem ser

previstas tolerâncias em todas as direções para possíveis ajustes.

3.2.3 Ligações soldadas

Essas ligações são eficientes e podem ser facilmente ajustadas para condições variadas no campo, sendo também indicadas para uso em sistemas de painéis de fachada. Todavia, o desempenho quanto à sua resistência e mesmo a sua confiabilidade estrutural depende da qualidade da mão de obra. A ligação soldada é muito empregada na EUA e Canadá, mas raramente na Europa, onde as regulamentações exigentes para aplicação de solda em canteiro, somadas com os riscos de condições climáticas desfavoráveis, limitam bastante a aplicação deste tipo de solução.

Os conectores por chapas metálicas são largamente utilizados para ligações soldadas em combinação com tiras metálicas, barras de armaduras ou pinos soldados na chapa metálica. A superfície externa da chapa metálica é normalmente faceada com a superfície do concreto e fornece uma área de solda para a ligação com o sistema de apoio do painel.

3.3 A pré-fabricação de painéis em alvenaria

A alvenaria estrutural nos últimos 30 anos, devido aos extensos trabalhos de pesquisa, à imaginação de projetistas e à grande melhoria da qualidade dos materiais, apresentou maiores e mais visíveis avanços do que qualquer outra forma de estrutura usada na construção (ROMAN, MUTTI & ARAÚJO, 1999) apud PARIZOTO FILHO (2004).

Os painéis estruturais pré-fabricados demonstram claramente estes avanços. Estes painéis consistem, a grosso modo, em trechos de alvenaria estrutural, que são previamente processados, transformando a execução da obra em apenas um processo de montagem, haja visto que estes são concebidos sob os preceitos da coordenação modular, de forma a otimizar o processo construtivo (PARIZOTO FILHO (2004).

Há pelo menos duas décadas, com o avanço da industrialização da construção, observa-se o surgimento dos processos de pré-fabricação de alvenaria estrutural de elementos cerâmicos, podendo estes ser totalmente pré-fabricados, ou parcialmente pré-fabricados combinando-se com os processos de construção convencionais. Os painéis cerâmicos pré-fabricados vêm sendo desenvolvidos principalmente nos Estados Unidos e na Europa. Empregam tijolos maciços ou blocos vazados, sendo utilizados tanto para paredes como para lajes de cobertura; tanto em edificações térreas, como prédios de apartamentos, edifícios públicos, etc., em formas e dimensões bastante variadas.

A pré-fabricação de painéis em alvenaria pode ser total ou parcial, dentro ou fora do canteira de obras. Segundo boletim técnico 40 da BIA, basicamente há dois métodos de produção utilizados para a pré-fabricação de painéis com alvenaria de tijolos:

- assentamento manual (hand-laying) : os painéis são executados de forma convencional, com assentamento dos blocos;
- moldando (casting) : os blocos são dispostos em formas, com o posterior preenchimento das juntas com argamassa;

Os métodos utilizados para a pré-fabricação de painéis devem conservar as vantagens funcionais e estéticas das construções em alvenaria e eliminar os problemas relacionados à execução destas, tais como perdas de tempo devido às condições climáticas desfavoráveis, dificuldade de implementação de métodos de estocagem de materiais e dificuldade de controle de qualidade. ROMAN (2000) lista as seguintes vantagens obtidas com os processos de pré-fabricação de painéis em alvenaria de blocos cerâmicos:

- Menor custo de construção, tanto para painéis estruturais quanto para painéis de vedação;
- Benefícios financeiros pela antecipação da construção, ocupação e vendas;
- Aumento do controle de qualidade associado a maior velocidade de construção e produção efetiva de elementos simultaneamente;
- Possibilidade de construção sem restrições climáticas;
- Diminuição de custo e de desperdício em função da padronização e transparência do processo;
- Maior eficiência no monitoramento do produto final;
- Possibilidade de uso de sistemas de fixação padronizados para os painéis de alvenaria;
- Possibilidade de fabricação de painéis com os acabamentos já incorporados.

Ainda segundo (ROMAN, 2000), o setor cerâmico nacional poderá beneficiar-se com a possibilidade de oferta de um processo competitivo e desta forma o Brasil será, finalmente, inserido dentro de uma tendência mundial de diminuição dos trabalhos em canteiro como alternativa para diminuição de desperdícios e custos combinados com aumento de produtividade e qualidade final da habitação

PARIZOTO FILHO (2004) apresenta em seu trabalho algumas experiências internacionais na pré-fabricação de painéis cerâmicos estruturais, conforme pode-se observar a

seguir:

- *Placa cerâmica protendida*: utilizada na Espanha desde a década de 70, este sistema industrializa a solução tradicional para lajes de cobertura com vigotas de concreto armado e lajotas de elementos cerâmicos, e consiste em painéis pré-fabricados que já possuem todas as peças unidas e solidarizadas, com exceção da camada de compressão.



Figura 17 – Placa cerâmica protendida (PARIZOTO FILHO, 2004)

- *Abobadas pré-fabricadas ARCAve* : esta empresa alemã é especializada na construção de abobadas cerâmicas para porões mediante a união de placas pré-fabricadas, cuja diretriz de seção forma uma envolvente contínua de paredes retas que se curvam configurando uma abobada semi-circular ;
- *Painéis pré-fabricados Vet-O-Vitz Inc.* : esta empresa, situada na costa leste dos Estados Unidos, é especializada na pré-fabricação de painéis de alvenaria mediante processo convencional de assentamento de tijolos, A novidade consiste na inserção de uma moldura metálica durante o assentamento dos tijolos cerâmicos, fixada à estes mediante um processo de grauteamento, que confere reforços verticais e horizontais e serve de elemento de fixação na estrutura do edifício



Figura 18 – Painel pré-fabricado Vet-O-Vitz Inc (PARIZOTO FILHO, 2004)

- *Painéis pré-fabricados Sterk Bouw Elementen Ltd* : esta empresa produz painéis pré-fabricados de alvenaria cerâmica para habitações de interesse social na Holanda. O projeto habitacional consiste na combinação entre painéis de parede “sandwich”, com as aberturas e todos os acabamentos incorporados, pisos pré-fabricados de concreto e painéis de cobertura de madeira.

No trabalho de OLIVEIRA (2005), desenvolvido na Universidade do Minho em Portugal, apresenta-se uma tecnologia de pré-fabricação total para a execução de cascas em alvenaria cerâmica armada. A pesquisa realizou ensaios de protótipos deste sistema estrutural, o qual trata-se de um painel em forma de casca, composto de blocos cerâmicos solidarizados por uma capa de concreto e armadura em forma de barras, distribuídas entre os mesmos. Este tipo de sistema é adequado para execução de coberturas para pequenos e médios vãos, e entre as possíveis aplicações pode-se citar: estacionamentos, silos horizontais, pavilhões industriais, residências.



Figuras 19 e 20- Montagem do painel e o mesmo concluído, preparado para o ensaio (OLIVEIRA, 2005)

Com os resultados dos ensaios, conclui-se que a casca apresenta boa ductilidade e significativa resistência a cargas elevadas, atendendo às características desejáveis para este tipo

de estrutura. Desta forma, a análise experimental possibilitou não só a validação do processo tecnológico, mas também, a avaliação do desempenho mecânico dos materiais e da estrutura.

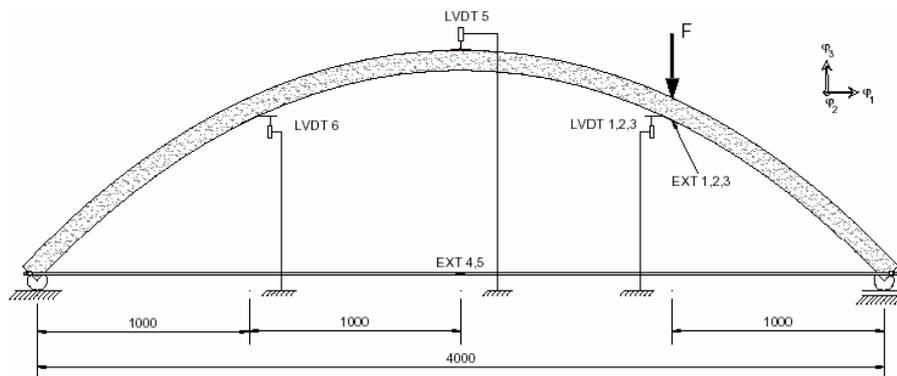


Figura 21 - Esquema da análise experimental (OLIVEIRA, 2005)

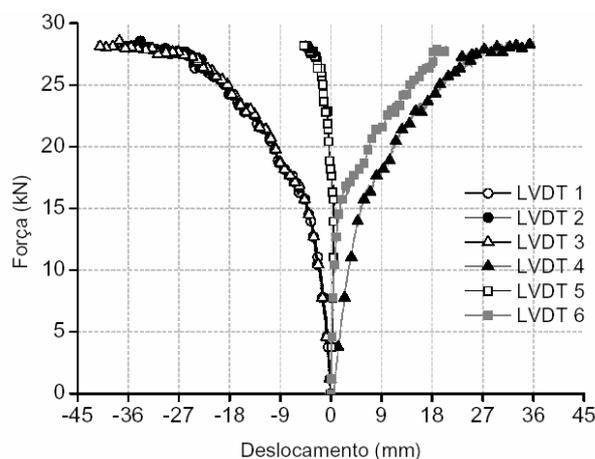


Figura 22 - Resultados experimentais obtidos por OLIVEIRA (2005)

No Brasil, tem-se como iniciativa pioneira o processo construtivo idealizado pelo arquiteto Joan Villà, desenvolvido no Laboratório de Habitação da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). O processo baseia-se na coordenação modular de materiais tradicionais de cerâmica vermelha, como blocos e telhas, para composição de painéis modulares. A família de painéis ficou definida com várias tipologias construtivas, como painéis de parede estrutural, painéis de parede de vedação, painéis de parede com instalações embutidas, painéis de cobertura curvos, etc. Todos os painéis apresentam o mesmo padrão construtivo, sendo pré-fabricados na posição horizontal, mediante utilização de formas e gabaritos simples. Basicamente os painéis consistem na disposição de duas fileiras de elementos cerâmicos dispostos a junta prumo, solidarizados por uma nervura central de concreto armado. Os blocos são dispostos com os furos no sentido longitudinal do painel, a fim de se obter uma melhor resistência à compressão para os painéis de parede. O painel foi projetado para pesar 80kg e assim poder ser transportado manualmente por duas pessoas. Seu peso, no entanto, chegava a atingir até 100Kg, devido à penetração de concreto nos septos dos blocos. A produção dos painéis pode ser realizada em

“usinas”, fora ou dentro do próprio canteiro de obras.

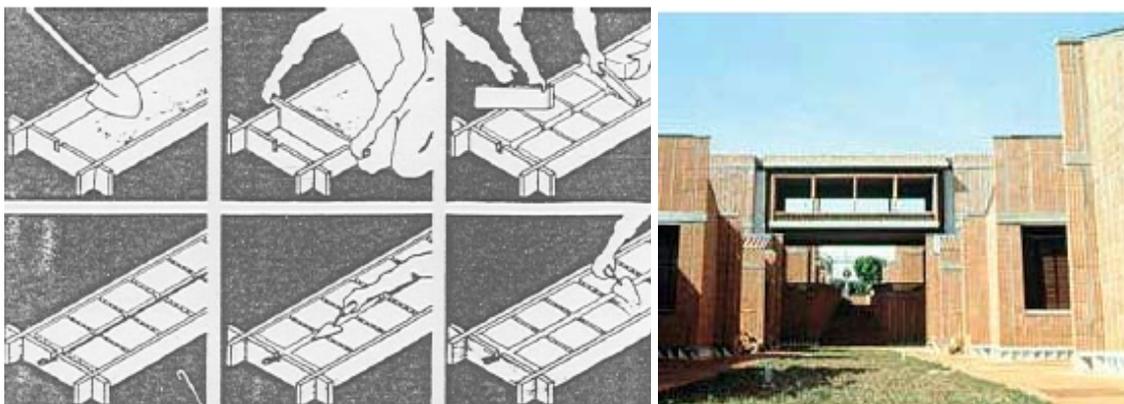


Figura 23 – Painéis desenvolvidos por Joan Villá (PARIZOTO FILHO, 2004)

O Trabalho de CESAR, PARIZOTTO, CARDOSO, ROMAN & BARTH (2004) apresenta a experiência realizada por pesquisadores do *GDA/LABSISCO/UFSC* na elaboração de um processo construtivo constituído por painéis pré-fabricados estruturais de elementos cerâmicos. A produção dos painéis é realizada mediante a utilização de mesas e formas, ergonomicamente projetadas para facilitar o trabalho dos operários, conferindo assim maior produtividade ao processo. Dentro do caráter experimental do trabalho, testaram-se diversos tipos de mesas, sendo as mesmas metálicas e de madeira, basculante e fixa. Utilizam-se formas de madeira para moldagem dos painéis parede, que são colocadas sobre as mesas com auxílio de equipamentos de fixação.



Figuras 24 e 25 – Colocação dos blocos cerâmicos e armaduras nas formas

Inicia-se então o processo de colocação dos blocos, que são dispostos em contrafiado vertical, unidos com a aplicação de uma argamassa colante. Os blocos das extremidades inferior e superior são capeados para evitar a penetração de argamassa nos septos dos blocos. Ao mesmo tempo em que ocorrem estes procedimentos, a armadura perimetral do painel, composta por tela

metálica quadriculada, é montada com auxílio de um gabarito de madeira.



Figura 26 e 27 – Produção dos painéis desenvolvidos pelo GDA/LABSISCO/UFSC (ROMAN et al, 2004)

Realiza-se o processo de preenchimento do espaço perimetral com a argamassa de reforço composta com cimento de Alta Resistência Inicial (ARI), para a desmoldagem poder se efetivar dentro de 24 horas. A etapa final de fabricação do painel é a aplicação da camada de revestimento externa. O transporte é feito por meio de cordas fixadas aos inserts metálicos previamente fixados.

Em âmbito nacional verificou-se também o desenvolvimento de outros processos construtivos por empresas privadas envolvendo a pré-fabricação de painéis em alvenaria, direcionados principalmente para moradias populares, em conjuntos habitacionais. Apresenta-se a seguir alguns destes sistemas construtivos pesquisados.

- Processo construtivo DOMINÓ

A empresa Catarinense DOMINÓ desenvolveu um processo construtivo em painéis cerâmicos estruturais para a pré-fabricação de casas para o setor privado. Os painéis são fabricados na posição horizontal, em formas metálicas, posicionadas em mesas metálicas basculantes. Uma primeira camada de argamassa de revestimento é adicionada dentro da forma, sendo os blocos cerâmicos assentados sobre esta. É resguardado um espaço em todo perímetro externo do painel para ser fundido neste um reforço estrutural em concreto armado. Posteriormente é adicionada a camada de revestimento superior.

- Processo construtivo IPT

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), procurando reduzir os trabalhos a serem executados junto à obra, desenvolveu também um processo para habitações térreas unifamiliares com painéis cerâmicos estruturais pré-fabricados. O processo conta com painéis de parede e de cobertura, com funções múltiplas de estruturação, vedação, isolamento termo-acústico e acabamento, constituídos basicamente por blocos cerâmicos vazados, concreto armado e argamassa. O processo é destinado basicamente a habitações populares, podendo sua aplicação ser adaptada a outros níveis de estratificação social mediante o emprego de materiais mais nobres durante a fabricação, que pode ocorrer tanto em canteiros-de-obra, como também em usinas.

- Sistema construtivo JET CASA

O sistema de painéis pré-fabricados denominados painéis “Jet Casa”, destina-se à construção de paredes de unidades habitacionais térreas e isoladas. O produto, considerado como o sistema de paredes caracteriza-se pela união entre painéis pré-fabricados, executados em linha de produção horizontal fixa na indústria. Os painéis são constituídos de blocos cerâmicos vazados e nervuras de concreto armado. A ligação mecânica entre painéis é realizada por meio de soldas de barras e chapas de aço especialmente posicionadas para esta finalidade, protegidas por argamassa e selante. A proteção final das juntas, externamente, é realizada por meio de selantes flexíveis, de forma a evitar a infiltração de água de chuva ou de uso de ambientes molháveis (internamente). As tubulações elétricas e hidráulicas são embutidas no painel quando da sua fabricação, bem como as caixas elétricas, conexões, etc. A espessura do painel acabado, incluindo o revestimento com chapisco nas nervuras de concreto e argamassa nas duas faces é de 11cm. Os painéis possuem 2,8m a 3,10m de altura e o comprimento pode variar de 1,3m a 3,2m. Destina-se à construção de unidades habitacionais térreas e isoladas, conforme projetos específicos elaborados pela Kit Casa, sob condições normais de uso, excetuando-se regiões litorâneas.



Figuras 28 e 29 – Posicionamento, em formas, de armaduras, blocos e instalações dos painéis Jet Casa



Figuras 30 e 31 - Lançamento de concreto nas nervuras e de argamassa para revestimento dos painéis Jet Casa



Figuras 32 e 33-Painéis Jet Casa após execução e aguardando a expedição

4 Painéis em alvenaria protendida

Os painéis em alvenaria protendida, objeto de estudo deste trabalho, foram desenvolvidos tendo como princípio básico a eficiente utilização da alvenaria estrutural de forma a possibilitar a pré-fabricação. Os mesmos são projetados e dimensionados visando inicialmente o uso para o fechamento de fachadas em galpões, mas com a possibilidade plena de utilização em outros tipos de edificações. Nesta situação de uso os painéis se apresentam como

elementos lineares horizontais para vedação, ou seja, com carga atuante apenas do peso próprio, a qual, assim como as demais ações atuantes, é transmitida diretamente aos pilares da estrutural principal a partir das extremidades do painel.

A produção dos painéis é feita com blocos cerâmicos assentados manualmente, de forma tradicional, com posterior inserção de barras metálicas e aplicação de protensão. Em função do método construtivo adotado, a ser apresentado adiante, as fiadas estarão na direção vertical, dispostas na direção do comprimento do painel e com isso a altura do painel será múltiplo do comprimento do bloco e o comprimento do painel por sua vez múltiplo da altura das fiadas. O comprimento do mesmo deverá possibilitar a fixação lateral nos pilares da estrutura principal, tendo portanto a dimensão entre eixos menos a dimensão da junta necessária para ocultar os dispositivos de ancoragem.

A ligação dos painéis será feita por meio de dispositivos de fixação compostos de barras com rosca e chapas metálicas previamente dispostos nos pilares. Serão previstos furos ou inserts metálicos nas extremidades dos painéis, para encaixe nos dispositivos de ligação e posterior fixação com arruela e porca ou solda.

No Brasil não há nenhuma norma específica para projeto e execução de painéis pré-fabricados de alvenaria, sendo assim utilizaremos das prescrições e especificações da norma canadense Masonry Design for Buildings- CSA S304.1/1994, e da norma americana Standard Specification for Prefabricated Masonry Panels - ASTM C901/2001. Essas normas apresentam requisitos importantes para o desenvolvimento do painel de fachada em alvenaria protendida, cujos principais serão abaixo apresentados:

- O Projeto e detalhamento de todas as ligações e suportes deverão ser baseados nas forças a serem resistidas e aos efeitos de alterações dimensionais devidas à retração, deformações elásticas, fluência e temperatura.
- Os efeitos de esforços que possam surgir durante a estocagem, transporte e montagem, deverão ser avaliados no projeto;
- Ligações e conexões deverão ser detalhadas para permitir as tolerâncias suficientes produção e montagem dos elementos e deverão ser detalhados para prever concentrações de tensões, rotações, e a possibilidade do desenvolvimento de forças horizontais por atrito ou outras restrições.
- Devem ser apresentados em desenhos todos os detalhes de ligações, inserts, ancoragens e aberturas e deverá fornecer instruções sobre o manuseio, apoios temporários e permanentes, braçadeiras, e alinhamento exato durante a elevação
- As dimensões do painel serão múltiplos das dimensões dos blocos utilizados

com espessura da argamassa não superior a 13mm e a espessura do painel deverá ser definida em função dos critérios de resistência.

- Em função das dimensões da face do painel devemos ter as seguintes variações dimensionais máximas:
 - *Até 3,05m : $\pm 3,2mm$*
 - *Entre 3,05m a 6,10m : $+ ,2mm$ e $- 6,10mm$*
 - *Entre 6,096m e 9,144m : $+3,2mm$ e $-6,4mm$*
 - *A cada 3,05m adicionais : $\pm 1,6mm$*
- A espessura do painel deverá ter as seguintes variações máximas : -3,2mm e + 6,4mm;
- Para o esquadro dos painéis, também são definidos limites para as variações dimensionais, estabelecidos da seguinte forma : a diferença entre as dimensões de duas diagonais não deve exceder 3,20mm a cada 1,83m ou um valor máximo de 6,40mm;
- A planicidade das faces dos painéis deve ter uma variação limite de 3,20mm a cada 1,83m da menor dimensão da referida face

4.1 Dimensionamento dos painéis

Conforme já mencionado os painéis são fixados lateralmente, em suas extremidades, aos pilares da estrutura principal da edificação. Sendo assim, dimensiona-se os mesmos como elementos lineares biapoiados, com carregamentos distribuídos ao longo de seu comprimento. Os esforços solicitantes devem determinados analisando-se todas as situações de carregamentos decorrentes da execução e montagem do painel e durante a vida útil do mesmo. Estes carregamentos correspondem a ações atuando paralelamente ou perpendicularmente ao plano do painel, e para determinação destas, apresenta-se a seguir as situações de cálculo que devem ser analisadas para o painel:

- Movimentação das pequenas paredes (Giro)

No momento da rotação das pequenas paredes, devem ser determinados os esforços nas mesmas na situação de barras biapoiadas, com vão livre igual ao comprimento das mesmas (1,20m), e carga igual ao seu peso próprio

- Transporte e Montagem

Em função da forma de armazenagem e dos pontos de fixação do equipamento de

çamento nos painéis, será definido o esquema estático para determinação dos esforços solicitantes, com carregamento equivalente ao peso próprio.

- *Situações definitivas de uso do painel*

Segundo CASTILHO (2008), Além das fases transitórias, os painéis devem ser projetados para as situações definitivas com ações atuando na estrutura, tais como, ações do vento, de variação volumétrica, do solo e de efeitos sísmicos.

Nesta situação, o painel se encontrará já fixado aos pilares, portanto os esforços serão determinados considerando-o como barra biapoiada, com o vão livre igual à distância entre apoios e carga de peso próprio.

Para o cálculo do esforço devido à ação do vento, deve ser efetuada análise de acordo com as prescrições da NBR 6123/1988. levando-se em conta a localização e as características de forma da edificação.

Após a análise estrutural são calculadas as tensões de compressão, flexo compressão e de cisalhamento, na seção transversal do painel, para os maiores esforços solicitantes obtidos para as diferentes situações de carregamento

Com a determinação das tensões, a força de protensão posterior às perdas será determinada, para as situações mais desfavoráveis, visando anular as tensões de tração na alvenaria, e a partir do cálculo da mesma será verificada a resistência da alvenaria e a área da armadura necessária em função da resistência do aço utilizado.

4.2 Método executivo dos painéis

Para a execução dos painéis analisados neste trabalho, visando a possibilidade de fabricação dos mesmos, utilizou-se de métodos construtivos baseados no assentamento manual tradicional dos blocos cerâmicos para a alvenaria estrutural. Os métodos contemplam também os requisitos necessários para possibilitar a pré-fabricação, visando a simplificação do processo, com eliminação de etapas como o revestimento dos painéis, em função de um bom acabamento com frisamento das juntas de argamassa, e a padronização dos procedimentos de execução, com modulação das dimensões em função dos blocos utilizados.

São aqui propostas duas formas de execução. A primeira contempla a execução de várias pequenas paredes de tamanho padrão reduzido, que depois são unidas formando o painel. A segunda contempla a execução completa do painel em uma única peça através do assentamento dos blocos sobre uma base horizontal (piso nivelado).

Para a primeira forma de execução, são definidas as etapas na produção abaixo descritas:

- Execução de pequenas paredes e canaletas:

Primeiramente são executadas pequenas paredes com as dimensões de 1,20m na horizontal, equivalente a 3 blocos com comprimento de 39cm, e 1,00m ou 1,20 na vertical, ou seja 5 ou 6 fiadas com blocos de altura igual a 19cm, definido em função da modulação do comprimento desejado para o painel. Serão executadas canaletas pré-moldadas para colocação nas extremidades do painel, para ancoragem da armadura de protensão. Visando a contenção lateral da armadura de protensão, na primeira fiada de cada pequena parede deverá ser grauteado o furo dos blocos onde está previsto a passagem da mesma, com a colocação de um tubo de pvc com diâmetro pouco superior ao da barra, para posterior inserção desta.

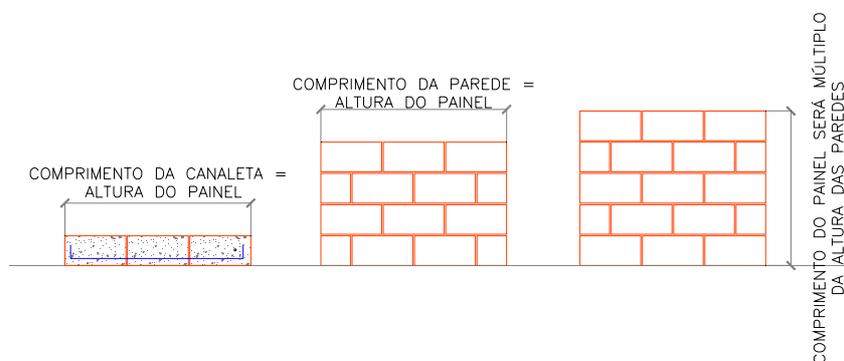


Figura 34 –Pequena paredes e canaletas

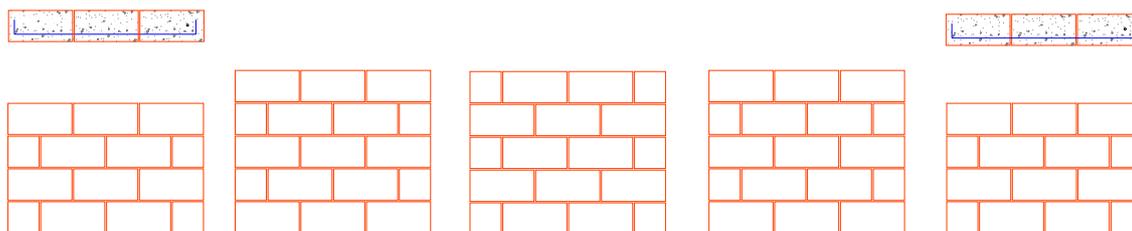


Figura 35 –Modulação de pequenas paredes e canaletas para um painel com comprimento de 5,00m

- União das pequenas paredes

Posteriormente à execução, as pequenas paredes permanecerão imóveis por um período de 24 horas. Após este período a parede serão rotacionadas na direção de seu plano, visando a colocação das mesmas com as fiadas dispostas na direção vertical. Em seguida, as pequenas paredes e canaletas pré-moldadas serão aproximadas a uma distância de 10mm entre as mesmas

e as barras que compõem a armadura de protensão serão inseridas no interior destas, nos pontos previstos. As juntas entre as paredes serão preenchidas com argamassa com boa aderência e uma pequena protensão será aplicada manualmente para manter o posicionamento até a argamassa adquirir a resistência suficiente para aplicação da protensão definitiva.

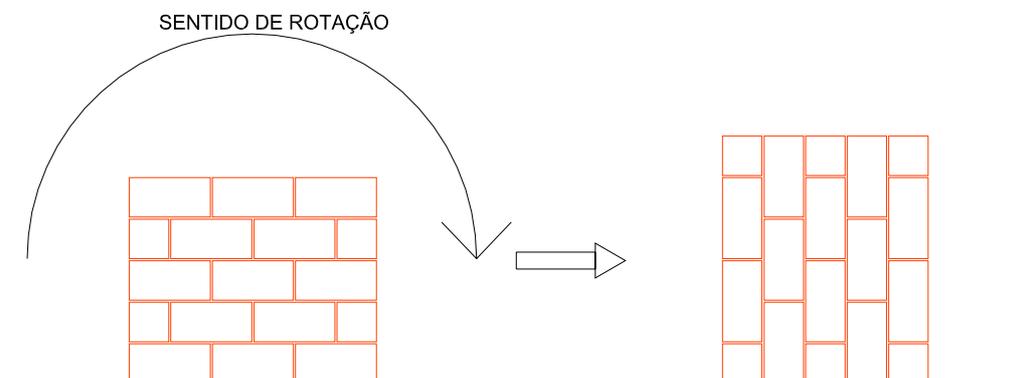


Figura 36– Rotação das pequenas paredes

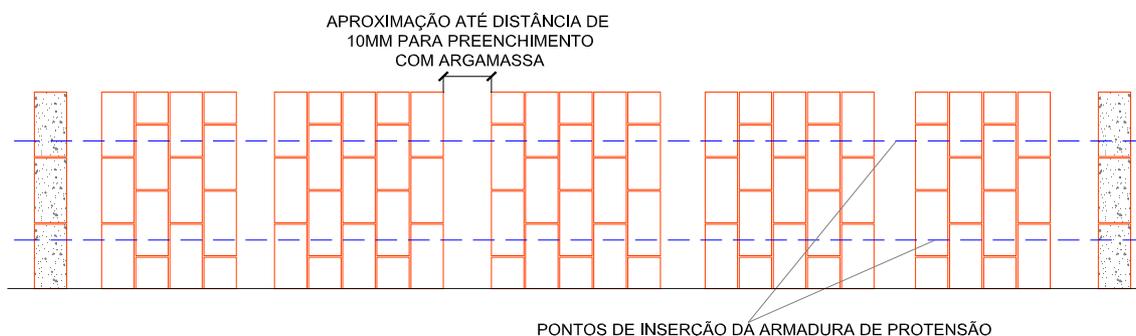


Figura 37 –Posicionamento para união das pequenas paredes e canaletas

- Protensão

Após a movimentação e união desta pequenas paredes, se aguardará um prazo de 24 horas para que a argamassa atinja a resistência necessária e após este período será aplicada a força de protensão nas barras com auxílio de um macaco hidráulico, gradualmente até o nível desejado.

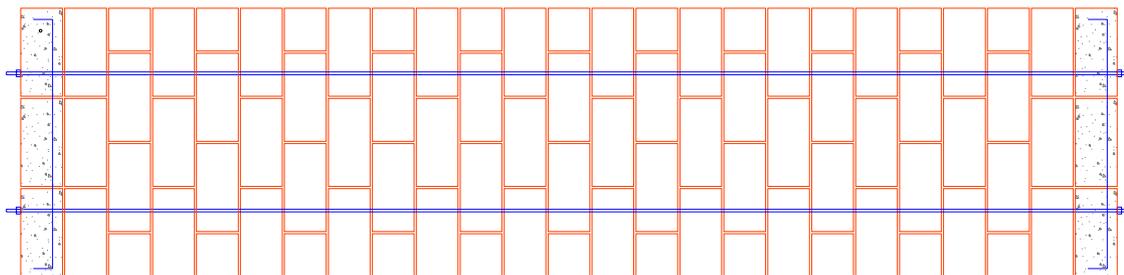


Figura 38-Aspecto final do painel após montagem e aplicação da protensão

- Manuseio, Armazenagem, Transporte e Montagem

O manuseio dos painéis no interior da indústria será feito com empilhadeira, e a movimentação externa (carregamento, transporte e montagem) será feito com equipamentos de içamento (guindaste ou guincho) se utilizando de cabos para sustentação do painel.

No segundo método executivo do painel mantém-se as mesmas dimensões e detalhes construtivos, porém o painel é moldado como uma peça única, assentado os blocos horizontalmente sobre o piso.

4.3 Sistema de ligação dos painéis

Para a ligação dos painéis pré-fabricados em alvenaria protendida aos pilares da estrutura principal, sugere-se a utilização de peças metálicas, previamente inseridas nestes elementos, e que a conexão seja feita de forma a minimizar a concentração de tensões nas extremidades dos painéis. Desta forma, um possível sistema de ligação encontra-se apresentado na figura , no qual utiliza-se perfis metálicos tipo cantoneira e parafusos para apoio e fixação dos painéis aos pilares.

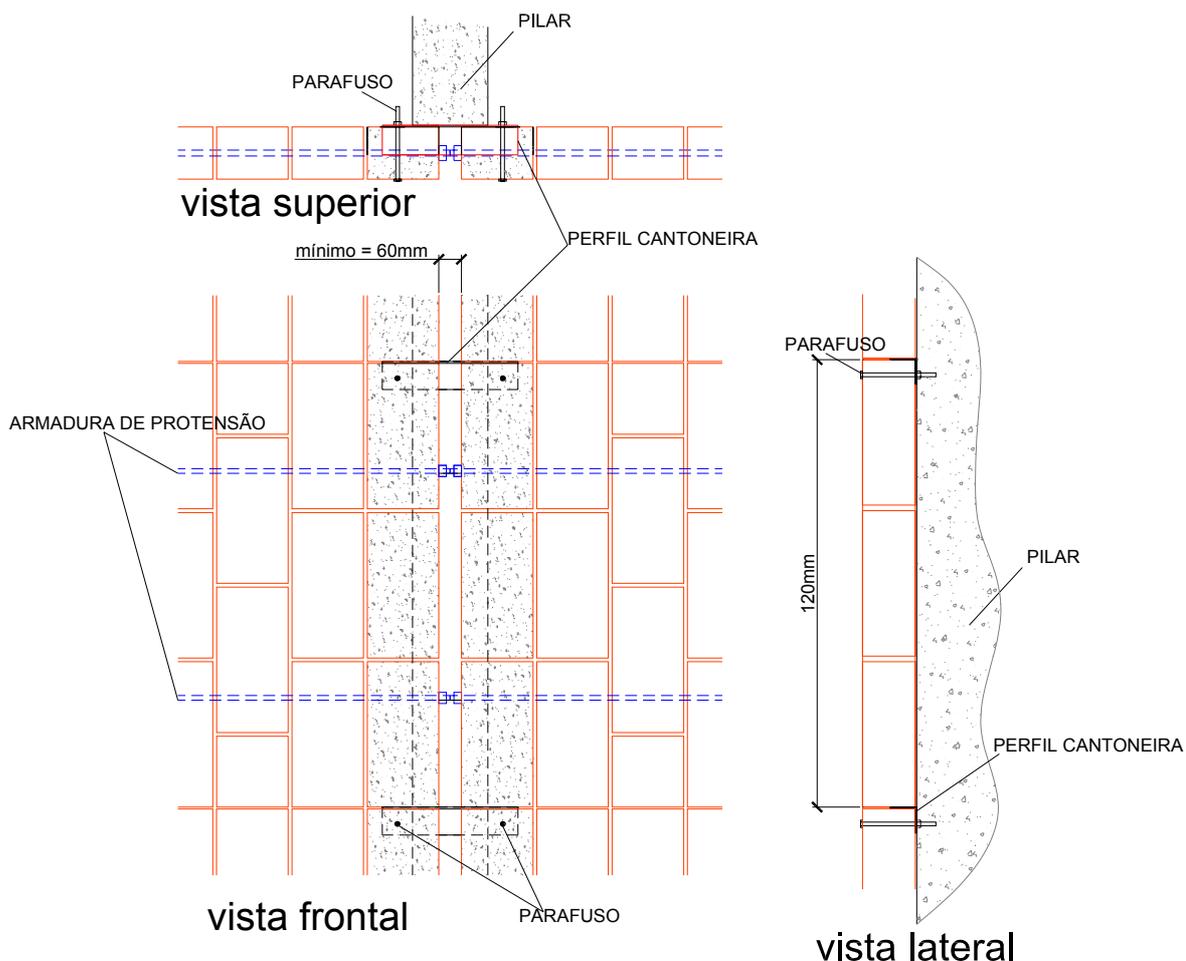


Figura 39-Detalhamento do sistema de ligação dos painéis

O sistema de ligação apresentado consiste na fixação de pequenos trechos de perfis metálicos tipo cantoneira aos pilares da estrutura principal, os quais destinam-se ao apoio da extremidade inferior do painel e transmissão dos carregamentos atuantes no mesmo. A extremidade superior do painel é conectada ao perfil cantoneira por meio de parafusos, visando promover a fixação lateral do mesmo.

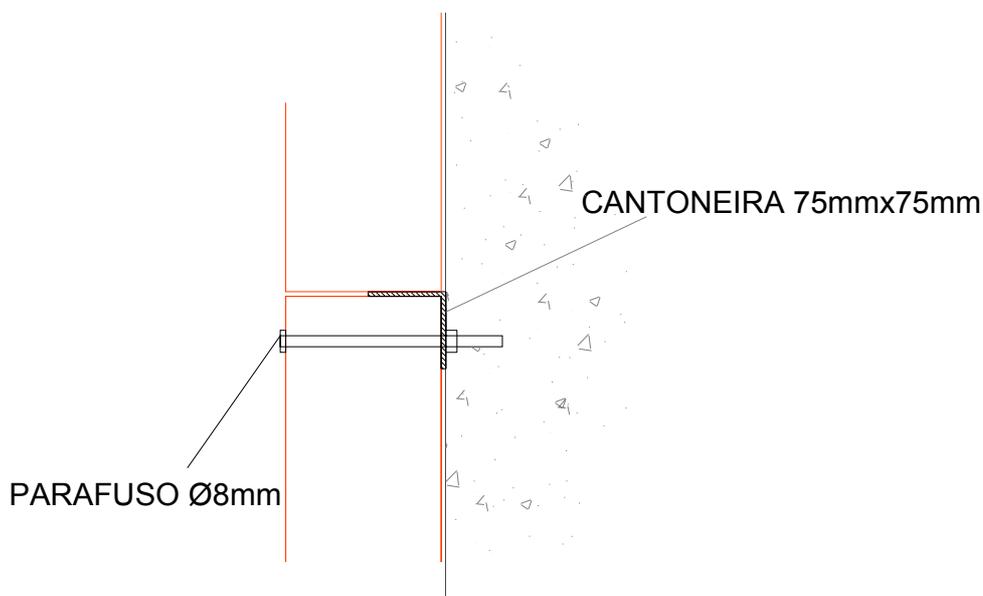


Figura 40-Detalhe da fixação dos painéis

Deve ser previsto ainda, no detalhamento do ligação, o afastamento necessário entre os painéis para alojamento das extremidades das barras da armadura de protensão, no ponto de ancoragem. Este espaço pode ser preenchido com graute, posteriormente à execução da fachada, ou então vedado com uma chapa metálica, para ocultar os dispositivos de ancoragem, os quais devem ser adequadamente protegidos contra a corrosão.

O dimensionamento deste sistema de fixação deve ser feito considerando-se as reações de apoio do painel atuando diretamente no perfil cantoneira como se este fosse uma barra com uma extremidade em balanço, no ponto de apoio do painel, e outra engastada, na ligação com o pilar, com vão livre equivalente à metade do comprimento do perfil. Já o parafuso deverá ser dimensionado para uma força de tração decorrente do momento resultante da excentricidade do apoio do painel no perfil cantoneira.

4.4 Painel protótipo

Esta primeira etapa do programa experimental teve como objetivo a execução de um protótipo do painel pré-fabricado de alvenaria protendida para verificação da viabilidade deste sistema construtivo. Este protótipo do painel, por definição, possui as seguintes dimensões: comprimento de 4,00m, altura de 1,20m e espessura de 14cm, e será executado com blocos cerâmicos e armado com duas barras de protensão dispostas na seção transversal do painel de acordo com o desenho da figura 41:

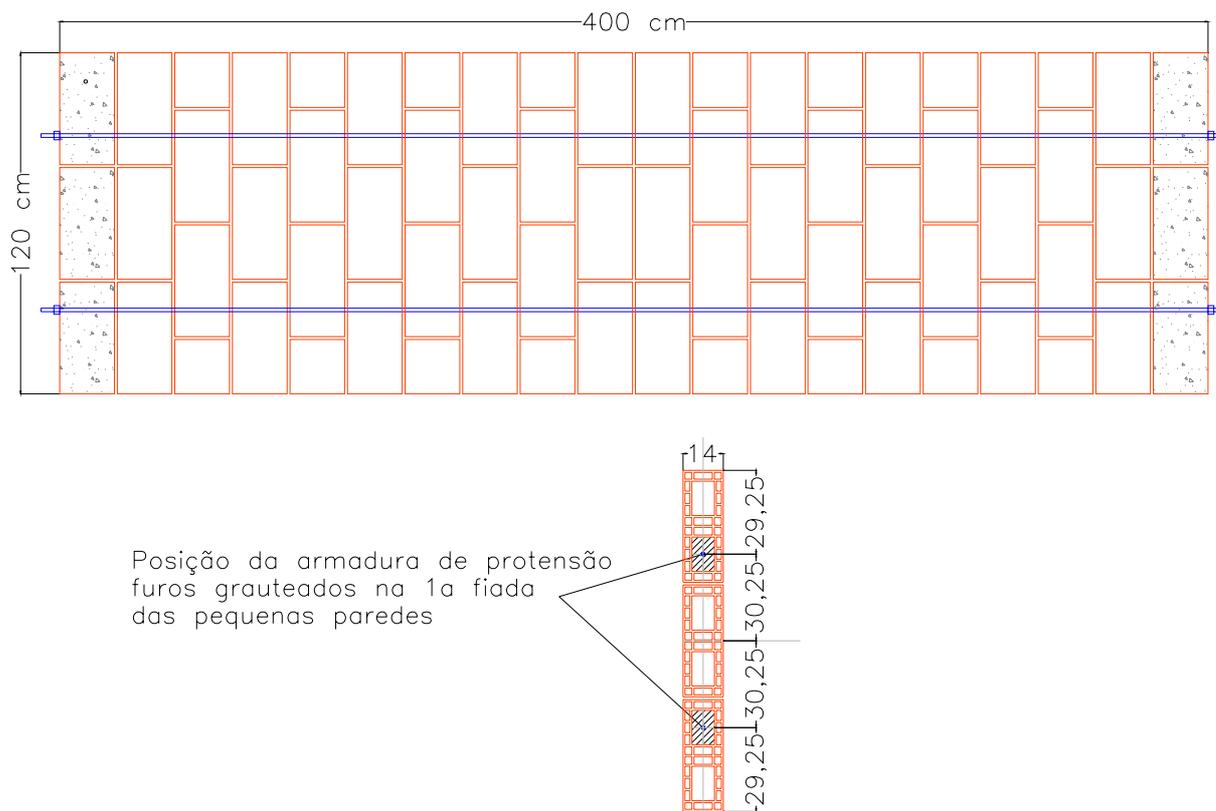


Figura 41 – Detalhe do protótipo do painel

O painel foi executado com o método das pequenas paredes, se utilizando dos seguintes componentes:

- blocos cerâmicos com dimensões de 14x19x39cm do fabricante Selecta;
- argamassa com traço 1:0,5:4,5;
- graute nas canaletas com resistência mínima de 13,5 MPa ;

Para o dimensionamento foram consideradas as seguintes propriedades físicas dos componentes da alvenaria, as quais foram determinadas em projeto de iniciação científica de RANGEL (2006):

- resistência do bloco (f_{bk}) de 7,57 MPa;
- Resistência do prisma (f_{pk}) : 4,76Mpa (valor obtido para prisma de 2 blocos com argamassa total nos septos, capeamento total e argamassa 1:0,5:4,5)
- Serão adotados os seguintes parâmetros para o cálculo dos painéis:

- Eficiência do graute : 100 %
- Módulo de deformação da alvenaria de blocos cerâmicos (E_{alv}) : $700 f_p = 3332$ MPa

Utilizou-se o aço para protensão do fabricante Este Industrial, linha Roc Solo, com tensão de escoamento igual a 750 MPa e módulo de deformação de 210000MPa, com as seguintes características técnicas :

- Diâmetro nominal \varnothing : 5/8"
- Diâmetro efetivo (mm) : 14,3
- Seção (mm²):160,5
- Carga de trabalho definitiva: 61 kN
- Carga de trabalho provisória: 70 kN

4.4.1 Cálculo do peso próprio do painel :

- Peso de cada parede:
 - Parede com 5 fiadas :
 - Bloco (7,35kg/unidade) : $5(\text{fiadas}) \times 3(\text{blocos/fiada}) \times 0,0735 = 1,10$ kN
 - Argamassa (18 kN/m³) : $0,01 \times (4 \times 0,14 \times 1,2 + 5 \times 2,5 \times 0,19 \times 0,14) \times 18 = 0,18$ kN
 - TOTAL = 1,28 kN
 - Parede com 4 fiadas :
 - Bloco (7,35kg/unidade) : $4(\text{fiadas}) \times 3(\text{blocos/fiada}) \times 0,0735 = 0,88$ kN
 - Argamassa (18 kN/m³) : $0,01 \times (3 \times 0,14 \times 1,2 + 4 \times 2,5 \times 0,19 \times 0,14) \times 18 = 0,14$ kN
 - TOTAL = 1,02 kN
- Canaletas de extremidade (Peso do graute = 23kN/m³) : $3 \times 0,0735 + (0,10 \times 0,17) \times 23 = 0,61$ kN
- Argamassa de união das paredes (18 kN/m³) : $0,01 \times (5 \times 0,14 \times 1,2) \times 18 = 0,15$ kN

- PESO TOTAL DO PAINEL = $2x (1,28+1,02+0,61)+0,15 = 5,97 \text{ kN/m}$
- Carga distribuída ao longo do comprimento : $g = 1,49 \text{ kN/m}$

4.4.2 Características geométricas da seção transversal bruta do painel:

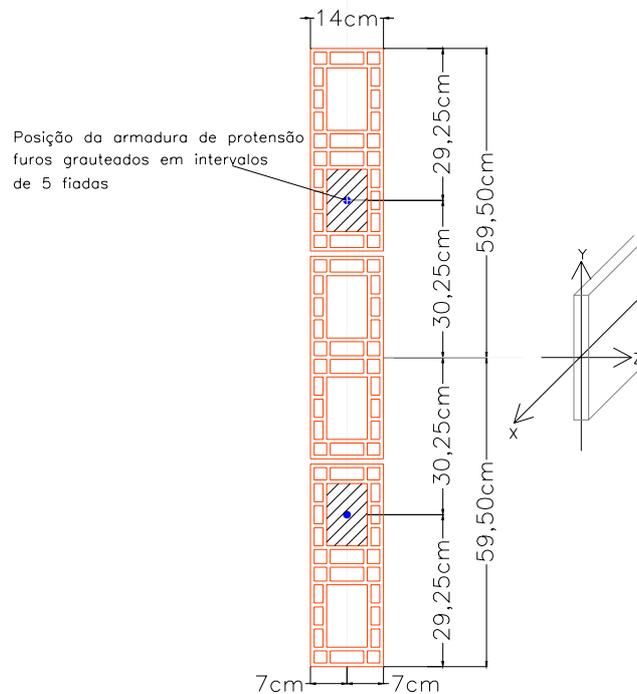


Figura 42-Detalhe da Seção Transversal do Painel

- Para flexão ao redor do eixo z (direção y)

Momento de inércia : $I_y = 0,0197 \text{ m}^4$

Centro de gravidade : $y_1 = -y_2 = 0,595 \text{ m}$

$W_{y1} = -W_{y2} = 0,0331 \text{ m}^3$

- Para flexão ao redor do eixo y (direção z)

$I_z = 0,00027 \text{ m}^4$

$z_1 = -z_2 = 0,07 \text{ m}$

$W_{z1} = -W_{z2} = 0,00385 \text{ m}^3$

- Área da seção transversal da parede : $A = 0,167 \text{ m}^2$

4.4.3 Verificação de tensões e cálculo da força de protensão

O cálculo apresentado a seguir avalia a força de protensão máxima a ser aplicada em função da máxima tensão de compressão admissível para a alvenaria, e da máxima tração na armadura.

- Tensões admissíveis na alvenaria
- *Tração*

Durante a movimentação da parede anteriormente à aplicação da protensão ocorre um momento fletor a ser calculado para verificar a necessidade de armadura passiva para controle de fissuração. Nesta situação a tensão de tração deve ser inferior ao limite estabelecido pela norma brasileira de alvenaria, igual a 0,10 MPa (100kN/m²). Considerando a parede como barra biapoiada com vão de 1,20m e carga de seu peso próprio (1,28kN/m), temos o momento máximo igual a 0,24 kNm. A tensão de tração decorrente do esforço de flexão é igual a :

$$\sigma_t = M/W = 0,24/0,00385 = 64,42 \text{ kN/m}^2$$

Portanto não há necessidade de armadura passiva.

- *Compressão axial:*

$$f_{alv,c} = 0,20 \cdot f_p$$

Sendo $f_p = 4,76 \text{ MPa}$, tem-se

$$f_{alv,c} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$F_p = 14 \times 120 \times 0,095 = 159,60 \text{ kN}$$

- *Compressão na flexão:*

$$f_{alv,f} = 0,33 \cdot f_p$$

$$f_{alv,f} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$F_p = 14 \times 120 \times 0,157 = 263,76 \text{ kN}$$

- *Tensão de contato :*

Junto à canaleta de concreto, no ponto de ancoragem da armadura, considerando a resistência do prisma com aumento de 100%, temos :

$$f_{alv,c} = 0,25 \times (2 \times f_p) = 0,25 \times (2 \times 4,76) = 2,38 \text{ MPa}$$

A ancoragem da armadura junto à canaleta grauteada, na extremidade do painel, é feita com chapa metálica quadrada com dimensão lateral de 14cm e espesura de 10mm. Sendo assim, a força máxima de protensão é calculada como segue:

$$F_p = 0,238 \times 14 \times 14 = 46,65 \text{ kN (em cada barra após as perdas)}$$

Com aumento de 20% para as tensões durante a operação de protensão :

$$f_{alv,c} = 2,86 \text{ MPa}$$

$$F_{p0} = 0,286 \times 14 \times 14 = 56,06 \text{ kN (antes das perdas)}$$

Junto à 1ª fiada de bloco abaixo da canaleta, com espalhamento a 45°, tem-se:

$$f_{alv,c} = 0,25 \cdot f_p$$

$$f_{alv,c} = 1,19 \text{ MPa (após as perdas)}$$

$$f_{alv,c} = 1,43 \text{ MPa (antes das perdas)}$$

$$F_{p0} = 0,143 \times 14 \times 44 = 88,09 \text{ kN (antes das perdas)}$$

$$F_p = 0,119 \times 14 \times 44 = 73,30 \text{ kN (após as perdas)}$$

Em função destes limites de tensões calculados e apresentados acima conclui-se que a força de protensão máxima em cada barra deverá ser:

$$F_{p0} = 56,06 \text{ kN (para limite de tensão de contato, antes das perdas)}$$

- *Tensões admissíveis na armadura*

Considerando o uso de duas barras longitudinais, com a aplicação da força de protensão calculada , teremos a seguinte tensão efetiva na armadura de protensão:

$$f_{pe} = \frac{56,06}{1,605} = 34,92 < 59,50 \text{ kN} / \text{m}^2 (0,70 f_{ptk})$$

4.4.4 Execução do painel

Este primeiro painel foi executado de acordo com a sequência descrita anteriormente, para o método construtivo que consiste na execução de pequenas paredes para posterior união das mesmas e aplicação da protensão. Sendo assim, a montagem do primeiro painel se deu da seguinte forma:

- *Pequenas paredes*

Primeiramente executou-se as pequenas paredes, sendo duas com comprimento de 1,20m e altura de 1,00m e duas com altura de 0,80m, moduladas utilizando os blocos cerâmicos de 19cm x 39cm, conforme ve-se nas figuras 43 e 44 :



Figuras 43 e 44 – Montagem das pequenas paredes e detalhe do tubo para passagem da barra de protensão

Foram executadas 2 paredes com altura de 1,00m, equivalente a 5 fiadas, as quais foram utilizadas na parte central do painel, e outras duas com altura de 0,80m, equivalente a 4 fiadas, estas por sua vez utilizadas nas extremidades. Na primeira fiada de cada uma destas pequenas paredes foi grauteado um furo do bloco, com um tubo guia inserido, onde será efetuada a passagem da barra.



Figuras 45 e 46 – Pequenas paredes com 5 e 4 fiadas

Esta diferença de 0,20m entre as paredes de extremidade e as centrais se deve à necessidade de colocação de vergas para ancoragens das barras de protensão. Foram executadas 2 vergas pré-moldadas a serem colocadas na extremidade do painel, onde haverá o contato com as ancoragens das barras. As canaletas utilizadas na execução das vergas pré-moldadas foram previamente furadas nos pontos de passagem da armadura de protensão, e no interior da mesma também foi inserido um tubo guia para tal finalidade.



Figuras 47 e 48 – Detalhes de execução das canaletas grauteadas para as extremidades do painel

- *União das pequenas paredes*

Após a argamassa adquirir a resistência mínima para movimentação das paredes sem ocorrência de danos, as pequenas paredes foram rotacionadas e aproximadas, juntamente com as vergas. Posteriormente as barras de aço foram inseridas no interior das paredes, nos pontos previamente definidos, e os dispositivos de ancoragem foram instalados nas extremidades.

Para preenchimento das juntas entre as pequenas paredes, decidiu-se pela colocação do painel com o plano na direção horizontal, etapa não prevista no processo executivo e que não trouxe resultados satisfatórios, os quais serão discutidos em capítulo posterior. Uma pequena protensão manual foi aplicada nas barras e após um período de 24 horas, para ganho de resistência da argamassa, foi feita a aplicação da protensão definitiva no painel.



Figuras 49 e 50 – Montagem dos painéis com rotação das paredes e inserção das barras para protensão



Figuras 51 e 52 – Detalhes do preenchimento das juntas entre as pequenas paredes

- Aplicação da protensão

Após o período de ganho de resistência da argamassa, foi aplicada a força de protensão nas barras com o uso de um conjunto de equipamentos composto de macaco hidráulico, bomba hidráulica, medidor de pressão e gaiola de ancoragem. A bomba hidráulica fornece a pressão ao macaco, cuja intensidade é determinada pelo medidor, para aplicação da força à barra pela reação na parede. A determinação da força na barra é feita a partir do conhecimento da área de aplicação de carga pelo macaco, sendo para este modelo $30,4\text{cm}^2$. Desta forma, para cada unidade em Bar, medida pelo equipamento, a força na barra era igual a $0,304\text{ kN}$.



Figuras 53 e 54 – Equipamentos para protensão : macaco hidráulico e gaiola, bomba hidráulica e medidor de pressão

Neste primeiro protótipo foi aplicada a carga de forma independente para cada barra, mas, conforme será discutido posteriormente, nos outros corpos-de-prova foi utilizada uma viga de reação para aplicação da força simultaneamente em ambas as barras.



Figuras 55 e 56 – Detalhes do painel anteriormente à aplicação da protensão e medição do comprimento entre pontos de ancoragem

Primeiramente foi efetuada a medição entre os pontos de ancoragem para verificação posterior da deformação ocorrida na barra. Em seguida foi aplicada uma pequena força na barra, com intensidade de 10 Bar (3,04 kN na barra) para eliminação das folgas nos equipamentos. Posteriormente a estrutura foi descarregada e procedeu a aplicação definitiva da carga, gradualmente, com medição dos deslocamentos. Foi aplicada em cada barra uma carga de pressão máxima de 176 Bar, que resulta em 53,50 kN, aproximadamente a carga máxima antes das perdas definida no item 4.4.3.



Figuras 57 e 58 – Detalhes do painel após aplicação da protensão com o plano na direção vertical e horizontal

4.5 Resultados Obtidos

A montagem do 1º protótipo do painel teve como objetivo a comprovação da viabilidade de execução do painel pré-moldado em alvenaria protendida e também a análise experimental do método de produção desenvolvido, as dificuldades encontradas e as propostas para otimização do mesmo.

Para cada etapa definida para o processo de execução do painel, são relatados a seguir os resultados obtidos e as melhorias necessárias:

- *Execução das pequenas paredes*

Conforme pretendido, a execução de pequenas paredes para posterior união mostrou-se eficiente no sentido de promover maior rapidez no assentamento, pois trata-se de pequenas unidades idênticas, padronizadas com as mesmas dimensões e modulações, o possibilitando um melhor controle de qualidade. No entanto verificou-se que é possível promover um incremento de eficiência no processo de execução das pequenas paredes com o desenvolvimento de gabaritos que permitam a minimização do uso de prumo e nível no processo de assentamento dos blocos, e que além disso reduzam os desvios de dimensões, resultando assim em melhorias na qualidade dos painéis.

- *União das pequenas paredes*

A união das pequenas paredes envolveu o trabalho de movimentação das mesmas, com o giro de 90° no eixo perpendicular ao plano do painel e o transporte para posicionamento e alinhamento para união com a aplicação da protensão. Conforme era previsto, em função do pequeno peso das pequenas paredes, foi possível efetuar o giro das mesmas manualmente, com o trabalho de apenas duas pessoas. Para a movimentação das mesmas também não houve dificuldades, sendo utilizados uma empilhadeira manual e barras redondas para apoio destas. Detalhe importante a ser observado nesta etapa refere-se à aplicação de argamassa nas juntas de união, de forma a permitir um espalhamento uniforme da argamassa nos septos, na após o posicionamento e alinhamento das paredes.

- *Aplicação da protensão*

Os equipamentos utilizados para a aplicação da protensão, descritos anteriormente, mostraram-se eficientes, com resultados bastante satisfatórios no que refere-se à praticidade de utilização e controle da força aplicada. No entanto verificou-se a necessidade de incremento no planejamento efetuado, no sentido de se aplicar a força de protensão simultaneamente em toda as barras da armadura, pois o fato da força de protensão ter sido aplicada separadamente nas barras ocasionou a formação de uma contraflecha no painel, e a fissuração nas juntas da extremidade oposta à posição da barra em questão. Embora esta abertura se feche posteriormente, com a aplicação da protensão na outra barra, prejudicou-se a aderência da argamassa na junta, acarretando deformações do painel e diferenças dimensionais e de alinhamento.

4.6 Avaliação de custos para execução do painel de alvenaria protendida

Após a conclusão do painel protótipo, comprovando-se a viabilidade técnica de execução deste, realizou-se uma breve avaliação do custo do mesmo para que se possibilitasse verificar a viabilidade financeira para a execução.

Para esta avaliação inicial, onde se pretende estabelecer um valor de referência para o painel, computou-se apenas os preços dos materiais utilizados em sua confecção. Em uma definição mais precisa para o preço do painel, que não é o objetivo deste trabalho, deve-se considerar os custos de produção (equipamentos e mão-de-obra), transporte e montagem na obra.

Com a execução do painel protótipo constatou-se que o custo de mão-de-obra para a execução do painel pré-fabricado pode ser reduzido em relação à parede de alvenaria executada no local da obra, visto a possibilidade de padronização de procedimentos e serviços, além das melhores condições de trabalho na indústria. Verifica-se também que o emprego de poucos equipamentos na aplicação da protensão, basicamente um conjunto de macaco e bomba hidráulicos, sem a necessidade de forma e mesa vibratória utilizada na confecção dos painéis de concreto armado, pode promover também um custo menor para o painel de alvenaria quando comparado a este.

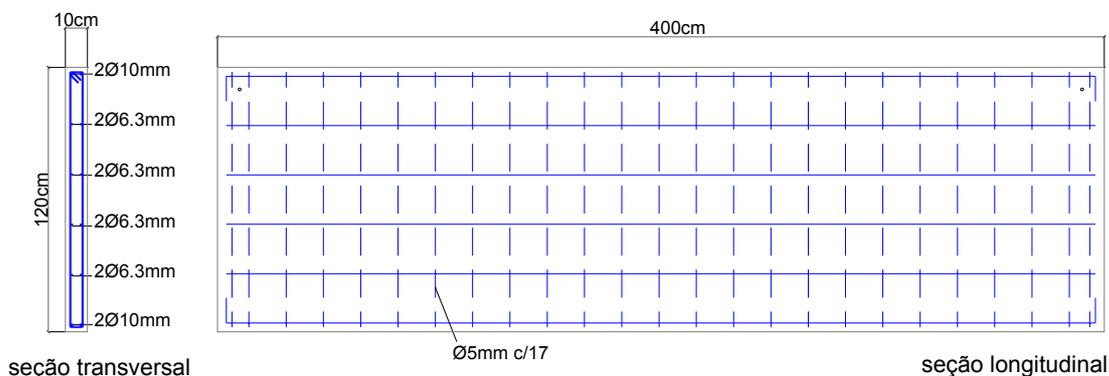
Sendo assim, apresenta-se a seguir uma tabela (figura 59) com os quantitativos e respectivos preços para os materiais empregados na fabricação do painel protótipo:

Material	quantidade	unidade	custo unitário	custo total
bloco inteiro 14x19x39	46	pç	1,2	55,20
1/2 bloco 14x19x19	16	pç	0,75	12,00
canaleta 14x19x39	6	pç	1,75	10,50
cal	14,58	kg	0,35	5,10
cimento	7,32	kg	0,38	2,78
areia fina	0,07	m ³	40	2,92
brita	0,03	m ³	50	1,46
areia grossa	0,03	m ³	45	1,40
cimento	10,33	kg	0,44	4,54
aço protensão 16mm+porcas+chapas	1	vb	118,9	118,90
aço 10mm	3,02	kg	3,98	12,02
TOTAL				226,82

Figuras 59 – Planilha de custos de materiais para o painel de alvenaria protendida

Objetivando-se complementar esta avaliação de custo do painel pré-fabricado em alvenaria protendida, apresenta-se também orçamento de materiais (figura 61) para um painel maciço em concreto armado. A configuração estabelecida para este painel (figura 60), para fins

de quantificação de materiais, foi definida de acordo com as recomendações da ABNT/NBR 6186:2003 para os limites mínimos das dimensões da seção de concreto e taxas de armadura.



Figuras 60 – Detalhamento de painel em concreto armado

Material	quantidade	unidade	custo unitário	custo total
Concreto fck 20Mpa	0,48	m ³		0
brita	0,40	m ³	50	20,06
areia	0,43	m ³	45	19,23
cimento	153,60	kg	0,45	69,12
aço 10mm	10,6	kg	3,98	42,19
aço 6.3mm	8,4	kg	3,98	33,43
aço 5mm	9,8	kg	3,98	39,00
arame	0,576	kg	7,5	4,32
TOTAL				227,36

Figuras 61 – Planilha de custos de materiais para produção de um painel de concreto armado

Observando-se as planilhas de custos de materiais apresentadas, conclui-se nesta primeira avaliação que há plena viabilidade econômica de fabricação dos painéis de alvenaria protendida, pois em termos de custos de materiais os mesmos se mostram bastante competitivos frente aos painéis de concreto armado

5 Análise experimental

Nesta etapa do programa experimental avaliou-se a resistência a flexão e a deformação do painel quanto o mesmo está submetido a carregamentos perpendiculares ao seu plano, com esforços ao redor do eixo de menor inércia, tal como a ação do vento, quando o mesmo é utilizado em fechamentos de fachadas ou em uma possível situação de armazenamento, onde este se encontra empilhado na posição horizontal.

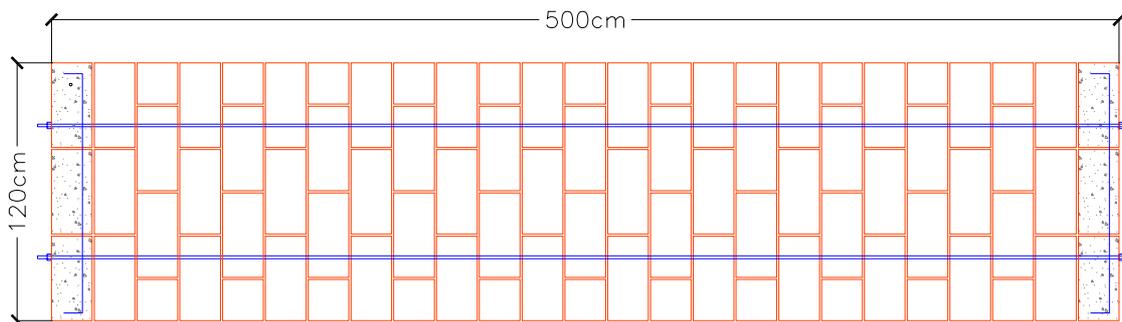
Para esta finalidade executou-se 2 novos painéis, com os mesmos materiais e conceitos utilizados na confecção do protótipo e com o incremento das prescrições apresentadas anteriormente, decorrentes da avaliação do protótipo executado. Nesta fase de montagem dos novos painéis realizou-se também uma comparação do método de execução já apresentado com outro onde o painel é executado em uma única etapa, sem a união de pequenas paredes.

Foram utilizados os mesmos materiais utilizados na execução do protótipo, cujas características estão apresentadas na seção 4.3. No entanto esses novos painéis terão largura de 1,20m e comprimento de 5,00m, dimensão mais adequada para o uso em fechamentos de galpões, visto que as distâncias econômicas de separação entre os pórticos da estrutura principal, neste caso, situam-se entre 5,0m e 6,0m

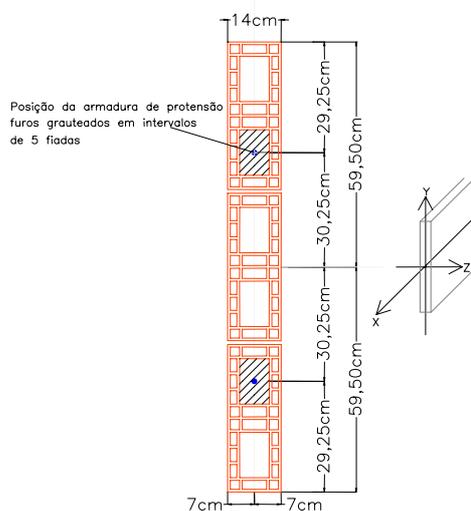
5.1 Dimensionamento dos painéis

O objetivo desta etapa é a avaliação teórica da resistência do painel, onde serão definidos os carregamentos atuantes na estrutura em serviço e calculados os esforços internos para verificação das tensões na alvenaria e armadura, e definição da força de protensão a ser aplicada. Também será calculado o momento máximo admissível no estado limite último, valor este que será parâmetro para a avaliação dos resultados experimentais.

5.1.1 Características geométricas do painel:



Figuras 62– Vista Lateral do painel



- $y_{cg}=0,595m$
- $z_{cg}=0,07m$
- $I_y=0,0197m^4$
- $I_z=0,00027m^4$
- $W_y=0,0331m^3$
- $W_z=0,00385m^3$
- $A=0,167m^2$

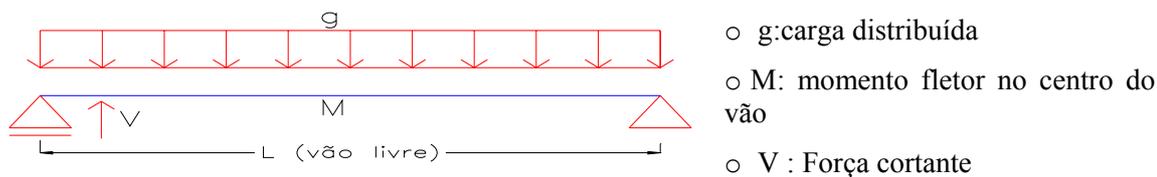
Figuras 63– Seção Transversal

5.1.2 Carregamentos :

- Peso total do painel (por metro):
 - Bloco (7,35kg/unidade) : $23(\text{fiadas}) \times 3(\text{blocos/fiada}) \times 0,0735 = 5,07 \text{ kN}$
 - Argamassa (18 kN/m³) : $0,01 \times (24 \times 0,14 \times 1,2 + 23 \times 2,5 \times 0,19 \times 0,14) \times 18 = 1,00 \text{ kN}$
 - Peso Parcial= 6,07 kN
 - Carga distribuída ao longo do comprimento : $g = 6,07/4,60 = 1,32 \text{ kN/m}$
 - Canaletas de extremidade (Peso do graute = 23kN/m³) : $3 \times 0,0735 + (0,10 \times 0,17) \times 23 = 0,61 \text{ kN}$
 - PESO TOTAL DO PAINEL = 7,29 kN
- Vento : adotado 0,60 kN/m²

5.1.3 Análise Estrutural do painel

Para se determinar os esforços internos na estrutura, visando o dimensionamento do painel, são analisadas diferentes situações de carregamentos aos quais o mesmo está submetido durante a produção e no decorrer da vida útil. O cálculo é feito analisando o painel como uma estrutura isostática, na forma de barra biapoiada, com carregamento distribuído ao longo do comprimento, conforme figura 57.



Figuras 64– Esquema estático para análise estrutural

Apresenta-se a seguir as situações de carregamentos analisadas:

- *1ª situação de carregamento : movimentação da parede anteriormente à aplicação da protensão*

Esta situação aplica-se ao painel produzido com pequenas paredes unidas com a protensão, onde as mesmas são rotacionadas e dispostas na posição horizontal, gerando um momento fletor a ser analisado verificando-se a necessidade de armadura passiva para controle de fissuração. Nesta situação a tensão de tração deve ser inferior ao limite estabelecido pela norma brasileira de alvenaria, igual a 0,10 MPa (100kN/m²)

- g : Carga permanente (peso próprio) = 1,32kN/m;
- L=1,20m
- $M_{\text{máx}} = 1,32 \times 1,20^2 / 8 = 0,24 \text{ kN}$
- $\sigma_t = M/W = 0,24/0,00385 = 64,42 \text{ kN/m}^2$

- *2ª situação de carregamento : transporte e montagem*

Analisamos o caso mais desfavorável onde o painel é içado em posição horizontal com fixação dos cabos nas extremidades do painel. Com isso temos o seguinte esquema estático nesta situação:

- g : Carga permanente (peso próprio) = 1,32 kN/m;
- L=5,00m
- $M_z = 4,13 \text{ kNm}$
- V = 3,65 kN
- $\sigma_{tz} = M_z/W_z = 4,13/0,00385 = 1.072,73 \text{ kN/m}^2$

- *3ª situação de carregamento : painel já fixado aos pilares.*

- g: carga permanente (peso próprio) = 1,32 kN/m;
- L=5,00m

- $M_y = 4,13 \text{ kNm}$
- $V_y = 3,65 \text{ KN}$
- $\sigma_{ty} = M/W = 4,13/0,0331 = 124,77 \text{ kN/m}^2$
- q : carga acidental (vento = $0,60 \text{ kN/m}$);
- $L = 5,00 \text{ m}$
- $M_z = 0,60 \times 5,00^2 / 8 = 2,44 \text{ kNm}$
- $V_z = 1,95 \text{ kN}$
- $\sigma_{tz} = M/W = 2,44/0,00385 = 633,8 \text{ kN/m}^2$

Portanto, junto à borda tracionada teremos a seguinte tensão total de tração:

$$\sigma_t = 137,8 + 633,8 = 771,60 \text{ kN/m}^2$$

- *Estimativa da força de protensão para a situação mais desfavorável:*

Analisando-se as situações apresentadas, vemos que os maiores valores encontrados para as tensões de tração correspondem às situações de armazenagem e para a estrutura em serviço, onde tem-se :

- Situação 3: $\sigma_t = 1.072,73 \text{ kN/m}^2$;
- Situação 4: $\sigma_t = 771,60 \text{ kN/m}^2$

De forma a eliminar as tensões de tração na alvenaria, devemos ter a seguinte força de protensão, calculada para a situação 3:

$$F_p = 1072,73 \times 0,167 = 179,15 \text{ kN}$$

5.1.4 Verificação da resistência da alvenaria e cálculo da força de protensão

Apresenta-se a seguir as tensões máximas admissíveis na alvenaria e a respectiva força de protensão máxima, calculada a partir destes valores de tensões, conforme descrito no capítulo 4.4.3, de acordo com a norma brasileira de alvenaria estrutural ABNT NBR 10837/1989:

- *Compressão axial:*

$$f_{alv,c} = 0,20. f_p = 0,95 \text{ MPa}$$

$$F_p = 14 \times 120 \times 0,095 = 159,60 \text{ kN}$$

- *Compressão na flexão:*

$$f_{alv,c} = 0,33. f_p = 1,57 \text{ MPa}$$

$$F_p = 14 \times 120 \times 0,157 = 263,76 \text{ kN}$$

- *Tensão de contato :*

Junto à canaleta de concreto:

Anterior às perdas : $f_{alv,c} = 2,86$ MPa e $F_p = 112,24$ kN

Após às perdas : $f_{alv,c} = 2,38$ MPa e $F_{p0} = 93,30$ kN

Junto à primeira fiada abaixo da canaleta

Anterior às perdas : $f_{alv,c} = 1,43$ MPa e $F_{p0} = 176,18$ kN

Após às perdas : $f_{alv,c} = 1,19$ MPa e $F_p = 146,60$ kN

Analisando-se os valores apresentados, conclui-se que, em função do limite da tensão de contato da placa de ancoragem com a canaleta grauteada nas extremidades do painel, temos a força de protensão máxima inicial igual a 112 kN, e posteriormente às perdas igual a 93 kN. Desta forma temos a seguinte tensão inicial na armadura de protensão.

$$\sigma_{po} = 56,06 / 1,605 = 34,93 \text{ kN/cm}^2 = 349,3 \text{ MPa}$$

Para o aço utilizado temos $f_{ptk} = 850$ MPa, e sendo assim conclui-se que $\sigma_{po} = 0,41 f_{ptk}$

- *Verificação da flexo-compressão*

Com o objetivo de anular as tensões de tração na alvenaria com a ação da protensão, temos:

$$F_p / A + M / W = 0$$

Sendo $F_p = 112,0$ kN, teremos para a flexão ao redor do eixo de menor inércia do painel em estudo:

Antes das perdas : $M_{max} = 0,00385 \times 112 / 0,167 = 2,58$ kN

Após as perdas : $M_{max} = 0,00385 \times 93 / 0,167 = 2,14$ kN

Verificando junto à borda comprimida do painel, devemos ter

$$f_{alv,c} / f_{alv,c adm} + f_{alv,f} / f_{alv,f adm} \leq 1,00 \text{ (após as perdas)}$$

$$f_{alv,c} / f_{alv,c adm} + f_{alv,f} / f_{alv,f adm} \leq 1,20 \text{ (antes das perdas)}$$

Sendo assim, teremos:

Antes das perdas : $(93 / (0,167 \times 10^{-3})) / 0,95 + (2,14 / (0,00385 \times 10^{-3})) / 1,57 = 0,944 \leq 1,00$

Após as perdas : $(112 / (0,167 \times 10^{-3})) / 0,95 + (2,58 / (0,00385 \times 10^{-3})) / 1,57 = 1,13 \leq 1,20$

5.1.5 Avaliação das perdas de protensão no painel

Neste tópico apresenta-se o cálculo destas perdas para o painel, analisando-se e comparando-se as diferentes considerações das normas brasileira de concreto armado ABNT NBR 6118/2003, no que se refere ao concreto protendido, da norma britânica de alvenaria BSI BS 5628-part 2, norma australiana de alvenaria SAA AS 3700/1999 e norte-americana de alvenaria MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05.

Os métodos de cálculo das perdas ocorridas imediatamente após a aplicação da protensão (acomodação de ancoragens, deformação elástica da alvenaria e atrito) e das perdas no decorrer do tempo referentes a relaxação do aço e variação da temperatura são praticamente iguais em ambas as normas citadas. Já para as perdas decorrentes da movimentação higroscópica e fluência da alvenaria são apresentados diferentes métodos de cálculo. Apresenta-se a seguir o cálculo das perdas de acordo com as normas citadas:

- *Relaxação do aço:*

Segundo a ABNT/NBR 6186 (2003), para um período de tempo superior a 1.000 horas, o aço submetido a uma tensão constante inferior a $0,5 f_{ptk}$, não sofre o processo de perda de deformação por relaxação. No caso em questão temos :

$$\sigma_{po} = 56 / 1,605 = 34,9 \text{ kN/cm}^2 = 349 \text{ MPa}$$

Para o aço utilizado temos $f_{ptk} = 850 \text{ MPa}$, e sendo assim tem-se $\sigma_{po} = 0,41 f_{ptk}$. Portanto conclui-se que não haverá perda em função do efeito de relaxação do armadura de protensão

- *Deformação elástica da alvenaria:*

A norma brasileira de concreto indica a seguinte formulação para o cálculo da perda decorrente da deformação elástica :

$$\Delta\sigma = \alpha_e \cdot \sigma_m \frac{n-1}{2n}$$

$$\text{Sendo: } E_m = 700 \times f_p \text{ (blocos cerâmicos)} = 700 \times 4,76 = 3332 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = 210000 / 3332 = 63,03$$

$$F_{p0} = 112 \text{ kN}$$

$$\sigma_m = 112 / (1670) = 0,06713 \text{ kN/cm}^2 = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 63,03 \times 0,67 / 4 = 10,56 \text{ MPa}$$

$$\text{tem-se a seguinte perda: } \Delta\sigma / \sigma_{pi} = 10,56 / 349,3 \times 100 = 3,02\%$$

- *Movimentação higroscópica:*

Os blocos cerâmicos sofrem um efeito de expansão o que causa um aumento na força de protensão, o qual é desconsiderado no cálculo segundo a norma britânica BSI BS 5628-part 2. Já de acordo com as normas americana MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05 e australiana SAA AS 3700/1999, este efeito deve ser computado no cálculo, de forma a minimizar as perdas. A norma SAA AS 3700/1999 prescreve um método onde o efeito de expansão é considerado com a inserção de um fator redutor na formulação de cálculo da perda decorrente da fluência, o que veremos adiante. Já a norma MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05 indica um coeficiente de expansão (k_e), a partir do qual obtêm-se o seguinte valor para este efeito:

$$\Delta\sigma = k_e \cdot E_s$$

Sendo: k_e = coeficiente de deformação unitária por expansão na alvenaria = 3.10^{-4} mm/mm

$$\Delta\sigma = - 0,0003.200000 = 60 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma / \sigma_{p0} = - 60 / 349,3 \times 100 = -17,2\%$$

- *Fluência*

De acordo com a norma MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05, tem-se

$$\Delta\sigma = E_s \cdot C \cdot \sigma_m$$

Sendo: $\sigma_m = 0,67$ MPa;

$$C = 0,1.10^{-4} \text{ mm/m/MPa}$$

$$\Delta\sigma = 200000 \times 0,00001 \times 0,67 = 13,40 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma / \sigma_{p0} = 13,40/349,3 \times 100 = 3,84 \%$$

De acordo com a norma SAA AS 3700/1999 tem-se:

$$\Delta\sigma = 100 \cdot (e_m + (C_c \cdot f_{p0} \cdot A_s) / (E_{alv} \cdot A_{alv})) \cdot E_s / f_{p0}$$

sendo: $e_m = 0$ (adotado)

C_c = coeficiente de fluência igual a 0,70 / MPa para blocos cerâmicos

$$\Delta\sigma = 100 \cdot (0 + (0,70.349,3.1,605)/(3332.1670)) \cdot 200000/349,3 = 4,04 \%$$

A norma BSI BS 5628-part 2 indica que a fluência é igual a 1,50 vezes o valor da perda decorrente da deformação elástica da alvenaria, ou seja :

$$\Delta\sigma = 1,50 \times 3,02 = 4,53 \%$$

- *Acomodação das ancoragens:*

As ancoragens serão feitas com porcas, não causando assim perdas uma vez que as mesmas permanecem na posição após a operação de protensão.

- *Atrito:*

Os cabos ficam soltos no interior dos furos, sem aderência e portanto sem atrito.

- *Efeitos térmicos:*

$$\Delta\sigma = E_s \times (k_s - k_m) \times \Delta t$$

$$k_s = 11,9 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$$

$$k_m = 7,2 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C} - (\text{MSJC ACI 530-05/ASCE 5-99/TMS 402-05})$$

$$\Delta t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta\sigma = 200000 \times (11,9 - 7,2) \times 10^{-6} \times 20 = 18,8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma / \sigma_{p0} = 18,8 / 349,3 \times 100 = 5,38\%$$

- *Perda total*

De acordo com o cálculo efetuado pelas diferentes, temos o valor que resulta na maior perda total conforme indicado abaixo:

$$\Delta\sigma / \sigma_{p0} = 3,02 + 4,53 + 5,38 = 12,94 \%$$

Analisando o resultados obtido e sendo a força de protensão máxima calculada igual a 112 kN concluímos que a força de protensão efetiva após as perdas será :

$$.F_p = 112 \times (1 - 0,1294) = 97,51 \text{ kN}$$

Analisando-se este resultado, decidiu-se aplicar a carga de protensão de 100kN nos painéis executados para a análise experimental. Neste caso tem-se a seguinte tensão na armadura:

$$\sigma_{p0} = 50 / 1,605 = 31,15 \text{ kN/cm}^2 = 311,5 \text{ MPa}$$

O momento máximo admissível para tração nula na alvenaria é calculado analisando-se a flexo-compressão na seção : $M_{\max} = 0,00385 \times 100 / 0,167 = 2,30 \text{ kN}$

5.1.6 Momento resistente nominal no estado limite último

O momento máximo admissível é calculado de acordo com a análise da compatibilidade de esforços apresentada no capítulo 2.2.5. Sendo assim tem-se :

- $M_u = f_{pe} \cdot A_p (d - 0,5 \cdot x)$
- $x = 31,15 \times 3,21 / (0,476 \times 120) = 1,75 \text{ cm}$
- $M_u = 31,15 \cdot 3,21 (7 - 0,5 \cdot 1,75) = 6,13 \text{ kN}$

5.1.7 Verificação ao cisalhamento

A resistência característica ao cisalhamento é calculada de acordo com a recomendação do projeto da nova norma brasileira de alvenaria estrutural para juntas horizontais, como segue abaixo :

$$f_{vk} = 0,15 + 0,6 \cdot s \leq 1,40 \text{ MPa}$$

sendo $s = f_{alv,c} = 2,86 \text{ Mpa}$, temos

$$f_{vk} = 0,15 + 0,6 \times 2,86 = 1,87 \text{ MPa}, \text{ ou seja } f_{vk} = 1,40 \text{ MPa}$$

Considerando-se a seção bruta do painel de alvenaria, na situação de cálculo em que o mesmo se encontra com o plano na direção horizontal, tem-se a seguinte força cortante máxima de cálculo:

$$V = 0,14 \times 7 \times 120 = 117,60 \text{ kN}$$

5.2 Execução dos painéis

Na execução dos painéis destinados aos ensaios procurou-se adequar o método desenvolvido e apresentado anteriormente nos pontos deficientes identificados no processo de execução do 1º painel (protótipo) e implementar outro possível método de execução, onde o painel é executado com o assentamento dos tijolos na direção horizontal, em uma única etapa.

Sendo assim executou-se 2 painéis, denominados painel 1 e painel 2, com processos de produção distintos, sendo o 1º executado horizontalmente em uma única etapa, e o 2º com o método da união de pequenas paredes com dimensões padronizadas. Efetuou-se a aplicação da protensão de forma idêntica em ambos os painéis, posteriormente à conclusão da alvenaria, sendo feita simultaneamente nas duas barras da armadura.

5.2.1 Montagem do Painel 1

Executou-se o painel 1 com o seu plano na direção horizontal e o assentamento dos blocos cerâmicos em fiadas horizontais, de forma diferente àquela adotada para o painel protótipo. O processo de execução iniciou-se com a montagem de um gabarito, ao nível do piso, para manter o alinhamento e a ortogonalidade das faces do painel. Em seguida executou-se o painel mantendo-se o mesmo critério de assentamento dos blocos tal qual para uma parede com

4,60m de altura e largura de 1,20m, no entanto com o plano na direção horizontal, ao nível do solo, observando-se a homogeneidade de espessura e o preenchimento correto das juntas de argamassa.



Figuras 65, 66,67 e 68 – Processo de execução do painel 1 na posição horizontal

Executou-se as viga de extremidades, para os pontos de ancoragem, separadamente e posteriormente uniu-se as mesmas ao painel.



Figuras 69 e 70 – Detalhe das vigas de extremidade

Após um período de tempo de 24 horas para a argamassa atingir a resistência desejada, efetuou-se a aplicação da força de protensão ao painel, utilizando-se de um macaco hidráulico e bomba com carregamento manual, os mesmos equipamentos utilizados para a aplicação da

protensão no painel protótipo, no entanto com o acréscimo de uma viga metálica para aplicação da força simultaneamente em ambas as barras da armadura.



Figuras 71 e 72 – Aplicação da protensão no painel 1

De acordo com o processo de dimensionamento realizado, aplicou-se nos painéis a força de protensão de 100 kN.

5.2.2 Montagem do painel 2

Executou-se o painel 2 com o método proposto inicialmente para a execução do painel protótipo, o qual consiste na execução de paredes menores com dimensões padronizadas, de forma tradicional com o assentamento dos blocos em fiadas verticais, com a posterior união das mesmas, inserção da armadura e aplicação da protensão. Para a montagem do painel com 5,00m de comprimento, executou-se 4 pequenas paredes, sendo 3 com altura de 1,20m (6 fiadas) e 1 com altura de 1,00m (5 fiadas), além das duas canaletas a serem colocadas nas extremidades do painel.



Figuras 73 e 74 – Processo de execução de pequenas paredes para o painel 2



Figuras 75 e 76 – Pequenas paredes para o painel 2

Após 24 horas, realizou-se a rotação das pequenas paredes e a colocação destas com o seu plano na direção horizontal; na sequência aproximou-se as mesmas a uma distância de 10mm, mantendo-se o alinhamento a partir das laterais. Para a conclusão da montagem do painel efetuou-se a inserção da armadura de protensão e o preenchimento das juntas com argamassa.



Figuras 77 e 78 –Rotação e posicionamento de pequenas paredes para a formação do painel 2



Figuras 79 e 80 – União de pequenas paredes para formação do painel 2

Realizou-se a aplicação da protensão no painel 2 de forma idêntica ao painel 1, com os mesmos equipamentos e mesma carga aplicada.

5.2.3 Considerações a respeito da análise comparativa dos dois métodos executivos

Os dois métodos apresentados para execução dos painéis em alvenaria protendida foram considerados satisfatórios no sentido de permitir atingir os requisitos mínimos estabelecidos quanto aos aspectos estéticos e dimensionais, e também aos critérios de resistência da estrutura para aplicação da protensão e movimentação das paredes. No entanto cada método apresenta peculiaridades que devem ser criteriosamente observadas antes da implementação para a produção em escala industrial.

Quanto à velocidade de execução, inicialmente o método das pequenas paredes se mostrou mais eficiente, pois o assentamento tradicional dos tijolos em fiadas verticais foi feito de forma mais rápida e com menores complicações quanto ao controle dimensional e ao lançamento de argamassa nas fiadas. O painel executado na direção horizontal exige controle mais rigoroso no sentido de promover um espalhamento homogêneo da argamassa nas juntas, e também reduzir os desvios dimensionais decorrentes da execução de painéis com dimensões maiores. No entanto este segundo método pode ser melhorado com o treinamento da mão-de-obra no que diz respeito à rotina de assentamento na direção horizontal, e também com incrementos no processo, tais como o uso de bancada para permitir melhor ergonomia, e o uso de formas para o controle dimensional do painel. Além deste fato, o processo de execução do painel em uma única etapa permite a liberação do mesmo para a aplicação da protensão em metade do tempo necessário para o painel executado em pequenas paredes, pois a necessidade de união das pequenas paredes exige um intervalo de tempo maior para o ganho de resistência da argamassa das juntas entre as mesmas, ou seja, o tempo maior necessário para a execução da parede na horizontal é compensado pela conclusão do mesmo em uma única etapa.

É importante destacar também que o método de execução do painel em pequenas paredes propicia a subdivisão do processo produtivo em duas etapas distintas: produção de paredes e aplicação da protensão, o que permite a formação de áreas para produção e equipes de trabalho específicas para cada etapa, permitindo a otimização do processo. Este tipo de organização se torna mais complexo para o segundo método pois, para a movimentação do painel, neste caso, é necessário primeiramente a aplicação da protensão, desta forma com a realização de todas as fases do trabalho no mesmo local, ou então incrementar o processo com a utilização de formas que possibilitem o deslocamento do painel.

Desta forma conclui-se que ambos os métodos são plenamente viáveis para a execução

do painel, sendo que a opção para fabricação em larga escala deve ser definida a partir da análise de outros parâmetros que influenciam o processo, tais como o prazo para execução da obra, disponibilidade de equipamentos e de áreas para produção e armazenagem dos painéis.

5.2.4 Detalhamento do ensaio

O ensaio realizado teve como objetivo a avaliação do painel em uma situação crítica de uso, quando o mesmo é submetido a carregamentos perpendiculares ao seu plano (paralelos à espessura do painel), gerando esforços atuantes na seção de menor inércia. Desta forma elaborou-se um modelo de laboratório onde o painel encontra-se com o seu plano na direção horizontal (eixo de menor inércia) simplesmente apoiado em suas extremidades, sem restrição ao giro. Por meio de um macaco hidráulico, posicionado junto ao centro do painel, gera-se um carregamento distribuído ao longo da largura do painel, aplicado em dois pontos distantes 50cm para cada lado a partir do centro do mesmo. O modelo teórico adotado para a análise desta simulação será aquele onde o painel se comporta como uma barra apoiada em 2 apoios rotulados, com 2 cargas concentradas aplicadas próximas ao centro do mesmo conforme o esquema estático abaixo.

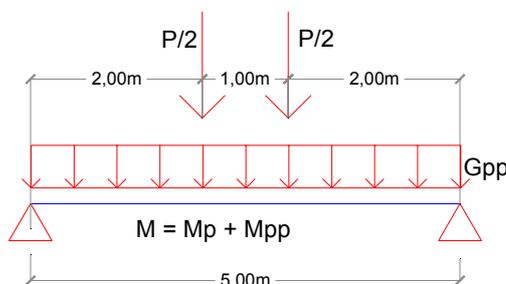


Figura 81 – Esquema estático para o ensaio

Para esta configuração de aplicação de carregamento, tendo como referência o momento e a força cortante máximos calculados nos capítulos 5.1.6 e 5.1.7 respectivamente, tem-se a máxima carga teórica aplicada no ensaio (P) calculada como segue abaixo, considerando-se o peso próprio dos painéis :

- $M_{total} = M_p + M_{pp}$, onde:

M_p = momento decorrente da carga aplicada no ensaio;

$$M_p = (P / 2) \times (L/2 - 0,5) = P \times 0,5 \times (5/2 - 0,5) = P$$

$$M_{pp} = 4,13 \text{ kN.m (calculado em 5.1.3)}$$

Sendo o momento total igual ao momento de ruptura $M_{ps} = 6,48 \text{ kN}$, conclui-se que a carga P que resultaria no colapso da estrutura por flexão será

$$P = 6,13 - 4,13 = 2,00 \text{ kN}$$

- $V_{\text{total}} = V_p + V_{pp}$

Sendo a força cortante máxima de cálculo igual a $117,60 \text{ kN}$, para que ocorra a ruptura por cisalhamento, a carga P a ser aplicada deverá ter o valor igual ao que segue :

$$P = 2 \times (117,60 - 3,65) = 227,90 \text{ kN}$$

Analisando-se os valores máximos verificados para a carga P , conclui-se que nesta configuração de ensaio a resistência do painel está limitada pelas tensões originárias dos esforços de flexão e não haverá ruptura por cisalhamento.

O deslocamento no centro do painel em função do carregamento (P) aplicado segue abaixo calculado, considerando-se o comportamento elástico-linear para a estrutura, a seção transversal bruta do painel para cálculo do momento de inércia ($I_y = 0,000272 \text{ m}^4$) e o módulo de deformação (E_p) teórico igual a $700.f_p = 3332 \text{ MPa}$:

$$\delta = \frac{(0,50.P).a}{24.E.I} \cdot (3.L^2 - 4.a^2) = \frac{(0,5.P).2,0}{24.3332.10^3.0,000272} \cdot (3.(5,0^2) - 4.(2,0^2))$$

$$\delta = 2,71.P$$

Desta forma, para fins da verificação posterior da rigidez dos painéis relacionada aos resultados experimentais, determinada pela relação entre a força aplicada e o deslocamento relativo, defini-se como rigidez teórica do painel a seguinte relação :

$$\frac{P}{\delta} = 0,37 \text{ (kN/mm)}$$

5.2.5 Instrumentação do ensaio

Para a realização dos ensaios, no laboratório de estruturas pré-moldadas do Departamento de Engenharia Civil da UFSCAR (NET-PRÉ), colocou-se os painéis no posição horizontal, centralizados sob um pórtico metálico de reação, tendo as extremidades simplesmente apoiadas em vigotas de madeira, de forma a não impor restrição ao giro.



Figura 82 e 83 - Vista geral do esquema de ensaio

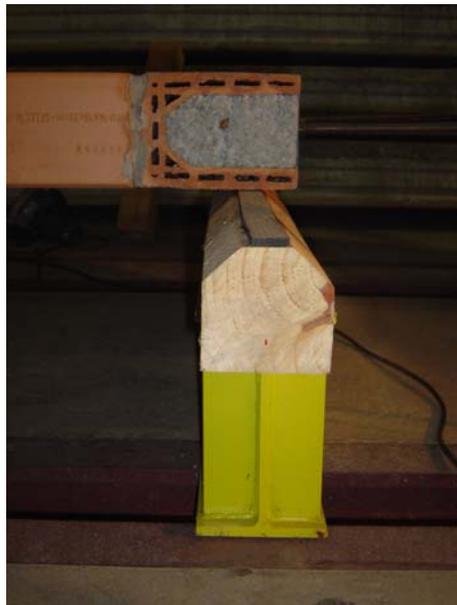


Figura 84 - Detalhe do apoio do painel

Posicionou-se o macaco hidráulico no centro do painel, entre este e o pórtico de reação, apoiado sobre uma viga metálica de transição que divide a carga aplicada entre dois pontos, conforme pode ser visto nas figuras 85 e 86. Nestes pontos, situados 50cm de cada lado do centro do painel, a carga distribuí-se ao longo da largura do mesmo por meio de vigotas de madeira.



Figuras 85 e 86- Detalhes dos dispositivos de aplicação e medição de carga

A aplicação da carga no macaco hidráulico deu-se por meio de bomba com controle manual e todas as informações relativas à intensidade desta carga e conseqüentes deformações foram coletadas e armazenadas por meio de aquisitor digital de dados conectado a uma célula de carga instalada entre o macaco hidráulico e a viga metálica de transição



Figura 87- Detalhe da bomba utilizada na aplicação de carga

Realizou-se a medição dos deslocamentos do painel, em função da carga aplicada, por meio de dois LVDTs, que são transdutores de deslocamentos, os quais posicionados na face superior do painel. Colocou-se os mesmos no centro do comprimento do painel, nas duas extremidades da largura da seção transversal, conforme pode ser visto nas figuras 88 e 89.



Figuras 88 e 89 - Detalhe do posicionamento dos transdutores de deslocamentos

5.2.6 O procedimento de ensaio e os resultados obtidos

Para ambos os painéis, iniciou-se o ensaio com a aplicação de uma pequena carga na estrutura e posterior descarregamento para eliminação das folgas existentes nos equipamentos. Em seguida deu-se início a aplicação definitiva de carga, com o controle da intensidade feito através do bombeamento manual, efetuado de forma contínua e gradual, com aquisição digital dos dados em intervalos de aproximadamente 1 segundo. Para cada ensaio efetuado coletou-se as informações referentes aos deslocamentos medidos nos LVDTs e ao valor da carga aplicada pelo macaco hidráulico, medida pela célula de carga instalada junto ao mesmo. Os resultados obtidos para cada um dos painéis ensaiados são apresentados em representações gráficas que ilustram as deformações medidas em função do carregamento aplicado. Para a interpretação dos resultados torna-se importante salientar que, conforme verificado no processo de dimensionamento dos painéis, a carga referente ao peso próprio deste, atuando nesta situação, gera tensão de tração junto à face inferior da seção transversal do mesmo com valores superiores à tensão de compressão proporcionada pela protensão da armadura, o que leva à conclusão de que o painel já se encontra fissurado, e desta forma a correspondência entre cargas e deslocamentos, influenciada por este fato, não será linear.

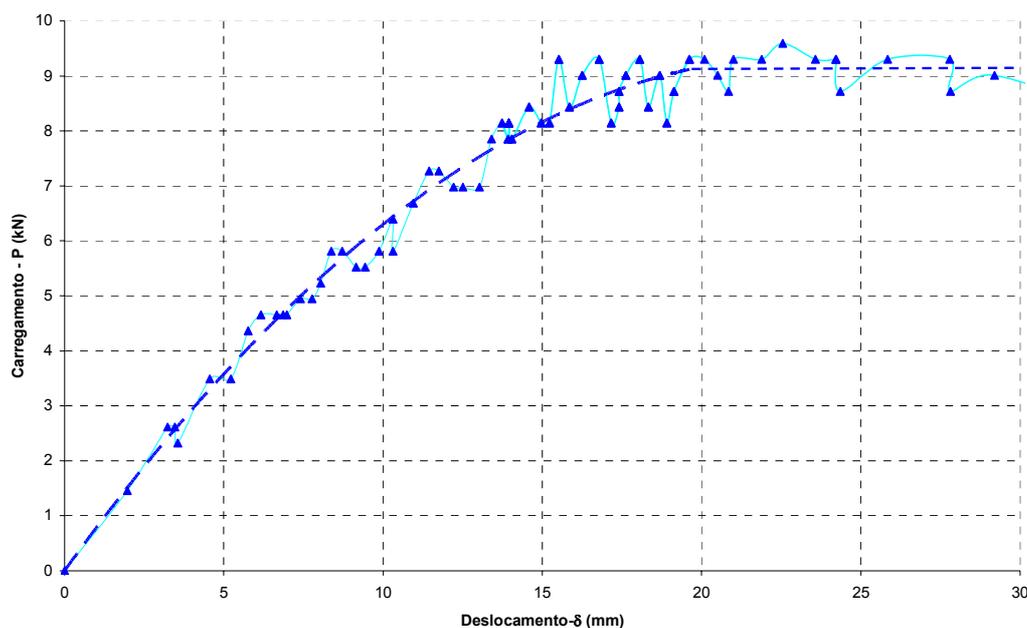


Figura 90- Gráfico com os resultados experimentais para o painel 1

O gráfico da figura 90 ilustra o ensaio realizado para o painel 1, no qual tem-se a apresentação do valor médio das medições de deslocamento feitas nos LVDTs 1 e 2, e a intensidade da força total aplicada no centro do painel. Apresenta-se também no mesmo gráfico uma curva ilustrativa de uma função do 2º grau obtida a partir da interpolação dos dados coletados. Observa-se pela análise gráfica que a relação entre carregamentos aplicados e deformações ocorridas não ocorre de maneira linear, o que caracteriza um comportamento estrutural com características elásticas influenciadas pela fissuração da seção de alvenaria. Para este painel a carga total aplicada foi igual a 9,30 kN, no entanto ao atingir a carga de 8,15kN, não houve estabilização do deslocamento, então com cerca de 16mm, havendo variação cerca de 30mm com intensidade da carga oscilando entre 8,15kN e 9,30 kN, constatando-se assim a plastificação total da seção de alvenaria neste instante, com a verificação de fissuração intensa na face superior do painel e abertura excessiva da junta central do mesmo, entre os pontos de aplicação da carga.



Figuras 91 e 92- Detalhe da abertura da junta central para o painel 1

Após estas constatações procedeu-se o descarregamento gradual da estrutura, onde se observou que as deformações retornaram aos níveis verificados no início da fase plástica, com o fechamento parcial da junta que se abriu e de algumas fissuras.



Figuras 93 e 94- Detalhe da fissuração no painel 1 e da junta central após descarregamento

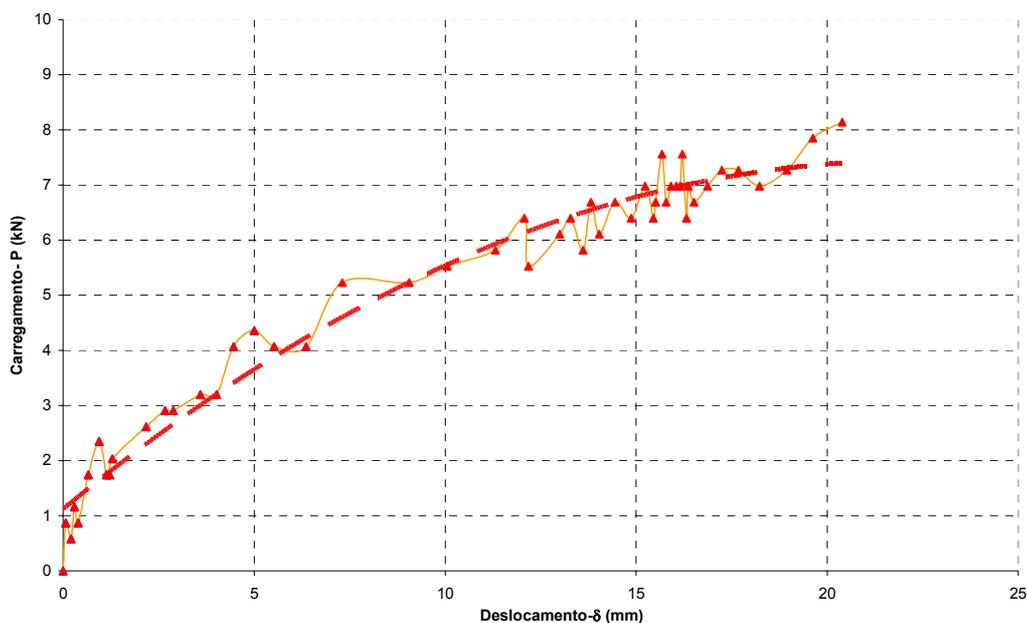


Figura 95- Gráfico com os resultados experimentais para o painel 2

Na figura 95 apresenta-se o gráfico referente aos resultados do ensaio para o painel 2, da mesma forma que para o painel 1, os resultados obtidos com o mesmo procedimento experimental. Observa-se que o painel 2 apresenta um comportamento elástico influenciado pela fissuração da alvenaria e a conseqüente redução da rigidez com a ampliação do carregamento. No entanto, de forma diferente, no momento em que se iniciou a estabilização do carregamento, com a plastificação da seção, houve ruptura da seção transversal do painel por compressão excessiva da alvenaria junto ao septo lateral do bloco, situado na face superior do painel, na junta central do mesmo. Neste instante foi registrada a carga total aplicada de 8,30 kN e o valor médio dos deslocamentos nos LVDTs igual a 22mm.



Figuras 96 e 97- Vista geral do painel 2 no instante da ruptura



Figuras 98 e 99-Detalhe da junta central do painel 2 após a ruptura



Figuras 100 e 101-Detalhe da fissuração nas juntas de união das pequenas paredes do painel 2, após a ruptura

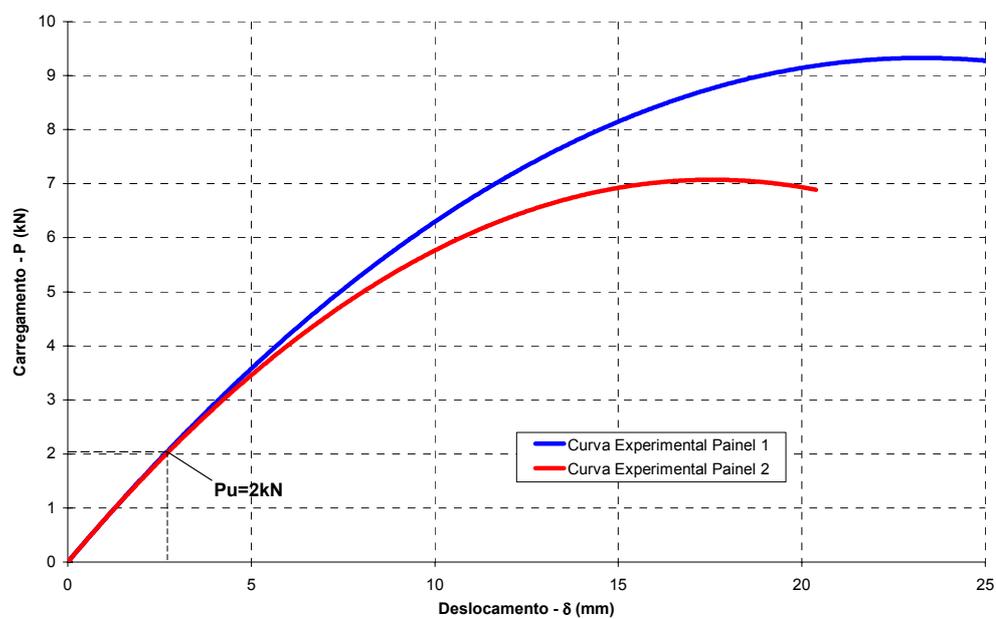


Figura 102- Gráfico com a sobreposição das curvas experimentais para os painéis 1 e 2

Analisando-se comparativamente os resultados experimentais obtidos, no gráfico da figura 102, vê-se que ambos os painéis apresentaram comportamentos estruturais semelhantes com a existência de uma relação elástica entre carga e deslocamento, e que as cargas máximas suportadas pelos mesmos superaram a carga de ruptura teórica igual a 2,00kN. Observa-se que para carregamentos inferiores ao máximo admissível calculado, e para valores pouco superiores a este, até aproximadamente a carga de 3,50kN, o comportamento dos painéis foi idêntico, com a ocorrência de linearidade na relação elástica entre força aplicada e deslocamento. Verifica-se então que a partir deste nível de carga, na medida em que ocorre o aumento do carregamento e o conseqüente aumento da fissuração na alvenaria, ocorre a redução da rigidez dos painéis, sendo que o painel 1 apresentou valores de rigidez e capacidade resistente superiores àquelas obtidas para o painel 2, o qual sofreu processo de ruptura enquanto o primeiro apresentou comportamento dúctil até o descarregamento da estrutura.

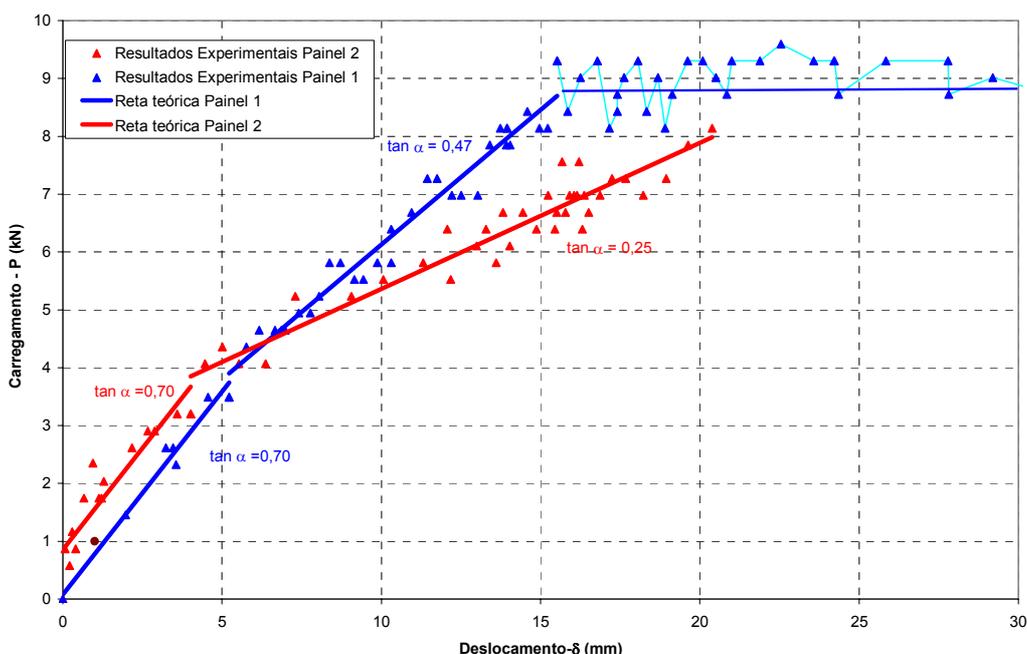


Figura 103- Gráfico com a sobreposição das retas experimentais para os painéis 1 e 2

Visando a verificação da rigidez efetiva da estrutura, no gráfico da figura 103 apresentam-se retas experimentais traçadas a partir da interpolação linear dos resultados experimentais obtidos para os painéis. Para o traçado destas retas foram discretizados dois trechos, onde identificamos um primeiro em que os painéis apresentam comportamento idêntico até valores de carga em torno de 3,50kN, e um segundo onde os painéis apresentam comportamento estrutural diferencial. Para cada reta temos a indicação de uma constante elástica ($\tan \alpha$) que representa a tangente do ângulo α de inclinação das retas, valor este que

corresponde à rigidez do painel, que é a relação entre a carga aplicada e deslocamento (P/δ) em kN/mm. Comparando-se os valores indicados no gráfico com o valor teórico calculado para a relação $P/\delta=0,37$, admitindo comportamento elástico, vem-se que os resultados obtidos no 1º trecho mostraram que os painéis apresentam rigidez aproximadamente iguais, com valores correspondentes a aproximadamente o dobro do calculado:

- 1º trecho do gráfico :
 - Painel 1: $P/\delta= 0,70$
 - Painel 2: $P/\delta= 0,70$

Já no segundo trecho tem-se o aumento da inclinação das retas, no entanto o painel 1 ainda apresenta rigidez superior ao valor teórico, enquanto que o painel 2 já apresenta um valor inferior :

- 2º trecho :
 - Painel 1: $P/\delta= 0,47$
 - Painel 2: $P/\delta= 0,25$

Embora tenha ocorrido diferença de comportamento dos painéis à medida que se ampliava a plastificação da alvenaria, para a avaliação experimental de resistência que se pretendia neste trabalho, considerou-se o comportamento estrutural dos painéis na fase onde os carregamentos se aproximam do valor máximo definido no cálculo teórico da resistência do painel. Conforme pode-se verificar pelos resultados apresentados, nesta fase o comportamento estrutural dos painéis se mostrou-se homogêneo, o que demonstra coerência entre os resultados experimentais e a resistência avaliada teoricamente.

Visto que os painéis foram executados de formas diferentes, provavelmente o comportamento diferencial dos painéis para cargas superiores à carga de ruptura, assim com a diferente forma de colapso apresentada pelos mesmos, tenham sido influenciados pela método executivo adotado. A execução em uma única etapa, realizada para o painel 1, em função da possibilidade de melhor distribuição da argamassa nas juntas horizontais, pode ter permitido uma melhor redistribuição das tensões após a fissuração da alvenaria; no processo de união das pequenas paredes, para o painel 2 executado com o método alternativo, pode ter ocorrido alguma deficiência na aplicação da argamassa, o que veio a prejudicar a capacidade dúctil do painel, conduzindo ao colapso estrutural.

6 Conclusões e recomendações

O objetivo proposto para esta dissertação foi o de desenvolver uma nova tipologia de painel de fechamento pré-fabricado utilizando-se da tecnologia de protensão em alvenaria. Inicialmente foi efetuada uma pesquisa bibliográfica nos assuntos relacionados a sistemas de painéis de fechamento, painéis de alvenaria e alvenaria protendida. Procurou-se informações que fornecessem o embasamento teórico necessário para o desenvolvimento do trabalho, visando esclarecer questões importantes, relacionadas aos seguintes tópicos:

- Métodos de execução de painéis pré-fabricados em alvenaria;
- Prescrições a serem adotadas para a fabricação de painéis pré-fabricados;
- Métodos de cálculo e dimensionamento para os painéis em alvenaria protendida;

No entanto, além de estabelecer as referências básicas para a pesquisa científica, a bibliografia estudada também mostrou como o mercado da construção civil está utilizando, cada vez mais, sistemas de fechamento com painéis pré-fabricados e que há a real possibilidade de implementação e utilização de uma nova tipologia de painel em alvenaria protendida, atendendo-se às necessidades técnicas e econômicas do mercado. Verificou-se a existência de empresas nacionais e internacionais produzindo painéis de fechamento com alvenaria e armadura passiva em larga escala, em linhas de produção parcialmente ou totalmente automatizadas, visando o uso em diferentes tipos de edificações. Várias instituições de ensino, tanto no Brasil quanto no exterior, têm criado grupos de pesquisas para viabilizar a utilização da alvenaria em sistemas construtivos pré-fabricados, criando novas tecnologias e processos para a produção de diferentes tipos de elementos estruturais, como painéis de cobertura, entre outros.

A partir da pesquisa bibliográfica pode-se observar também a crescente importância dada à alvenaria protendida na atualidade, como uma tecnologia que permite explorar de forma mais eficiente os limites da alvenaria estrutural. Diversas normas internacionais contêm prescrições a respeito da alvenaria com armadura ativa, estabelecendo critérios para o cálculo e execução. Com as informações levantadas foi possível definir a forma de dimensionamento dos painéis em alvenaria protendida e também propor e implementar dois métodos construtivos para a execução dos mesmos.

A etapa de trabalhos experimentais da pesquisa tinha o objetivo de testar o sistema de execução do painel pré-fabricado apresentado e comprovar a sua resistência estrutural por meio de ensaios. A montagem do primeiro protótipo mostrou a viabilidade do processo construtivo desenvolvido para o painel e apontou as falhas que deveriam ser corrigidas de forma a ampliar o nível de qualidade final do painel e melhorar o desempenho mecânico desse elemento. A

primeira avaliação da resistência do painel foi realizada colocando-o com o plano na direção horizontal sujeito à carga de seu próprio peso, situação na qual o painel apresentou capacidade resistente satisfatória. A viabilidade econômica de produção dos painéis em alvenaria protendida também foi constatada, com a avaliação dos custos de materiais deste e sua comparação com o custo de um modelo de painel em concreto armado.

Na montagem dos novos painéis para os ensaios, pode-se corrigir as falhas verificada na execução do protótipo e também avaliar outro método executivo, o qual se mostrou também bastante eficaz. Conclui-se que ambos os métodos de execução apresentados são perfeitamente viáveis, conforme verificado, e de acordo com as vantagens e desvantagens de cada um, a possibilidade de uso dos mesmos está condicionada ao espaço disponível na área de produção para armazenamento e ao prazo necessário para conclusão da obra.

Quanto aos materiais utilizados, verificou-se que, em função da tensão de contato no ponto de ancoragem das barras, a força de protensão é limitada pela resistência do bloco e desta forma não é recomendável a utilização de blocos com f_{bk} inferior a 6 MPa. Além disso observa-se que, devido a este fato, a tensão na armadura de protensão ($f_{pe} = 311$ MPa) foi significativamente inferior às tensões limites do aço utilizado e sendo assim é possível a utilização de material com resistência inferior, como por exemplo o aço CA50, desde que se possibilite a execução da ancoragem e proteção à corrosão.

Os ensaios experimentais mostraram que os painéis em alvenaria protendida apresentam resistência superior ao que determina o cálculo teórico. A princípio, a carga máxima atuando perpendicularmente ao plano do painel que provocaria esforços de flexão de ruptura, de acordo com o cálculo no Estado Limite Último como prescreve as Normas Internacionais pesquisadas, seria equivalente à carga distribuída de seu peso próprio somado à carga concentrada de 2,00kN atuando no centro do painel, de acordo com a configuração experimental.

No entanto, verificou-se nos ensaios que para esforços de flexão com um pouco superiores ao momento de ruptura teórico de 6,13kNm, até cerca de 8,00 kNm, os painéis apresentaram comportamento linear idêntico e que ambos resistiram a cargas superiores ao valor teórico calculado, atingindo um momento de ruptura experimental de 13,4 kNm para o painel 1 e 12,2 kNm para o painel 2. Os valores experimentais de resistência são aproximadamente iguais dobro do valor de resistência teórico.

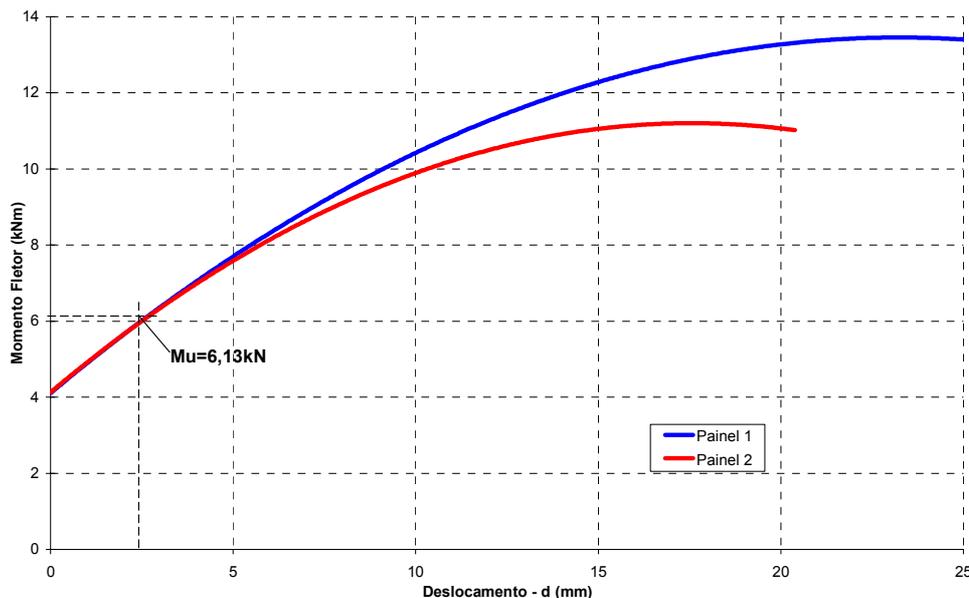


Figura 104- Gráfico com a sobreposição das curvas experimentais de $M \times \delta$ para os painéis 1 e 2

O fato da força de ruptura experimental ter sido maior que a prevista no cálculo pode estar ligado à não consideração de alguns efeitos favoráveis no comportamento da seção protendida. Um desses fatores seria o aumento da protensão à medida que aumenta-se o carregamento e deformação do painel. Ao ocorrer a deformação aparecem momentos de retificação, em sentido oposto ao devido à aplicação da carga, que ocorre devido à curvatura dos cabos protendidos decorrente da deformação do painel. Os cabos protendidos, ao tentarem se retificar, criam um carregamento dirigido para o centro da curvatura, ao longo do comprimento do painel, o qual equilibra uma parcela da carga atuante na estrutura. Segundo MELLO (2005), pode-se determinar este carregamento oposto com o cálculo de um carregamento equivalente (u_p), o qual é função da força de protensão (F_p) e da excentricidade do cabo (e), que corresponde ao deslocamento central da estrutura, conforme a equação abaixo:

$$U_p = (8 \cdot F_p \cdot e) / L^2$$

Para o presente caso, o deslocamento no centro do painel de 20mm resultaria em um carregamento equivalente de 0,64 kN/m, o qual gera um momento fletor de 2kN.m no sentido oposto ao de aplicação dos carregamentos.

Outro fator que pode estar relacionado ao bom desempenho estrutural do painel resulta do efeito de membrana. Em decorrência da ampliação do deslocamento central os cabos passam a funcionar como cabos funiculares, situação na qual o painel se comporta como uma membrana com a mobilização de esforços normais no sentido longitudinal do mesmo, minimizando os efeitos dos esforços de flexão no elemento.

Analisando o comportamento elástico-linear inicial apresentado pelos painéis ensaiados, percebe-se que o dimensionamento da alvenaria protendida no ELU se mostra bastante satisfatório, visto a margem de segurança verificada na relação entre valores teóricos e experimentais. Nesse trecho inicial do carregamento, ambos painéis apresentam rigidez idêntica.

A partir dos resultados obtidos para a carga de ruptura na análise experimental, concluímos que além da plena viabilidade de execução, os painéis em alvenaria protendida são elementos que apresentam adequada resistência estrutural.

Conclui-se que pesquisas sobre o tópico devem ser intensificadas, investigando-se outros fatores que influenciam ao comportamento estrutural do mesmo, de forma a permitir o dimensionamento mais econômico. O campo de aplicação pode ainda ser muito explorado possibilitando a execução de elementos com dimensões maiores que as apresentadas neste trabalho e com possibilidade de utilização em diferentes situações, como forro ou piso de edificações.

Desta forma, este trabalho não esgota todos os aspectos relevantes sobre o desenvolvimento de painéis pré-fabricados em alvenaria protendida, mas sim abre caminho para estudos de novos temas relacionados. Sendo assim, faz-se aqui a sugestão das seguintes linhas de pesquisa para a continuidade deste trabalho:

- a) Estudo experimental das perdas de protensão em painéis de alvenaria;
- b) Análise comparativa da viabilidade técnica-econômica entre os painéis pré-fabricados em alvenaria protendida, e aqueles fabricados com outros materiais, considerando-se as prioridades e características do empreendimento;
- c) Análise da durabilidade dos fechamentos executados com esta tipologia de painel pré-fabricado, assim como dos subsistemas relacionados à vedação e fixação dos painéis;
- d) Estudo da tecnologia de painéis pré-fabricados em alvenaria protendida aplicada a outros tipos de edificação, como edificações residenciais, desenvolvendo outras tipologias e métodos de execução.

7 Bibliografia

ABCP-ABCIC. (2003). **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. Tradução por FERREIRA, M.A.; de: ACKER, A.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Specification for Prefabricated Masonry Panels – ASTM C901. **Philadelphia, 2001**

ANDEREGG, F. O.; DALZELL, C. L. **Pre-stressed ceramic member**. In: American Society for Testing Materials Annual Meeting, 38, 1935. Proceedings. 1935, v.35, part II, p447-56.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT - **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR-6118**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT - **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado – NBR-9062**. Rio de Janeiro, 1985

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT – **Forças devidas ao vento em edificações – NBR-6123**. Rio de Janeiro, 1988

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT – **Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto – NBR-10.837**. Rio de Janeiro, 1989

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT – **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios – NBR-8800**. Rio de Janeiro, 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. **Manual técnico de alvenaria**. São Paulo: **ABCI/Projeto**, 1995. 280p.

BAQI, A.; BHANDARI, N.M.; TRIKHA, D.N. Experimental study of prestressed masonry flexural elements. **Journal of Structural. American Society of Civil Engineers**, v.125, nº. 3, Mar. 1999.

BARTH, F.; CARDOSO, A.P. **Desenvolvimento de sistemas construtivos em painéis pré-fabricados de blocos cerâmicos**: estudo desenvolvido pelos grupos GDA/LABSISCO da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003.

BECK, J. K.; SHAW, G.; CURTIN, W. G. The design and construction of 3m high post-tensioned concrete blockwork diaphragm earth retaining wall in a residencial landscaping scheme. In: Symposium on Pratical Design of Masonry Structures, London, 1986. **Proceedings**. London: Ed. Thomas Telford, 1987. Paper 16, p225-236.

BIGGS, D. T. Putting prestressed masonry to use. **Masonry Magazine**. Volume 42,

Number 10, October, 2003.

BRICK INDUSTRY ASSOCIATION. **Prefabricated Brick Masonry - Introduction. Technical notes on brick construction.** Reston (EUA), n. 40 – revised, 2001.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Code of practice for structural use of masonry. Part 2 - Reinforced and prestressed masonry. BS5628, part 2.** 1995.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION - CSA - **Masonry Design for Buildings - S304.1-1994**

CASTILHO, V. C. (1998). **Análise estrutural de painéis de concreto pré-moldado considerando a interação com a estrutura principal.** São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CESAR, Cristina Guimarães; PARIZOTTO FILHO, Sergio; CARDOSO, Adauto Pereira; ROMAN, Humberto Ramos; BARTH, Fernando. **Desenvolvimento de um processo construtivo em painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos.** São Paulo, SP. 2004. 11 p. CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL, 2004, São Paulo; ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 10, 2004, São Paulo.

CURTIN, W. G.; HOWARD, J. Lateral loading tests on tall post-tensioned brick diaphragm walls. In: International Brick and Block Masonry Conference, 8., Dublin, 1986. **Proceedings.** London/New York: Ed. Elsevier Applied Science, 1986. v. 1, p 595-605.

CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; POPE, L. S. Post-tensioned, free cantilever diaphragm wall project. In: Reinforced and prestressed masonry, London, 1982. **Proceedings of a conference organized by the Institution of Civil Engineers.** London: Ed. Thomas Telford Ltd, 1982. Paper 8, p.79-88.

DIESTE, E. **Eladio Dieste 1943 – 1996.** 4 ed. Montevideo: Dirección General de Arquitectura e Vivenda, 2001, v.1, 306p.

DRYSDALE, R. G., HAMID, A. A. AND BAKER, L. R., **"Masonry Structures: Behaviour and Design"**, Second Edition, The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999.

EL DEBS, K. M. **Concreto pré-moldado : Fundamentos e Aplicações.** São Carlos - Escola de Engenharia de São Carlos, 2000.

GANZ, H. R. Post-tensioned masonry structures. Properties of masonry. Design considerations. Post-tensioning system for masonry applications. **VSL Report Series, 2.** VSL Internation Ltd, Berne, Switzerland.

GANZ, H. R.; SHAW, G. Stressing masonry's future. **Civil Engineering (ASCE)**. v. 67, n. 1, p. 42-45, Jan. 1997.

GANZ, H.R. Post tensioned masonry around the world . In: Concrete Internacional. January, 2003.

GANZ, H.R. Recent experience with post-tensioned masonry in Switzerland. In: North American Masonry Conference, 6., Philadelphia, 1993a. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 1993. p.657-67..

GANZ, H.R. Strengthening of masonry structures with post-tensioning. In: North American Masonry Conference, 6., Philadelphia, 1993b. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 1993. p.645-54.

GARRITY, S. W.; NICHOLL, R. D. Reinforced and prestressed masonry earth retaining walls – a cost study. In: International Brick and Block Masonry Conference, 10., Calgary, Canada, 1994. **Proceedings**. Calgary, 1994.

HABITAÇÃO ANOS 90. ArcoWeb. Joan Villà e Sílvia Chile. Disponível em <http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura370.asp>>.

HOGESLAG, A. J.; MARTENS, D. R. W. **Prefabricated facade elements in prestressed masonry**. In: Canadian Masonry Symposium, 7., Hamilton, Ontario, 1995. **Proceedings**. Hamilton: McMaster University. 1995, p.51-62.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of masonry structures**. 3.ed. London, Ed. E & FN Spon, 1997. 271p.

JANSEN, P.; TILLY, G. " Prestressing understrength walls and parapets," **Proceedings** of the 8th International Conference and Exhibition, Structural Faults + Repair - 99, London, England, July 1999.

LARRAMBEBERE, G. Construction of shells with reinforced brick. In: International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, 6., Bangalore, India, 2000. **Proceedings**. Bangalore: Allied Publishers Limited, 2000. p9-18.

MALLAGH, T. J. S. Prestressed blockwork silos. In: Reinforced and prestressed masonry, London, 1982. **Proceedings of a conference organized by the Institution of Civil Engineers**. London: Ed. Thomas Telford Ltd, 1982. Paper 10, p.97-101.

MARZAHN, G. A. The Load-Bearing Behavior of Dry-Stacked Post-Tensioned Masonry. In: North American Masonry Conference, 9., Clemson, 2003. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 2003.

MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. **Code, especification and**

commentaries for masonry structures (ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 and ACI 530.1-05/ASCE 6-05/TMS 602-05)2005.

MELLO, A. L. V DE (2005). **Cálculo de laje lisas com protensão parcial e limitada**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, UFSCAR.

MONTAGUE, T. I.; PHIPPS. Prestressed concrete blockwork diaphragm walls. In: North American Masonry Conference, 3., 1985. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 1985.

NG, L. Y.; CERNY, L. Post-tensioned concrete masonry beams. In: North American Masonry Conference, 3., 1985. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 1985.

OLIVEIRA, J. T. DE (2005). **Estudo experimental sobre a pré-fabricação de cascas de alvenaria cerâmica armada**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

OLIVEIRA, L. A. DE (2002). **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

PARIZOTO FILHO, S. (2004). **Análise arquitetônica e construtiva de tipos habitacionais edificados com painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos**. Tese (Mestrado) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

PARSEKIAN, G. A.; FRANCO, L. S. Cost comparative analyses to the use of prestressed masonry in Brazil. In: International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, 6., Bangalore, India, 2000. **Proceedings**. Bangalore: Allied Publishers Limited, 2000. p.203-14.

PARSEKIAN, G. A. (2002). **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo..

PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INTITUTE (1992). *PCI design handbook precast and prestressed concrete*. Chicago, PCI

PEDRESCHI, R. F.; SINHA, B. P. Development and investigation of the ultimate load behaviour of post-tensioned brickwork beams. **The Structural Engineer** , v.60B, n.3, Sep. 1982.

PRIESTLEY, C. L.; OTHICK, G. J.; CURTIN, W. G. (1986). The Orsborn Memorial Hall channel section. In: Practical design of masonry structures, London, 1986. **Proceedings of a conference organized by the Institution of Civil Engineers**. London: Ed. Thomas Telford Ltd, 1986. Paper 17, p.255-64.

RAMALHO, Marcio A., CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Editora PINI. São Paulo. 2003

ROMAN, H.R. **Pesquisa e desenvolvimento de processos construtivos industrializados em cerâmica estrutural**. Projeto FINEP.UFSC, 2000.

SILVA, M. G. da (2003). **Painéis de Vedação** - Rio de Janeiro: IBS/CBCA.

SHAW G., CURTIN W. G. Post-tensioned brickwork diaphragm subject to severe mining settlement. In: Reinforced and prestressed masonry, London, 1982. **Proceedings of a conference organized by the Institution of Civil Engineers**. London: Ed. Thomas Telford Ltd, 1982. Paper 11, p.103-114.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. **Masonry Structures - AS 3700**. Second Edition, Sydney, 1998.

TAKEYA, T. **Introdução à análise experimental de estruturas**. São Carlos, 1988. Notas de aula, EESC-USP.

UNGSTAD, D. G.; HATZINIKOLAS, M A.; WARWARUK, J. Prestressed concrete masonry walls. In: North American Masonry Conference, 5., Illinois, 1990. **Proceedings**. Illinois: The Masonry Society, 1990.

WOODHAM, P. E. **Construction and monitoring of post-tensioned masonry sound walls**. Colorado Department of transportation – final report. December, 2001.