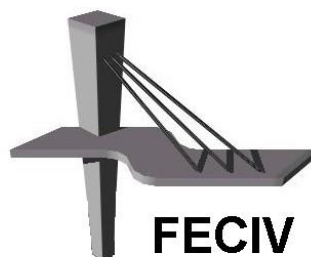


Dissertação DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL
DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE BLOCOS DE
CONCRETO REFORÇADOS COM PRFC**

GEORGE WILTON ALBUQUERQUE RANGEL

UBERLÂNDIA, (22 de Fevereiro de 2013)



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



George Wilton Albuquerque Rangel

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE
PAINÉIS DE ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO
REFORÇADOS COM PRFC**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Antônio Carlos Dos Santos

Co-Orientador: Paulo César Primo Agostinho

Uberlândia, 22 de Fevereiro de 2013



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 106/2013

CANDIDATO: George Wilton Albuquerque Rangel

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 22 de fevereiro de 2013

LOCAL: Sala de Projeção Prof. Celso Franco de Gouvêa

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 9h05 / 12h40

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

APROVADO

REPROVADO

OBS: Atender solicitações da banca. Enviar cópia em pdf do arquivo atual e depois das alterações propostas aos membros da banca.

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:


Professora Orientadora: **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Wayne Santos de Assis – UFAL**


Membro: **Prof. Dr. Dogmar Antonio de Souza Junior – FECIV/UFU**

Uberlândia, 22 de Fevereiro de 2013.

A Deus, minha família e amigos que me ajudaram. Em especial a minha mãe, Maria Helena, pela paciência, suporte e atenção, sem as quais não teria vencido mais esta etapa de minha vida. Que anos!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente aos meus professores orientadores, Dr. Antônio Carlos dos Santos e Dr. Paulo César Primo Agostinho, que me forneceram o suporte necessário durante a realização deste trabalho. À FAPEMIG pelos recursos financeiros oferecidos, sem os quais este projeto não teria saído do papel. À CAPES pela bolsa de mestrado, necessário à dedicação exclusiva. A Wanderly Geraldo da Silva, Renato César Nunes e Paulo Roberto Resende Da Cunha Júnior que ajudaram na realização de inúmeros ensaios dos mais diversos tipos. Ao Sizenando Alves do Nascimento pela colaboração na confecção das estruturas/acessórios metálicos. A Karyne Ferreira dos Santos pelas impressões de última hora. À secretária de pós-graduação Sueli Maria Vidal pelo apoio quando necessário. Aos professores da banca de qualificação Dr. João Fernando Dias e Dr. Dogmar Antônio de Souza Júnior pelas importantíssimas considerações. Ao professor da banca de defesa Wayne Santos de Assis e suas importantes considerações para melhor entendimento dos resultados experimentais. Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, colaboradores e amigos que me ajudaram de alguma forma. Sou muito grato a todos!

Rangel, G. W. A. **Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC**. 189 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2013.

RESUMO

O objetivo deste trabalho foi analisar o desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). A justificativa dessa análise embasa-se no fato que o método construtivo em alvenaria estrutural não permite alterações em sua concepção arquitetônica, uma vez que os próprios elementos de vedação são elementos estruturais, necessitando então de estudos que indiquem a viabilidade técnica do reforço das paredes com PRFC para solução desse problema. Para isso, além da resistência, tal análise se concentrou em avaliar a variação da rigidez de painéis não reforçados e posteriormente reforçados, submetidos a um carregamento de compressão uniformemente distribuído equivalente a 60 % da carga prevista de ruptura e posteriormente à ruptura. Dentre diversas combinações de parâmetros interferentes no resultado, optou-se em focar a análise das interações entre a quantidade de faixas de PRFC e as posições de aplicação. Além da análise numérica e experimental dos painéis não reforçados, também foram ensaiados blocos e prismas reforçados com PRFC que serviram de parâmetro para melhor entendimento do sistema de reforço em alvenaria. Por fim, verificou-se a eficiência do uso de PRFC no reforço da alvenaria estrutural, conhecendo a influência do número de faixas de reforço e sua posição ideal de aplicação.

Palavras-chave: polímero reforçado com fibras de carbono, PRFC, reforço estrutural, alvenaria estrutural

Rangel, G. W. A. **Performance evaluation of structural masonry concrete blocks panels reinforced with CFRP**. 189 pp. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2013.

ABSTRACT

The objective of this study was to analyze the structural performance of masonry panels of concrete blocks reinforced with polymer reinforced with carbon fiber (CFRP). The justification for this analysis is the fact that the structural masonry construction method does not allow changes in its architectural design, since the actual sealing elements are structural elements, so needing studies that indicate the technical viability the strengthening of the walls with CFRP for the solution of this problem. For this, beyond resistance, such analysis was focused on evaluating the variation of stiffness of the panel when unreinforced then reinforced, loaded with an uniformly distributed compressive strength, corresponding to 60 % of the final expected load and subsequently to rupture. Among various combinations of parameters interfering in the result, was opted to analysis the interactions between the amount of CFRP strips and their positions. Besides the numerical and experimental analysis of the unreinforced panels, were also tested blocks and prisms reinforced with CFRP which were served as a parameter for better understanding of masonry reinforcement system. Finally, it was verified the efficiency of the use of CFRP in strengthening of the masonry, knowing the influence of the number of strips and the ideal position application.

Keywords: carbon fiber reinforced polymer, structural reinforcement, CFRP, masonry

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

A_c	Área de compressão
A_e	Área efetiva confinada
A_f	Seção transversal do PRF
A_g	Área bruta da seção transversal descontando as arestas
A_{liq}	Área líquida do bloco
d_i	Distância da força F_i mensurada à partir da extrema fibra comprimida
E_a	Módulo de elasticidade da argamassa
E_{alv}	Módulo de deformação da alvenaria
E_b	Módulo de elasticidade do bloco
E_c	Módulo de elasticidade do composto
e_{enr}	Largura dos enrijecedores
E_f	Módulo de elasticidade à tração do PRF ou da fibra
E_m	Módulo de elasticidade da matriz
f'_{cc}	Tensão máxima do concreto confinado
f'_{co}	Tensão à compressão do concreto não confinado
f'_m	Resistência à compressão especificada para a alvenaria
f_a	Resistência da argamassa
f_{ak}	Resistência característica à compressão da argamassa
$f_{b(i)}$	Valores de resistência à compressão individual dos blocos;
f_b	Resistência à compressão do bloco
$f_{bk,est}$	Resistência característica estimada dos blocos;
f_{bk}	Resistência à compressão característica do bloco
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
f_{fu}	Resistência à tração do PRF
F_i	Força atuante na posição “i”, localizada a uma distância d_i da extrema fibra comprimida como indicado
F_k	Solicitação característica
f_l	Tensão de confinamento máxima devido à jaqueta de PRF
f'_m	Resistência à compressão especificada da alvenaria
f_p	Resistência à compressão do prisma
$f_{par,k}$	Resistência característica à compressão da parede
f_{par}	Resistência à compressão da parede

f_{pk}	Resistência característica à compressão dos prismas
f_{pm}	Resistência média à compressão dos prismas
f_{tm}	Resistência à tração média da alvenaria
h_a	Espessura da junta de argamassa
h_b	Altura do bloco
h_{ef}	Altura efetiva da parede, dimensão da parede
h_{eff}	Altura de atuação da força resultante V_u
h_m	Altura média do bloco
h_p	Altura total do prisma
K_a	Fator de eficiência de reforço do PRF em relação à tensão de confinamento
k_e	Coefficiente de efetividade
K_s	Fator de forma, de confinamento circular para retangular
l_d	Comprimento de ancoragem do reforço
l_{enr}	Espaçamento entre eixos de enrijecedores adjacentes
l_d	Comprimento de ancoragem
m_2	Massa do bloco saturado
m_4	Massa aparente do bloco
M_n	Resistência nominal à flexão
P_u	Força concentrada atuante a partir da distribuída
R_k	Resistência característica da alvenaria
s_f	Espaçamento entre faixas de PRF
t_{ef}	Largura efetiva da parede
t_{enr}	Comprimento dos enrijecedores
t_f	Espessura nominal de uma face do PRF
V_f	Volume de fibras
V_m	Volume da matriz
V_n	Força nominal lateral resultante na parede
w_f	Largura do PRF
β_1	Relação da profundidade do retângulo de tensão equivalente com a profundidade da linha neutra
γ_a	Massa específica da água
γ_c	Massa específica do concreto
γ_f	Coefficiente de majoração das ações
γ_m	Coefficiente de segurança da resistência
ϵ_{alv}	Deformação na alvenaria
ϵ_f	Deformação do PRF
ϵ_{fe}	Deformação efetiva do PRF na ruptura
ϵ_m	Deformação máxima da alvenaria
η_{parb}	Eficiência parede-bloco

η_{parp}	Eficiência parede-prisma
η_{prib}	Eficiência prisma-bloco
ρ_g	Razão entre a área reforçada pela área de compressão
σ_c	Resistência à tração do composto
σ_f	Resistência à tração da fibra
σ_m	Resistência à tração da matriz
A	Área líquida da base da parede
b	Dimensão longitudinal da base da parede; Menor dimensão da seção transversal do elemento
c	Distância da linha neutra até a fibra com máxima deformação de compressão
h	Maior dimensão da seção transversal do elemento
k	Coefficiente que representa a condição de contorno da parede
L	Comprimento da parede
n	Número de camadas de PRF; Número de faixas de PRF sobrepostas; Números de faixas de PRF
R	Fator de redução da resistência associado à esbeltez
r	Raio na aresta do bloco, recomendado 20,0 mm
t	Espessura da parede
γ	Multiplicador de f'_m para determinar a intensidade da tensão em uma área retangular equivalente na alvenaria
δ	Coefficiente para determinação da largura efetiva da parede
λ	Índice de esbeltez da alvenaria
Ψ	Fator de redução do PRF

ABREVIATURAS

CFC	Compósito de fibra de carbono
DMX	Máxima deformação na análise numérica
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
EUA	Estados Unidos da América
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
PRF	Polímero Reforçado com Fibras
SMN	Menor valor na simulação numérica
SMX	Máximo valor na simulação numérica

SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
BRE	Building Research Establishment
BS	British Standard
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Pirâmides de Guizé	24
Figura 2.2 – Coliseu de Roma	24
Figura 2.3 – Muralha da China.....	24
Figura 2.4 – Construção em alvenaria cerâmica estrutural na Alemanha.....	26
Figura 2.5 – Hotel Excalibur, Las Vegas.....	26
Figura 2.6 – Exemplos de blocos estruturais de concreto (dimensões em cm).....	29
Figura 2.7 – Tipos comuns de junta de argamassa	31
Figura 2.8 – Grauteamento dos vazios de blocos.	32
Figura 2.9 – Resistências laterais em ensaios de alvenaria estrutural. (a) com resistência lateral. (b), (c), (d) e (e) sem resistência lateral.....	33
Figura 2.10 – Relação entre as resistências da alvenaria, argamassa e do bloco	34
Figura 2.11 – Fator de eficiência em relação ao bloco de diferentes ensaios	36
Figura 2.12 – (a) Módulo de deformação secante; (b) Módulo de deformação tangente	39
Figura 2.13 – Influência do fator de escala na variação da razão módulo/resistência	39
Figura 2.14 – Módulo de elasticidade da alvenaria em diferentes ensaios	40
Figura 2.15 – Parâmetros para cálculo da largura efetiva da parede	43
Figura 2.16 – Resistência à compressão simples de blocos, argamassas e prismas.....	44
Figura 2.17 – Influência das classes de argamassas (classes i, ii, iii e iv) e da resistência à compressão do bloco (fb) na resistência à compressão característica da alvenaria (fk)	45
Figura 2.18 – Efeito da absorção de umidade da argamassa	47
Figura 2.19 – Efeito da relação água/cimento na resistência à compressão da argamassa. Relação em volume... 47	47
Figura 2.20 – Influência da espessura da junta de assentamento na alvenaria. (a) Resistência à compressão em MPa; (b) Eficiência prisma/bloco.....	48
Figura 2.21 – Dispersão de ações verticais.....	54
Figura 2.22 – Mecanismos de ruptura em alvenaria estrutural: Fissuração dos blocos (a); Escorregamento (b); Fissuração nas juntas (c); Fissura diagonal (d); Fendilhamento (e).....	54
Figura 2.23 – Tensões transversais em uma parede sólida submetida a uma força concentrada.....	55
Figura 2.24 – Padrão de ruptura em alvenaria estrutural	56
Figura 2.25 – Tensões atuantes na alvenaria	57
Figura 3.1 – Diagrama tensão/deformação das principais fibras à tração	63
Figura 3.2 – Tecidos, rovings e outros reforços em fibra de vidro	66
Figura 3.3 – Híbrido de fibra de carbono e Kevlar	66
Figura 3.4 – Diagramas tensão/deformação dos sistemas CFC; (a) Ruptura dúctil da matriz; (b) Ruptura frágil da matriz.....	67
Figura 3.5 – Principais incidências de patologias oriundas de vício construtivo.....	70
Figura 3.6 – Lei de Sitter	70

Figura 3.7 – Reforço e reabilitação do viaduto O. A. E. que liga Analândia-SP à Itirapina-SP. (a) Tabuleiro do viaduto antes da reabilitação; (b) Tabuleiro após reabilitação e reforço	71
Figura 3.8 – Reforço do Viaduto de Santa Teresa. (a) Vista geral do viaduto; (b) Vista do esquema de reforço.	72
Figura 3.9 – Fratura do reforço de fibra de carbono no canto do pilar-parede (a); Ruptura do reforço de fibra de vidro no canto do pilar-parede.....	73
Figura 3.10 – Confinamento efetivo da alvenaria estrutural com blocos maciços	74
Figura 3.11 – Reforço em paredes de alvenaria estrutural para combater ações sísmicas; (a) com faixas na diagonal; (b) com faixas horizontais	75
Figura 3.12 – Configuração de reforço de parede à flexão.....	77
Figura 3.13 – Configuração de reforço de parede à flexão e esforço cortante.....	78
Figura 3.14 – Área de confinamento retangular equivalente a área circular	80
Figura 4.1 – Modelo de construção dos painéis	82
Figura 4.2 – Painéis ensaiados por Mohamad (2007). (a) Paineis 100×100 cm; (b) Paineis 80×100 cm.....	83
Figura 4.3 – Nomenclatura definida aos painéis.....	84
Figura 4.4 – (a) Bloco reforçado; (b) Prisma de 2 blocos reforçado; (c) Prisma de 3 blocos reforçado.....	86
Figura 4.5 – (a) Corpos de prova em molde metálico; (b) Corpos de prova submersos para cura	87
Figura 4.6 – Aumento da resistência do prisma em função do aumento da resistência da argamassa	89
Figura 4.7 – (a) Blocos em estufa para secagem; (b) Blocos imersos em água para saturação	91
Figura 4.8 – Viga de sustentação para os painéis	93
Figura 4.9 – Simulação do deslocamento vertical na viga de apoio	94
Figura 4.10 – Simulação das tensões verticais na viga de apoio	94
Figura 4.11 – Manta em fibras de carbono utilizada como reforço	95
Figura 4.12 – Determinação do volume de fibras do PRFC utilizado, pesagem: (a) da face do bloco sem reforço; (b) da faixa de fibra de carbono a ser aplicada; (c) da face do bloco estucada; (d) da face do bloco com reforço aplicado	95
Figura 4.13 – (a) Paineis sendo lixados; (b) Preparação da base com resina epóxi e carga quartzosa, área delimitada; (c) Aplicação da resina epóxi de impregnação; (d) Posicionamento da faixa de fibra de carbono.....	97
Figura 4.14 – PRFC descolado da alvenaria.....	98
Figura 5.1 – (a) Bloco de concreto com reforço e extensômetro colado; (b) Prisma de 2 blocos sem reforço; (c) Prisma de 3 blocos com reforço e extensômetro colado.....	99
Figura 5.2 – Tensão vs deformação vertical nos blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço	103
Figura 5.3 – Tensão vs deformação horizontal nos blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço	104
Figura 5.4 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 2 blocos com argamassa fraca. (a) Sem reforço; (b) Com reforço.....	105
Figura 5.5 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 2 blocos com argamassa fraca. (a) Sem reforço; (b) Com reforço.....	105
Figura 5.6 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 2 blocos com argamassa forte. (a) Sem reforço; (b) Com reforço.....	106
Figura 5.7 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 2 blocos com argamassa forte. (a) Sem reforço; (b) Com reforço.....	107

Figura 5.8 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 3 blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço	108
Figura 5.9 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 3 blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço	109
Figura 5.10 – (a) Ruptura predominante do bloco sem reforço; (b) Ruptura predominante do bloco reforçado.	110
Figura 5.11 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos sem reforço e argamassa fraca.....	111
Figura 5.12 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos sem reforço e argamassa forte	111
Figura 5.13 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos com reforço e argamassa fraca	112
Figura 5.14 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos com reforço e argamassa forte	112
Figura 5.15 – Ruptura predominante nos prismas de 3 blocos sem reforço	113
Figura 5.16 – Ruptura predominante nos prismas de 3 blocos com reforço.....	113
Figura 6.1 – (a) Estrutura de argamassa simulada; (b) Estrutura completa simulada.....	117
Figura 6.2 – (a) Bloco de concreto inteiro simulado; (b) Bloco de concreto de meia simulado.....	117
Figura 6.3 – Deslocamentos ao longo da altura do painel (eixo z).....	118
Figura 6.4 – Deslocamentos ao longo do comprimento do painel (eixo x)	118
Figura 6.5 – Deslocamentos ao longo da largura do painel (eixo y)	119
Figura 6.6 – Tensões ao longo do comprimento do painel (eixo x)	119
Figura 6.7 – Tensões ao longo da largura do painel (eixo y).....	120
Figura 6.8 – Tensões ao longo da altura do painel (eixo z)	120
Figura 6.9 – Tensões no plano XY do painel (seção de compressão axial).....	121
Figura 6.10 – Tensões no plano YZ do painel.....	121
Figura 6.11 – Tensões no plano XZ do painel.....	122
Figura 6.12 – Conjunto de tensões principais.....	122
Figura 6.13 – Construção dos painéis.....	123
Figura 6.14 – Aberturas para posicionamento do painel	124
Figura 6.15 – Falha durante primeiro ensaio (Painel de controle 01).....	125
Figura 6.16 – Tensão vs deslocamento horizontal, mostrando a excentricidade que ocasionou o tombamento do painel	126
Figura 6.17 – Ensaio do painel com perfil triangular (Painel de controle 02).....	126
Figura 6.18 – (a) Viga I reforçada e chapas U; (b) Aplicação do graute	127
Figura 6.19 – (a) Posicionamento da chapa U; (b) Perfil I sobre perfil U efetuando pressão durante a cura do graute.....	127
Figura 6.20 – Painéis com rompimento característico na última fiada. (a) Painel de controle 03; (b) Painel de controle 04.....	128
Figura 6.21 – (a) Viga sobre bloco, mostrando diferença de largura; (b) Chapa metálica sobre a viga U	128
Figura 6.22 – (a) Painel de controle 05 rompido; (b) Painel de controle 06 rompido	129
Figura 6.23 – Painel de controle 07 instrumentado	130
Figura 6.24 – Mapeamento em cada fiada do painel de controle 07: (a) Deformações verticais; (b) Deformações horizontais	130
Figura 6.25 – Ruptura do painel de controle 07: (a) Vista frontal; (b) Vista posterior.....	131
Figura 7.1 – (a) Transdutor posicionado; (b) Barra fixada; (c) Vista dos elementos de medição	132
Figura 7.2 – Grupo G1: (a) ruptura do painel P01F50N2NJ; (b) ruptura do painel P02F50N2NJ	134

Figura 7.3 – Grupo G2: (a) ruptura do painel P03F50N2SJ; (b) ruptura do painel P04F50N2SJ	135
Figura 7.4 – Grupo G3-A: (a) ruptura do painel P05F50N3NJ; (b) ruptura do painel P06F50N3NJ.....	136
Figura 7.5 – Grupo G3-B: (a) ruptura do painel P07F50N3NJ; (b) e (c) ruptura do painel P08F50N3NJ.....	137
Figura 7.6 – Grupo G4: (a) ruptura do painel P09F50N3SJ; (b) ruptura do painel P10F50N3SJ	137
Figura 7.7 – Grupo G5: (a) ruptura do painel P11F50N3SB; (b) ruptura do painel P12F50N3SB	138
Figura 7.8 – Grupo G6 e G7: (a) ruptura do painel P14F50N4N; (b) ruptura do painel P15F50N4S	139
Figura 7.9 – Grupo G8, abertura dos septos transversais: (a) P17F25N2NB; (b) P18F25N2NB	140
Figura 7.10 – Grupo G8: (a) ruptura do painel P17F25N2NB; (b) ruptura do painel P18F25N2NB.....	141
Figura 8.1 – Área de influência das faixas de PRF.....	144
Figura A.1 – Painel P01F50N2NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	151
Figura A.2 – Painel P02F50N2NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	151
Figura A.3 – Painel P01F50N2NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	152
Figura A.4 – Painel P02F50N2NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	152
Figura A.5 – Painéis P01F50N2NJ e P02F50N2NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	153
Figura B.1 – Painel P03F50N2SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	154
Figura B.2 – Painel P04F50N2SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	154
Figura B.3 – Painel P03F50N2SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	155
Figura B.4 – Painel P04F50N2SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	155
Figura B.5 – Painéis P03F50N2SJ e P04F50N2SJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura.....	156
Figura C.1 – Painel P05F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	157
Figura C.2 – Painel P06F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	157
Figura C.3 – Painel P05F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	158
Figura C.4 – Painel P06F50N3J, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	158
Figura C.5 – Painéis P05F50N3NJ e P06F50N3NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	159
Figura D.1 – Painel P07F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	160
Figura D.2 – Painel P08F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	160
Figura D.3 – Painel P07F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	161
Figura D.4 – Painel P08F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	161
Figura D.5 – Painéis P07F50N3NJ e P08F50N3NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	162
Figura E.1 – Painel P09F50N3SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	163
Figura E.2 – Painel P10F50N3SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	163
Figura E.3 – Painel P09F50N3SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	164
Figura E.4 – Painel P10F50N3SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	164
Figura E.5 – Painéis P09F50N3SJ e P10F50N3SJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	165
Figura F.1 – Painel P11F50N3SB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)....	166
Figura F.2 – Painel P12F50N3SB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)....	166
Figura F.3 – Painel P11F50N3SB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	167
Figura F.4 – Painel P12F50N3SB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	167
Figura F.5 – Painéis P11F50N3SB e P12F50N3SB, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	168
Figura G.1 – Painel P13F50N4NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	169

Figura G.2 – Painei P14F50N4NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço) ...	169
Figura G.3 – Painei P13F50N4NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	170
Figura G.4 – Painei P14F50N4NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço).....	170
Figura G.5 – Painei P13F50N4NJ até 3,52 MPa e painei P14F50N4NJ até a ruptura, deformações nas faixas de reforço	171
Figura H.1 – Painei P15F50N4SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	172
Figura H.2 – Painei P16F50N4SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	172
Figura H.3 – Painei P15F50N4SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	173
Figura H.4 – Painei P16F50N4SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	173
Figura H.5 – Painei P15F50N4SJ até a ruptura e painei P16F50N4SJ até 3,61 MPa, deformação nas faixas de reforço	174
Figura I.1 – Painei P17F25N2NB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	175
Figura I.2 – Painei P18F25N2NB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)	175
Figura I.3 – Painei P17F25N2NB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	176
Figura I.4 – Painei P18F25N2NB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)	176
Figura I.5 – Painei P17F25N2NB e P18F25N2NB, deformações nas faixas de reforço até a ruptura	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação da resistência entre diferentes corpos de prova de alvenaria	37
Tabela 2.2 – Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência à compressão da argamassa	45
Tabela 2.3 – Resistência à compressão em prismas de 3 blocos com diferentes resistências de argamassa	46
Tabela 2.4 – Influência da redução na espessura das juntas horizontais nas resistências dos prismas	48
Tabela 3.1 – Propriedades típicas dos sistemas CFC à tração	65
Tabela 3.2 – Efeito da variação do volume de fibras no PRF.....	68
Tabela 3.3 – Propriedades de PRF com volume de fibras variando de 40,0 % a 60,0 %	68
Tabela 3.4 – Confinamento dos pilares-parede de alvenaria estrutural reforçadas com fibras de carbono e vidro.....	73
Tabela 3.5 – Resultado experimental do ensaio de Maria <i>et al</i> (2006).....	76
Tabela 4.1 – Resistência à compressão das argamassas de assentamento dos prismas	87
Tabela 4.2 – Módulo de deformação das argamassas utilizadas	88
Tabela 4.3 – Resistência à compressão das argamassas de assentamento dos painéis aos 28 dias de idade	88
Tabela 4.4 – Dimensões dos blocos utilizados	90
Tabela 4.5 – Absorção e área líquida dos blocos utilizados	91
Tabela 5.1 – Resistência à compressão dos blocos.....	101
Tabela 5.2 – Resistência à compressão dos prismas de 2 blocos com $f_a = 16,8$ MPa.....	101
Tabela 5.3 – Resistência à compressão dos prismas de 2 blocos com $f_a = 2,7$ MPa	101
Tabela 5.4 – Resistência à compressão dos prismas de 3 blocos.....	102
Tabela 5.5 – Módulo de deformação na direção vertical dos blocos	103
Tabela 5.6 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 2 blocos com $f_a = 16,8$ MPa.....	107
Tabela 5.7 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 2 blocos com $f_a = 2,7$ MPa	108
Tabela 5.8 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 3 blocos.....	109
Tabela 5.9 – Resumo da análise de blocos e prismas	114
Tabela 7.1 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G1 e G2.....	134
Tabela 7.2 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G3-A, G3-B, G4 E G5	136
Tabela 7.3 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G6 e G7.....	139
Tabela 7.4 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G8	140

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Custos relativos aproximados entre as estruturas convencionais e a alvenaria estrutural no Brasil	23
Quadro 2.2 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração.....	28
Quadro 2.3 – Valores de ψ em função da quantidade de blocos ensaiados.....	28
Quadro 2.4 – Pesos específicos da alvenaria com diferentes tipos de blocos.....	29
Quadro 2.5 – Requisitos para a argamassa no estado fresco e endurecido.....	30
Quadro 2.6 – Classificação e tipos de argamassa.....	31
Quadro 2.7 – Amplitude da eficiência na alvenaria estrutural para blocos de concreto e cerâmicos.....	35
Quadro 2.8 – Módulo de deformação da alvenaria estrutural utilizados por alguns autores e normalizações.....	38
Quadro 2.9 – Índices máximos de esbeltez da alvenaria segundo a ABNT NBR 15961.....	42
Quadro 2.10 – Valores do coeficiente δ	43
Quadro 2.11 – Tolerâncias dimensionais em paredes de alvenaria estrutural.....	48
Quadro 2.12 – Principais modelos de análise de alvenaria estrutural.....	50
Quadro 2.13 – Tensões admissíveis para alvenaria estrutural.....	51
Quadro 2.14 – Valores de γm para minoração da resistência conforme combinação de carregamento.....	52
Quadro 2.15 – Coeficientes parciais de segurança para ações.....	53
Quadro 3.1 – Propriedades físicas de algumas resinas à tração.....	62
Quadro 3.2 – Comparação das propriedades típicas dos adesivos epóxi, concreto e aço macio.....	62
Quadro 3.3 – Propriedades das principais fibras utilizadas em sistemas PRF.....	63
Quadro 3.4– Propriedades de algumas fibras precursoras de carbono.....	64
Quadro 3.5 – Propriedades das fibras de carbono.....	64
Quadro 3.6– Fator de redução para sistemas PRF de acordo com a agressividade do meio exposto.....	69
Quadro 3.7– Carregamento máximo de serviço em sistemas PRF.....	69
Quadro 3.8 – Situações diversas do emprego do reforço estrutural.....	72
Quadro 3.9 – Configuração do reforço testado por Maria <i>et al</i> (2006).....	75
Quadro 4.1 – Planejamento de ensaio dos painéis.....	84
Quadro 4.2 – Planejamento de blocos e prismas para análise do reforço.....	86
Quadro 4.3 – Especificações do graute utilizado nos painéis.....	92

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Objetivos.....	19
1.2 Justificativa.....	19
1.3 Apresentação da dissertação	20
2 ALVENARIA ESTRUTURAL.....	22
2.1 História da alvenaria estrutural	23
2.2 Tipos de alvenarias estruturais com blocos vazados de concreto	27
2.3 Componentes da alvenaria estrutural	27
2.3.1 Bloco.....	27
2.3.2 Argamassa.....	29
2.3.3 Graute.....	32
2.4 A parede.....	32
2.5 O fator de eficiência.....	35
2.6 Módulo de deformação da alvenaria estrutural	37
2.7 Fatores que influenciam nas características mecânicas da alvenaria estrutural	41
2.8 Métodos de dimensionamento da alvenaria estrutural	49
2.9 Mecanismos de ruptura da alvenaria estrutural.....	53
3 MATERIAIS COMPÓSITOS COM FIBRAS, REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL	59
3.1 Materiais compósitos	59
3.1.1 Matriz.....	61
3.1.2 Fibras	62
3.1.2.1 Fibra de carbono.....	64
3.1.2.2 Tipos de arranjo comercializados	65
3.1.3 A interação entre matriz e fibras	67
3.2 Reforço e reabilitação estrutural	69
3.2.1 Exemplos de aplicações de reforço em elementos de alvenaria estrutural	72
3.2.1.1 A pesquisa de Krevaikas e Triantafyllou (2005).....	73
3.2.1.2 O experimento de Maria <i>et al</i> (2006)	74
3.2.2 Recomendações normativas para o uso de PRF em alvenaria estrutural	76
3.2.2.1 Recomendações normativas para reforço da parede à flexão	76
3.2.2.2 Recomendações normativas para reforço da parede à flexão e esforço cortante	78
3.2.2.3 Comprimento de ancoragem e espaçamento das faixas de reforço aplicadas	79
3.2.3 Aumento da resistência à compressão axial da alvenaria de seção plena pelo confinamento em PRF79	
4 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS	82
4.1 Planejamento experimental.....	82
4.2 Argamassa de assentamento	87

4.3 Blocos	90
4.3.1 Dimensões dos blocos	90
4.3.2 Absorção e área líquida dos blocos	90
4.4 Graute	92
4.5 Vigas de sustentação dos painéis	92
4.6 Características do PRFC utilizado	94
4.7 Procedimento de adesão do PRFC	96
5 ANÁLISE DO REFORÇO EM BLOCOS E PRISMAS	99
5.1 Parâmetros e configuração de ensaio nos blocos e prismas	99
5.2 Resistência à compressão dos blocos e prismas ensaiados	100
5.3 Análise das deformações nos blocos.....	103
5.4 Análise das deformações nos prismas de 2 blocos	104
5.5 Análise das deformações nos prismas de 3 blocos	108
5.6 Modo de ruptura dos blocos e prismas	110
5.7 Considerações sobre o ensaio de blocos e prismas reforçados	113
6 CONSIDERAÇÕES DE ENSAIO DOS PAINÉIS NÃO REFORÇADOS.....	116
6.1 Simulação numérica do painel em computador	116
6.2 Construção, movimentação e posicionamento dos painéis	123
6.3 Elementos auxiliares, em busca do ponto ótimo de ensaio	124
6.4 Mapeamento das deformações no painel	129
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS PAINÉIS REFORÇADOS.....	132
7.1 Painéis do grupo G1 e G2	133
7.2 Painéis do grupo G3-A, G3-B, G4 e G5	135
7.3 Painéis do grupo G6 e G7	138
7.4 Painéis do grupo G8.....	139
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	142
REFERÊNCIAS	146
APÊNDICE A – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 1	151
APÊNDICE B – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 2.....	154
APÊNDICE C – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 3-A	157
APÊNDICE D – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 3-B	160
APÊNDICE E – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 4.....	163
APÊNDICE F – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 5.....	166
APÊNDICE G – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 6.....	169
APÊNDICE H – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 7	172
APÊNDICE I – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 8.....	175
ANEXO A – ESPECIFICAÇÃO DA RESINA EPÓXI	178
ANEXO B – ESPECIFICAÇÃO DA CARGA INERTE PARA PREPARO DO SUBSTRATO	183

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um método construtivo muito empregado em edificações de interesse social no Brasil. Composto basicamente de blocos e argamassa de assentamento, permite que um mesmo elemento apresente uma grande variedade de funções, que conforme Hendry *et al* (2004) são:

- a) Função estrutural;
- b) Subdivisão do espaço já no levantamento da estrutura;
- c) Conforto térmico e acústico;
- d) Resistência ao fogo.

Um problema encontrado na alvenaria estrutural é a falta de flexibilidade para se construir layouts arrojados, como é possível realizar com as estruturas de concreto armado. O método basicamente se resume em um empilhamento de blocos sobre blocos, do qual esforços cisalhantes e de tração podem configurar um problema, descolando o bloco da argamassa, levando a necessidade de armação da estrutura e talvez à sua inviabilidade econômica.

Outro problema existente é a difícil alteração na forma estrutural. Na maioria das vezes uma parede de vedação também é um importante elemento estrutural, quebrá-la para inserir uma janela ou mudar um ambiente não é uma opção, motivando o preconceito da sociedade quanto ao método construtivo.

Segundo Hendry *et al* (2004) são muitas as formas de reforço da alvenaria estrutural. Existem exemplos de alvenarias reforçadas com protensão, onde os vazios dos blocos são grauteados e as armaduras pré-tensionadas. Também existem exemplos em que as paredes são propositalmente carregadas lateralmente a fim de combater esforços advindos de ventos e sismos.

Nesse aspecto a utilização de polímeros reforçados com fibras (PRF) surge como uma solução interessante, pois é resistente, fino e de fácil aplicação.

Apesar da relativa facilidade de aplicação de um reforço com PRF, a grande questão a ser respondida é qual a quantidade de faixas de reforço deve ser aplicada, onde e como deve-se aplicar e qual a efetiva contribuição desse reforço na alvenaria estrutural.

Assim, este trabalho apresenta a análise experimental e numérica de painéis de alvenaria estrutural de blocos de concreto com 14×120×120 cm (largura, altura e comprimento), solicitados à compressão, reforçados com diferentes configurações de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), como a quantidade, largura e posicionamento de faixas. Também foram ensaiados blocos e prismas reforçados, o que serviu de subsídio para o entendimento do reforço em um elemento maior.

Propõe-se ainda a fornecer informações básicas de materiais compostos e alvenaria estrutural, seus componentes, sua história, requerimentos, relações entre a argamassa e bloco, modelos de ruptura e considerações normativas vigentes.

1.1 Objetivos

Como objetivos básicos deste trabalho, pretende-se apresentar/fornecer informações em relação a procedimentos para se reforçar a alvenaria estrutural com PRFC frente a solicitações de compressão, realizando ainda análises experimentais em diferentes corpos de prova para melhor entendimento do sistema reforço/alvenaria e assim otimizar a aplicação desse método em estruturas correntes.

Especificamente, pretende-se obter informações do comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto reforçada com PRFC, como:

- a) Alteração da rigidez e resistência à compressão entre painéis, blocos e prismas de 2 e 3 blocos com e sem reforço;
- b) Diferenças no comportamento estrutural quando da mudança do posicionamento das faixas de reforço nos painéis;
- c) Influência da resistência da argamassa na alvenaria reforçada.

1.2 Justificativa

De acordo com Amrhein e Porter (2009), desde meados de 1950 a alvenaria estrutural vem sendo estudada detalhadamente como nunca havia sido estudada antes. Diversos são os trabalhos encontrados sobre o tema, que abrangem desde a resistência dos blocos e argamassa separadamente, a influência do conjunto para diferentes resistências, impacto da espessura da

junta de argamassa, interação entre paredes e forma de ligação entre elas, métodos de ruptura etc.

Por outro lado, mesmo com os PRF serem materiais relativamente recentes, com aumento cada vez maior de produção, são poucos os trabalhos encontrados no meio acadêmico brasileiro sobre reforço de alvenaria estrutural utilizando PRF, inclusive inexistindo normativos específicos nacionais. Já em regiões com histórico de terremotos como Japão e alguns países da Europa, o PRF é estudado como alternativa para reforço e aumento do desempenho da alvenaria estrutural contra tremores, como se percebe nos trabalhos de Maria *et al* (2006) e Krevaikas e Triantafillou (2005).

Mesmo não havendo terremotos no Brasil em escala destrutiva, a alvenaria estrutural corriqueiramente é vítima de falhas construtivas que podem causar grandes patologias estruturais, como a utilização de blocos e argamassa com resistência inferior ao especificado, abertura de paredes para passagem de tubulações e apoio de andaimes, erros de projeto resultando em alterações *in situ* sem uma prévia análise, mão-de-obra despreparada que executa juntas com grandes espessuras ou que insere corpos estranhos entre os blocos ou até mesmo a destruição de elementos vitais da estrutura.

Além dos problemas ocorridos por despreparo da equipe de construção, pode existir a necessidade ou vontade do proprietário da obra de alteração do layout arquitetônico, o que é proibido em uma edificação em alvenaria estrutural convencional.

Neste caso os PRF surgem como excelente solução, pois possuem resistência à tração maior do que a do aço, elevado módulo de elasticidade, são leves, discretos e de fácil aplicação. Assim, para analisar a influência do reforço estrutural com PRF na alvenaria estrutural, faz-se necessário um estudo experimental sobre o assunto, justificando o tema escolhido.

1.3 Apresentação da dissertação

Este trabalho foi dividido em oito capítulos, sendo estes separados conforme o tema principal.

No Capítulo 2 o leitor é convidado a se aprofundar no tema alvenaria estrutural, especialmente no detalhamento dos elementos que a compõe, a influência dos componentes na estrutura, métodos de dimensionamento e ruptura. É apresentada uma revisão dos principais conceitos físicos que se deve ter em relação à alvenaria estrutural. Tais conceitos abrangem a interação entre blocos e argamassa, fatores intervenientes no comportamento da

estrutura sujeita à compressão axial, módulo de deformação e modos de ruptura características do método construtivo.

O Capítulo 3 aborda os materiais compósitos e suas aplicações como reforço estrutural. São apresentados trabalhos de reforço em alvenaria realizados por outros autores, considerações normativas internacionais e as características dos principais materiais industrializados para reforço estrutural disponíveis no mercado (fibras e matrizes), servindo de base para complementação e ampliação do assunto estudado.

No Capítulo 4 apresenta-se o projeto experimental detalhado para entendimento de como foram realizados e organizados os experimentos analisados neste trabalho, as características físicas dos materiais utilizados e os procedimentos adotados para a execução de tarefas não normalizadas como a adesão do reforço na alvenaria.

O Capítulo 5 apresenta os resultados de ensaio em blocos e prismas reforçados e não reforçados. Foram ensaiados blocos isolados, prismas de 2 e prismas de 3 blocos, garantindo a análise da diferença entre corpos de prova de tamanhos diferentes. Entre os prismas de 2 blocos, analisou-se também a influência da resistência da argamassa, variando-se entre a utilização de argamassa menos resistente (fraca) e mais resistente (forte) que o bloco.

Antes da aplicação do PRFC na etapa experimental foi necessário uma análise dos pontos de maiores tensões e deformações no painel a fim de otimizar sua aplicação. Para tanto, no Capítulo 6 é apresentada uma simulação numérica do painel não reforçado, o que ajudou a determinar os pontos críticos da estrutura. Ainda no mesmo capítulo são demonstradas todas as etapas de configuração de ensaio nos painéis.

No Capítulo 7 o resultado experimental dos painéis reforçados são apresentados em agrupamentos, conforme a configuração de reforço definida. Como o número de ensaios foi grande, os dados são apresentados de forma resumida, podendo os resultados completos serem consultados no apêndice da dissertação.

Por fim, o Capítulo 8 compara os resultados obtidos em todo o trabalho, as conclusões e recomendações que nele podem ser explorados.

CAPÍTULO 2

ALVENARIA ESTRUTURAL

Pode-se definir alvenaria estrutural como uma estrutura modular, construída a partir do empilhamento de blocos sobre blocos. O principal esforço atuante na alvenaria estrutural é o de compressão, logo os blocos devem ser projetados principalmente para resistir a tal solicitação. Esforços de tração e cisalhamento devem ser de pequena magnitude e são absorvidos pelo conjunto bloco/argamassa de assentamento ou com a utilização de armaduras, definindo-se então a alvenaria estrutural armada.

Segundo a ABNT NBR 15961-1 (2011) a estrutura em alvenaria estrutural deve ser projetada de modo que esteja apta a receber todas as influências ambientais e ações que sobre ela produzam efeitos significativos, na construção e em sua vida útil.

Ramalho e Corrêa (2008) apresentam alguns fatores que justificam o uso da alvenaria estrutural:

- a) Economia de fôrmas e conseqüentemente carpinteiros;
- b) Redução de revestimentos com a utilização de blocos de boa qualidade, principalmente em obras industriais;
- c) Diminuição de desperdícios de materiais, pois se trata de uma estrutura modular e naturalmente dependente de projetos básicos;
- d) Redução da utilização de armaduras, o que também diminui a necessidade de contratação de armadores.

Em contrapartida, existem alguns problemas inerentes ao método construtivo, são eles segundo Ramalho e Corrêa (2008):

- a) Inviabilidade (ou excessivo custo) de alteração do projeto estrutural, uma vez que o próprio arranjo de vedação é o estrutural;
- b) Dificuldade de adaptação entre os projetos de instalações e o arquitetônico/estrutural, uma vez que cortes horizontais (acima de 40 cm) nas paredes estruturais são proibidos;
- c) Necessidade de mão de obra qualificada, pois a quantidade de erros admitidos são mínimos, uma vez que o método não é flexível a alterações.

Para Mohamad (2007) a alvenaria estrutural apresenta otimização de tarefas da obra por meio de técnicas executivas simplificadas e diminuição no desperdício de materiais. Isso pode resultar em diminuição de custos, viabilizando o método construtivo em algumas condições, como apresentado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Custos relativos aproximados entre as estruturas convencionais e a alvenaria estrutural no Brasil

Características da Obra	Economia (%)
Quatro pavimentos	25-30
Sete pavimentos sem pilotis, com alvenaria não armada	20-25
Sete pavimentos sem pilotis, com alvenaria armada	15-20
Sete pavimentos com pilotis	12-20
Doze pavimentos sem pilotis	10-15
Doze pavimentos com pilotis, térreo e subsolo em concreto armado	8-12
Dezoito pavimentos com pilotis, térreo e subsolo em concreto armado	4-6

Fonte: Mohamad (2007)

Como se percebe, edificações com até quatro pavimentos têm grande vantagem na utilização da alvenaria estrutural e à medida que se aumenta o número de pavimentos o método vai se tornando menos competitivo em termos de custo.

2.1 História da alvenaria estrutural

Por ser um método construtivo de empilhamento, seja de pedras, blocos cerâmicos, de concreto ou outro material, a alvenaria estrutural é um dos processos de construção mais antigos dos quais se tem informação, podendo-se mencionar grandes obras, conforme Amrhein e Porter (2009):

- a) Pirâmides de Gizé (Figura 2.1): uma obra construída com 2,3 milhões de blocos de pedra com peso médio de 2,5 toneladas, a mais de 2600 a.C., possuindo 147 m de altura e uma área em planta de 52900 m²;
- b) Coliseu de Roma (Figura 2.2): com 48 m de altura e capaz de abrigar 50000 pessoas;
- c) Muralha da China (Figura 2.3): com aproximadamente 8850 km e construída com tijolos e pedras.

Figura 2.1 – Pirâmides de Guizé



Fonte: <<http://tileexperts.com/wordpress/wp-content/Piramides2.jpg>>. Acesso em 11 Abril 2012 às 16:22 h

Figura 2.2 – Coliseu de Roma



Fonte: <<http://www.trucospc.info/fondos-de-pantalla/Monumentos/ver-imagen.php?d=imagenes/Coliseo de Roma.jpg>>. Acesso em 23 Abril 2012 às 12:17 h

Figura 2.3 – Muralha da China



Fonte: <<http://cdn.mundodastribos.com/359861-muralha11.jpg>>. Acesso em 16 Abril 2012 às 10:48 h

Porém um dos grandes problemas encontrados na antiguidade em relação à alvenaria estrutural são os vãos. Logo foi percebido que nesse caso a solução seria a construção de

arcos por intermédio do conveniente arranjo das unidades, de forma a reduzir significativamente os valores das tensões de tração.

Em tempos modernos, pode-se mencionar grandes obras, como a do edifício Monadnock em Chicago, finalizada em 1891, possuindo 16 pavimentos e totalizando 65 m de altura em alvenaria estrutural, o que na época foi considerado uma ousadia, pois utilizou método empírico de dimensionamento com paredes de 1,80 m de largura (RAMALHO e CORRÊA, 2008).

Hendry *et al* (2004) afirma que até 1950 grande parte das estruturas eram executadas em aço com suas vedações em blocos, mas não somente em blocos, pois existia um grande receio da largura necessária para suportar as solicitações. A partir de 1950, com a introdução dos primeiros códigos práticos, tornou-se possível determinar a largura necessária dos elementos, racionalizando o sistema.

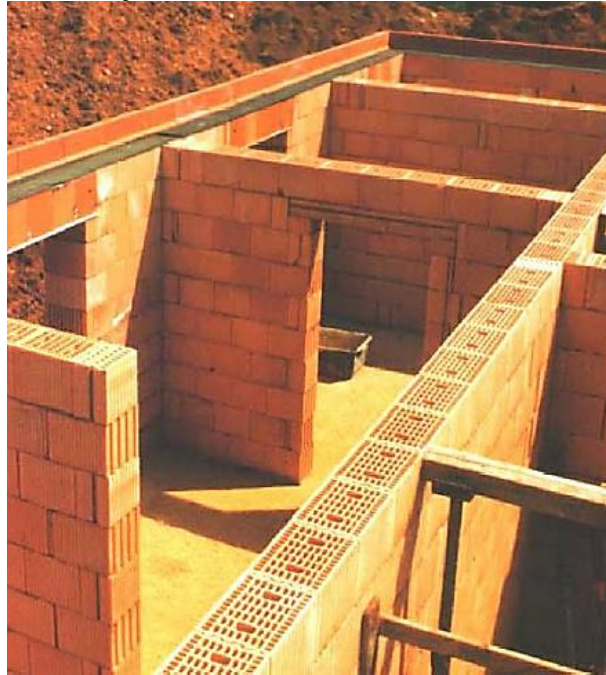
Para Mohamad (2007) o grande precursor da alvenaria estrutural moderna foi o professor Paul Haller (1902 - 1987) que conduziu uma série de testes em alvenaria estrutural durante a segunda guerra mundial dada a falta de aço e concreto. Mohamad (2007) cita que ao longo de sua carreira Haller executou experimentos em mais de 1600 paredes de tijolos, com espessuras variando de 30 cm a 38 cm, sendo uma espessura bastante reduzida para a época.

Segundo Lourenço (2007), somente nas décadas de 50 e 60 do século XX, diversos países começaram a utilizar a concepção de edifícios baseada em paredes de contraventamento, onde as paredes longitudinais, transversais e as lajes resistem em conjunto contra as ações horizontais. A vantagem é a possibilidade de executar edifícios com elevado número de pisos com alvenaria simples e paredes mais esbeltas. Todo o estudo da época era feito com base em programas de investigação experimental de grande dimensão.

Ainda para Lourenço (2007), em países europeus como Alemanha e Noruega a alvenaria estrutural simples representa de 15 % a 50 % da construção de novos edifícios de habitação, porém são utilizados blocos de grande largura para suprir os requisitos térmicos da região (Figura 2.4).

Em relação à altura, pode-se mencionar o Hotel Excalibur em Las Vegas, EUA (Figura 2.5), que de acordo com Amrhein e Porter (2009) foi construído em alvenaria estrutural armada com blocos de concreto, sendo formado por quatro torres com 28 pavimentos cada. A resistência à compressão especificada na base é de aproximadamente 28 MPa.

Figura 2.4 – Construção em alvenaria cerâmica estrutural na Alemanha



Fonte: Lourenço (2007)

Figura 2.5 – Hotel Excalibur, Las Vegas



Fonte: < <http://www.lasvegasgateway.com/excalibur-hotel.html>>. Acesso em 09 Fev. 2.011 às 15:22 h

Conforme Ramalho e Corrêa (2008), a alvenaria estrutural no Brasil data desde a época em que os portugueses desembarcaram no país no século XVI, mas os primeiros edifícios com blocos estruturais de concreto vazado surgiram apenas em meados dos anos 70 do século XX, limitados a 4 pavimentos, em São Paulo. Já as edificações maiores surgiram em 1972, também na cidade de São Paulo, como é o caso do condomínio Central Parque na Lapa, com 12 pavimentos em alvenaria armada, posteriormente o edifício Muriti em São José dos Campos, com 16 pavimentos. Em 1977 foram construídos edifícios com 9 pavimentos em alvenaria estrutural não armada.

Atualmente no Brasil, as crescentes pesquisas desenvolvidas na área assim como o período de estabilidade econômica estão impulsionando a construção em alvenaria estrutural.

2.2 Tipos de alvenarias estruturais com blocos vazados de concreto

Conforme a ABNT NBR 15961-1 (2011), existem dois tipos de alvenarias estruturais com a utilização de blocos de concreto:

- a) Alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto;
- b) Alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto.

Para o tipo não armada, os blocos são assentados com argamassa e quando contêm armaduras estas possuem apenas finalidade de amarração, não sendo consideradas na absorção dos esforços calculados.

Na alvenaria estrutural armada os blocos assentados com argamassa possuem certas cavidades preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras em quantidade suficiente para absorver os esforços de tração.

2.3 Componentes da alvenaria estrutural

Conforme a ABNT NBR 15961-1 (2011), entende-se por componentes as pequenas partes que constituem os elementos da estrutura, os quais serão descritos a seguir.

2.3.1 Bloco

É o componente básico da alvenaria estrutural e principal responsável pelas características básicas da estrutura em geral, podendo ser de concreto, cerâmico ou sílico-calcáreo (areia silicosa e cal).

Segundo Mohamad (2007) os blocos de concreto entraram no mercado brasileiro no início da década de 70 do século XX. Tais blocos são produzidos por vibro-compactação e posteriormente curados em câmara úmida, levando um mês para ganho ideal de resistência, sendo utilizados no mínimo após 14 dias por problemas de retração. Em geral, a resistência dos blocos de concreto podem atingir até 20 MPa.

Ramalho e Corrêa (2008) ainda recomendam a utilização de blocos somente com idades superiores a 21 dias, evitando os efeitos da retração hidráulica inicial e irreversível.

Devem atender às especificações da ABNT NBR 6136 (2007), que considera blocos vazados aqueles cuja área líquida é igual ou inferior a 75 % da área bruta. No Quadro 2.2 apresentam-se os requisitos físicos-mecânicos para blocos de concreto de acordo com sua classificação.

Quadro 2.2 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração

Classe	Resistência característica f_{bk} (MPa)	Absorção média em %		Retração ¹
		Agregado normal ³	Agregado leve ²	
A	≥ 6	$\leq 10 \%$	$\leq 13 \%$ (média) $\leq 16 \%$ (individual)	$\leq 0,065 \%$
B	≥ 4			
C	≥ 3			
D	≥ 2			

¹ Facultativo;

² Entende-se por agregado leve aquele com massa específica menor ou igual a 1800 kg/m³ conforme ABNT NBR 12655 (2006);

³ Entende-se por agregado normal aquele com massa específica entre 1800 kg/m³ e 3000 kg/m³ conforme ABNT NBR 12655 (2006).

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6136 (2007)

Conforme a ABNT NBR 12118 (2011), a tensão considerada em um bloco de concreto refere-se a sua área bruta, incluindo os vazios, a menos que uma observação tenha sido mencionada.

A resistência característica (f_{bk}) é definida na ABNT NBR 6136 (2007) a partir da equação (1).

$$f_{bk,est} = 2 \times \left[\frac{f_{b(1)} + f_{b(2)} + \dots + f_{b(i-1)}}{i - 1} \right] - f_{b(i)} \quad (1)$$

Onde:

$f_{bk,est}$ = é a resistência característica estimada da amostra, expressa em MPa;

$i = \frac{n}{2}$, se n for par; $i = \frac{(n-1)}{2}$, se n for ímpar;

n = é a quantidade de blocos da amostra;

$f_{b(1)}, f_{b(2)}, \dots, f_{b(i)}$ = são valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente.

O valor de f_{bk} deve ser igual a $f_{bk,est}$, não sendo admitido valor de f_{bk} inferior a $\psi \times f_{b(1)}$, sendo os valores de ψ indicados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Valores de ψ em função da quantidade de blocos ensaiados

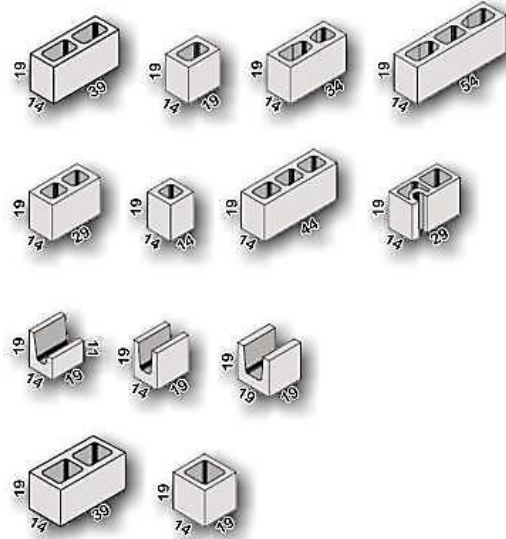
Quantidade de blocos	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18
ψ	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6136 (2007)

Alguns tipos de blocos existentes no mercado são ilustrados na Figura 2.6. Os blocos canaletas são úteis para a construção de vergas, contravergas e vigas de respaldo, evitando a

necessidade de cortar os blocos convencionais para a passagem das armaduras. Já os blocos de 3 furos geralmente são utilizados para amarração de paredes ortogonais entre fiadas adjacentes.

Figura 2.6 – Exemplos de blocos estruturais de concreto (dimensões em cm)



Fonte: < <http://www.storrer.com.br/vibroprensas.htm>>. Acesso em 09 Fev. 2011 às 17:22 h

No Quadro 2.4 apresenta-se o peso específico adotado para diferentes tipos de alvenarias conforme o material do bloco utilizado ou aplicação de grauteamento.

Quadro 2.4 – Pesos específicos da alvenaria com diferentes tipos de blocos

Tipo de alvenaria	Peso específico kN/m³
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concreto preenchidos com graute	24
Blocos vazados cerâmicos	12
Blocos vazados cerâmicos preenchidos com graute	22

Fonte: Adaptado de Ramalho e Corrêa (2008)

2.3.2 Argamassa

A argamassa é utilizada para solidarizar os blocos e assim transmitir e uniformizar as tensões atuantes entre as unidades de blocos da alvenaria estrutural. Segundo a ABNT NBR 13281 (2005), consiste em uma simples mistura homogênea de agregados miúdos (areia), aglomerante inorgânico (cimento) e água, podendo conter cal para melhoria da trabalhabilidade e aderência, contendo ou não aditivos, com propriedades de aderência e endurecimento.

As argamassas devem possuir trabalhabilidade para um bom assentamento dos blocos e principalmente plasticidade que, conforme Ramalho e Corrêa (2008) é a principal característica responsável pela transferência uniforme das tensões de um bloco a outro.

Segundo Hendry *et al* (2004) as principais propriedades da argamassa são:

- a) Capacidade de adquirir resistência rápida para assentamento dos blocos;
- b) Trabalhabilidade e capacidade de se espalhar facilmente;
- c) Retenção de água, garantindo maior resistência da argamassa e evitando a adição posterior do elemento, alterando a relação água/cimento;
- d) Consistência adequada para vínculo com o bloco;
- e) Resistência a rachaduras e penetração de água da chuva;
- f) Resistência a ataques químicos como sulfatos solúveis;
- g) Aparência imediata e de longo tempo.

Para Mohamad (2007), os requisitos da argamassa são divididos em função do estado, podendo ser fresco e endurecido, descritos no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Requisitos para a argamassa no estado fresco e endurecido

Estado fresco	Estado endurecido
Consistência	Resistência à compressão
Retenção de água	Aderência superficial
Coesão da mistura	Durabilidade
Exsudação	Capacidade de acomodar deformações

Fonte: Mohamad (2007)

Mohamad (2007) ainda complementa:

O aumento da proporção de cimento da argamassa, no estado fresco, acarreta uma maior exsudação, menor tempo de endurecimento e aumento da retração e coesão. No estado endurecido acontece o aumento da resistência à compressão, da aderência superficial e a diminuição na capacidade de acomodar as deformações. A cal nas argamassas possibilita, no estado fresco, um aumento na trabalhabilidade, retenção de água e coesão. Também, gera a diminuição na exsudação e retração na secagem. No estado endurecido, o aumento na proporção de cal provoca um aumento na aderência superficial, na capacidade de deformação e da resistência no tempo. No estado fresco e endurecido, as relações entre os componentes da argamassa no desempenho final do produto são fundamentais para as necessidades de cada obra. (MOHAMAD, 2007. Pág. 9)

Em geral a argamassa deve possuir resistência e rigidez menor que o bloco, pois caso ocorra algum problema mecânico, esta irá apresentar defeito antes que esse se propague ao bloco, componente mais complicado de se reparar e/ou substituir do que a argamassa.

A norma britânica BS 5628 (1992) classifica a argamassa conforme Quadro 2.6.

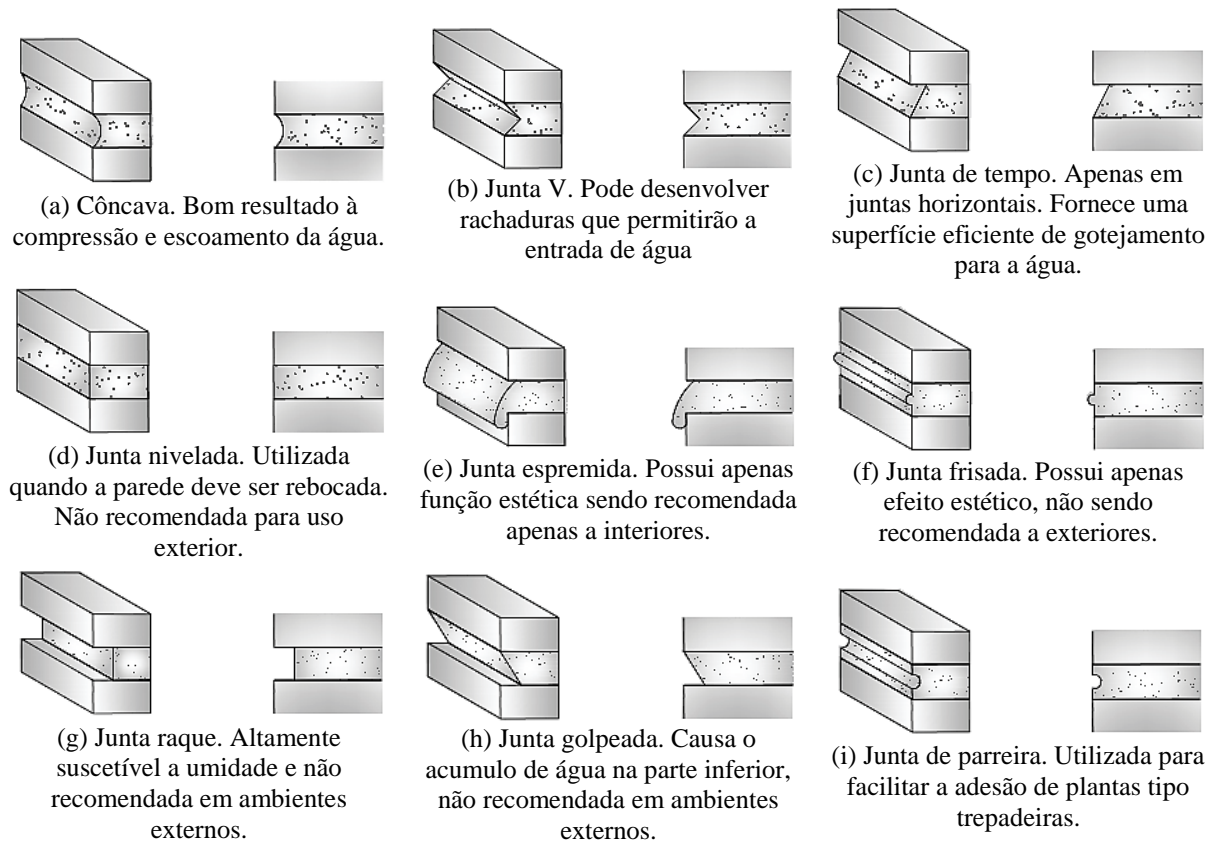
Quadro 2.6 – Classificação e tipos de argamassa

Designação	Tipos de argamassa (proporção em volume)			Resistência aos 28 dias (MPa)	
	cimento:cal:areia	cimento:areia	cimento:areia com plastificante	Testes preliminares de laboratório	Testes de obra
(i)	1:0 a 0,25:3	---	---	16	11
(ii)	1:0,25:4	1:2,5 a 3	1:3 a 4	6,5	4,5
(iii)	1:1:5 a 6	1:4 a 5	1:5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1:2:8 a 9	1:5,5 a 6,5	1:7 a 8	1,5	1

Fonte: Adaptada da BS 5628 (1992)

Existem diversos tipos de juntas de argamassa, que podem prover diferentes tipos de arquiteturas e eficiências estruturais (principalmente resistência à água), descritas a seguir, conforme Figura 2.7.

Figura 2.7 – Tipos comuns de junta de argamassa



Fonte: Adaptado de Amrhein e Porter (2009)

2.3.3 Graute

O graute é um concreto fluido ou semifluido utilizado para preencher os vazios dos blocos, aumentando assim a área da seção transversal e conseqüentemente a resistência. Também é utilizado para unir os blocos da estrutura, solidarizando a armadura existente (caso necessário) em seus vazios, combatendo os possíveis esforços de tração e cisalhamento, aumentando assim a capacidade portante da estrutura (Figura 2.8).

Figura 2.8 – Grauteamento dos vazios de blocos.



Fonte: Amrhein e Porter (2009)

Conforme a ABNT NBR 15961-2 (2011), o graute deve possuir resistência à compressão mínima de 15 MPa para a alvenaria armada e consistência para preencher todos os vazios sem que haja segregação. Se utilizada cal, o teor não pode ultrapassar 10 % do volume de cimento. Os agregados devem ter dimensão inferior a 1/3 da menor dimensão dos vazados a serem preenchidos. Devem possuir dimensão máxima restrita a 10 mm para cobertura da armadura de 15 mm e possuir dimensão máxima de 20 mm para cobertura da armadura de 25 mm.

Para Amrhein e Porter (2009) deve possuir abatimento no tronco de cone de 200 mm a 280 mm.

A ABNT NBR 8798 (1985) define dois tipos de grautes:

- a) Graute fino: que possui agregado com dimensão máxima de 4,8 mm;
- b) Graute grosso: que possui agregado com dimensão superior a 4,8 mm.

2.4 A parede

Para a ABNT NBR 15961-1 (2011), parede é um elemento laminar que resiste predominantemente a carregamentos de compressão cuja maior dimensão da seção transversal do plano de aplicação do carregamento de compressão é cinco vezes maior que a menor

dimensão. A referida norma ainda divide as paredes em dois grupos: as estruturais, que participam da estrutura suportando outras cargas além do seu peso próprio, podendo inclusive servir de contraventamento (absorção das forças horizontais, seja provenientes de ações externas ou de ações de segunda ordem); e as não estruturais, que não são admitidas como participantes da estrutura, possuindo apenas função de vedação.

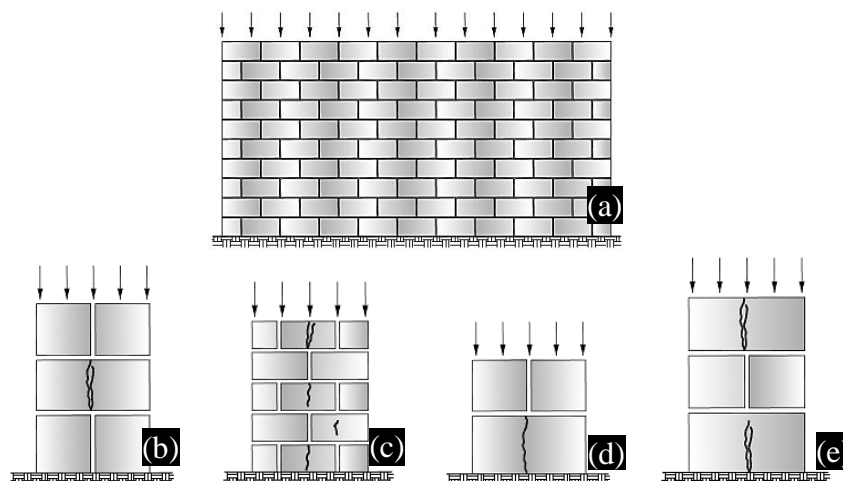
Segundo Ramalho e Corrêa (2008), existem três formas básicas para avaliar a resistência à compressão da parede:

- a) Por resistência de prismas;
- b) Por componentes (blocos e argamassa);
- c) Por modelos teóricos de ruptura.

Os prismas são obtidos por empilhamento de dois ou mais blocos, unidos por junta de argamassa. A grande vantagem dos prismas é seu tamanho reduzido resultando em praticidade de transporte, menor complicação teórica e possibilidade de ensaio em laboratório de menor porte. A ABNT NBR 15961-1 (2011) define o ensaio de prismas de 2 blocos como o padrão.

De acordo com Amrhein e Porter (2009), mesmo sendo realizado ensaio de resistência no prisma, o que realmente vai importar é a resistência da parede. A resistência à compressão do prisma serve apenas como parâmetro de referência e poderá ser maior do que a resistência da parede, pois mesmo o prisma possuindo uma quantidade de juntas inferior do que uma parede (estas responsáveis pela diminuição da resistência), na parede os blocos centrais estão confinados, o que restringe parte do movimento lateral, podendo aumentar a resistência final (Figura 2.9).

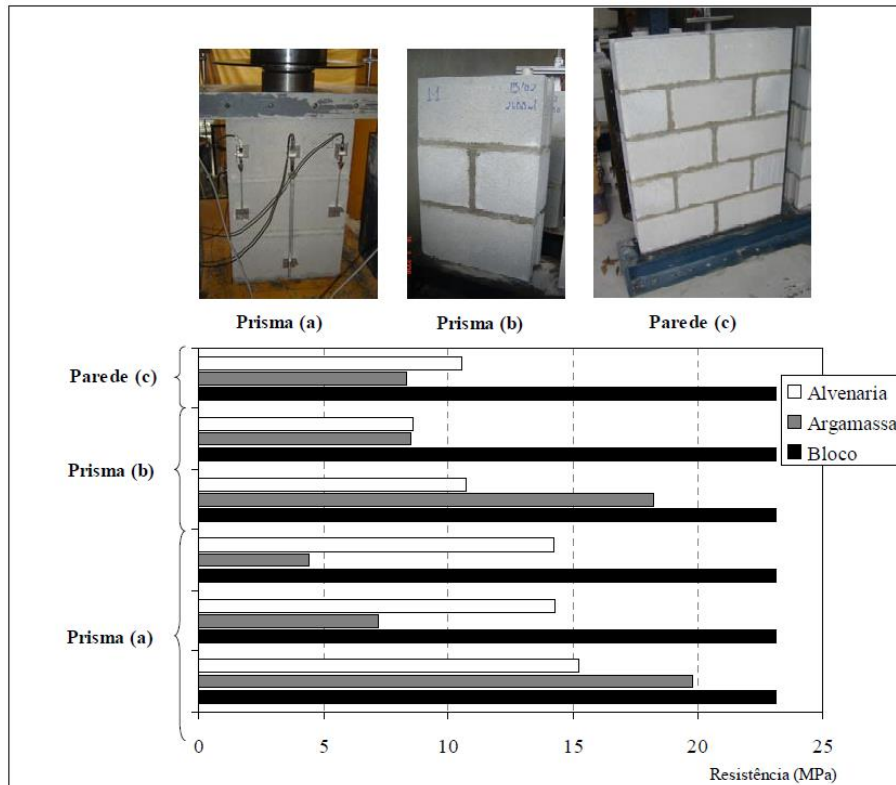
Figura 2.9 – Resistências laterais em ensaios de alvenaria estrutural. (a) com resistência lateral. (b), (c), (d) e (e) sem resistência lateral



Fonte: Adaptado de Amrhein e Porter (2009)

Mohamad (2007) apresenta um comparativo entre ensaios com paredes e prismas (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Relação entre as resistências da alvenaria, argamassa e do bloco



Verifica-se que para uma mesma resistência de bloco, os prismas de 3 blocos resultaram em uma alvenaria mais resistente do que a parede, mesmo para uma argamassa com resistência inferior da utilizada na parede, justificando a diminuição de resistência provocada pelo aumento de juntas. Comparando o resultado de Mohamad (2007) com a afirmação de Amrhein e Porter (2009), a parede ensaiada equivale ao apresentado na Figura 2.9-c, portanto com configuração sem resistência lateral, o que justificaria o resultado menos resistente.

Logo, dadas as incertezas existentes no ensaio de prisma em relação ao modelo real, na ABNT NBR 15961-1 (2011) a resistência característica à compressão simples da alvenaria deve ser determinada com base em ensaios de paredes nas dimensões reais de projeto ou com dimensões mínimas de 1,20×2,60 m (ABNT NBR 14322:1999) ou estimada em 70 % da resistência característica à compressão simples dos prismas de 2 blocos.

Silva *et al* (2012) concluíram que os prismas de 2 blocos são os mais apropriados para a estimativa da resistência à compressão da alvenaria não-armada, pois são mais fáceis de montar e ensaiar, além de não apresentarem resultados de ensaio à compressão

significativamente diferentes quando comparados com prismas de 3 blocos. De acordo com os mesmos autores, prismas com padrão contrafiado também não interferem no comportamento de ruptura, predominante como fissuras verticais nas faces dos blocos. No entanto existe variação no padrão de deformação em corpos de prova diferentes, que podem resultar em módulos de deformação diferentes.

2.5 O fator de eficiência

Existem três tipos de eficiência:

- a) Parede/bloco;
- b) Prisma/bloco;
- c) Parede/prisma.

A influência da resistência dos blocos na resistência à compressão das paredes (a eficiência parede/bloco) é a relação entre a resistência à compressão da parede pela resistência à compressão dos blocos, conforme equação (2).

$$\eta_{\text{parb}} \geq \frac{f_{\text{par}}}{f_{\text{b}}} \quad (2)$$

Onde:

η_{parb} = eficiência parede-bloco;

f_{par} = resistência à compressão da parede;

f_{b} = resistência à compressão do bloco.

No Quadro 2.7 exemplificam-se valores mínimos e máximos para a eficiência parede/bloco. Como se pode observar, a parede possui de 40 % a 60 % da resistência à compressão do bloco de concreto quando considerado isoladamente.

Quadro 2.7 – Amplitude da eficiência na alvenaria estrutural para blocos de concreto e cerâmicos

Bloco	Valor mínimo	Valor máximo
Concreto	0,4	0,6
Cerâmico	0,2	0,5

Fonte: Ramalho e Corrêa (2008)

A eficiência pode sofrer influência de outros componentes, como bloco e argamassa. Segundo Ramalho e Corrêa (2008), quanto mais resistente o bloco, menor é a eficiência.

A eficiência também pode ser colocada em relação aos prismas e blocos (equação (3)), que para Ramalho e Corrêa (2008) resultam em valores entre 0,5 a 0,9. Ou ainda entre paredes e

prismas (equação (4)), que para o mesmo autor resultam em valores próximos a 0,7. Sendo assim é possível afirmar que há uma melhor equivalência entre prisma/bloco e parede/prisma do que bloco/parede.

$$\eta_{\text{prib}} \geq \frac{f_p}{f_b} \quad (3)$$

Onde:

η_{prib} = eficiência prisma-bloco;

f_p = resistência à compressão do prisma;

f_b = resistência à compressão do bloco.

$$\eta_{\text{parb}} \geq \frac{f_{\text{par}}}{f_p} \quad (4)$$

Onde:

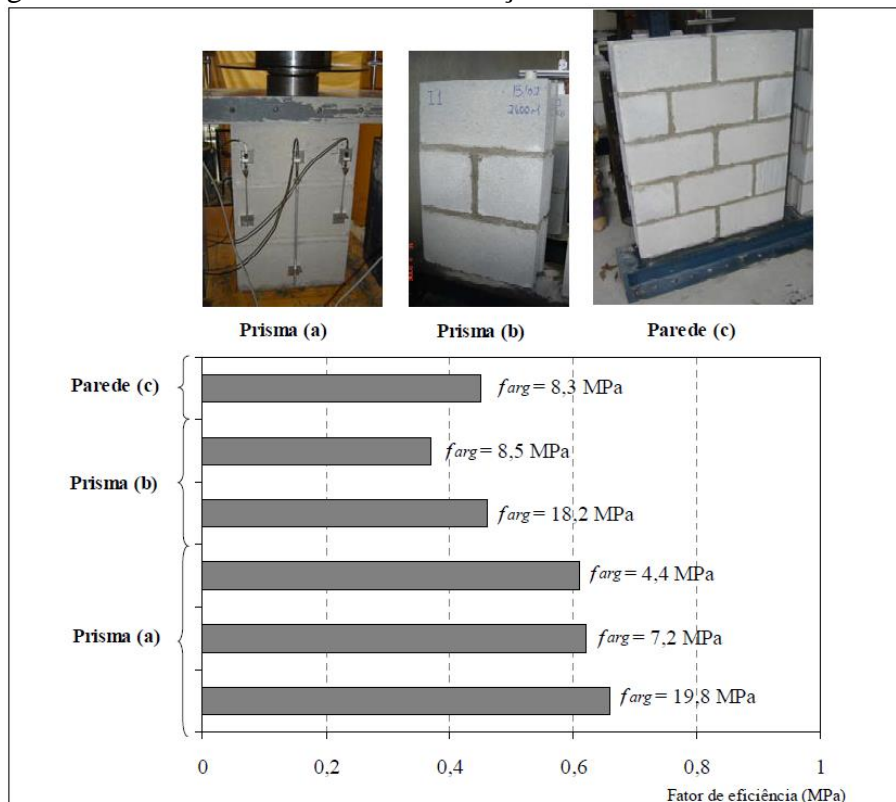
η_{parp} = eficiência parede-prisma;

f_{par} = resistência à compressão da parede;

f_p = resistência à compressão do prisma.

A Figura 2.11 mostra a eficiência de diferentes ensaios de alvenaria em relação ao bloco, conforme Mohamad (2007).

Figura 2.11 – Fator de eficiência em relação ao bloco de diferentes ensaios



Fonte: Mohamad (2007)

Conforme Figura 2.11, prismas de 3 blocos com diferentes resistências de argamassas apresentam eficiência equivalente. Já o prisma contrafiado de três blocos com meio bloco apresenta a menor eficiência, mostrando que espécimes com juntas verticais possuem resistências diferentes daqueles sem a junta vertical.

Na Tabela 2.1 é mostrado o resultado do trabalho de Silva *et al* (2007), que comparou a resistência de diversos elementos de alvenaria em relação à unidade (eficiência). Verifica-se que quanto maior o corpo de prova menor a eficiência.

Tabela 2.1 – Comparação da resistência entre diferentes corpos de prova de alvenaria

Corpos de prova	Dimensões (cm) L×A×C	Resistência Média (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Eficiência (%) f_{cp}/f_b
Argamassa	5×10	5,0	8,35	---
Bloco (unidade)	14×19×29	11,8	9,2	100
Prisma 2B	14×40×29	10,1	6,0	85,6
Prisma 3B	14×60×29	10,5	15,5	89,0
Prisma contrafiado	14×60×44	9,0	7,5	76,3
Painel	14×100×89	9,0	2,5	76,3
Parede	14×240×89	8,6	1,5	72,9

f_{cp} : Resistência média dos corpos de prova

f_b : Resistência média dos blocos

Fonte: Silva *et al* (2007)

2.6 Módulo de deformação da alvenaria estrutural

Um parâmetro importante a ser determinado é o módulo de deformação da alvenaria, pois este é um dos determinantes da rigidez da estrutura. No entanto essa variável é difícil de ser determinada com precisão dada a grande variação que existe entre tipos de blocos e argamassas utilizadas. Até mesmo o método construtivo causa variações, pois cada pedreiro assenta os blocos de maneira diferente.

Além da grande influência construtiva, a alvenaria estrutural possui comportamento diferente em cada plano, caracterizando um material ortotrópico, gerando alta complexidade na determinação das tensões e deformações da estrutura. Dada a complexidade da determinação do módulo de deformação longitudinal na alvenaria estrutural é grande a variedade de valores encontrados na literatura, que na maioria dos casos para simplificação, os autores e entidades normativas consideram a estrutura como isotrópica, (Quadro 2.8).

Quadro 2.8 – Módulo de deformação da alvenaria estrutural utilizados por alguns autores e normalizações

Autores / Normalizações	Módulo de deformação da alvenaria estrutural
Amrhein e Porter (2009)	$750,0 \times f_p$
Pedreschi (1998)	$900,0 \times f_p$
Gallegos (1989)	$400,0 \times f_p \leq E_{alv} \leq 1290,0 \times f_p$
Drysdale (1994)	
Gomes (1983)	
Hendry <i>et al</i> (2004)	$E_{alv} = 700,0 \times 0,75 \times \sigma'_c$
EUROCODE 6 (2005)	$1000,0 \times f_{par,k}$
ABNT NBR 10837 (1985)	$400,0 \times f_p$
ABNT NBR 15961-1 (2011)	$800,0 \times f_{pk}$

E_{alv} = módulo de deformação da alvenaria;

f_p = resistência à compressão do prisma de 2 blocos;

$f_{par,k}$ = resistência característica da parede;

f_{pk} = resistência característica à compressão dos prismas;

σ'_c = resistência última da alvenaria.

Fonte: Ramalho e Corrêa (2008); Hendry *et al* (2004); EUROCODE 6 (2005); ABNT NBR 10837 (1985); ABNT NBR 15961-1 (2011); Amrhein e Porter (2009)

Mohamad (2007) apresenta uma formulação teórica para estimativa do módulo de deformação da alvenaria em prismas de 2 blocos, como segue na equação (5).

$$E_{alv} = \frac{h_p}{\left(\frac{h_a}{E_a} + \frac{2 \times h_b}{E_b}\right)} \quad (5)$$

Onde:

E_{alv} = módulo de deformação da alvenaria;

E_a = módulo de elasticidade da argamassa;

E_b = módulo de elasticidade do bloco;

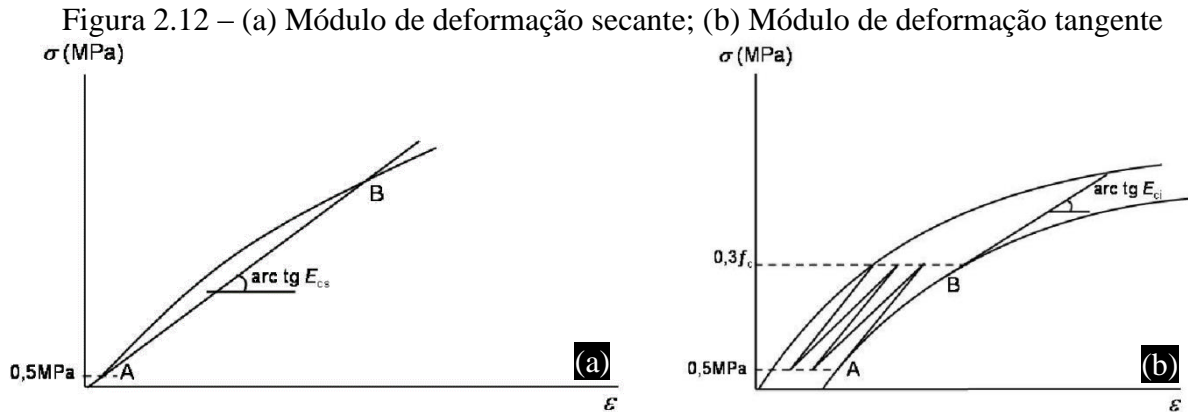
h_p = altura total do prisma de 2 blocos;

h_a = espessura da junta de argamassa;

h_b = altura do bloco.

Segundo a ABNT NBR 8522 (2008), o módulo de deformação pode ser secante ou tangente (Figura 2.12) e conforme a ABNT NBR15961-2 (2011), na alvenaria estrutural o mesmo deve ser calculado no intervalo correspondente à curva secante entre 5 % e 30 % da tensão de ruptura de cada corpo de prova.

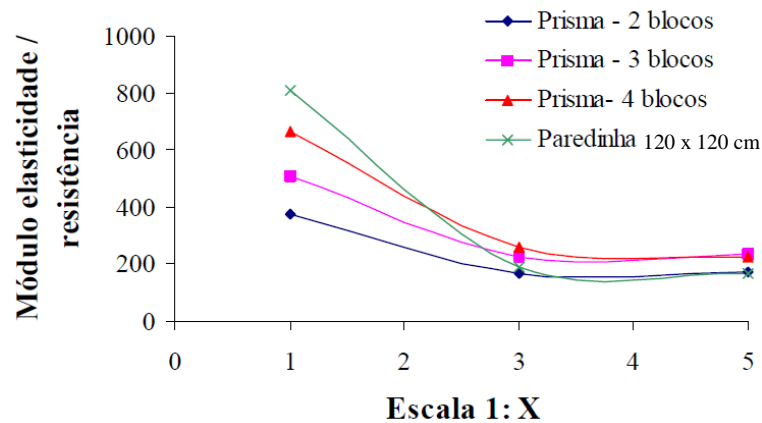
Para a verificação do estado-limite de serviço, a ABNT NBR 15961-1 (2011) recomenda reduzir o módulo de deformação em 40 %, de forma a considerar o efeito da fissuração da alvenaria.



Simulações numéricas realizadas por Peleteiro (2002) mostram que um acréscimo na espessura da junta de assentamento provoca decréscimo do módulo de deformação da alvenaria. À medida que se aumenta o módulo de elasticidade da argamassa, o módulo de deformação da alvenaria também aumenta.

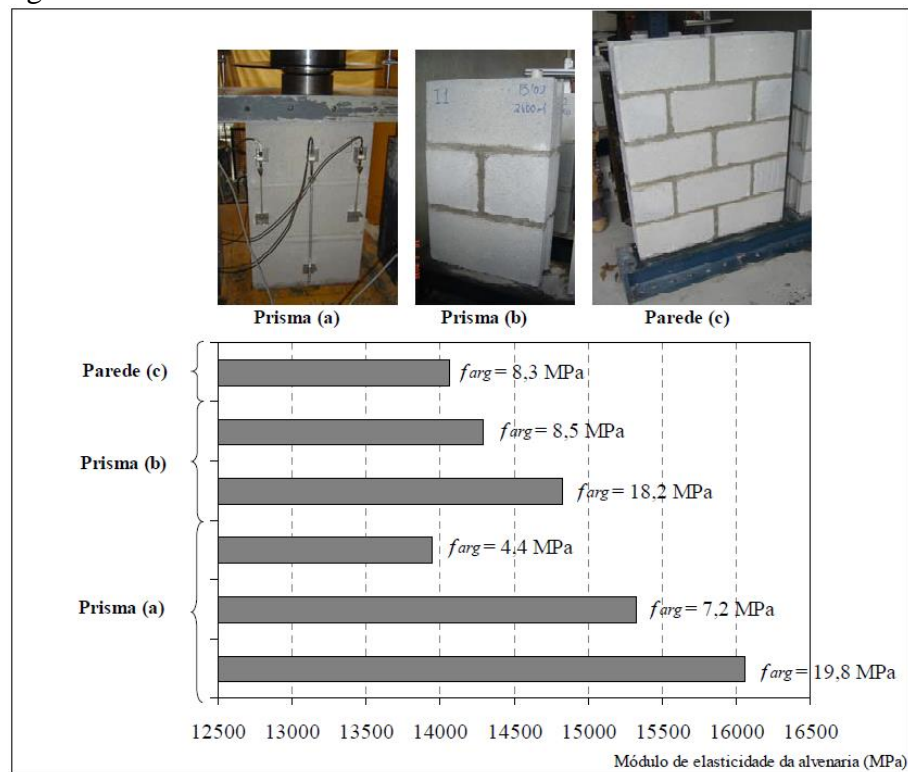
A Figura 2.13 apresenta a relação módulo/resistência para diferentes corpos de prova em diferentes escalas (considerar apenas escala 1:1), conforme Capuzzo (2005). Constata-se na escala real (1:1), que quanto maior o corpo de prova utilizado maior é a relação módulo/resistência, mostrando que o módulo de deformação aumenta em espécimes maiores e/ou que a resistência diminui nesses espécimes.

Figura 2.13 – Influência do fator de escala na variação da razão módulo/resistência



Mohamad (2007) apresenta o módulo de elasticidade da alvenaria obtido em diferentes ensaios (Figura 2.14). Neste caso, considerando a mesma resistência de bloco em todos os ensaios, o módulo de elasticidade tende a seguir a resistência da argamassa. No ensaio de prismas, quanto maior a resistência da argamassa, maior o módulo de elasticidade.

Figura 2.14 – Módulo de elasticidade da alvenaria em diferentes ensaios



Fonte: Mohamad (2007)

Reddy *et al* (2009) afirmam que a influência da argamassa na resistência da alvenaria é muito mais sensível à relação entre módulo de elasticidade da argamassa e do bloco do que da relação entre a resistência destes mesmos componentes. Para o autor, quanto mais próximo de 1 a relação do módulo de elasticidade bloco/argamassa maior será a resistência da alvenaria.

Para determinação do módulo de elasticidade dos blocos, alguns autores como Mata *et al* (2007) adotaram a equação (6), utilizada para concreto estrutural, existente na ABNT NBR 6118 (2007) (a exemplo poderia ser utilizada as formulações para estimativa do módulo de elasticidade do concreto de outras entidades, como ACI e CEP-FIP). No entanto, a utilização da equação (6) para obtenção do módulo de elasticidade pode não condizer com a realidade, pois o valor obtido altera conforme a geometria do corpo de prova utilizado.

$$E_{b \text{ ou } a} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

Onde:

E_b = módulo de elasticidade do concreto em GPa (considera-se módulo do bloco);

f_{ck} = resistência característica à compressão em MPa (considera-se módulo do bloco).

A ACI 318 (1990) permite calcular o módulo de elasticidade do concreto conforme equação (7).

$$E_b = 0,0428 \times \sqrt{f_b} \times \gamma_c^{1,5} \quad (7)$$

Onde:

E_b = módulo de elasticidade em MPa;

f_b = resistência à compressão do concreto em MPa (resistência à compressão do bloco);

γ_c = massa específica do concreto em kg/m³, variando de 1442 a 2483 kg/m³ (massa unitária do bloco).

Apesar da equação (7) ser específica para o concreto estrutural, Romagma (2000) *apud* Juste (2001) e Mohamad (1998) utilizaram a equação para determinar o módulo de deformação para componentes de alvenaria estrutural, apresentando valores semelhantes com os obtidos experimentalmente graças ao fator da massa específica do material na equação.

Utilizando a resistência média do bloco igual a 3,06 MPa e considerando a massa unitária igual 1400 kg/m³, a equação (7) resulta em um módulo de deformação igual a 3,92 GPa, enquanto a equação (6) apresenta módulo igual a 9,80 GPa, uma variação significativa.

Já para o módulo de elasticidade da argamassa, Mohamad (1998) apresenta uma formulação obtida experimentalmente específica para este fim (equação (8)).

$$E_a = -18,9 \times f_{ck}^2 + 939,4 \times f_{ck} \quad (8)$$

Onde:

E_a = módulo de elasticidade da argamassa em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão em MPa.

Conforme a ABNT NBR 15961-1 (2011), o coeficiente de Possion da alvenaria estrutural pode ser considerado igual a 0,20, mesmo valor definido para o concreto, conforme ABNT NBR 6118 (2007).

2.7 Fatores que influenciam nas características mecânicas da alvenaria estrutural

As características mecânicas finais da alvenaria estrutural são afetadas primordialmente pelos seus materiais constituintes: blocos e argamassa (principais), graute e armaduras (caso utilizados), sendo os blocos os principais responsáveis da resistência final da alvenaria. Para Thomaz (1989), são fatores influentes:

- a) Forma geométrica do componente de alvenaria;
- b) Resistência mecânica dos componentes;
- c) Rugosidade superficial;

- d) Porosidade dos componentes da alvenaria;
- e) Argamassa de assentamento: poder de aderência da argamassa, elasticidade, retração, espessura e regularidade da junta;
- f) Esbeltez da parede produzida.

A equação (9) apresenta a formulação semi-empírica da resistência à compressão da parede adotada pela ABNT NBR 15961-1 (2011) que leva em conta sua esbeltez.

$$f_{\text{par}} = f_c \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (9)$$

Onde:

f_c = resistência à compressão da alvenaria, podendo ser prismas, painéis ou paredes.

λ = coeficiente de esbeltez da alvenaria.

A esbeltez da parede é definida pela divisão da altura efetiva pela largura efetiva, conforme equação (10). A ABNT NBR 15961-1 (2011) define que os valores limites devem respeitar o Quadro 2.9.

$$\lambda \geq \frac{h_{\text{ef}}}{t_{\text{ef}}} \quad (10)$$

Onde:

λ = coeficiente de esbeltez da alvenaria;

h_{ef} = altura efetiva da parede;

t_{ef} = largura efetiva da parede.

Quadro 2.9 – Índices máximos de esbeltez da alvenaria segundo a ABNT NBR 15961

Tipo de alvenaria	Esbeltez
Não armada	24
Armada	30

Fonte: ABNT NBR 15961-1 (2011)

Quando não são utilizados enrijecedores, a espessura efetiva da parede pode ser considerada igual a largura real dos blocos, desconsiderando-se revestimentos. Quando uma parede possui enrijecedores, a sua espessura efetiva deve ser determinada conforme a equação (11).

$$t_{\text{ef}} = \delta \times t \quad (11)$$

Onde:

t_{ef} = é a largura efetiva da parede;

δ = é um coeficiente calculado de acordo com o Quadro 2.10 e parâmetros dados pela Figura 2.15;

t = é a largura da parede na região entre enrijecedores.

Quadro 2.10 – Valores do coeficiente δ

$l_{\text{enr}}/e_{\text{enr}}$	$t_{\text{enr}}/t = 1,0$	$t_{\text{enr}}/t = 2,0$	$t_{\text{enr}}/t = 3,0$
6,0	1,0	1,4	2,0
8,0	1,0	1,3	1,7
10,0	1,0	1,2	1,4
15,0	1,0	1,1	1,2
20,0 ou mais	1,0	1,0	1,0

Onde:

l_{enr} = espaçamento entre eixos de enrijecedores adjacentes;

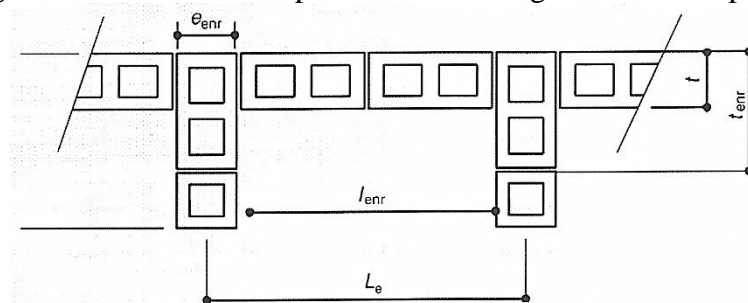
e_{enr} = largura dos enrijecedores;

t_{enr} = comprimento dos enrijecedores;

t = largura da parede.

Fonte: ABNT NBR 15961-1 (2011)

Figura 2.15 – Parâmetros para cálculo da largura efetiva da parede



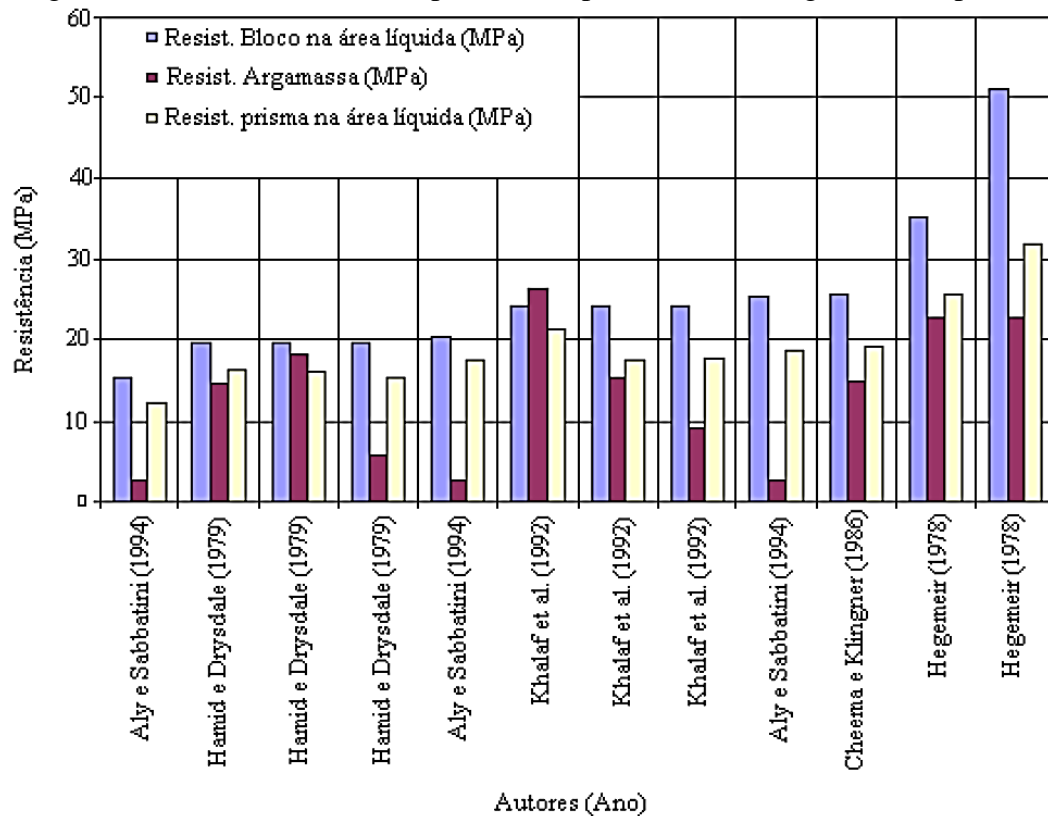
Fonte: ABNT NBR 15961-1 (2011)

A altura efetiva da parede, segundo a ABNT NBR 15961-1 (2011) é definida conforme o seguinte:

- $h_{\text{ef}} = h$, quando existe travamento na base e no topo;
- $h_{\text{ef}} = 2 \times h$, quando a extremidade superior estiver livre.

Mohamad (2007) apresentou um estudo correlacionando autores que fizeram análises em prismas de blocos de alvenaria estrutural (Figura 2.16). Primeiro, verifica-se que todos os autores utilizaram argamassa menos resistente que o bloco, com exceção de Khalaf el al. (1992), mostrando que em sua maioria, utiliza-se em pesquisas argamassas menos resistente que o bloco. Segundo, que nenhum autor encontrou resistência do prisma superior ao da unidade. Inclusive é possível perceber que resistências de argamassa bem inferiores ao da unidade pouco impactam na resistência final do prisma.

Figura 2.16 – Resistência à compressão simples de blocos, argamassas e prismas



Fonte: Mohamad (2007)

Algumas relações diretas entre as juntas e a resistência da alvenaria são apresentadas por Thomaz (1989):

- A resistência da alvenaria é inversamente proporcional à quantidade de juntas de assentamento;
- A resistência da parede não varia linearmente com a resistência do componente de alvenaria e nem com a resistência da argamassa de assentamento;
- A espessura ideal da junta de assentamento situa-se em torno de 10 mm;
- O principal fator que influi na resistência à compressão da alvenaria são os blocos, já a resistência da argamassa é bem menos significativa.

Conforme a Building Research Establishment - BRE (1981) *apud* Thomaz (1989), tomando como referência a resistência à compressão de uma argamassa 1:3 (cimento e areia em volume), argamassas 90 % menos resistentes resultaram em alvenarias apenas 20 % menos resistentes, como se segue na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência à compressão da argamassa

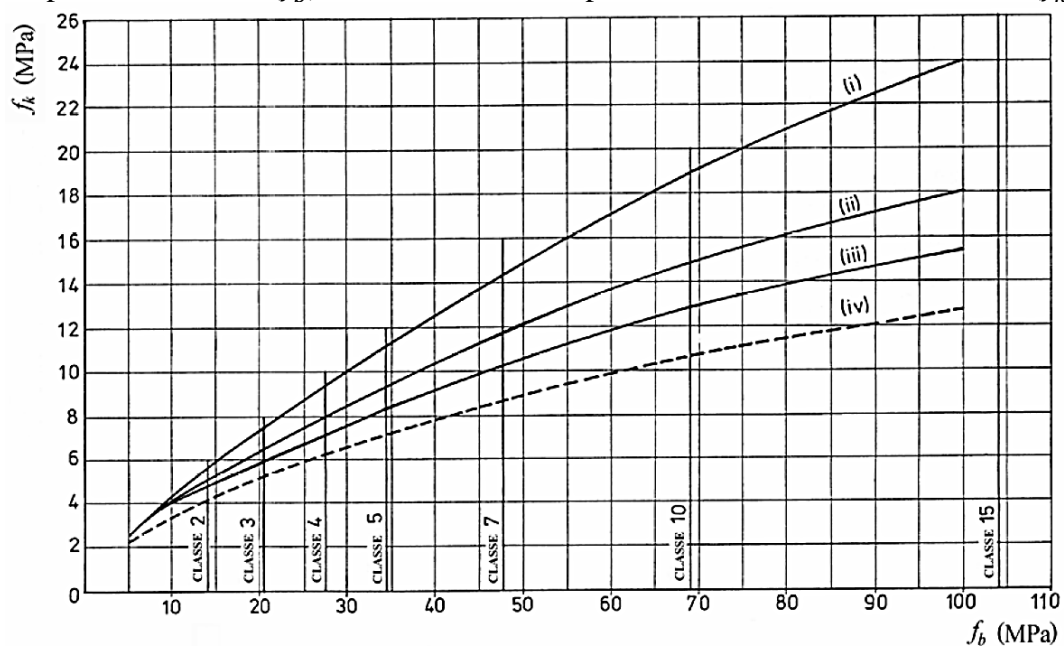
Resistências	Traço de argamassas em volume (cimento, cal e areia)				
	1:0:3	1:0,25:3	1:1:6	1:2:9	1:3:12
Argamassa	100 %	75 %	37 %	20 %	10 %
Alvenaria	100 %	98 %	95 %	90 %	80 %

Fonte: Adaptado de BRE (1981) *apud* Thomaz (1989)

Conforme a norma britânica BS 5628 (1992), quanto maior a resistência da argamassa menor sua capacidade de acomodação, o que prejudica a distribuição das tensões. A resistência à compressão da argamassa não influi de forma tão significativa na resistência à compressão da parede. A exemplo a norma indica que para blocos de 7 MPa, ao se aumentar a resistência da argamassa de 6,5 MPa para 16,6 MPa, haveria um aumento na resistência à compressão da parede de apenas 6 %.

A norma britânica BS 5628 (1992) apresenta as relações entre a resistência característica da parede em função do bloco e argamassa (Figura 2.17).

Figura 2.17 – Influência das classes de argamassas (classes i, ii, iii e iv) e da resistência à compressão do bloco (f_b) na resistência à compressão característica da alvenaria (f_k)



Fonte: BS 5628 (1992)

As classes de argamassas apresentadas (i, ii, iii e iv) possuem traços conforme Quadro 2.6, apresentado anteriormente. O traço (i) possui resistência à compressão de aproximadamente 16 MPa e o traço (iv) aproximadamente 1,5 MPa. Percebe-se em geral que qualquer que seja a resistência do bloco, o resultado são resistências características de paredes bem mais baixas,

independente da argamassa, e que a influência da resistência da argamassa apenas é significativa para blocos de altas resistências.

Mohamad (1998) realizou ensaios com prismas de 3 blocos de concreto, utilizando blocos com duas resistências diferentes (B1 e B2) e três tipos de argamassas (A1, A2 e A3), com resistências à compressão de 4,2 MPa, 8,63 MPa e 19,90 MPa. Os resultados obtidos pelo autor encontram-se na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Resistência à compressão em prismas de 3 blocos com diferentes resistências de argamassa

Tipo de bloco	Resistência à compressão (MPa)			
	Bloco	Prisma A1	Prisma A2	Prisma A3
B1	10,7	8,17	8,60	10,56
B2	15,7	8,84	10,80	11,70

Fonte: Adaptada de Mohamad (1998)

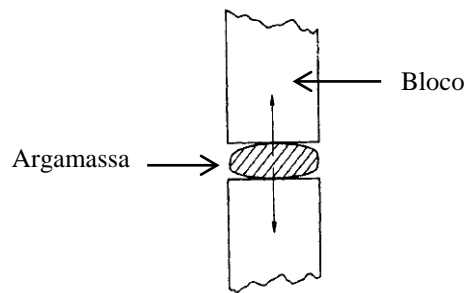
Por intermédio dos resultados obtidos por Mohamad (1998) percebe-se um ganho médio na resistência dos prismas de 14,05 % para um aumento de 105,48 % na resistência da argamassa, e quando a resistência da argamassa é aumentada em 373,81 % os prismas têm um ganho de resistência de 30,86 %.

A ABNT NBR 15961-1 (2011) especifica que a resistência à compressão da argamassa deve ser limitada a no máximo 0,7 da resistência à compressão característica especificada para o bloco, levando em consideração a área líquida do bloco, evitando uma ruptura explosiva do sistema e resultando em maior economia de cimento.

Para Mohamad *et al* (2008) existe aumento na deformação média de compressão dos prismas em função da diminuição da resistência da argamassa.

Segundo Hendry *et al* (2004), juntas com preenchimento incompleto podem reduzir a resistência da alvenaria de 33 % até 50 %. Uma das causas desse problema é a falta de umidade na argamassa durante a construção da alvenaria, causada por blocos com elevado índice de absorção. Conforme Figura 2.18, a argamassa excessivamente endurecida evita o molde à “cama”, não havendo uma distribuição perfeita na região próxima as arestas do bloco.

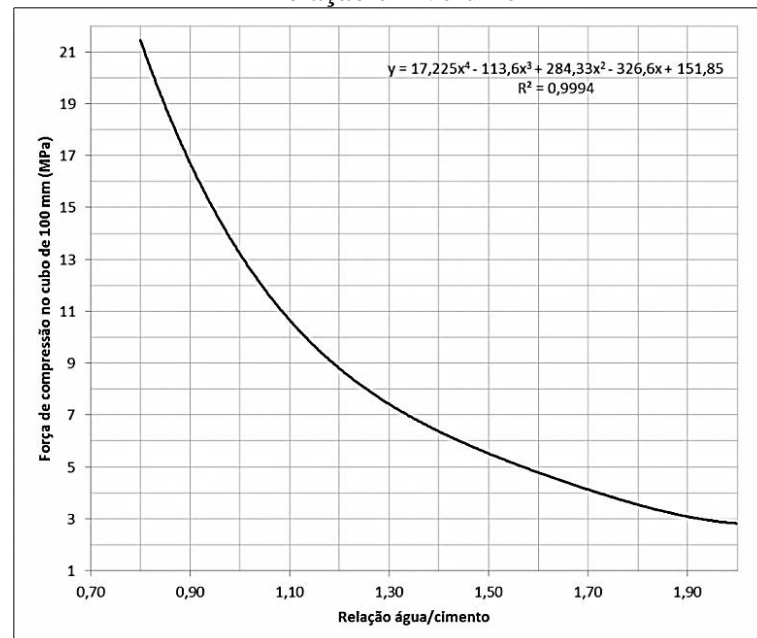
Figura 2.18 – Efeito da absorção de umidade da argamassa



Fonte: Adaptado de Hendry *et al* (2004)

Na argamassa, quanto menor a relação água/cimento maior a sua resistência. Hendry *et al* (2004), utilizando as argamassas da BS 5628 (1992) (Figura 2.19), mostra essa relação.

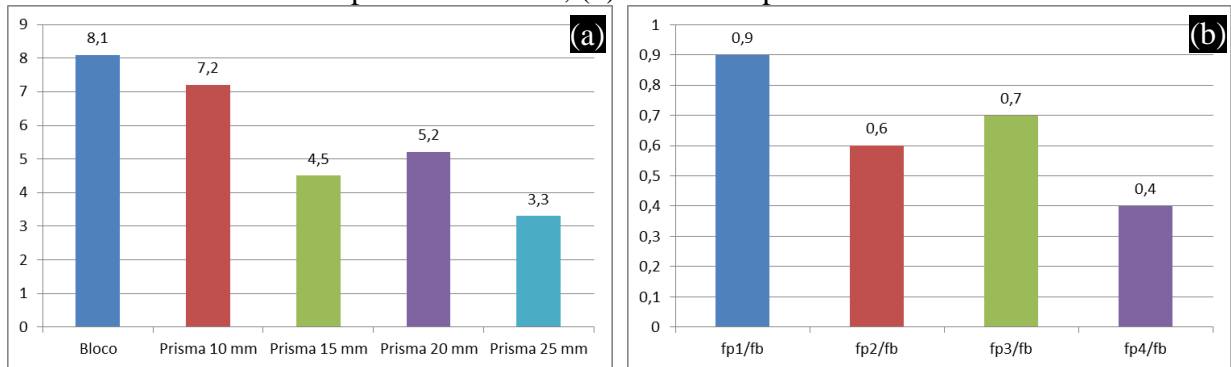
Figura 2.19 – Efeito da relação água/cimento na resistência à compressão da argamassa.
Relação em volume



Fonte: Adaptado de Hendry *et al* (2004)

A espessura da junta de assentamento horizontal tem grande influência na resistência da alvenaria. Lima (2009) analisou a resistência e a eficiência da alvenaria utilizando prismas de 2 blocos com espessuras de argamassa de assentamento variando de 10 mm a 25 mm (Figura 2.20). Percebe-se que com uma junta de 25 mm, o prisma tem 45,83 % da resistência do prisma com junta de 10 mm, significando que quanto mais espessa a junta de assentamento menor a resistência da alvenaria.

Figura 2.20 – Influência da espessura da junta de assentamento na alvenaria. (a) Resistência à compressão em MPa; (b) Eficiência prisma/bloco



Fonte: Adaptado de Lima (2009)

Reddy *et al* (2009) também comprovou que uma junta muito espessa reduz a resistência à compressão da alvenaria estrutural. Segundo o autor, um prisma com junta de 20 mm tem 14 % menor resistência do que um prisma com junta de 6 mm.

Mohamad (1998) avaliou a influência da redução da espessura da junta de 10 mm para 7 mm e verificou que a junta de menor espessura resulta em maior resistência do prisma, 3 mm a mais na junta de assentamento ocasionou uma redução de 32,35 % na resistência do prisma.

Tabela 2.4 – Influência da redução na espessura das juntas horizontais nas resistências dos prismas

f_a (MPa)	f_b (MPa)	Espessura (mm)	f_p (MPa)	f_p/f_b
4,89	15,67	7	11,7	0,75
5,41		10	8,84	0,56

Fonte: Mohamad (1998)

No entanto, a espessura da junta não pode ser muito pequena, pois favorece falhas de execução nos blocos e pode permitir o toque entre os elementos com consequente concentrações de tensões. Por isso, a ABNT NBR 15961-2 (2011) especifica uma espessura nominal para as juntas verticais e horizontais de 10 mm além de tolerâncias, conforme Quadro 2.11.

Quadro 2.11 – Tolerâncias dimensionais em paredes de alvenaria estrutural

Fator		Tolerância
Junta horizontal	Espessura	± 3 mm
	Nível	± 2 mm/m, ± 10 mm no máximo
	Nos blocos da primeira fiada	Mín. de 5 mm e máx. de 20 mm. Admite-se 30 mm em trechos com comprimento máx. de 50 cm
Junta vertical	Espessura	± 3 mm
	Alinhamento vertical	± 2 mm/m, ± 10 mm no máximo
Alinhamento da parede	Vertical (desaprumo)	± 2 mm/m, ± 10 mm no máximo por piso, ± 25 mm na altura total da edificação

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 15961-2 (2011)

2.8 Métodos de dimensionamento da alvenaria estrutural

O principal conceito que se deve ter a respeito de alvenaria estrutural é como funciona a transmissão dos esforços. Uma vez que o método se resume a um empilhamento de blocos, a principal forma de solicitação é a de compressão.

No entanto, surgirão também tensões de tração e cisalhamento em consequência de ações horizontais, sejam estas devidas à ação do vento ou do desaprumo, devendo possuir menor magnitude quando comparadas com as ações de compressão. Para se ter uma noção, segundo Hendry *et al* (2004), uma parede apresentando de 12 mm a 20 mm fora do prumo, possui de 13 % a 15 % menor resistência.

A alvenaria é uma estrutura composta, formada por diversas unidades (blocos) e argamassa predominantemente, de características distintas de uma unidade a outra, tratando-se então de um conjunto heterogêneo e ortotrópico de grande complexidade. Por natureza apresenta resistência à compressão elevada e baixa resistência à tração, determinada principalmente pela adesão das unidades (blocos) com a argamassa, sendo então às vezes utilizadas armaduras de forma a suprir essa deficiência.

Se forem computadas todas as variáveis que influenciam o comportamento mecânico da alvenaria estrutural, estas inviabilizariam (ou pelo menos tornaria bastante complexo) o dimensionamento, sejam elas:

- a) Dimensões reais e resistência de cada bloco;
- b) Espessura real e resistência de cada junta de argamassa;
- c) A ortotropia;
- d) Variações de execução ou mão-de-obra desqualificada;
- e) Arranjo das juntas etc.

Assim, as formulações normativas tendem a simplificar o problema, considerando o sistema isotrópico e aplicando elevados coeficientes de segurança na resistência dos materiais.

Porém, a busca incessante na Engenharia Civil por otimização, aliada a análises numéricas cada vez mais refinadas, resultam em produtos finais com resistências que trabalharão cada vez mais próximo das solicitações reais, com segurança e diminuição dos custos de produção. Modelos computacionais e estudos experimentais aprofundados são cada vez mais utilizados para tornar o cálculo da alvenaria estrutural mais exato, com formulações teóricas consistentes e menos empíricas.

Segundo Peleteiro (2002), na modelagem numérica da alvenaria estrutural são utilizados dois modelos aproximados:

- a) Micromodelagem: os componentes da alvenaria estrutural são discretizados individualmente, separa-se o bloco de argamassa;
- b) Macromodelagem: considera-se o material como um compósito, com propriedades únicas.

A escolha da micromodelagem justifica-se a conhecer o comportamento da estrutura detalhadamente, como pontos de concentração de tensões. Já a macromodelagem é utilizada em casos mais práticos, onde um grande nível de exatidão não é necessário, economizando tempo de estudo e processamento computacional, geralmente utilizada em estruturas de grande porte onde pequenas diferenças de tensões não são impactantes.

Quadro 2.12 – Principais modelos de análise de alvenaria estrutural

Modelo	Vantagens	Desvantagens
Modelo discreto com comportamento linear isotrópico	Bons resultados em estruturas submetidas a níveis baixos de tensão	Não adequado para casos em que as tensões aplicadas são altas e onde é necessária uma análise de redistribuição de tensões.
Modelo homogeneizado com comportamento linear ortotrópico	Adequado para estudo do comportamento global da estrutura. Com a vantagem de uma modelagem mais simples e um tempo de processamento menor que o modelo discreto.	Em termos locais, grandes diferenças podem ser encontradas, mesmo numa análise linear. O modelo não é capaz de identificar picos de tensões em regiões localizadas, que o modelo discreto consegue determinar.
Modelo homogeneizado com comportamento não linear do material	Apresenta bons resultados em termos de comportamento global e determinação da carga de ruptura.	O modelo não é capaz de representar alguns mecanismos básicos de ruptura da alvenaria, como por exemplo, a fissuração nas juntas e unidades e o escorregamento das juntas.
Modelo discreto com comportamento elástico linear para as unidades e elemento de ligação não linear nas juntas	Modelagem apropriada com a vantagem de determinação das características do material através de ensaios uniaxiais.	Não considera a fissuração e a não-linearidade da unidade. Não é capaz de determinar a ruptura da estrutura, quando fortemente influenciada pelas rupturas nas unidades.
Modelo discreto com características de deformação não-linear para a unidade e a argamassa, critério para a ruptura da unidade, da argamassa e da junta.	A idealização proposta é capaz de representar o comportamento nas estruturas em alvenaria, determinando a carga inicial de fissuração, a carga última e o padrão de ruptura com boa precisão.	São necessários ensaios complexos de caracterização das unidades, da argamassa e de amostras de paredes.
Modelo de fissuras discretas considerando-se as propriedades não lineares dos materiais.	Mais apropriado para a análise de painéis submetidos a forças concentradas.	Apresenta um custo computacional elevado.
Modelo de fissuras espalhadas com a consideração do comportamento não-linear dos componentes.	Bons resultados na determinação da força última de ruptura e no padrão de ruptura dos painéis. Tempo de processamento mais baixo.	Podem aparecer tensões altíssimas e os resultados devem ser analisados com cuidado devido à grande rede.

Fonte: Adaptado de Peleteiro (2002)

Além da modelagem numérica, outras verificações geralmente são realizadas, como o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS).

O estado limite último corresponde à capacidade final da estrutura de resistir aos esforços solicitantes antes de sua inutilização, que pode ser caracterizada como colapso, rupturas, deterioração, perda de estabilidade ou deformação acentuada.

O estado limite de serviço está ligado às exigências de durabilidade, limites de deslocamentos, tensões, deformações e vibrações. Acima de tais limites, a estrutura estará condenada pelo ELS, mas isso não caracteriza sua ruína, podendo ainda se enquadrar no ELU.

A equação (12) demonstra a base do equacionamento do estado limite último.

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_k \times \gamma_f \quad (12)$$

Onde:

R_k = resistência característica da alvenaria;

γ_m = coeficiente de segurança da resistência maior que 1,0;

F_k = Solicitação característica;

γ_f = coeficiente de majoração das ações, maior que 1,0.

No Quadro 2.13 apresentam-se as tensões admissíveis para a alvenaria estrutural não armada, conforme a ABNT NBR 15961-1 (2011).

Quadro 2.13 – Tensões admissíveis para alvenaria estrutural

Tipo de solicitação		Resistência média à compressão da argamassa (MPa)		
		$1,5 \leq f_a \leq 3,4$	$3,5 \leq f_a \leq 7,0$	$f_a > 7,0$
Compressão simples		f_{par} ou $0,7 \times f_{pk}$ ou $\times 0,85 \times f_{ppk}$		
Compressão na flexão		De 50 % a 100 % da resistência a compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento		
Tração na flexão	Normal à fiada	0,1 MPa	0,2 MPa	0,25 MPa
	Paralela à fiada	0,2 MPa	0,4 MPa	0,5 MPa
Cisalhamento		0,55 a 1,0 MPa	0,6 a 1,4 MPa	0,8 a 1,7 MPa

f_a = resistência à compressão da argamassa;

f_{par} = resistência à compressão da parede conforme ABNT NBR 8949 (1985);

f_{pk} = resistência à compressão característica do prisma conforme ABNT NBR 15962-2 (2011);

f_{ppk} = resistência à compressão característica de pequena parede conforme ABNT NBR 15962-2 (2011).

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 15961-1 (2011)

Pelo fato de a ABNT NBR 15961-1 (2011) ser uma norma recente, é importante salientar a diferença entre ela e a ABNT NBR 10837 (1985) na equação que define a tensão admissível de compressão simples na alvenaria estrutural. A ABNT NBR 10837 (1985), conforme

equação (13), aplicava um coeficiente de segurança de minoração da resistência igual a 5, considerando a resistência básica da alvenaria como a média da resistência dos ensaios em prismas de 2 blocos.

Já a ABNT NBR 15961-1 (2011), conforme equação (14), utiliza a resistência básica da alvenaria como a de compressão característica do ensaio de paredes (ABNT NBR 8949 (1985)), aceitando-se também a resistência característica de prismas de 2 blocos reduzida para 70 % ou de pequenas paredes reduzida para 85 %. Uma vez obtida qualquer uma das resistências características, esta é minorada conforme Quadro 2.14, resultando-se assim na resistência à compressão de cálculo da alvenaria.

$$f_{par} = 0,2 \times f_{pm} \times \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \times t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (13)$$

Onde:

f_{pm} = resistência à compressão média dos prismas;

h_{ef} = altura efetiva da parede;

t_{ef} = largura efetiva da parede.

$$f_{par} = fd \times \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \times t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (14)$$

Onde:

fd = resistência à compressão de cálculo da alvenaria (aceitando-se parede, prisma ou pequenas paredes);

h_{ef} = altura efetiva da parede;

t_{ef} = largura efetiva da parede.

Quadro 2.14 – Valores de γ_m para minoração da resistência conforme combinação de carregamento

Combinações	Alvenaria
Normais	2,0
Especiais ou de construção	1,5
Excepcionais	1,5

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 15961-1 (2011)

A variação entre a resistência média dos prismas e a de cálculo da alvenaria pode ser expressiva. Por exemplo, considerando um ensaio de resistência à compressão simples em 6 prismas, resultando nos valores: 2,0 MPa, 2,92 MPa, 3,49 MPa, 2,83 MPa, 2,32 MPa e 2,26 MPa, a média é 2,64 MPa. A resistência característica obtida conforme a ABNT NBR 15961-2 (2011) é 1,94 MPa, 70 % deste valor 1,36 MPa. Se a resistência de projeto da parede (desconsiderando a parcela da esbeltez) for determinada pela equação (13) (ABNT NBR 8949

(1985)), seria obtido o valor de 0,53 MPa. Ao contrário, se a resistência da parede for determinada pela equação (14) (ABNT NBR 15961-1 (2011)), utilizando-se $\gamma_m = 2,0$, seria obtido o valor de 0,68 MPa, valor 22,34 % maior que o anterior, mostrando que a ABNT NBR 15961 (2011) é menos restritiva que sua antecedente e como as normas reduzem a resistência da alvenaria em relação à resistência média dos prismas.

Já a norma britânica BS 5628 (1992) considera coeficientes parciais de segurança (γ_f) (semelhantes ao γ_m) a serem aplicados aos carregamentos, conforme Quadro 2.15.

Quadro 2.15 – Coeficientes parciais de segurança para ações

Combinação	Carregamentos			
	Permanente	Variável	Vento	Terra/Água
Permanente e variável	0,9 ou 1,4	1,6	-	1,4
Permanente e vento	0,9 ou 1,4	-	1,4	1,4
Permanente, variável e vento	1,2	1,2	1,2	1,2
Dano acidental	0,95 ou 1,05	0,35	-	0,35

Fonte: BS 5628 (1992)

A tensão atuante na compressão simples é a força dividida pela área da seção transversal da parede, considerando ainda que toda superfície da seção transversal seja solicitada por esta força uniformemente distribuída. Mesmo que a parede receba a força em uma área menor que a seção transversal, se a base estiver toda apoiada e houver altura suficiente, essa tensão será distribuída pela seção transversal inferior. No entanto haverá concentração de tensões no topo, o que poderá caracterizar ruptura nessa região. Para evitar este problema, a ABNT NBR 15961-1 (2011) determina que regiões mínimas de contato sejam maiores que 50 mm ou a largura da parede dividido por 3. A tensão de contato deve ser menor ou igual a 1,5 vezes a resistência de cálculo da alvenaria.

Sobre a área da seção transversal, a ABNT NBR 15961-1 (2011) e a BS 5628 (1992) consideram a área bruta, desconsiderando os vazios do bloco. Já a ACI 530 (2005) considera a área líquida, o que condiz com a realidade.

Em comparação com as três referidas normas, Ramalho e Corrêa (2008) afirmam que a BS 5628 (1992) fornece resultados bem mais conservadores em comparação com a ABNT NBR 10837 (1985) (20 % menor) e a ACI 530 (30 % menor).

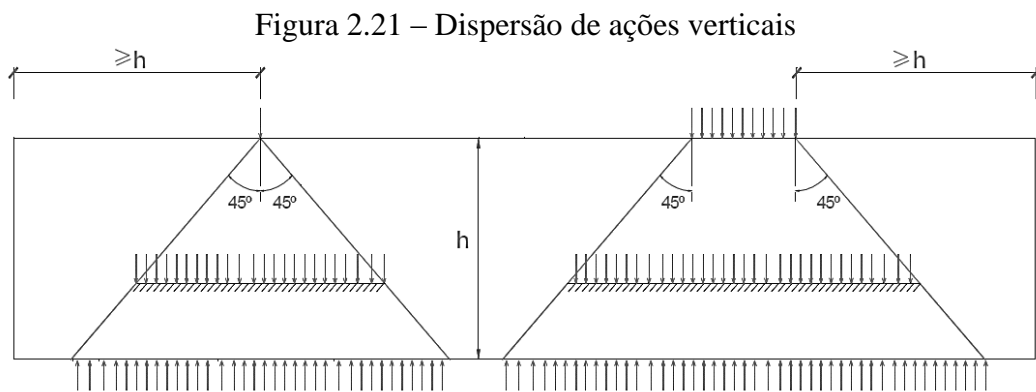
2.9 Mecanismos de ruptura da alvenaria estrutural

A fissura é o modo de ruptura predominante nas estruturas correntes e na alvenaria estrutural, assim é de fundamental importância impedir seu aparecimento. Em geral, as fissuras

aparecem por deformações excessivas e por esforços internos de tração que vão além da resistência do material.

Quando o painel de alvenaria é solicitado, diferentes magnitudes de tensões vão surgir ao longo de sua geometria. Para reforçar a estrutura de maneira otimizada é necessário localizar os pontos críticos de tensão/deformação e aplicar o reforço correto na posição correta.

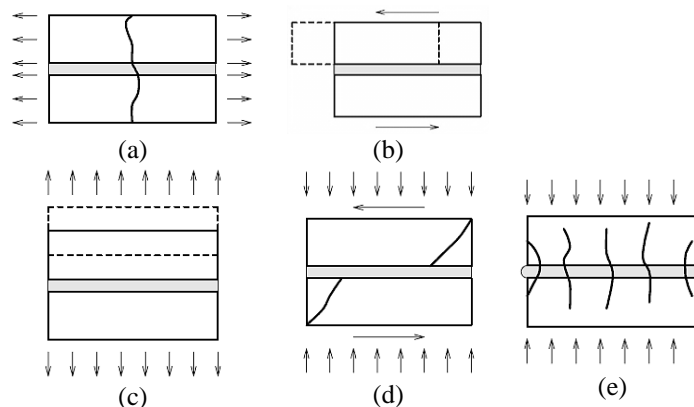
Segundo a ABNT NBR 15961-1 (2011), a dispersão de qualquer ação vertical concentrada ou distribuída sobre um trecho de um elemento se dará segundo uma inclinação de 45°, em relação ao plano horizontal, conforme ilustrado na Figura 2.21. Logo, é possível utilizar essa informação para definição da seção transversal que efetivamente trabalhará para resistir a uma ação.



Fonte: Adaptada de ABNT NBR 15961-1 (2011)

Segundo Lourenço (1994), os mecanismos de ruptura em alvenaria estrutural podem acontecer conforme a Figura 2.22.

Figura 2.22 – Mecanismos de ruptura em alvenaria estrutural: Fissuração dos blocos (a); Escorregamento (b); Fissuração nas juntas (c); Fissura diagonal (d); Fendilhamento (e)

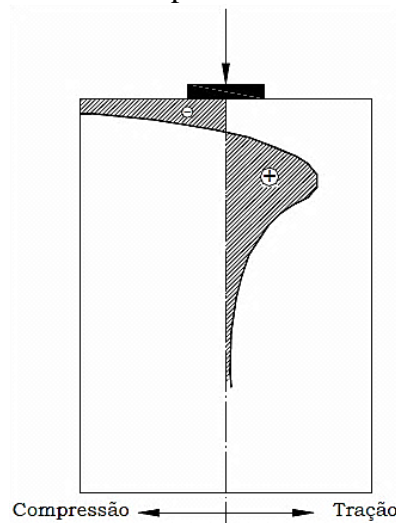


Fonte: Lourenço (1994)

Então, analisando a Figura 2.22, percebe-se que em sollicitação por compressão axial, a alvenaria estrutural fissa-se predominantemente na direção inclinada e por fendilhamento, características observadas facilmente durante os ensaios experimentais desta pesquisa.

De acordo com Page e Shrive (1990) *apud* Peleteiro (2002), quando uma força concentrada é aplicada a uma parede de alvenaria, altas tensões locais se desenvolvem logo abaixo do ponto de aplicação da força (Figura 2.23).

Figura 2.23 – Tensões transversais em uma parede sólida submetida a uma força concentrada



Fonte: Page e Shrive (1990) *apud* Peleteiro (2002)

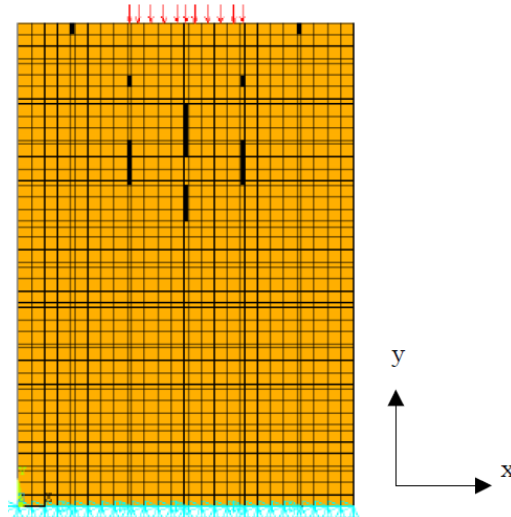
Na região imediatamente abaixo do ponto de aplicação do carregamento surge um estado de compressão biaxial. Um pouco mais abaixo o estado de tensão muda para uma compressão vertical e tração biaxial (Figura 2.23). Como o concreto não possui boa resistência à tração, tal esforço de tração provoca a ruptura da alvenaria.

Segundo Mohamad (2007) os deslocamentos horizontais a meia altura do painel são maiores do que nos extremos (topo e base). Existe a tendência dos deslocamentos horizontais do topo do painel serem maiores do que os da base devido ao sistema de aplicação de carga, onde o atrito é produzido pelo peso da parede e pela força atuante no pistão do equipamento de ensaio. Tal informação explica a maioria das fissuras que ocorrem na parte superior do painel e conseqüentemente sua ruptura, conforme será apresentado neste trabalho e em simulação realizada por Peleteiro (2002) (Figura 2.24).

A simulação de Peleteiro (2002) utilizou elementos planos do software ABAQUS. A argamassa com resistência à compressão de 7,3 MPa e módulo de elasticidade de 7,4 GPa foi considerada separada das unidades com resistência à compressão com 15,3 MPa e módulo de elasticidade 14,7 GPa. O painel possuía 102,5 cm de altura, 71 cm de comprimento e 11 cm

de espessura. No modelo foi feita uma variação do carregamento, aumentando-se gradativamente a área de aplicação do carregamento. Partiu-se de uma força distribuída em uma área equivalente a 10 % da área da seção transversal do painel até chegar a uma área de 50 %. Na Figura 2.24 apresenta-se o modelo de ruptura do painel com um carregamento de aproximadamente 230 kN distribuído em 35 % da área da seção transversal do painel.

Figura 2.24 – Padrão de ruptura em alvenaria estrutural



Fonte: Peleteiro (2002)

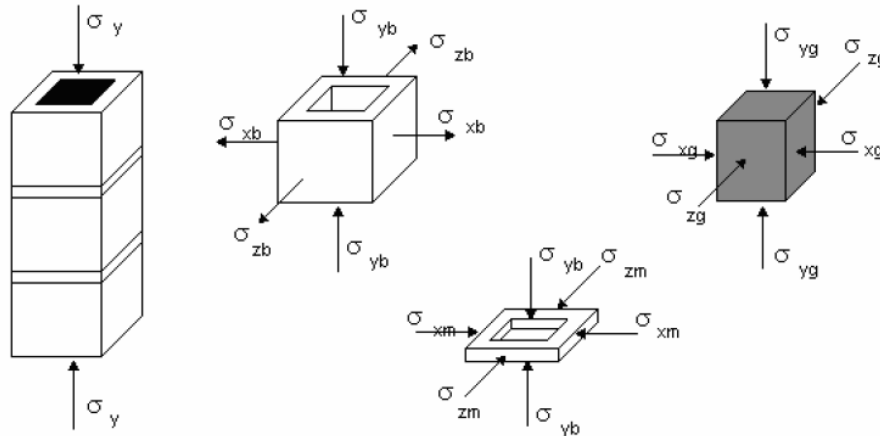
As fissuras começam a surgir em uma região um pouco abaixo do ponto de aplicação de força e não imediatamente abaixo (Figura 2.24). Tal comportamento pôde ser confirmado experimentalmente nos ensaios realizados neste trabalho.

Para Mohamad (2007), as tensões verticais aplicadas nos prismas distribuem-se, essencialmente de modo uniforme ao longo de toda a seção do bloco e da argamassa, induzindo, devido à diferença de rigidez, tensões horizontais que levam a alvenaria a romper num estado de tensões triaxiais. O referido autor também sugere como causa de ruptura o desenvolvimento de tensões de tração no bloco e o esmagamento na argamassa. Os fenômenos que levam a alvenaria a perder a rigidez axial são: abertura da junta vertical na interface com o bloco, esmagamento localizado na junta horizontal e vertical e propagação de trincas nas faces do bloco.

Segundo Thomaz (1989), devido a diferença de comportamento entre blocos e argamassa de assentamento são introduzidas solicitações locais de flexão nos blocos, podendo surgir fissuras verticais. A argamassa de assentamento, quando apresenta deformações transversais mais acentuadas que os blocos, introduz tensões de tração nas duas direções no plano

horizontal, levando ao fissuramento vertical da alvenaria. Esse comportamento é melhor explicado na Figura 2.25.

Figura 2.25 – Tensões atuantes na alvenaria



Fonte: Hamid e Drysdale (1979) apud Mohamed (2007)

Segundo Grohmann (2006) a argamassa tem a tendência de expandir lateralmente, mas como é aderida mecanicamente ao bloco ela fica restringida surgindo tensões laterais de tração no bloco e de compressão na argamassa. Segundo o autor a resistência é regida pela resistência à tração do bloco e pelas propriedades de deformação da argamassa.

Thomaz (1989) observa que a fissuração típica na alvenaria estrutural carregada axialmente à compressão é vertical, com exceções onde ocorrem esmagamentos da argamassa de assentamento ou do bloco. A argamassa de assentamento apresenta deformações axiais mais acentuadas sob as nervuras verticais dos blocos (uma vez que nessa região há concentrações de tensões), introduzindo como consequência solicitações de flexão nessa região, no plano horizontal do bloco, podendo causar a ruptura nessa região.

Assim, alvenarias solicitadas por sobrecargas uniformemente distribuídas, segundo Thomaz (1989), possuem dois tipos característicos de trincas:

- a) Trincas verticais provenientes da deformação transversal da argamassa ou da flexão local dos componentes da alvenaria;
- b) Trincas horizontais provenientes da ruptura por compressão dos componentes de alvenaria ou da própria argamassa de assentamento.

Grohmann (2006), após analisar o modelo de ruptura de Atkinson e Noland (1985), apresenta:

Argamassas mais fortes têm um comportamento na curva tensão x deformação essencialmente linear, seus prismas fissuraram subitamente e rompem

explosivamente no carregamento último. Já as argamassas mais fracas apresentam um comportamento na curva tensão x deformação não-linear, têm comportamento mais dúctil ocorrendo fissuração lenta nos prismas [...] podendo ocorrer o fendilhamento do bloco ao invés do esmagamento da argamassa. (GROHMANN, 2006. Pág. 43).

Ainda conforme Grohmann (2006), prismas com argamassas mais fracas rompem de forma lenta pois têm maior capacidade de absorver deformações.

A capacidade da argamassa absorver mais ou menos deformações está ligada diretamente à sua resistência em relação a resistência do bloco, que também é diretamente proporcional ao módulo de deformação dos componentes. Essa relação é que vai reger o modo de ruptura do conjunto. Segundo Cheema e Klingner (1986), para uma relação $\frac{E_a}{E_b} \geq 0,66$ a ruptura acontece, preferencialmente por esmagamento da junta de argamassa. Já para $\frac{E_a}{E_b} \leq 0,66$ a ruptura acontece, preferencialmente por tração no bloco (E_a = módulo de deformação da argamassa; E_b = módulo de deformação do bloco).

Mohamad (2007) afirma que a alvenaria (bloco e argamassa) tende a igualar a rigidez dos materiais. Por mais diferente que seja a resistência do bloco e argamassa, a junta de argamassa horizontal e o bloco passam a se comportar como únicos. Neste caso o ponto fraco do conjunto é a junta vertical, onde o processo de ruptura induz trincas em toda superfície da parede, o que de fato foi constatado nos ensaios experimentais realizados neste trabalho.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS COMPÓSITOS COM FIBRAS, REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

3.1 Materiais compósitos

Um material composto é aquele constituído pela união de dois ou mais materiais diferentes, com a finalidade de melhorar determinada propriedade do conjunto final.

Pode-se afirmar que o concreto armado é um tipo de material composto, uma vez que possui aço envolto por pasta de cimento, materiais diferentes que são unidos, objetivando um produto final de melhor desempenho.

Um reforço de fibra de carbono também é um exemplo de material composto, formado por fibras de carbono imersas em uma matriz, geralmente poliméricas. Por sua vez, este reforço de fibra de carbono irá se unir a outro material estrutural, a fim de reforçá-lo, formando um material composto secundário.

Existem materiais compostos formados por dispersão de partículas, grãos, flocos e fibras, lâminas, malhas, estrutura sanduíche etc.

Para Arquez (2010) a configuração geométrica do reforço deve estar em conformidade com os esforços a serem combatidos, por isso, são classificados em três classes:

- a) Sistema unidirecional: o reforço deve trabalhar em conjunto com estruturas lineares como vigas;
- b) Sistema bidirecional: o reforço atua em dois planos diferentes sendo utilizados em lajes;
- c) Sistema espacial: resultado da combinação dos sistemas anteriores, indicado para estruturas complexas com geometria tridimensional.

Ainda conforme Arquez (2010), os PRFC podem ser classificados em dois sistemas:

- a) Pré-fabricados: apresentando-se totalmente curados possuindo características de um material industrializado, podendo então ser aplicados com filme termo adesivo;

- b) Curados no local: formados por emaranhados de fibras (mantas ou tecidos) que recebem a matriz para compor o reforço no momento da aplicação.

Quanto às propriedades mecânicas, segundo Machado (2002) é necessário saber que as barras de PRFC são anisotrópicas. Suas propriedades mecânicas variam significativamente de um produto para outro, como o volume e tipo da fibra, da resina, a orientação das fibras, dimensões, controle de qualidade durante fabricação, histórico de carregamento, duração do carregamento, temperatura e pressão.

Conforme Machado (2002), a resistência à compressão do PRFC não é quesito fundamental das aplicações práticas. No entanto já foram conseguidas resistências à compressão variando de 317 MPa a 470 MPa em barras de fibra de vidro.

O grande problema dos PRFC é a resistência ao cisalhamento, sendo facilmente seccionados na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal.

Segundo Machado (2002), para a adesão do PRFC em estruturas de concreto, o substrato deve possuir a necessária resistência para desenvolver as tensões solicitantes e transferi-las ao PRFC por intermédio da matriz. Isso significa que o substrato deve possuir resistência à tração e ao cisalhamento suficiente para transferência de esforços. Caso isso não ocorra, o substrato irá falhar antes da utilização do reforço, inviabilizando sua aplicação. O autor sugere que para a perfeita adesão da matriz ao substrato o mesmo deve possuir resistência mínima à tração de 1,4 MPa, determinada por teste de arrancamento mecânico. Além disso, é interessante que o concreto utilizado tenha resistência à compressão mínima de 14 MPa.

Algumas vantagens do PRFC são apresentadas por Ferrari (2007), como:

- a) Resistência à corrosão eletroquímica;
- b) Alta resistência à tração (em torno de 7 vezes a do aço);
- c) Baixo peso específico (cerca de 4 vezes menor que o aço);
- d) Flexibilidade, adaptando-se com facilidade a várias formas;
- e) Bom comportamento durante incêndio;
- f) Mantém as dimensões originais da seção transversal do elemento a ser reforçado;
- g) Rapidez na execução do reforço, colocando a estrutura de volta em serviço em um curto espaço de tempo.

Mas algumas desvantagens também são apresentadas por Ferrari (2007):

- a) Sensibilidade à radiação ultravioleta, uma vez que esta radiação destrói cadeias poliméricas;
- b) Expressa lacuna técnica sobre o desempenho do reforço frente a altas temperaturas e em um ambiente agressivo;
- c) Possibilidade de grande aumento da rigidez, possibilitando ruínas frágeis da estrutura.

3.1.1 Matriz

A matriz é o material que vai garantir a união e a orientação do reforço na estrutura, além de protegê-lo contra as intempéries. Recebe também parte das solicitações exercidas, transferindo-as para o reforço, sendo assim, também precisa ter qualidades mecânicas mínimas conforme a solicitação.

Segundo Rodrigues (2009) a matriz desempenha papel importante no PRF, pois:

- a) Aglutina o conjunto de fibras;
- b) Protege as fibras da abrasão e das agressões ambientais;
- c) Transfere os esforços às fibras;
- d) Deve ser química, térmica e mecanicamente resistente e compatível com as fibras;
- e) Em compostos unidirecionais, controlam as propriedades transversais do conjunto.

Existem diversos tipos de matrizes, como as metálicas, cerâmicas, cimentícias e poliméricas. As matrizes poliméricas são divididas em três classificações:

- a) Resinas termofixas: quando se solidificam não se refundem, necessitam de um catalisador e geralmente apresentam características superiores às das resinas termoplásticas, como por exemplo: poliéster insaturada, éster-vinílica, epóxi, fenólica e poliimida;
- b) Resinas termoplásticas: podem ser reaproveitadas diversas vezes por aquecimento e resfriamento, como por exemplo: polipropileno, polietileno, poliestireno, cloreto de polivinil (PVC), acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS), poliamida (nylon), policarbonato, óxido de polifenileno, polisulfona, poli-éter-éter-cetona (PEEK) e sulfeto de polifenileno (PPS);
- c) Elastômeros: possuem alta elasticidade e deformação permanente baixa como o silicone, neoprene e borracha natural.

Por serem as resinas termofixas as mais utilizadas na Engenharia Civil, no Quadro 3.1 apresentam-se suas principais propriedades (BANK, 2006, pág. 51).

Quadro 3.1 – Propriedades físicas de algumas resinas à tração

Matriz	Massa específica, ρ (g/cm ³)	Módulo de elasticidade, E(GPa)	Resistência à tração, σ (MPa)	Deformação máxima, ε (%)
Poliéster	1,2	4,0	65	2,5
Epóxi	1,2	3,0	90	8,0
Vinílica	1,12	3,5	82	6,0
Fenólica	1,24	2,5	40	1,8
Poliuretano	varios	2,9	71	5,9

Fonte: Adaptada de Bank (2006)

Já as matrizes de resina epóxi, conforme a CEP-FIB (2001), possuem as seguintes vantagens:

- Cura com alto esforço de coesão;
- Baixa retração se comparada com poliésteres, acrílicos e vinis;
- Baixa fluência;
- Capacidade de acomodar em superfícies de colagem irregulares.

As principais características dos adesivos epóxis em relação ao concreto e aço são apresentadas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Comparação das propriedades típicas dos adesivos epóxi, concreto e aço macio

Propriedades a 20 °C	Adesivos epóxi de cura a frio	Concreto	Aço macio
Densidade (kg/m ³)	1100 – 1700	2350	7800
E (GPa)	0,5 – 20	20 – 50	205
G (GPa)	0,2 – 8	8 – 21	80
Coefficiente de Poisson	0,3 – 0,4	0,2	0,3
Resistência à tração (MPa)	9 – 30	1 – 4	200 – 600
Resistência ao corte (MPa)	10 – 30	2 – 5	200 – 600
Resistência à compressão (MPa)	55 – 110	25 – 150	200 – 600
Deformação na ruptura por tração (%)	0,5 – 5	0,015	25
Energia de ruptura (Jm ⁻²)	200 – 1000	100	10 ⁵ – 10 ⁶
Coefficiente de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	25 – 100	11 – 13	10 – 15
Absorção de água: 7 dias – 25 °C (%)	0,1 – 3	5	0
Temperatura de transição vítrea (°C)	45 – 80	---	---

Fonte: Adaptado de CEP-FIB (2001)

3.1.2 Fibras

A fibra é o elemento constituinte que confere ao material composto suas características mecânicas principais, como rigidez e resistência à ruptura. As fibras podem ser curtas, de alguns centímetros que são injetadas no momento da moldagem da peça ou de grandes dimensões. Os tipos mais comuns de fibras são as de vidro, de aramida (kevlar), carbono e boro. Podem ser definidas como unidirecionais, quando orientadas segundo uma mesma

direção, bidimensionais, quando orientadas segundo duas direções ortogonais (tecidos), orientadas aleatoriamente ou tridimensionais (tecidos multidimensionais). O Quadro 3.3 mostra as principais propriedades das fibras comumente utilizadas.

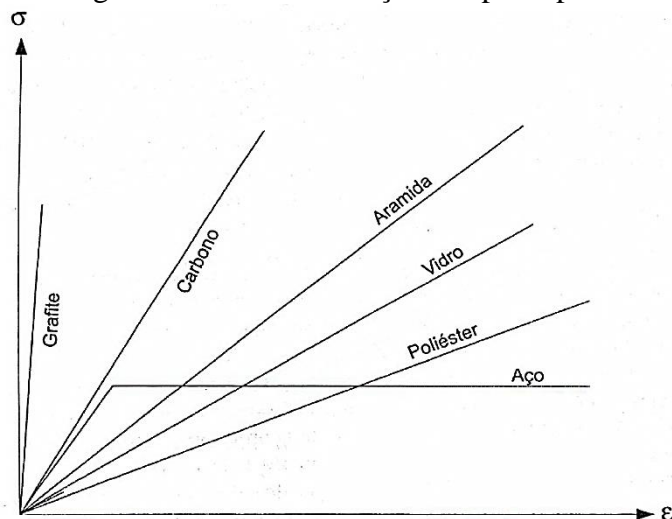
Quadro 3.3 – Propriedades das principais fibras utilizadas em sistemas PRF

Tipo de fibra	E (GPa)	Tensão na tração (MPa)	ϵ (%)	g/cm ³
Carbono				
Uso geral	220 a 240	2050 a 3790	1,2	1,7 a 1,8
Alta resistência	220 a 240	3790 a 4820	1,4	
Ultra-alta resistência	220 a 240	4820 a 6200	1,5	
Alto módulo	340 a 520	1720 a 3100	0,5	
Ultra-alto módulo	520 a 690	1380 a 2400	0,2	
Vidro				
Vidro E	69 a 72	1860,0 a 2680	4,5	2,56 a
Vidro S	86 a 90	3440,0 a 4140	5,4	2,6
Aramida (kevlar)				
Uso geral	69 a 83	3440 a 4140	2,5	1,44 a
Alta performance	110 a 124	3440 a 4140	1,6	1,45

Fonte: adaptado de ACI 440.2R (2002) e Rodrigues (2009)

Para Machado (2002), as fibras são dispostas dentro das matrizes absorvendo as tensões de tração decorrentes dos esforços solicitantes externos, sendo então responsáveis pela resistência mecânica do sistema. O mesmo autor apresenta um comparativo das principais fibras existentes no mercado (Figura 3.1), onde se percebe que para altas tensões a fibra de carbono é a que sofre a menor deformação.

Figura 3.1 – Diagrama tensão/deformação das principais fibras à tração



Fonte: Adaptado de Machado (2002)

3.1.2.1 Fibra de carbono

Segundo Meneghetti (2007), as fibras de carbono resultam do tratamento térmico de fibras precursoras orgânicas, tais como a poliacrilonitrila (PAN), o rayon e o nylon (Quadro 3.4). Podem também ser produzidas a partir de alcatrão derivado do petróleo ou do carvão, oxidado em um ambiente inerte. As fibras de carbono são produzidas por um processo chamado pirólise controlada, em que uma das três fibras precursoras é submetida a uma série de tratamentos térmicos (estabilização, carbonização, grafitação e tratamento superficial). O resultado deste processo são filamentos de diâmetro entre 5 a 8 micrômetros.

Quadro 3.4– Propriedades de algumas fibras precursoras de carbono

Propriedade	PAN	Alcatrão (Piche)	Rayon
Peso específico (g/cm ³)	1,8	2	1,7
Resistência à tração (MPa)	2480 a 3100	1550	2070 a 2080
Módulo de elasticidade (GPa)	200 a 345	380	415 a 550
Diâmetro (µm)	7,5	10 a 11	6,5
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	-0,7 a -0,5	-1,6 a -0,9	-
Deformação máxima (%)	0,6 a 1,2	1,0	-

Fonte: Adaptada de Meneghetti (2007)

Conforme Meneghetti (2007), o processo de produção normalmente consiste na oxidação das fibras precursoras, seguido da elevação da temperatura para patamares que variam entre 1000 °C a 3000 °C. O tratamento térmico faz com que os átomos de carbono fiquem alinhados ao longo do eixo da fibra precursora, característica que confere extraordinária resistência mecânica ao produto final.

Segundo Machado (2005), quanto maior a temperatura de exposição, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que normalmente varia entre 100 GPa e 300 GPa nas fibras de carbono, e pode alcançar até 650 GPa nas fibras de grafite (Quadro 3.5). Devido ao gasto energético para a produção, quanto maior o módulo de elasticidade maior é o custo do material final.

Quadro 3.5 – Propriedades das fibras de carbono

Fibra de carbono	σ (MPa)	E (GPa)	ε (%)	ρ (g/cm³)	Diâmetro da Fibra (µm)
Tipo PAN com alta resistência (HS)	3500 a 5000	200 a 260	1,2 a 1,8	1,7 a 1,8	5 a 8
Tipo PAN com alto módulo de elasticidade (HM)	2500 a 4000	350 a 700	0,4 a 0,8	1,8 a 2,0	5 a 8
Tipo Piche com alto módulo de elasticidade (HM)	3000 a 3500	400 a 800	0,4 a 1,5	1,9 a 2,1	9 a 18

Fonte: Adaptada de Machado (2005)

Machado (2002) apresenta as propriedades típicas dos sistemas de composto de fibras de carbono (CFC) dadas diferentes orientações desta em relação à direção do carregamento solicitante (Tabela 3.1). Logo, percebe-se que a maior eficiência do composto é a longitudinal às fibras.

Tabela 3.1 – Propriedades típicas dos sistemas CFC à tração

Orientação carbono/epóxi	E (GPa)	σ (MPa)	ϵ (%)	α ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
0°	117 – 145	1380 – 2070	1 – 1,5	0
0°/90°	55 – 76	690 – 1035	1 – 1,5	1,7
45°/-45°	14 – 28	175 – 275	1,5 – 2,5	5,5 – 8,3

0° representa a orientação da fibra unidirecional;

0°/90° ou 45°/-45° representa a fibra igualmente orientada segundo direções ortogonais onde 0° é a direção do carregamento e 90° é a normal à direção do carregamento;

A tensão de tração é aplicada a 0°;

Proporção fibra/resina de 1:1.

Fonte: Adaptado de Machado (2002)

3.1.2.2 Tipos de arranjo comercializados

As fibras podem ser comercializadas em diversas variações, como:

- Rovings: vários fios, formando mechas (Figura 3.2);
- Camadas unidirecionais: fornecidas na forma de tecidos;
- Tecidos: podem formar diversas configurações, longitudinal, transversal, em trama (Figura 3.3);
- Stitched fabrics: tecidos obtidos a partir do empilhamento de camadas unidirecionais com diferentes orientações;
- Fibras curtas: inseridas aleatoriamente na matriz com a intenção de melhorar suas características em todas as direções no volume considerado;
- Mantas com fibras curtas aleatórias: rolos formados por dispersão de fibras em uma matriz polimérica, similar ao que vemos em caixas d'água de fibra de vidro, porém maleável como um pano;
- Prepregs: pré-impregnados que já possuem uma resina pré-catalisada, geralmente projetado para cura sob temperatura e pressão;
- Tecidos híbridos: tecidos com dois tipos diferentes de fibras com o objetivo de otimizar e baratear o produto final, pois geralmente uma direção é mais resistente que outra e é utilizada para a região de esforços predominantes.

Figura 3.2 – Tecidos, rovings e outros reforços em fibra de vidro

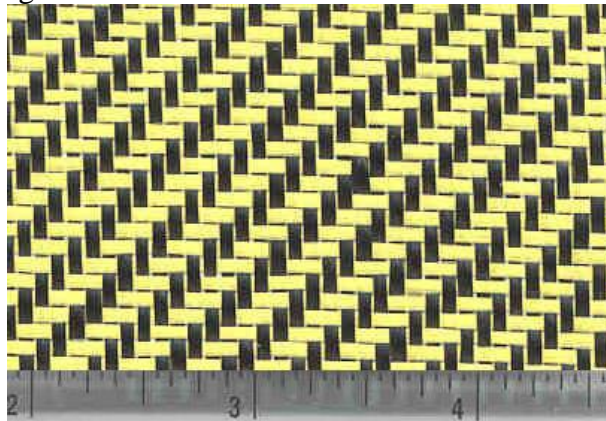


Fonte: < <http://www.owenscorning.com.br/>>. Acesso em 09 Ago. 2011 às 09:56 h

Segundo Ferrari (2007) as mantas e tecidos possuem resistência à tração e módulo de elasticidade superior ao dos laminados, além da vantagem de serem flexíveis, podendo ser aplicados envolvendo os elementos estruturais. A manta possui fibras em apenas uma direção (unidirecionais), enquanto nos tecidos as fibras são dispostas em mais de uma direção.

Os tecidos têm a vantagem de resistir a esforços de tração em várias direções, pois possuem camadas unidirecionais horizontais e verticais, sendo então aconselhados em estruturas que sofrem expansão volumétrica.

Figura 3.3 – Híbrido de fibra de carbono e Kevlar



Fonte: < <http://www.shopmaninc.com/>>. Acesso em 09 Ago. 2011 às 09:57 h

Já os reforços unidirecionais devem ser aplicados em regiões que predominarem os esforços de tração no mesmo sentido das fibras.

Geralmente as matrizes são bi-componentes, sendo um a resina epóxi e o outro o endurecedor. *Pot life* é o tempo a partir do qual a mistura dos dois componentes mantém as características de aderência e trabalhabilidade para ser utilizada antes que esta comece a endurecer. Quando o *pot life* termina, a reação exotérmica pode chegar a temperaturas suficientes para queimar a mão de uma pessoa, inclusive utilizando luvas descartáveis (fato constatado durante a

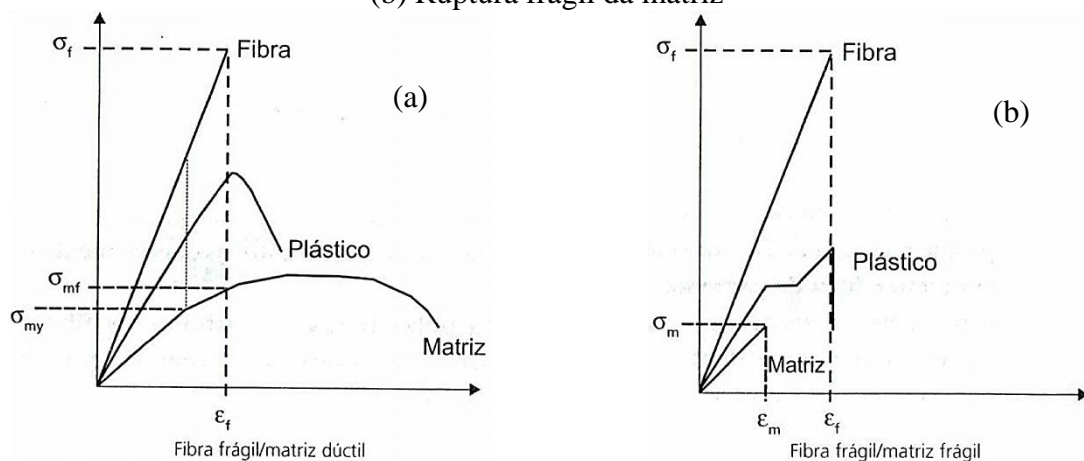
realização deste trabalho). Assim, a quantidade de matriz a ser preparada deve ser suficiente para a utilização dentro do *pot life* indicado pelo fabricante, evitando desperdício.

De acordo com Rodrigues (2009), o *pot life* muda de resina para resina, variando de 20 a 240 minutos, de acordo com o fabricante.

3.1.3 A interação entre matriz e fibras

Para Machado (2002), a matriz necessita de um alongamento na ruptura maior do que o alongamento que ocorre na fibra, permitindo que a mesma continue a possuir capacidade de carga mesmo após a tensão na fibra ter atingido a sua tensão máxima. Assim o critério ideal é ruptura frágil da fibra e ruptura dúctil da matriz (Figura 3.4-a), descartando a possibilidade de ocorrência de ruptura prematura da matriz, o que interromperia a transferência de tensões às fibras (Figura 3.4-b).

Figura 3.4 – Diagramas tensão/deformação dos sistemas CFC; (a) Ruptura dúctil da matriz; (b) Ruptura frágil da matriz



Fonte: Machado (2002)

Como a matriz e as fibras possuem características diferentes, segundo a CEP-FIB (2001) é possível estimar a resistência e o módulo de elasticidade do composto, que deverão estar situados entre os valores de cada material, com base no volume utilizado de cada um, conforme equações (15) e (16).

$$E_c = E_f \times V_f + E_m \times V_m \quad (15)$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade do composto;

E_f = módulo de elasticidade da fibra;

E_m = módulo de elasticidade da matriz;

V_f = volume de fibras;

V_m = volume da matriz.

$$\sigma_c = \sigma_f \times V_f + \sigma_m \times V_m \quad (16)$$

Onde:

σ_c = resistência à tração do composto;

σ_f = resistência à tração da fibra;

σ_m = resistência à tração da matriz;

V_f = volume de fibras;

V_m = volume da matriz.

A fim de demonstrar o efeito da variação do volume de fibras no PRF, a CEP-FIB (2001) realizou testes em fibras de boro com $E_f = 220$ GPa e $\sigma_f = 4000$ MPa, imersas em uma matriz com $E_m = 3$ GPa e $\sigma_m = 80$ MPa (Tabela 3.2). Percebe-se que as fibras são as principais responsáveis pelo comportamento do PRF.

Tabela 3.2 – Efeito da variação do volume de fibras no PRF

Propriedades geométricas				Propriedades mecânicas			Força de ruptura	
A _{fib} (mm ²)	A _m (mm ²)	t _r (mm)	V _{fib} (%)	E _c (GPa)	σ _c (MPa)	ε (%)	kN	(%)
70	0	0,7	100	220	4000	1,818	280	100
70	30	1,0	70	154,9	2824	1,823	282,4	100,9
70	70	1,4	50	111,5	2040	1,83	285,6	102

Fonte: Adaptado de CEP-FIB (2001)

Na ACI 440.2R (2002) é possível encontrar uma estimativa das propriedades dos principais laminados PRF utilizados, para volumes de fibras variando de 40 % a 60 % (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Propriedades de PRF com volume de fibras variando de 40,0 % a 60,0 %

Orientação das fibras	E (GPa)		Tensão na tração (MPa)		ε (%)
	0 °	90 °	0 °	90 °	
Carbono de alta resistência/epóxi					
0 °	100 a 140	2 a 7	1020 a 2080	35 a 70	1 a 1,5
0/90 °	55 a 76	55 a 75	700 a 1020	700 a 1020	1 a 1,5
45/-45 °	14 a 28	14 a 28	180 a 280	180 a 280	1,5 a 2,5
Vidro E/epóxi					
0 °	20 a 40	2 a 7	520 a 1400	35 a 70	1,5 a 3
0/90 °	14 a 34	14 a 35	520 a 1020	520 a 1020	2 a 3
45/-45 °	14 a 21	14 a 20	180 a 280	180 a 280	2,5 a 3,5
Aramida de alta performance/epóxi					
0 °	48 a 68	2 a 7	700 a 1720	35 a 70	2 a 3
0/90 °	28 a 34	28 a 35	280 a 550	280 a 550	2 a 3
45/-45 °	7 a 14	7 a 14	140 a 210	140 a 210	2 a 3

Fonte: adaptado de ACI 440.2R (2002)

Mas para a prática, a ACI 440.2R (2002) impõe um fator de redução na tensão resistente do PRF conforme o meio de agressividade (Quadro 3.6). Além do fator de redução, Bank (2006) afirma que em um dimensionamento de PRF, dependendo do tipo de fibra utilizada, deve-se reduzir sua resistência com os valores apresentados no Quadro 3.7.

Quadro 3.6– Fator de redução para sistemas PRF de acordo com a agressividade do meio exposto

Condição de exposição	Tipo de sistema PRF	Fator de redução C_E
Interiores	Carbono-epóxi	0,95
	Vidro- epóxi	0,75
	Aramida-epoxi	0,85
Exteriores	Carbono-epóxi	0,85
	Vidro- epóxi	0,65
	Aramida-epoxi	0,75
Ambientes agressivos (químicos etc)	Carbono-epóxi	0,85
	Vidro- epóxi	0,50
	Aramida-epoxi	0,70

Fonte: adaptado de ACI 440.2R (2002)

Quadro 3.7– Carregamento máximo de serviço em sistemas PRF

Sistema PRF	Vidro	Aramida	Carbono
Tensão sustentada mais ciclo de carga	$0,20 \times f_{fu}$	$0,30 \times f_{fu}$	$0,55 \times f_{fu}$

Fonte: adaptado de Bank (2006)

Percebe-se então que os compostos formados com fibra de vidro recebem os coeficientes de segurança mais pesados, oposto do ocorrido com a fibra de carbono. A exemplo, considerando um PRF de fibras de carbono com 2824 MPa de resistência à tração, em ambiente externo, a resistência utilizada no dimensionamento cairia para 1320,22 MPa, uma redução de 53,25 %, enquanto um composto com fibras de vidro com a mesma resistência inicial cairia para 367,12 MPa, uma redução de 87 %.

3.2 Reforço e reabilitação estrutural

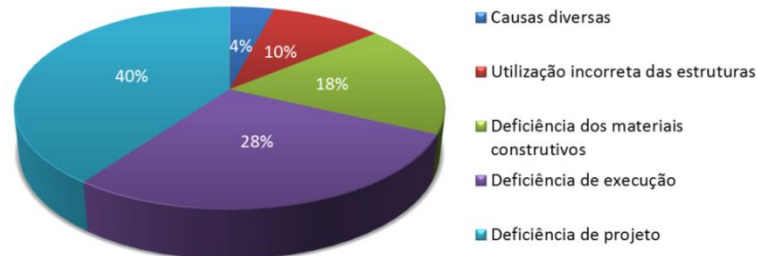
Além da função estrutural as estruturas exercem outras funções, tal como o registro de técnicas construtivas usuais no passado, o que reforça a necessidade de preservá-las.

O termo restauração estrutural refere-se ao processo de recuperação dos materiais, da sua forma, aparência e resistência mecânica, o que ocorre comumente em estruturas antigas ou com patologias. Já o termo reforço estrutural refere-se ao processo de aumento de alguma propriedade da estrutura.

Na maioria dos casos a reabilitação advém de uma patologia e o reforço da necessidade de aumentar a capacidade portante da estrutura. De acordo com Machado (2002), os principais

fatores causadores de patologias estruturais são decorrentes de vícios construtivos que ocorrem desde a fase de planejamento, passando pelo projeto, fabricação dos materiais, construção, até a utilização da edificação, incidentes conforme Figura 3.5.

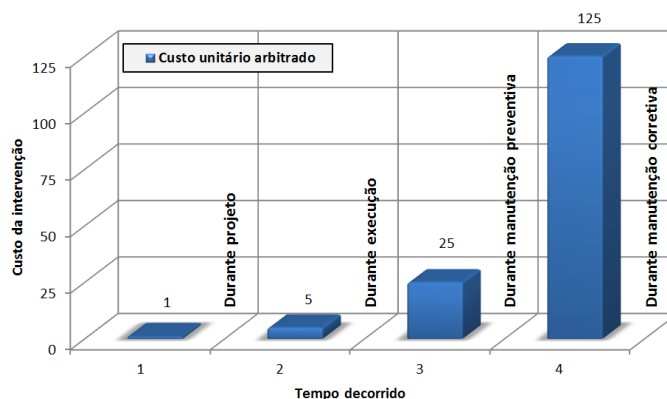
Figura 3.5 – Principais incidências de patologias oriundas de vício construtivo



Fonte: Adaptado de Machado (2002)

Percebe-se então que a maior parte dos problemas estruturais são decorrentes do projeto e da execução, evidenciando a má qualidade de mão de obra do mercado. O mesmo autor menciona a Lei de Sitter, onde o custo para a correção de anomalias é de 5 vezes aquele da fase anterior e 125 vezes superior aos custos da fase de projeto (Figura 3.6).

Figura 3.6 – Lei de Sitter



No caso das estruturas de madeira, é possível a reabilitação de elementos estruturais com a simples substituição dos elementos danificados, mas essa substituição encontra limitações devido as grandes dimensões das peças antigas, sendo necessário o reforço com elementos auxiliares de alta resistência, baixo peso e custo benefício compatível.

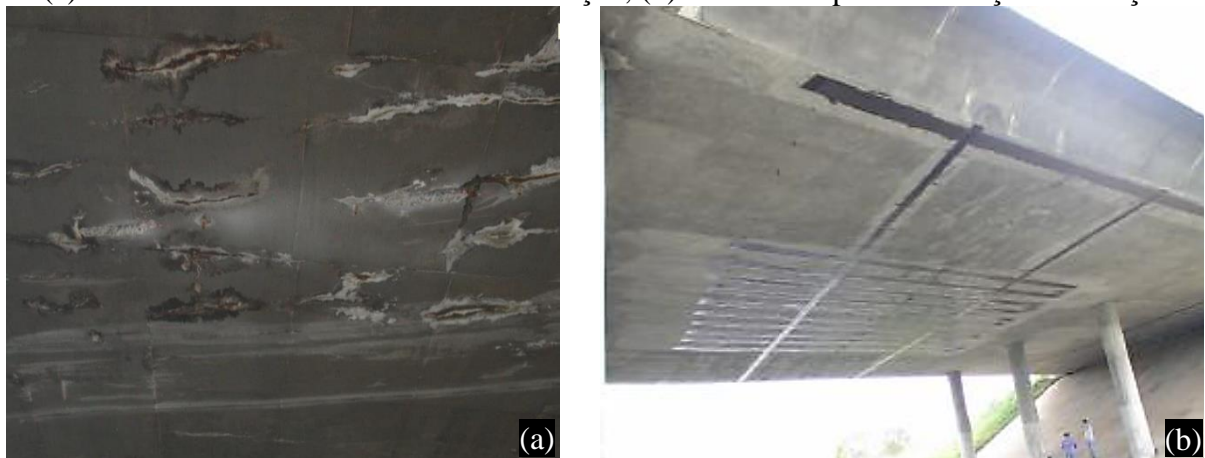
Carvalho (2005) afirma que além dos custos elevados, podem ser incluídos outros fatores que limitam a simples substituição de elementos estruturais, como os valores culturais das estruturas preservadas e as restrições econômicas e ambientais das espécies de madeira anteriormente abundantes e que estão presentes em grande parte das construções históricas.

Um método muito comum de reforço consiste em usar placas de aço ou alumínio. Todavia, a principal desvantagem dos vários métodos de reforço envolvendo placas de metal é sua grande espessura e o alto risco de corrosão, particularmente quando usados em construções expostas às intempéries. Neste âmbito, o composto com fibra de carbono se torna uma excelente alternativa para o reforço estrutural, principalmente considerando todas as excelentes características mecânicas do material e sua grande resistência a intempéries.

Os PRFC já se encontram em aplicações práticas no reforço de lajes, vigas, pilares e paredes, em estruturas de edifícios e de pontes. Tais reforços possibilitam reduzir as deformações, reforçar e reabilitar estruturas com patologias, aumentando a resistência à flexão, à compressão e ao esforço cortante.

Arquez (2010) apresenta um exemplo de reforço e reabilitação estrutural realizado no Brasil utilizando fibra de carbono, o viaduto O. A. E. que liga Analândia-SP à Itirapina-SP (Figura 3.7), que foi construído na década de 70 do século XX e reforçado para atender a classe 45 de carregamento.

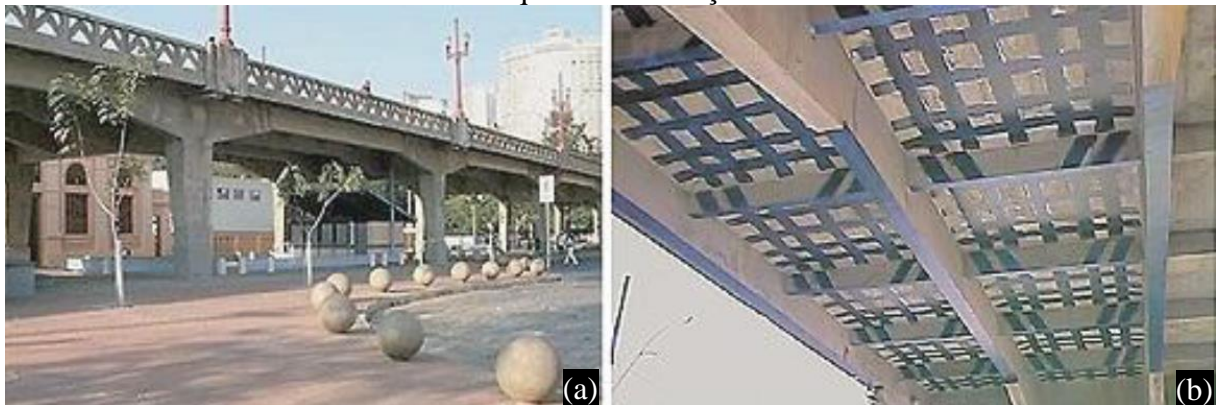
Figura 3.7 – Reforço e reabilitação do viaduto O. A. E. que liga Analândia-SP à Itirapina-SP.
(a) Tabuleiro do viaduto antes da reabilitação; (b) Tabuleiro após reabilitação e reforço



Fonte: Arquez (2010)

Outro exemplo apresentado por Machado (2002) é o viaduto de Santa Teresa, localizado em Belo Horizonte-MG, construído em 1927 e reforçado em 1998 para adequar a classe 45 de carregamento (Figura 3.8). Foram utilizados 3870 m² de lâminas de fibras de carbono, sendo reforçadas à flexão todas as lajes, vigas principais e transversinas.

Figura 3.8 – Reforço do Viaduto de Santa Teresa. (a) Vista geral do viaduto; (b) Vista do esquema de reforço



Fonte: Machado (2002)

Segundo Fiorelli (2002) os reforços estruturais são empregados conforme a situação (Quadro 3.8).

Quadro 3.8 – Situações diversas do emprego do reforço estrutural

Sobrecargas	Aumento dos valores das ações; Crescimento do tráfego de veículos em pontes; Estruturas com vibrações; Mudanças de uso da estrutura.
Estruturas danificadas	Envelhecimento dos materiais usados na construção; Corrosão das armaduras; Impactos diversos; Incêndio; Ataque biológico.
Melhoria no funcionamento da estrutura	Redução das deformações; Redução da fadiga das armaduras; Redução da largura das fissuras.
Alteração do sistema estrutural	Remoção de paredes ou pilares; Seccionamento da estrutura para criar aberturas.
Defeitos de construção ou projeto	Armaduras insuficientes na estrutura; Profundidade estrutural insuficiente.

Fonte: Fiorelli (2002)

3.2.1 Exemplos de aplicações de reforço em elementos de alvenaria estrutural

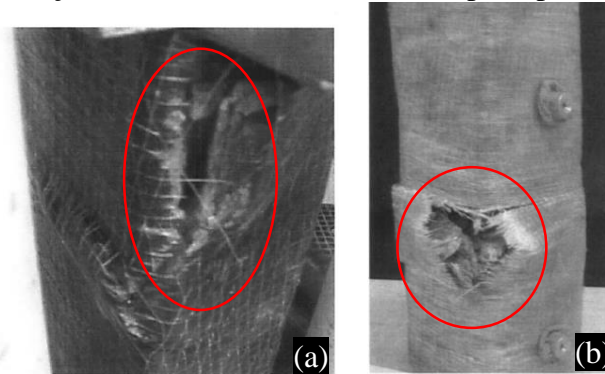
Grande parte das aplicações do PRF na Engenharia Civil faz-se por colagem do material composto à estrutura da qual se deseja reforçar. É possível mencionar como principais elementos a serem reforçados vigas e pilares, sendo o reforço em paredes de alvenaria estrutural uma aplicação pouco utilizada e ainda carente de mais estudos no Brasil.

3.2.1.1 A pesquisa de Kreaikas e Triantafillou (2005)

Kreaikas e Triantafillou (2005) reforçaram pilares de alvenaria estrutural de blocos maciços utilizando a técnica de confinamento. Foram utilizados 42 modelos com diversas geometrias e configuração de reforço. Uma, duas e três camadas unidirecionais de fibra de carbono ou fibra de vidro foram utilizadas.

A região de ruptura do reforço se deu nas arestas dos pilares (Figura 3.9), obtendo-se melhores resultados com o abaulamento dessas arestas com um raio de 20 mm, resultando inclusive resistência à compressão 23,77 % maior em comparação com as arestas com raio de 10 mm, para uma faixa de reforço (Tabela 3.4).

Figura 3.9 – Fratura do reforço de fibra de carbono no canto do pilar-parede (a); Ruptura do reforço de fibra de vidro no canto do pilar-parede



Fonte: Kreaikas e Triantafillou (2005)

Tabela 3.4 – Confinamento dos pilares-parede de alvenaria estrutural reforçadas com fibras de carbono e vidro

Raio de aresta (mm)	Espécimes	Tensão de compressão (MPa)	Ganho de resistência (%)	Deformação vertical (%)
0	Sem reforço	12,07	1,0	0,18
10	1 faixa carbono	13,63	12,92	1,90
	2 faixas carbono	16,92	40,18	2,23
	3 faixas carbono	25,42	110,60	3,73
	5 faixas vidro	40,00	231,40	6,44
20	1 faixa carbono	16,87	39,78	2,55
	2 faixas carbono	23,91	98,09	3,75
	3 faixas carbono	34,69	187,41	5,29
	5 faixas vidro	44,87	271,75	6,23

Fonte: Adaptada de Kreaikas e Triantafillou (2005)

A contribuição do PRF na alvenaria estrutural foi definida pela tensão transversal (σ_t), conforme equação (17).

$$\sigma_t = k_e \times \frac{(b + h)}{b \times h} \times t_f \times E_f \times \varepsilon_f \quad (17)$$

Onde:

k_e = coeficiente de efetividade;

b e h = dimensões da seção transversal do pilar-parede;

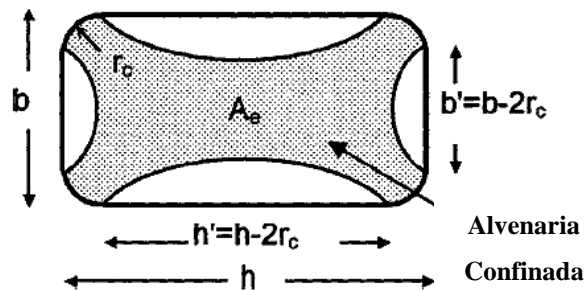
t_f = espessura do PRF;

E_f = módulo de elasticidade do PRF;

ε_f = deformação do PRF.

O coeficiente de efetividade (k_e), relativo à área efetiva de confinamento da alvenaria (Figura 3.10), é expresso pela equação (18).

Figura 3.10 – Confinamento efetivo da alvenaria estrutural com blocos maciços



Fonte: Krevaikas e Triantafillou (2005)

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \times A_g} \quad (18)$$

Onde:

A_g = Seção transversal total;

r_c = Raio de abaulamento das arestas.

É importante salientar que tal formulação (17) é válida apenas para blocos maciços (seção plena) e não para blocos vazados, e que a relação largura \times comprimento da alvenaria estudada por Krevaikas e Triantafillou (2005) é bem diferente da apresentada neste trabalho.

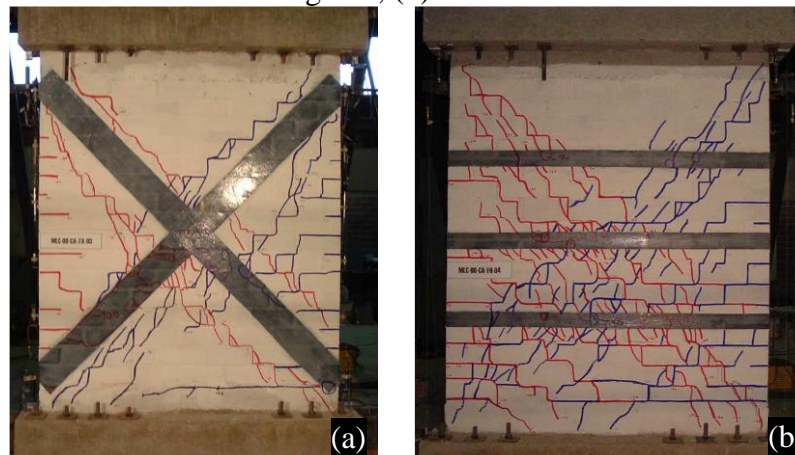
3.2.1.2 O experimento de Maria *et al* (2006)

Outra aplicação do reforço utilizando PRF em alvenaria estrutural é sua eficiência para melhorar o desempenho da estrutura frente a ações sísmicas. Esse tipo de ação atua na estrutura adicionando esforços laterais, um ponto fraco da alvenaria estrutural.

Em sua análise experimental, Maria *et al* (2006) prepararam duas configurações de reforço com fibras de carbono (Figura 3.11) aplicado em paredes de alvenaria com dimensões nominais de 14 \times 200 \times 197,5 cm (largura, altura e comprimento), blocos com 11 MPa e

argamassa com 25 MPa de resistência à compressão (não há explicações sobre o motivo da utilização de uma argamassa mais forte). A resistência média dos prismas à compressão foi de 11 MPa. O projeto experimental é reproduzido no Quadro 3.9, duas paredes para controle, duas com reforço na diagonal e duas com reforço na horizontal.

Figura 3.11 – Reforço em paredes de alvenaria estrutural para combater ações sísmicas; (a) com faixas na diagonal; (b) com faixas horizontais



Fonte: Maria *et al* (2006)

Quadro 3.9 – Configuração do reforço testado por Maria *et al* (2006)

Nome do espécime	Configuração de reforço	Largura da faixa de reforço (mm)	Área total reforçada (m ²)	Relação da área reforçada pela total (%)
MLC-00-CA-SF-01	---	---	---	---
MLC-00-CA-SF-02	---	---	---	---
MLC-00-CA-FX-01	Diagonal	300	3,37	42,66
MLC-00-CA-FX-03	Diagonal	200	2,25	28,48
MLC-00-CA-FH-02	Horizontal	150	1,78	21,52
MLC-00-CA-FH-04	Horizontal	100	1,19	15,06

Fonte: adaptado de Maria *et al* (2006)

As paredes sofreram ciclos de carregamentos laterais, variando de 0 mm a 24 mm de deslocamento, juntamente com ciclos de carregamentos verticais até sua ruptura. O carregamento vertical padrão foi de 98 kN, equivalente a uma edificação de 3 pavimentos. O resultado do experimento apresenta-se na Tabela 3.5.

Na Tabela 3.5, a média da força vertical representa o valor médio da força aplicada dentro do ciclo de carregamento. O aumento da força máxima foi calculado com base na média das paredes não reforçadas. O ganho de força pela área reforçada é a diferença entre as forças máximas (obtida reforçada e média sem reforço) divididas pela área reforçada de cada parede, conforme Quadro 3.9.

Tabela 3.5 – Resultado experimental do ensaio de Maria *et al* (2006)

Espécime	Média da força vertical (kN)	Primeiras trincas principais			Força máxima		Aumento da força máxima (%)	Ganho de força pela área reforçada (kN/m ²)
		Esp. (mm)	Comp. (mm)	Força (kN)	Desl. Horiz. (mm)	Força (kN)		
MLC-00-CA-SF-01	104,0	0,7	0,8	103,9	5,25	145,9	---	---
MLC-00-CA-SF-02	100,7	0,33	1,21	129,4	3,03	135,3	---	---
Média	---	---	---	---	---	140,6	---	---
MLC-00-CA-FX-01	103,2	0,4	2,99	193,6	10,2	259,4	+ 84,5	35,3
MLC-00-CA-FX-03	101,9	1,0	3,04	161,5	9,9	229,6	+ 63,3	39,6
Média	---	---	---	---	---	244,5	---	---
MLC-00-CA-FH-02	101,2	0,5	2,96	179,5	8,23	226,7	+ 61,24	48,4
MLC-00-CA-FH-04	100,6	0,5	2,98	156,4	9,41	220,2	+ 56,61	66,9
Média	---	---	---	---	---	223,45	---	---

Fonte: Adaptado de Maria *et al* (2006)

Como se observa, a melhor configuração de reforço foi em diagonal, aumentando a resistência da parede em 73,9 % levando em consideração as forças máximas médias. Porém o ganho de força relativa por m² reforçado foi para três faixas com 100 mm de largura. Já os maiores ganhos de força por m² reforçado surgem nas paredes com faixas horizontais.

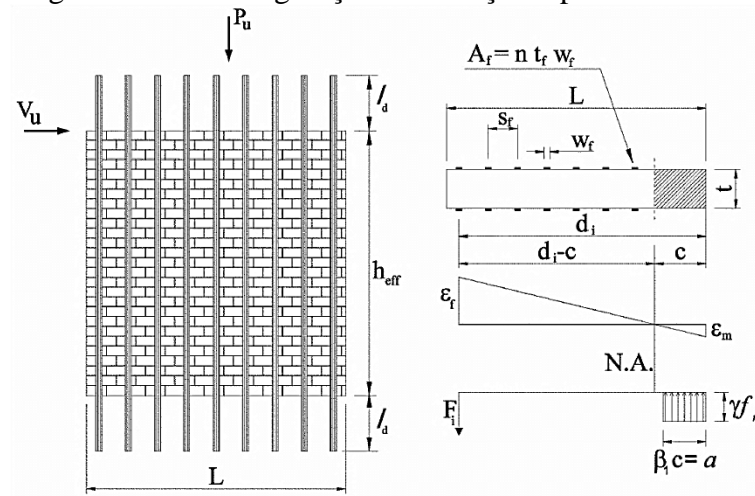
3.2.2 Recomendações normativas para o uso de PRF em alvenaria estrutural

Atualmente no Brasil não existe norma específica para utilização de reforço em alvenaria estrutural. Nos Estados Unidos da América existe o comitê 440 da American Concrete Institute que trata especificamente do reforço de estruturas de concreto utilizando PRF, sendo a ACI 440.7R (2010) o normativo específico para o reforço em alvenaria estrutural (blocos vazados ou maciços) frente a carregamentos laterais, axiais longitudinais e a flexão.

3.2.2.1 Recomendações normativas para reforço da parede à flexão

Para reforçar a parede à flexão, a ACI 440.7R (2010) representa a disposição de reforço apresentado na Figura 3.12.

Figura 3.12 – Configuração de reforço de parede à flexão



Fonte: ACI 440.7R (2010)

Onde:

 A_f = Seção transversal do PRF; n = Números de faixas de PRF; t_f = Espessura nominal do PRF; w_f = largura do PRF; L = Comprimento da parede; h_{eff} = Altura de atuação da força resultante V_u ; s_f = Espaçamento entre faixas de PRF; l_d = Comprimento de ancoragem; t = Espessura da parede; d_i = distância da força F_i mensurada à partir da extrema fibra comprimida; F_i = Força atuando na fibra i ; P_u = Força concentrada atuante a partir da distribuída; V_u = Força cortante resultante; c = Distância da linha neutra até a fibra com máxima deformação de compressão; ϵ_f = Deformação efetiva no reforço de PRF; ϵ_m = Deformação máxima da alvenaria; γ = Multiplicador de f'_m para determinar a intensidade da tensão em uma área retangular equivalente na alvenaria; f'_m = Resistência à compressão especificada para a alvenaria; β_1 = Relação da profundidade do retângulo de tensão equivalente com a profundidade da linha neutra.

De acordo com a ACI 440.7R (2010), considerando uma força axial P_u atuando em uma distância igual a $L/2$, com uma excentricidade igual a $\frac{\beta_1 \times c}{2}$, o momento nominal suportado pela parede (M_n) é representado pela equação (19).

$$M_n = \sum_i F_i \times \left(d_i - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + P_u \times \left(\frac{L}{2} - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) \quad (19)$$

Onde:

M_n = momento de resistência nominal à flexão;

F_i = força atuante na posição “i”, localizada a uma distância d_i da extrema fibra comprimida como indicado na Figura 3.12;

d_i = distância da força F_i medida a partir da extrema fibra de compressão;

β_1 = relação entre a profundidade do bloco retangular de tensão equivalente e a profundidade do eixo neutro;

c = distância a partir da fibra de máxima tensão de compressão ao eixo neutro;

P_u = carga axial resultante da carga uniformemente distribuída atuando na parede;

L = comprimento da parede.

A força nominal lateral correspondente à ruptura por flexão da parede PRF reforçada pode ser obtida, conforme equação (20).

$$V_n = \frac{M_n}{k \times h_{\text{eff}}} \quad (20)$$

Onde:

V_n = força nominal lateral da parede reforçada;

M_n = momento de resistência nominal à flexão;

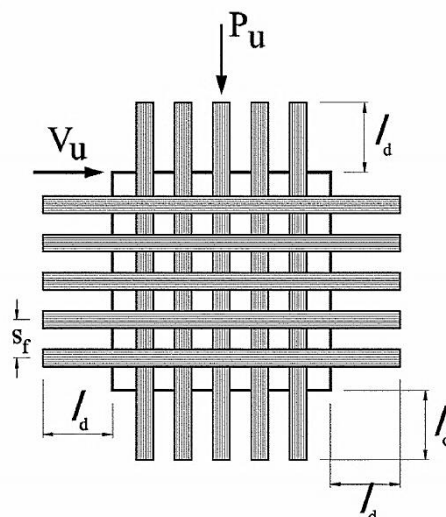
k = coeficiente que representa a condição de contorno da parede ($k = 0,5$ para uma parede fixa-fixa e $k = 1,0$ para uma parede fixa-livre);

h_{eff} = altura resultante da força lateral.

3.2.2.2 Recomendações normativas para reforço da parede à flexão e esforço cortante

A configuração de reforço para combater a flexão e o esforço cortante, conforme a ACI 440.7R (2010) é apresentado na Figura 3.13.

Figura 3.13 – Configuração de reforço de parede à flexão e esforço cortante



Fonte: Fonte: ACI 440.7R (2010)

Analisando a Figura 3.12 e a Figura 3.13 chega-se a conclusão que o reforço deve trabalhar de forma a combater a tração. No caso da flexão, seja oriunda da força V_u ou P_u , a parte da parede tracionada será restringida pelo PRF. Já o esforço cortante será combatido pela restrição ao escorregamento fornecido pelo reforço.

É importante salientar que as posições dos reforços de PRF apresentados na ACI 440.7R (2010) são apenas para flexão e esforço cortante, não servindo como base de dimensionamento de reforço contra esforços axiais de compressão.

3.2.2.3 Comprimento de ancoragem e espaçamento das faixas de reforço aplicadas

O comprimento de ancoragem (l_b) deve ser suficiente para evitar a descolagem do PRF da estrutura. Para tanto, a ACI 440.7R (2010) apresenta a equação (21), que resulta valores próximos a 10 cm quando utilizados painéis com características geométricas semelhantes às utilizadas nesta pesquisa.

$$l_b = \sqrt{\frac{E_f \times t_f}{2 \times f_{tm}}} \quad (21)$$

Onde:

l_b = comprimento de ancoragem do reforço;

E_f = módulo de elasticidade à tração do PRF;

t_f = espessura do PRF;

f_{tm} = resistência média à tração da alvenaria.

Quanto ao espaçamento de uma faixa de reforço à outra (s_f), a ACI 440.7R (2010) determina um máximo de 5,5 vezes a largura (t) da parede, recomendando um valor limite de 3 vezes a largura para posicionamentos fora do plano da armadura de flexão (caso de alvenaria armada). Já para reforço no plano da armadura de flexão um bom valor para o espaçamento é aquele que se situar em torno de 40 cm.

3.2.3 Aumento da resistência à compressão axial da alvenaria de seção plena pelo

confinamento em PRF

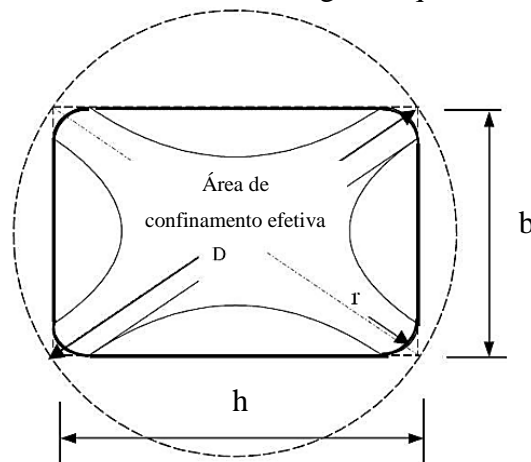
Conforme AC125 (2010), o aumento da resistência à compressão axial da alvenaria de seção plena pode ser realizado por intermédio de confinamento, utilizando faixas de PRF.

Para Teng *et al* (2002), o confinamento em elementos de seção retangular não é tão efetivo como em elementos de seção circular, assim, os elementos de seção retangular são

comumente transformados em elementos de seção elíptica, preenchendo os vazios com cimento de alta resistência.

A formulação matemática do problema é fornecida pela AC125 (2010) e por Teng *et al* (2002). Neste caso a área de confinamento não é transformada fisicamente em uma seção circular, mas considerada como se fosse. O único inconveniente é sua validade ser aplicável apenas em elementos onde a relação h/b não excede 2, (pilares) o que não é o caso de um painel em alvenaria estrutural (Figura 3.14), mas o que não impede sua análise.

Figura 3.14 – Área de confinamento retangular equivalente a área circular



Fonte: AC125 (2010) e Teng *et Al* (2002)

AC125 (2010) utiliza a equação base (22), enquanto Teng *et al* (2002) defende a equação (23).

$$f'_{cc} = f'_{co} + \Psi \times 3,3 \times K_a \times f_l \quad (22)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} + 2 \times K_s \times f_l \quad (23)$$

Onde:

f'_{cc} = tensão máxima do concreto confinado;

f'_{co} = tensão à compressão do concreto não confinado;

Ψ = fator de redução do PRF (0,95 para seções totalmente envoltas; para confinamento em 2 ou 3 lados);

K_a = fator de eficiência de reforço do PRF em relação à tensão de confinamento;

K_s = fator de forma. De confinamento circular para retangular;

f_l = tensão de confinamento máxima devido à jaqueta de PRF.

$$K_a = \frac{A_e}{A_c} \times \left(\frac{b}{h}\right)^2 \quad (24)$$

$$K_s = \frac{A_e}{A_c} \times \frac{b}{h} \quad (25)$$

Onde:

A_e = área efetiva confinada;

A_c = área de compressão;

b = menor dimensão da seção transversal do elemento;

h = maior dimensão da seção transversal do elemento.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left(\left(\frac{b}{h} \right) \times (h - 2 \times r)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) \times (b - 2 \times r)^2 \right)}{3 \times A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (26)$$

Onde:

r = raio na aresta do bloco, recomendado 20,0 mm;

A_g = área bruta da seção transversal descontando as arestas;

ρ_g = razão entre a área reforçada pela área de compressão.

$$A_g = b \times h - (4 - \pi) \times r^2 \quad (27)$$

$$f_l = \frac{2 \times n \times t_f \times E_f \times \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}} \quad (28)$$

Onde:

n = número de faixas de PRF sobrepostas;

t_f = espessura efetiva da faixa de PRF;

E_f = módulo de elasticidade do PRF;

ε_{fe} = deformação efetiva do PRF na ruptura.

Aplicando as teorias da AC125 (2010) e Teng *et al* (2002) em um painel com seção transversal de 120×14 cm e resistência à compressão de 3,5 MPa, confinado com faixas de PRF carbono-epóxi e volume de fibras igual a 50 %, chegaríamos a uma tensão de confinamento máxima, conforme AC125 (2010), de 3,70 MPa (considerando fator de redução do PRF igual a 1,0 e uma faixa de reforço) representando um ganho de resistência da ordem de 5,71 %. Já a tensão máxima de confinamento conforme Teng *et al* (2002) resultaria em 4,50 MPa, representando um ganho de resistência da ordem de 28,57 %. Logo, o equacionamento fornecido pela AC125 (2010) é bem mais restritivo.

É importante lembrar que estes incrementos de resistência são válidos apenas na região da seção transversal reforçada, para que estes valores sejam realmente encontrados, toda estrutura deveria ser envolvida pelo reforço de PRF.

CAPÍTULO 4

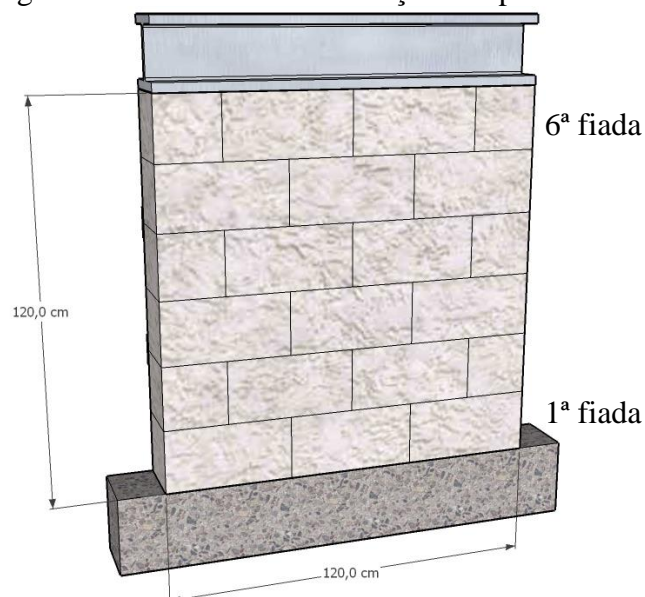
PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Planejamento experimental

Entre os ensaios normalmente realizados para determinar as características da alvenaria estrutural pode-se mencionar a compressão axial em blocos, prismas e pequenas paredes onde o comprimento mínimo é de dois blocos e altura equivalente a cinco vezes a largura do bloco, não inferior a 70 cm detalhadas na ABNT NBR 15961-2 (2011).

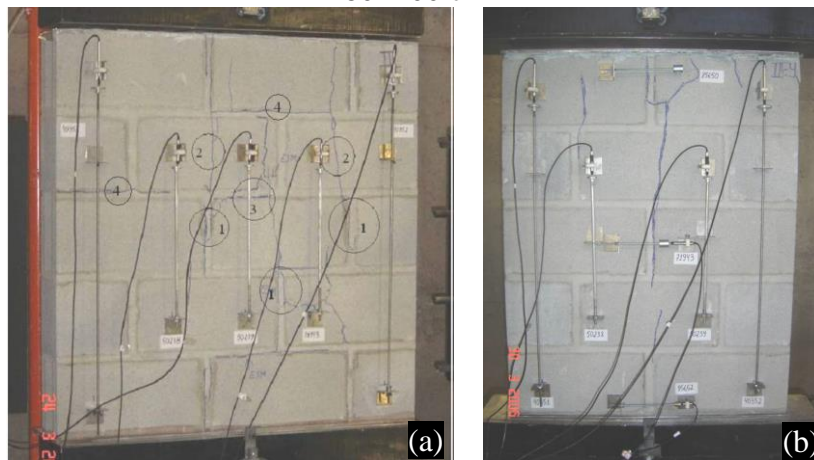
Existe ainda o ensaio com paredes de 120×260 cm conforme ABNT NBR 8949 (1985). A utilização de paredes com 260 cm de altura requer uma infraestrutura laboratorial robusta, além de cuidados especiais com a segurança dada a magnitude do corpo de prova, assim, para este trabalho, optou-se pela utilização de painéis com 14×120×120 cm, caracterizando pequenas paredes, possibilitando maior facilidade de execução dos ensaios e locomoção dentro do laboratório. Painéis com dimensões de 120×120 cm também são utilizados para o ensaio de cisalhamento, conforme ABNT NBR 14321 (1999) (Figura 4.1).

Figura 4.1 – Modelo de construção dos painéis



Mohamad (2007) antes da definição dos painéis a serem utilizados em sua tese ensaiou um painel com dimensões de 100×100 cm, chegando a conclusão que seria mais correto a utilização de painéis de 80×100 cm. As dimensões foram definidas com o objetivo de manter as mesmas condições de simetria no topo e na base do painel, ou seja, dois blocos e uma junta vertical em ambas posições, pois eventuais trincas verticais no contato entre o bloco e a junta vertical poderiam induzir rotações no painel e com isso trincas horizontais no contato bloco e junta horizontal (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Painéis ensaiados por Mohamad (2007). (a) Painel 100×100 cm; (b) Painel 80×100 cm



Fonte: Mohamad (2007)

Ainda para Mohamad (2007), as camadas de regularização do topo e base da amostra são importantes devido ao fato de as irregularidades gerarem abertura de fissuras na junta vertical de argamassa. Experimentos desse tipo devem possuir uma simetria entre o topo e base do painel para evitar comportamentos diferenciados, principalmente na quantidade de juntas verticais que ficam em contato com a chapa e a amostra. O atrito gerado durante o carregamento entre a chapa de aço e a amostra, nas superfícies superior e inferior, pode gerar fissuração no contato entre o bloco e a junta de argamassa, elevando as deformações medidas.

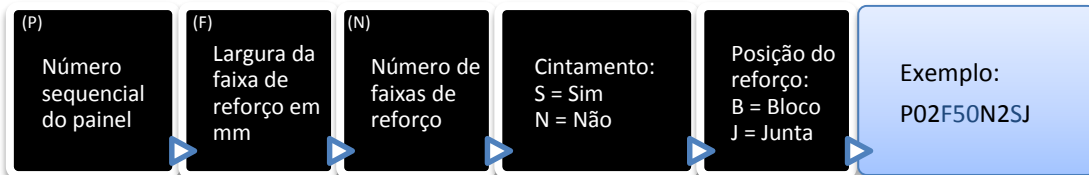
Segundo Peleteiro (2002), uma força de 60 % da de ruptura para a alvenaria estrutural resulta em níveis de tensão ainda no regime linear, o que caracteriza uma estrutura ainda sem fissuras. Este então foi o valor limite definido para os ensaios antes da aplicação do reforço nos painéis, permitindo uma avaliação do comportamento pré e pós-reforço de cada painel ensaiado. A mesma autora ainda afirma que para uma solicitação de 87 % da carga de ruptura, a alvenaria já se encontrará fissurada.

Considerando a resistência média dos prismas de 2 blocos sem reforço com argamassa forte (como será apresentado no Capítulo 5, sendo também a argamassa equivalente utilizada nos

painéis), igual a 3,56 MPa e a equação (9) (apresentada na Seção 2.7), obtém-se a força estimada de ruptura dos painéis de 592,20 kN, onde 60 % deste valor é 355,32 kN. Assim a força aplicada nos painéis para a análise do reforço foi definida em 300 kN.

A nomenclatura dos painéis utilizados no projeto experimental foi definida conforme Figura 4.3. No Quadro 4.1 apresenta-se o planeamento de ensaio dos painéis.

Figura 4.3 – Nomenclatura definida aos painéis



Quadro 4.1 – Planeamento de ensaio dos painéis

Grupo	Nome da amostra	Faixa de reforço			Área reforçada (%)	Posição do reforço: bloco (B) ou junta (J)		
		Largura (mm)	Nº de faixas	Cintado?				
G1	P01F50N2NJ	50	2	Não	7,46	J: 5ª → 6 fiada J: 4ª → 5ª fiada		
	P02F50N2NJ			Sim				
G2	P03F50N2SJ				3		Não	11,19
	P04F50N2SJ							
G3-A	P05F50N3NJ		3	Sim	12,5	B: 6ª fiada B: 5ª fiada B: 4ª fiada		
	P06F50N3NJ							
G3-B	P07F50N3NJ		4	Não	14,93	J: 5ª → 6 fiada J: 4ª → 5ª fiada		
	P08F50N3NJ							
G4	P09F50N3SJ		4	Sim	16,67	J: 3ª → 4ª fiada J: 2ª → 3ª fiada		
	P10F50N3SJ							
G5	P11F50N3SB	25	2	Não	3,73	B: 4ª fiada B: 3ª fiada		
	P12F50N3SB							
G6	P13F50N4NJ		2	Sim	16,67	J: 3ª → 4ª fiada J: 2ª → 3ª fiada		
	P14F50N4NJ							
G7	P15F50N4SJ		2	Não	3,73	B: 4ª fiada B: 3ª fiada		
	P16F50N4SJ							
G8	P17F25N2NB		25	2	Não	3,73	B: 4ª fiada B: 3ª fiada	
	P18F25N2NB							

O planeamento experimental inicial era do tipo 2^k , sendo $k = 3$, com número de repetições igual a 2. Mas como percebe-se no Quadro 4.1, não existem fatores e níveis bem definidos, decorrente de alterações no planeamento em virtude de resultados não esperados observados no decorrer dos ensaios.

Como fatores (k), considerou-se o número de faixas, o cintamento e a posição do reforço. Apesar do grupo G8 possuir painéis com faixas de reforço com 25 mm, desconsiderou-se o fator largura, uma vez que os grupos restantes apresentam painéis com reforço de 50 mm de largura, tornando o grupo G8 não representativo.

Como níveis (2 níveis), considerou-se o seguinte:

- a) Para o número de faixas: 2 ou 3 faixas de reforço. Os painéis com 4 faixas surgiram no intuito de descobrir se uma grande quantidade de reforço alteraria de forma significativa a rigidez do painel;
- b) Para o cintamento: com ou sem cintamento;
- c) Para a posição do reforço: sobre a junta ou na região central do bloco. Em virtude dos resultados insatisfatórios do grupo G5 e da simulação numérica mostrando as maiores tensões na região das juntas, decidiu-se não aplicar mais reforço na região central do blocos no restante dos grupos.

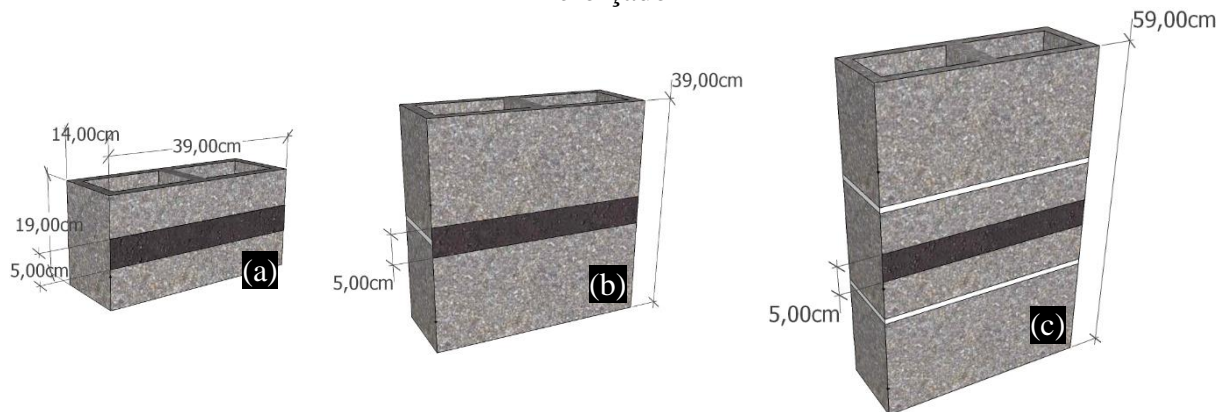
Em uma primeira etapa do projeto experimental, não apresentado no Quadro 4.1, foram ensaiados 7 painéis de controle, utilizados para avaliação da capacidade de carga e melhor entendimento do mecanismo de deformação e ruína. O ponto confiável de ensaio seria atingido quando a carga de ruptura na fase experimental fosse compatível com a carga prevista de ruptura conforme equação (9), com variação de 10 %, ou seja, mínimo aproximado de 532,98 kN.

O cintamento de um painel caracteriza que a faixa de reforço completou uma volta no perímetro da seção transversal do elemento, inclusive com traspasse de 10 cm do PRFC. Painéis sem cintamento possuem PRFC apenas nas faces frontal e traseira. Todos os elementos reforçados possuem PRFC em ambas as faces, de forma simétrica.

Além dos ensaios em painéis foram realizados ensaios em blocos (Figura 4.4-a), prismas de dois (Figura 4.4-b) e três blocos reforçados (Figura 4.4-c), o que forneceu informações complementares para o entendimento do funcionamento do reforço em alvenaria estrutural. Tais ensaios foram escolhidos em virtude de serem os mais utilizados pelos construtores e pesquisadores, além dos únicos obrigatórios de acordo com a 15961-1 (2011) (com exceção dos prismas de 3 blocos).

Nos prismas de 2 blocos o reforço foi aplicado na região da junta, já nos prismas de 3 blocos o reforço foi aplicado no centro do bloco central. A quantidade de amostras para esta análise é apresentada no Quadro 4.2.

Figura 4.4 – (a) Bloco reforçado; (b) Prisma de 2 blocos reforçado; (c) Prisma de 3 blocos reforçado



Quadro 4.2 – Planejamento de blocos e prismas para análise do reforço

Elemento	Quantidade	Largura da faixa de reforço (cm)	Número de faixas por face	Cintamento?
Bloco sem reforço	6	---	---	---
Bloco com reforço	6	5,0	1	Não
Prisma de 2 blocos sem reforço	6	---	---	---
Prisma de 2 blocos com reforço	6	5,0	1	Não
Prisma de 3 blocos sem reforço	6	---	---	---
Prisma de 3 blocos com reforço	6	5,0	1	Não

A quantidade de ensaios para cada elemento igual a 6 fornece uma amostragem que permite uma análise média com um bom nível de confiança, conforme a tabela padrão *t de Student*, pois resulta em valores *t* com menor variação quando comparado a um *t* com $n > 6$, dada uma mesma confiabilidade. Amostras com menos de 6 elementos resultam em um número *t* muito alto, conseqüentemente menor confiabilidade de afirmação de resultados médios.

Nos resultados apresentados no Capítulo 5 e 6 foi considerado também o *Teste t de Student para duas médias*, a fim de comparar estatisticamente se os resultados são consistentes, ou seja, qual a confiabilidade da afirmação do aumento ou redução das características mecânicas entre corpos de prova reforçados e não reforçados. O resultado do teste representa a probabilidade da média dos ensaios terem apresentado os valores observados. Se a probabilidade desse resultado ter ocorrido for muito pequena, conclui-se que o resultado observado é estatisticamente relevante. Essa probabilidade também é chamada de p-valor. Conseqüentemente, o nível de confiança (α) é igual a $(1 - \text{p-valor})$.

4.2 Argamassa de assentamento

Para cada painel construído, prismas e capeamento dos blocos, foram moldados três corpos de prova da argamassa utilizando moldes cilíndricos 5×10 cm para serem ensaiados à compressão, conforme preconizado na ABNT NBR 13279 (2005) (Figura 4.5-a). Após dois dias de endurecimento no molde metálico, os corpos de prova eram retirados do molde e deixados submersos em água até a data de ensaio (Figura 4.5-b), sendo então capeados com enxofre para regularização da superfície da seção transversal, garantindo contato uniforme e menor atrito.

Figura 4.5 – (a) Corpos de prova em molde metálico; (b) Corpos de prova submersos para cura



Na Tabela 4.1 apresentam-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão das argamassas utilizadas para confecção dos prismas. Traço 1:1:6:1,87 (cimento, cal, areia fina lavada e água, em volume) quando fraca e traço 1:0,25:3:0,66 quando forte. Na Tabela 4.2 apresentam-se os módulos de deformação para as argamassas.

Tabela 4.1 – Resistência à compressão das argamassas de assentamento dos prismas

Prisma	Idade do CP (dias)	CP01 (MPa)	CP02 (MPa)	CP03 (MPa)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. Var. (%)
2 blocos com argamassa fraca	7	2,8	2,3	3,0	2,69	0,34	12,67
2 blocos com argamassa forte	7	17,68	14,28	18,41	16,79	2,21	13,13
3 blocos com argamassa forte	7	14,16	16,27	16,35	15,59	1,24	7,96

Tabela 4.2 – Módulo de deformação das argamassas utilizadas

Prisma	Idade do CP (dias)	CP01 (GPa)	CP02 (GPa)	CP03 (GPa)	Média (GPa)	Desv. Padrão (GPa)	Coef. Var. (%)
Argamassa fraca ($f_a = 2,69 \text{ MPa}$)	7	6,0	4,6	5,2	5,3	0,7	13,34
Argamassa forte ($f_a = 12,62 \text{ MPa}$)	7	13,4	11,9	13,5	12,95	0,89	6,87

Na Tabela 4.3 apresentam-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão das argamassas, traço 1:0,25:3:0,66 (cimento, cal, areia fina lavada e água, em massa) utilizadas para confecção dos painéis analisados. O painel P11F50N3SB não possui o terceiro corpo de prova pois este apresentou defeitos. Não foram moldados corpos de prova para o painel P17F25N2NB.

Tabela 4.3 – Resistência à compressão das argamassas de assentamento dos painéis aos 28 dias de idade

Painel	CP01 (MPa)	CP02 (MPa)	CP03 (MPa)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. Var. (%)
P01F50N2NJ	14,55	15,44	16,01	15,33	0,74	4,80
P02F50N2NJ	20,65	19,10	19,38	19,71	0,83	4,19
P03F50N2SJ	17,18	15,59	18,38	17,05	1,40	8,21
P04F50N2SJ	14,01	14,73	12,59	13,78	1,09	7,90
P05F50N3NJ	15,98	14,24	14,23	14,82	1,01	6,80
P06F50N3NJ	16,15	15,47	13,75	15,12	1,24	8,18
P07F50N3NJ	11,75	12,52	5,75	10,01	3,71	37,04
P08F50N3NJ	15,72	12,41	15,51	14,55	1,85	12,74
P09F50N3SJ	13,11	13,47	12,57	13,05	0,45	3,47
P10F50N3SJ	14,91	19,33	19,29	17,84	2,54	14,24
P11F50N3SB	11,14	10,82	---	10,98	0,23	2,06
P12F50N3SB	13,94	11,34	14,02	13,10	1,52	11,64
P13F50N4NJ	16,79	16,91	14,09	15,93	1,59	10,01
P14F50N4NJ	16,52	12,91	6,40	11,94	5,13	42,94
P15F50N4SJ	19,41	19,11	19,11	19,21	0,17	0,90
P16F50N4SJ	18,26	20,28	17,11	18,55	1,60	8,65
P17F25N2NB	---	---	---	---	---	---
P18F25N2NB	12,01	14,07	14,03	13,37	1,18	8,81
			Média	14,96	1,55	11,33

A utilização de uma argamassa mais resistente que o bloco ocorreu por falta de um estudo inicial de traço e pressa na moldagem dos painéis. Quando os primeiros corpos de prova de argamassa foram rompidos, descobriu-se a inconformidade de resistência. Como já haviam sido construídos vários painéis com argamassa forte, decidiu-se então continuar a construção

dos demais painéis com o mesmo traço da argamassa, de forma a não comprometer a análise comparativa.

Além de provocar ruptura explosiva, a utilização de uma argamassa mais resistente que o bloco contraria as recomendações da ABNT NBR 15961-1 (2011), que sugere valores de resistência à compressão da argamassa de até 70 % da resistência característica do bloco referente a área líquida, aumentando também o custo da alvenaria, uma vez que há maior consumo de cimento.

Todavia a resistência à compressão da argamassa pouco influi na resistência final da alvenaria. Todos os painéis possuem argamassas com resistências parecidas, o que não impacta de forma significativa na análise comparativa. Além disso, como já visto, a norma britânica BS 5628 (1992) indica que ao se aumentar a resistência da argamassa de 6,5 MPa para 16,6 MPa, haveria um aumento na resistência à compressão da parede de apenas 6 %. O EUROCODE 6 (2005) fornece a equação (29), servindo para averiguar essa afirmação.

$$f_p = 0,6929 \times f_a^{0,0597} \times f_b^{0,9403} \quad (29)$$

Onde:

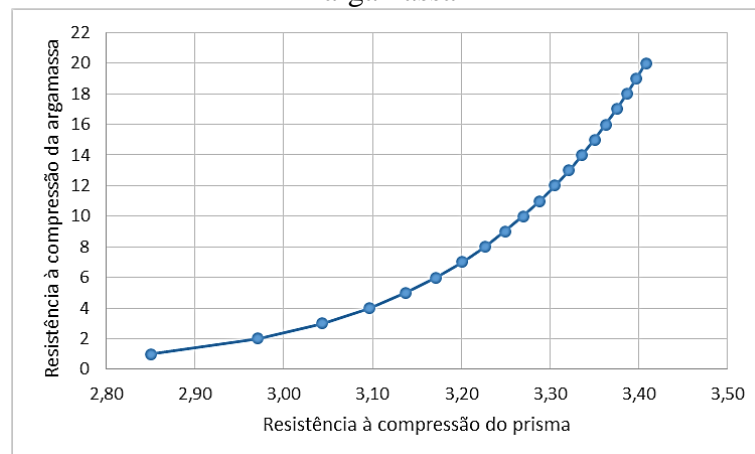
f_p = resistência à compressão do prisma de 2 blocos (MPa);

f_a = resistência à compressão da argamassa (MPa);

f_b = resistência à compressão do bloco (MPa).

Para exemplificar a utilização da equação (29), a Figura 4.6 apresenta o aumento teórico da resistência à compressão do prisma em função do aumento da resistência à compressão da argamassa, considerando blocos de 4,5 MPa.

Figura 4.6 – Aumento da resistência do prisma em função do aumento da resistência da argamassa



4.3 Blocos

4.3.1 Dimensões dos blocos

Os blocos utilizados nos ensaios têm uma característica peculiar em relação aos blocos de alvenaria vazados estruturais convencionais, a existência de fundo. Assim aparecerão duas novas medidas (não normatizadas): a profundidade e a espessura da parede de fundo do bloco. Conforme a ABNT NBR 6136 (2007) e ABNT NBR 12118 (2011), tais blocos não estão de acordo com as especificações normativas e não podem ser considerados como estruturais.

É importante mencionar que mesmo assim tais blocos são vendidos no mercado como blocos estruturais de dimensões 14×19×39 cm (família M-15). A utilização de tais elementos é justificado pelo fato do processo de compras ter sido realizado por processo licitatório de menor preço, o que impossibilitou a definição de uma empresa específica para o fornecimento de blocos de melhor qualidade. Na Tabela 4.4 apresentam-se as dimensões determinadas em três blocos obtidos aleatoriamente do lote adquirido.

Tabela 4.4 – Dimensões dos blocos utilizados

Bloco	Larg. (mm)	Alt. (mm)	Comp. (mm)	Espessura da parede (mm)				Profundidade (mm)	Menor dimensão do furo (mm)
				Trans. Ext.	Trans. Cent.	Long.	Fundo		
1	142,8	193,0	389,0	23,6	25,3	26,7	23,0	170,0	94,0
2	141,6	192,0	388,0	24,5	26,0	24,0	24,0	168,0	95,0
3	143,0	182,0	390,0	23,3	28,0	26,2	21,0	161,0	93,0
Média	142,5	189,0	389,0	23,8	26,4	25,6	22,7	166,3	94,0
Desv. Padrão	0,76	6,08	1,00	0,65	1,42	1,44	1,53	4,73	1,0
Coef. Var. (%)	0,53	3,22	0,26	2,75	5,38	5,60	6,74	2,84	1,06

Considerando a média dos valores e a tolerância de ± 2 mm para a largura e ± 3 mm para a altura e comprimento, definidos na ABNT NBR 6136 (2007), os blocos utilizados não atendem no requisito largura, por possuírem 0,47 mm a mais que o limite de 142 mm.

4.3.2 Absorção e área líquida dos blocos

Os ensaios de absorção e área líquida foram realizados conforme ABNT NBR 12118 (2011) (equação (30)) e os resultados são apresentados na Tabela 4.5. A Figura 4.7 apresenta parte do ensaio realizado.

$$A_{liq} = \frac{m_2 - m_4}{h_m \times \gamma_a} \quad (30)$$

Onde:

A_{liq} = é a área líquida, expressa em milímetros quadrados (mm²);

m_2 = é a massa do corpo de prova saturado, em gramas (g);

m_4 = é a massa aparente do corpo de prova, em gramas (g), determinado quando imerso em

água à temperatura de (23 ± 5)°C, por meio de balança hidrostática;

h_m = é a altura média do corpo de prova, medida na direção perpendicular à seção de trabalho em milímetros (mm);

γ_a = é a massa específica da água utilizada no ensaio, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³).

Tabela 4.5 – Absorção e área líquida dos blocos utilizados

Bloco	Peso do bloco (g)				Absorção (%)	Área líquida (cm ²)
	Antes da secagem em estufa	Após secagem em estufa	Saturado	Hidrostático		
1	10440,0	10220,0	11300,0	2920,0	10,57	419,0
2	10700,0	10480,0	11620,0	2994,3	10,88	431,29
3	10140,0	9940,0	11020,0	2840,0	10,87	409,0
Média	10426,67	10213,33	11313,33	2918,1	10,77	419,76
Desv. Padrão	280,24	270,06	300,22	71,17	0,18	11,16
Coef. Var. (%)	2,69	2,64	2,65	2,64	1,64	2,66

Figura 4.7 – (a) Blocos em estufa para secagem; (b) Blocos imersos em água para saturação



De acordo com a ABNT NBR 6136 (2007), os blocos vazados são aqueles cuja área líquida é igual ou inferior a 75 % da área bruta. Por padronização, a área bruta da seção transversal do bloco é de 546,0 cm² (39,0×14,0 cm), as médias encontradas na Tabela 4.4 resultam em uma área bruta de 554,33 cm², a área líquida média apresentada na Tabela 4.5 é de 419,76 cm²,

logo 75,72 % de área líquida. Pode-se então afirmar que os blocos não se enquadram como blocos vazados.

Conforme a ABNT NBR 6136 (2007), o valor da absorção (em percentagem) deve ser inferior a 10 %, de forma que todos os valores ensaiados ultrapassaram este limite, na média 0,8 % a mais.

4.4 Graute

Neste trabalho o graute foi utilizado apenas para garantir a uniformidade de contato entre o topo dos painéis e a chapa metálica de apoio, sistema melhor explanado posteriormente. Conforme fabricante, as especificações técnicas são apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Especificações do graute utilizado nos painéis

Densidade aparente:	1,6 g/cm ³
Densidade fresca:	2,1 g/cm ³
Resistência à compressão:	1 dia = 22 MPa 3 dias = 32 MPa 28 dias = 47 MPa
Composição:	Cimento, agregados minerais, aditivos especiais e fluidificante

4.5 Vigas de sustentação dos painéis

Como se observa na Figura 4.8, sob os painéis existe uma viga de sustentação em concreto armado de dimensões 15×20×140 cm (largura, altura e comprimento) que possui algumas funções:

- a) Servir de apoio para a construção dos painéis;
- b) Dar sustentação durante movimentação dos painéis;
- c) Aumentar a rigidez sob os painéis, simulando uma superfície plana e indeformável de contato.

A resistência média à compressão do concreto utilizado para as vigas foi de 24,35 MPa aos 28 dias. O módulo de elasticidade médio foi de 28,64 GPa.

Figura 4.8 – Viga de sustentação para os painéis



Na utilização das vigas de sustentação, poderia surgir o questionamento da sua influência na análise dos painéis. Na prática, uma questão difícil de ser respondida. Para tanto, foi realizada uma simulação numérica no programa computacional ANSYS® em sua versão 13, que utiliza o método dos elementos finitos.

Na simulação foi utilizado o elemento Solid65 (concret 65), considerando a viga como elemento isotrópico, com módulo de elasticidade igual a 25,0 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,20. Para a tensão de compressão atuante na região de apoio do painel foi definido um valor de 4 MPa, superior ao medido nos ensaios experimentais.

As condições de contorno definidas tentam simular a condição real de ensaio, onde existe um bloco de concreto central e vazios adjacentes ao bloco para entrada do carrinho para pallet industrial, que move os painéis.

Percebe-se analisando a simulação (Figura 4.9) que o deslocamento máximo vertical sofrido pela viga é de 0,0396 mm, valor que não afeta significativamente a análise do painel. A maior tensão de compressão atuante na viga é de 6,92 MPa e a maior tensão de tração é de 0,39 MPa (Figura 4.10), valores facilmente suportados pelo concreto moldado.

Figura 4.9 – Simulação do deslocamento vertical na viga de apoio

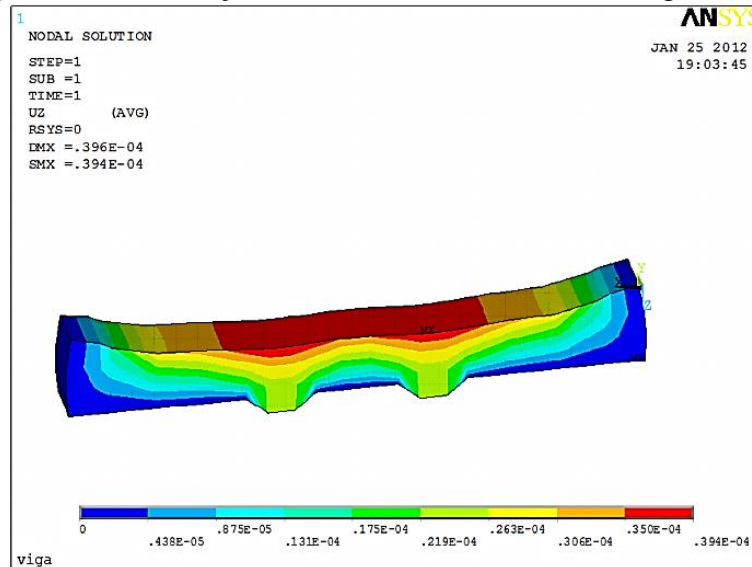
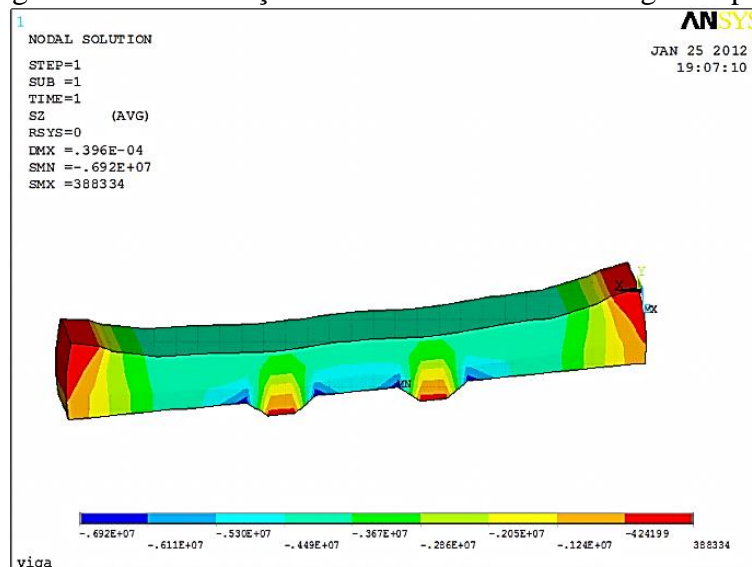


Figura 4.10 – Simulação das tensões verticais na viga de apoio

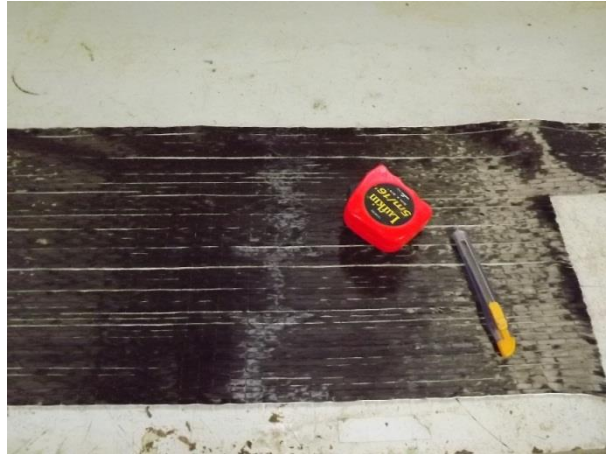


4.6 Características do PRFC utilizado

O reforço utilizado nos elementos de alvenaria estrutural deste trabalho é composto basicamente em resina epóxi bi-componente e uma manta unidirecional em fibras de carbono (Figura 4.11). As especificações técnicas do PRFC estão contidas nos seguintes anexos:

- Anexo A – Especificação da resina epóxi;
- Anexo B - Especificação da carga inerte para preparação do substrato;
- Anexo C - Especificação da manta de fibra de carbono para reforço estrutural.

Figura 4.11 – Manta em fibras de carbono utilizada como reforço



Para a determinação do volume de fibras do PRFC utilizou-se a metodologia apresentada na Figura 4.12. A partir da face de um bloco, executou-se todas as etapas de aplicação do reforço, desde a estucagem até a aplicação das fibras, pesando-se o corpo de prova em cada etapa, sendo então possível conhecer a quantidade de material aplicado.

Figura 4.12 – Determinação do volume de fibras do PRFC utilizado, pesagem: (a) da face do bloco sem reforço; (b) da faixa de fibra de carbono a ser aplicada; (c) da face do bloco estucada; (d) da face do bloco com reforço aplicado



O estuque (matriz epóxi com carga quartzosa) apresentou um peso de 2,14 kg/m², a fibra 0,36 kg/m² e a matriz de impregnação das fibras 1,45 kg/m². Resultando em uma relação em massa fibras:matriz de impregnação igual a 1:4,03. Considerando $P_f = 1,79 \text{ g/cm}^3$ e $P_m = 1,30 \text{ g/cm}^3$, (informações do fabricante), pode-se afirmar que o PRFC utilizado possui 15,3 % de fibras em relação a matriz de impregnação.

Aplicando a lei das misturas, conforme apresentado na Seção 3.1.3, considerando informações do fabricante da resina e fibras (ver anexos), chega-se a uma estimativa de resistência à tração no PRFC de 622,11 MPa, com módulo de deformação igual a 39 GPa. Essa estimativa não foi verificada experimentalmente.

4.7 Procedimento de adesão do PRFC

Machado (2002) sugere as seguintes etapas de aplicação do reforço ao concreto (incrementadas):

- a) Recuperação do substrato para que o material possa ser aderido com segurança (etapa não executada neste trabalho);
- b) Imprimação da superfície com imprimador expoxidico com elevado teor de sólidos para estabelecer uma ponte de aderência entre o substrato e o compósito além da regularização das imperfeições superficiais, melhorando a aderência entre a superfície e o reforço (Figura 4.13-b);
- c) Aplicação da primeira camada de resina para impregnar (saturar) a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície (Figura 4.13-c);
- d) Aplicação da lâmina (ou tecido) de fibra de carbono que irá reforçar o sistema (Figura 4.13-d). Retirada do excesso de resina com a espátula e aplicação de uma leve pressão com rolo ou com as mãos;
- e) Aplicação de segunda camada de resina para completar a impregnação e terminando de conformar a matriz que envelopa o sistema (idem a Figura 4.13-c);
- f) (Opcional) Aplicação de película de acabamento, alto brilho e resistente à corrosão, com o objetivo de proteção e/ou acabamento estético (etapa não executada neste trabalho);

Figura 4.13 – (a) Paineis sendo lixados; (b) Preparação da base com resina epóxi e carga quartzosa, área delimitada; (c) Aplicação da resina epóxi de impregnação; (d) Posicionamento da faixa de fibra de carbono.



No entanto, além das principais etapas listadas, algumas outras foram consideradas:

- a) Lixamento de toda região de aplicação do reforço (Figura 4.13-a). A adesão do tecido de fibra de carbono na alvenaria estrutural requer uma superfície livre de partículas e imperfeições que possam impedir um contato eficiente entre a matriz e o concreto.
- b) Delimitação da área de contato do PRFC com a estrutura para evitar o posicionamento do reforço ou aplicação da matriz além da largura da faixa definida, o que influenciaria na área efetiva de reforço (Figura 4.13-b);
- c) Espera de no mínimo um dia antes do ensaio do elemento reforçado.

Como resultado do procedimento, a adesão do PRFC na alvenaria deve ser tal qual que sua retirada leve consigo partes do substrato (Figura 4.14).

Figura 4.14 – PRFC descolado da alvenaria



CAPÍTULO 5

ANÁLISE DO REFORÇO EM BLOCOS E PRISMAS

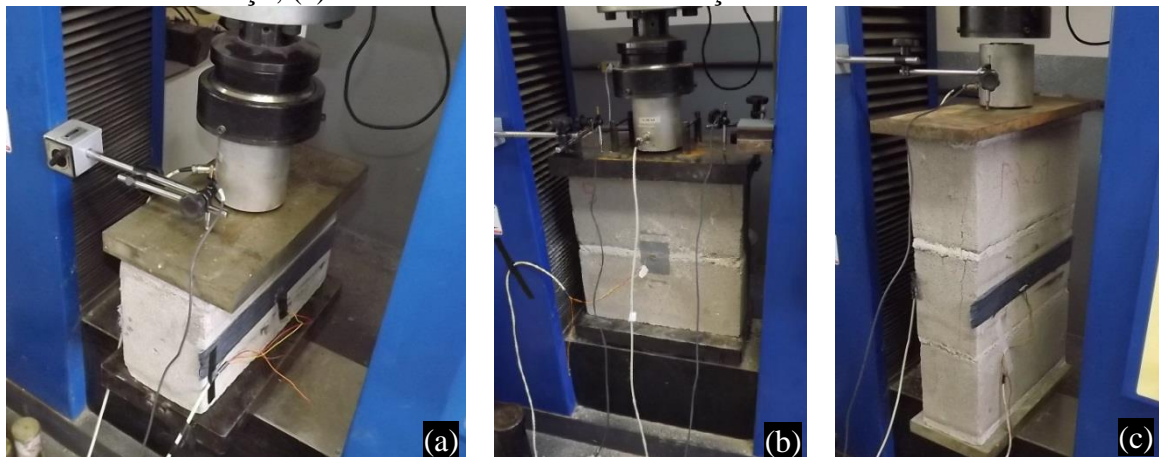
A análise em blocos e prismas reforçados com PRFC torna-se um excelente auxílio para o entendimento do comportamento estrutural do painel reforçado. Além da execução mais simples, tais exemplares permitem fácil movimentação em laboratório e baixo custo de produção.

5.1 Parâmetros e configuração de ensaio nos blocos e prismas

A força aplicada nos blocos e prismas foi registrada por uma célula de carga com capacidade máxima de 300 kN e a tensão definida à partir da seção padronizada do bloco, 14×39 cm. A velocidade de aplicação de carga foi igual a $0,05 \pm 0,01$ MPa/s, conforme recomendação da ABNT NBR 12118 (2011).

O deslocamento vertical foi medido por um transdutor de deslocamento (LVDT) com cursor máximo de 10 mm, posicionado sobre uma chapa metálica responsável pela distribuição da tensão sobre o bloco (Figura 5.1). Com o deslocamento, a deformação vertical foi calculada a partir da altura nominal capeada, igual a 200 mm para o bloco, 400 mm para o prisma de 2 blocos e 600 mm para o prisma de 3 blocos.

Figura 5.1 – (a) Bloco de concreto com reforço e extensômetro colado; (b) Prisma de 2 blocos sem reforço; (c) Prisma de 3 blocos com reforço e extensômetro colado.



Para medir a deformação horizontal um extensômetro de resistência elétrica foi aplicado na região central do bloco (blocos e prismas de 3 blocos), que nos espécimes reforçados ficou posicionado sobre a faixa de reforço.

Já nos prismas de 2 blocos o extensômetro foi aplicado na região da junta, uma vez que essa é a região central do prisma. Para tanto, uma fina camada de matriz epóxi foi necessária para regularização da região.

Foi considerada adesão perfeita entre o concreto e o PRFC, de forma que a deformação na superfície do bloco seja a mesma da superfície do reforço.

Em todos os ensaios o módulo de deformação foi obtido no intervalo correspondente a secante de 5 % a 30 % da tensão de ruptura de cada corpo de prova no gráfico tensão-deformação, conforme estabelecido na ABNT NBR 15961-2 (2011).

Para o ensaio de resistência à compressão foram seguidas as determinações da ABNT NBR 12118 (2011), sendo os elementos capeados com argamassa mais resistente que o bloco.

Todos os dados foram obtidos com sistema digital a frequência de 10 Hz, portanto, nos gráficos apresentados, os “pontos símbolos” sobre as linhas não representam pontos de aquisição dos dados e sim marcadores para diferenciação entre as linhas, facilitando a visualização entre corpos de prova para cópias do texto em preto e branco.

É importante salientar que todos os corpos de prova foram levados até a ruptura, logo, corpos de prova reforçados e sem reforço são elementos distintos, o que difere do realizado nos painéis onde um mesmo corpo de prova foi ensaiado sem reforço e com reforço.

5.2 Resistência à compressão dos blocos e prismas ensaiados

A Tabela 5.1, Tabela 5.2, Tabela 5.3 e Tabela 5.4 apresentam os valores da resistência à compressão dos blocos, prismas de 2 blocos com argamassa fraca, prismas de 2 blocos com argamassa forte e prisma de 3 blocos, respectivamente. Os resultados estão apresentados em referência à área bruta dos elementos.

Conforme resultados apresentados na Tabela 5.1, verifica-se um aumento da resistência média de 9,8 % dos blocos quando estes são reforçados. Os coeficientes de variação altos representam a má qualidade entre blocos, mas com melhor estabilidade quando reforçados.

Tabela 5.1 – Resistência à compressão dos blocos

Corpo de prova sem reforço	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova reforçado	Resistência à compressão (MPa)
1	2,56	7	3,47
2	3,32	8	2,99
3	4,29	9	4,45
4	2,72	10	3,13
5	2,05	11	3,33
6	3,40	12	2,79
Média	3,06	Média	3,36
Desv. Padrão	0,79	Desv. Padrão	0,59
Coef. Var. (%)	25,68	Coef. Var. (%)	17,43

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,1745, α = 82,55 %

Tabela 5.2 – Resistência à compressão dos prismas de 2 blocos com $f_a = 16,8$ MPa

Corpo de prova sem reforço	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova reforçado	Resistência à compressão (MPa)
1	2,48	7	3,80
2	4,29	8	4,31
3	4,23	9	3,41
4	4,71	10	5,06
5	2,76	11	2,80
6	2,88	12	2,57
Média	3,56	Média	3,66
Desv. Padrão	0,96	Desv. Padrão	0,94
Coef. Var. (%)	26,88	Coef. Var. (%)	25,62

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,3734, α = 62,66 %

Tabela 5.3 – Resistência à compressão dos prismas de 2 blocos com $f_a = 2,7$ MPa

Corpo de prova sem reforço	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova reforçado	Resistência à compressão (MPa)
1	3,41	7	3,38
2	3,88	8	1,78
3	3,59	9	3,47
4	4,49	10	2,97
5	2,93	11	3,88
6	3,48	12	3,46
Média	3,63	Média	3,16
Desv. Padrão	0,52	Desv. Padrão	0,73
Coef. Var. (%)	14,39	Coef. Var. (%)	23,25

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,1744, α = 82,56 %

Nos prismas de 2 blocos foi analisada a variação da resistência à compressão da argamassa de assentamento. Verifica-se na Tabela 5.2 que prismas com argamassa mais forte que o bloco possuem ganho de resistência média quando reforçados de 2,8 %, enquanto prismas com argamassa mais fraca que o bloco possuem perda média de resistência de 12,95 % (Tabela

5.3). Estatisticamente falando, não existe diferença entre blocos reforçados e não reforçados, mas durante os experimentos foi visível a ineficiência do reforço em blocos com argamassa fraca.

Tal fato se justifica pela grande capacidade de deformação da argamassa mais fraca em relação à argamassa mais forte. Quando o prisma é comprimido, o reforço aplicado na região da junta acompanha a deformação da argamassa, descolando-se prematuramente e conseqüentemente levando-o à ruptura. Como em casos reais utiliza-se argamassa mais fraca que o bloco, a inserção do reforço na forma analisada torna-se inviável, pois pode comprometer ainda mais a estrutura. Como o bloco é vazado, considera-se a mesma resposta, uma vez que não existe confinamento interno.

Já em relação aos prismas sem reforço, verificou-se um aumento da resistência média de 1,97 % quando da utilização de uma argamassa mais fraca (com $\alpha = 60,78$ %), o que poderia ser justificado pela sua maior capacidade de acomodação.

Para os prismas de 3 blocos (Tabela 5.4), verifica-se um aumento de 14,06 % quando esses são reforçados.

Tabela 5.4 – Resistência à compressão dos prismas de 3 blocos

Corpo de prova sem reforço	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova reforçado	Resistência à compressão (MPa)
1	1,55	7	3,41
2	2,92	8	2,53
3	3,49	9	3,97
4	2,83	10	2,45
5	2,32	11	2,41
6	2,26	12	2,73
Média	2,56	Média	2,92
Desv. Padrão	0,67	Desv. Padrão	0,63
Coef. Var. (%)	26,10	Coef. Var. (%)	21,75

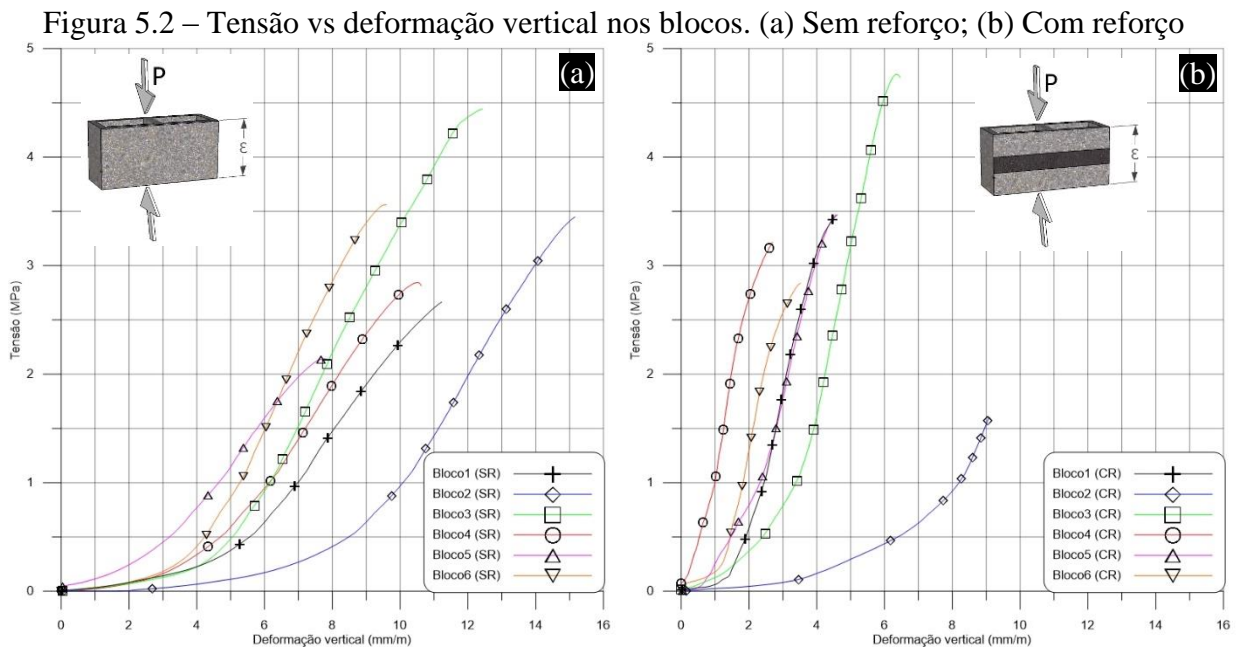
Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,1719, $\alpha = 82,81$ %

Considerando a resistência à compressão média dos prismas de 2 blocos com argamassa forte e de três blocos, respectivamente igual a 3,56 MPa e 2,56 MPa, ambos sem reforço, obtêm-se uma relação prisma 3B/2B igual a 0,72. A eficiência dos prismas de 2 blocos em relação aos blocos (2B/bloco) foi de 1,16. Já a eficiência dos prismas de 3 blocos em relação aos blocos (3B/bloco) foi de 0,84.

Os prismas de 3 blocos resultaram no maior aumento percentual de resistência quando reforçados, justamente nos corpos de prova com menor resistência média.

5.3 Análise das deformações nos blocos

Analisando a Figura 5.2 observa-se a repetitividade e reprodutibilidade nos ensaios realizados. Para os blocos reforçados é possível observar que todas as deformações verticais máximas são inferiores aos blocos não reforçados, comprovando que os blocos com reforço de imediato já possuem menor deformação, restringida pela faixa de PRFC.



A Tabela 5.5 apresenta os módulos de deformação longitudinal determinados nos blocos com e sem reforço. Com os resultados médios, verifica-se que os blocos reforçados possuem 133,86 % a mais de rigidez. A altíssimo coeficiente de variação representa a variação de rigidez entre blocos distintos.

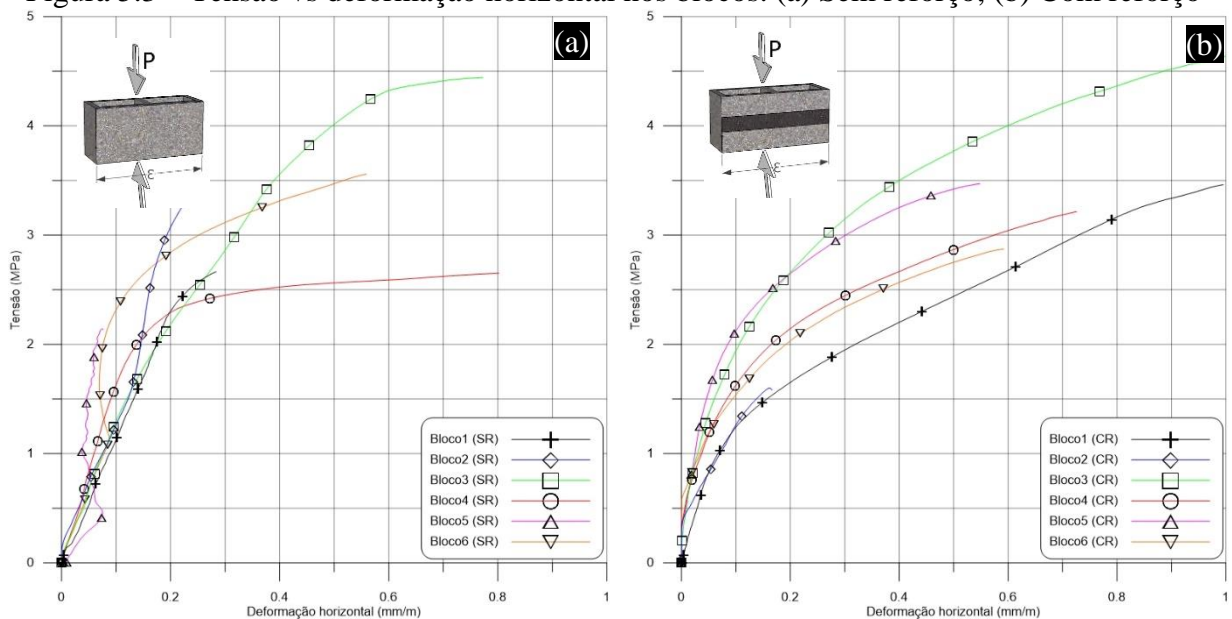
Tabela 5.5 – Módulo de deformação na direção vertical dos blocos

Corpo de prova sem reforço	Módulo de deformação (MPa)	Corpo de prova reforçado	Módulo de deformação (MPa)
1	195,43	7	856,87
2	234,67	8	186,15
3	457,93	9	533,58
4	259,49	10	1060,54
5	202,32	11	560,25
6	420,72	12	943,05
Média	295,09	Média	690,07
Desv. Padrão	114,68	Desv. Padrão	323,84
Coef. Var. (%)	38,86	Coef. Var. (%)	46,93

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,0167, α = 98,33 %

Quanto às deformações horizontais (Figura 5.3), considerando que o PRFC está perfeitamente aderido à superfície do bloco e que a deformação que ocorre na superfície do PRFC também ocorrerá na superfície do bloco, observa-se que, em geral, os blocos reforçados apresentam maior deformação horizontal. Em geral, observa-se que as deformações horizontais apresentam comportamento inicial semelhante (blocos reforçados e não reforçados), diferenciando-se ao aproximar do ponto de ruptura do bloco, adquirindo uma maior capacidade de deformação. Essa maior capacidade de se deformar pode ser entendida como ganho de ductilidade.

Figura 5.3 – Tensão vs deformação horizontal nos blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço

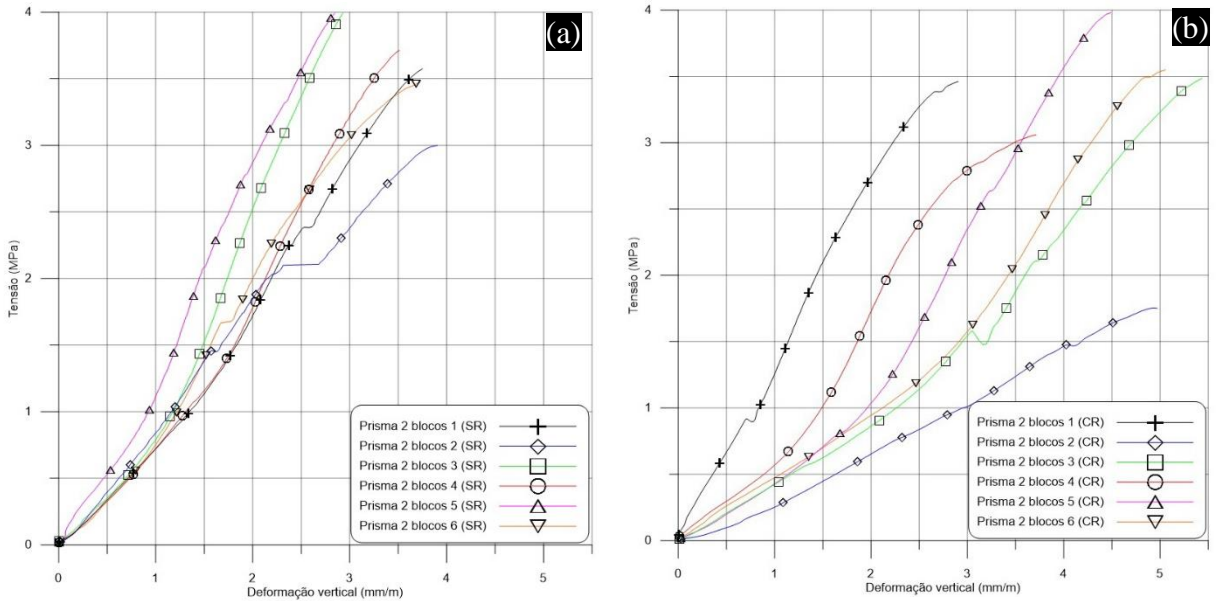


5.4 Análise das deformações nos prismas de 2 blocos

Da Figura 5.4 a Figura 5.7 são apresentadas as deformações verticais e horizontais nos prismas de 2 blocos. A argamassa quando dita fraca possui resistência média à compressão de 2,7 MPa, enquanto a argamassa forte possui 16,8 MPa.

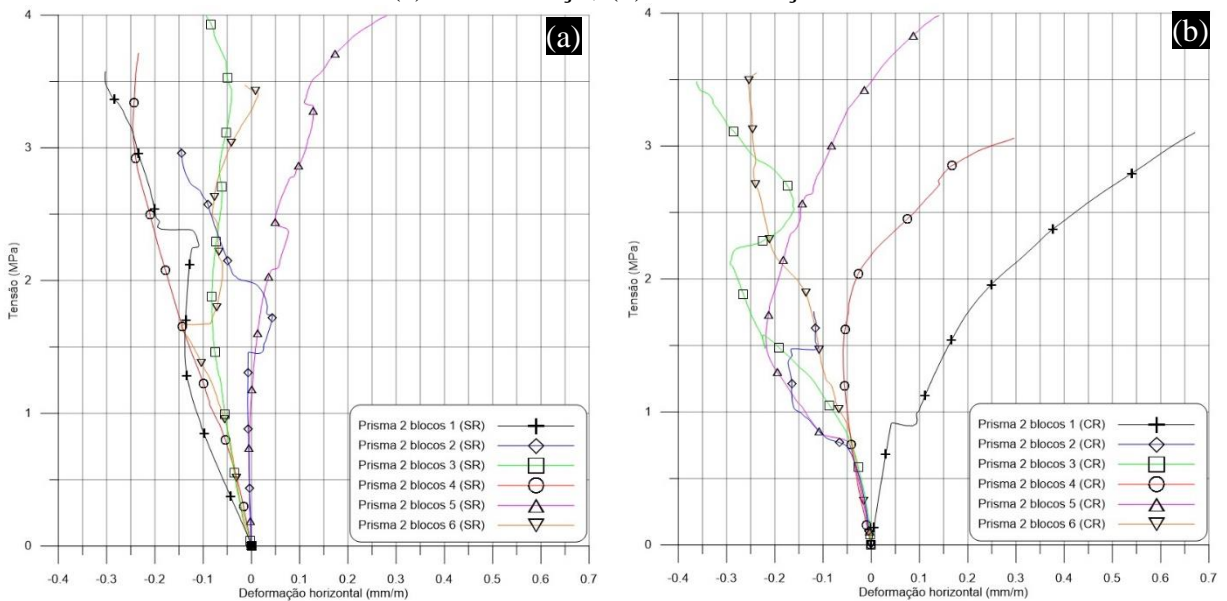
Conforme Figura 5.4, percebe-se que os prismas (com argamassa fraca) reforçados possuem em média de 4,5 a 5 mm/m de deformação vertical enquanto os prismas sem reforço possuem em média 3,5 mm/m de deformação vertical, um aumento de aproximadamente 35,71 %.

Figura 5.4 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 2 blocos com argamassa fraca. (a) Sem reforço; (b) Com reforço



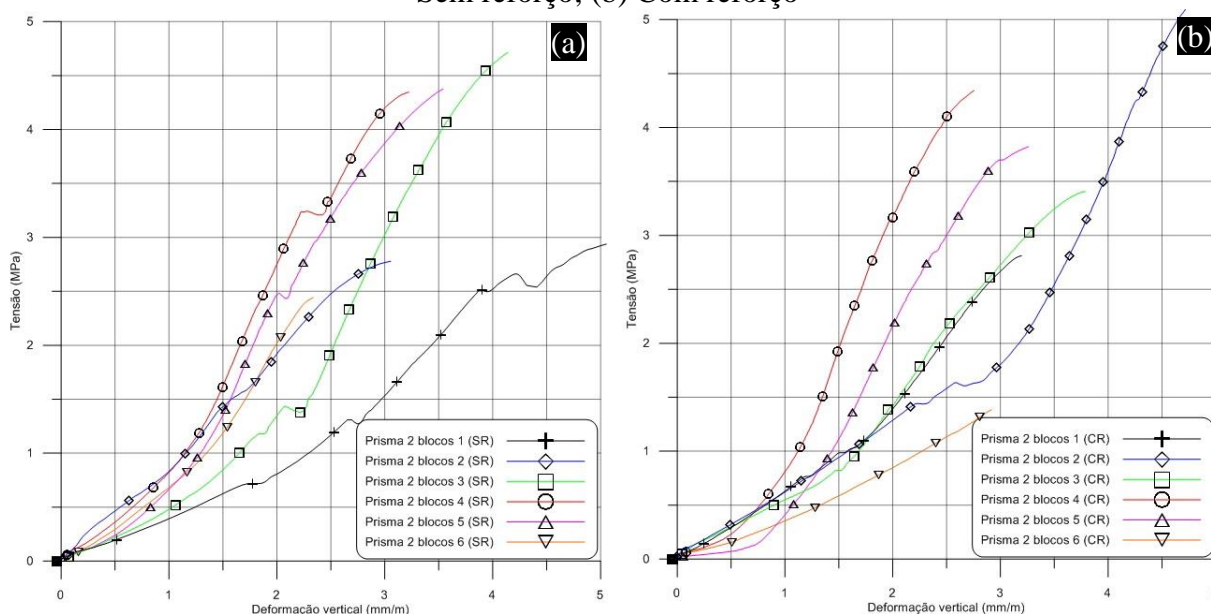
Já na deformação horizontal (Figura 5.5), verifica-se uma não uniformidade nas distribuições das tensões na região da junta, havendo tensões de compressão e tração, com predominância de tensões de compressão, não sendo possível constatar diferenças entre prismas reforçados e não reforçados. Este comportamento corrobora com o modelo teórico apresentado na Figura 2.25.

Figura 5.5 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 2 blocos com argamassa fraca. (a) Sem reforço; (b) Com reforço



Para os prismas de 2 blocos com argamassa forte (Figura 5.6), não houve aumento ou diminuição significativa da deformação vertical entre prismas reforçados e não reforçados, possuindo a deformação, em ambos os casos, um valor médio de aproximadamente 3 mm/m.

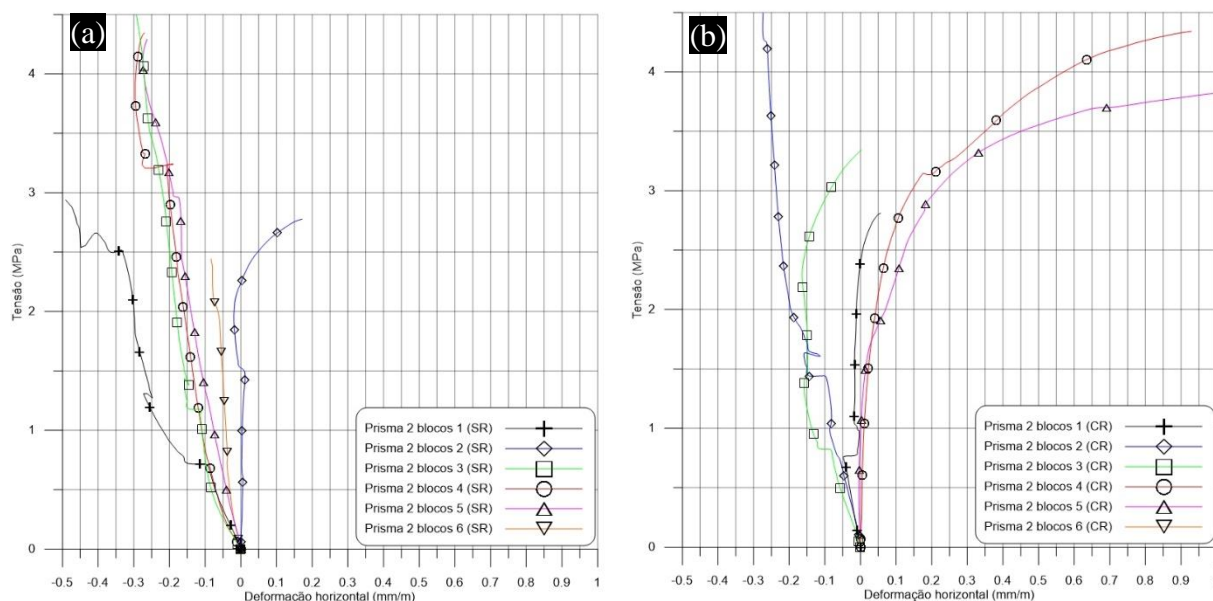
Figura 5.6 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 2 blocos com argamassa forte. (a) Sem reforço; (b) Com reforço



Assim como ocorreu nas deformações horizontais nos prismas de 2 blocos com argamassa fraca, nos prismas de 2 blocos com argamassa forte (Figura 5.7) as deformações horizontais apresentam não uniformidade nas distribuições das tensões na região da junta, havendo tensões de compressão e tração, com predominância de tensões de compressão. No entanto, os prismas reforçados 4 e 5 apresentaram grande capacidade de deformação com tensões de tração (conforme modelo teórico da Figura 2.25, no bloco).

Conclui-se então, observando as deformações horizontais nos prismas de 2 blocos (com argamassa forte e fraca), que apesar de existir um modelo teórico de tração no bloco e compressão na argamassa de assentamento, na realidade existe uma mistura de ações. O que o reforço fez foi aumentar a capacidade de deformação do bloco na interface com a argamassa.

Figura 5.7 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 2 blocos com argamassa forte.
(a) Sem reforço; (b) Com reforço



A Tabela 5.6 e Tabela 5.7 apresentam os módulos de deformação determinados nos prismas de 2 blocos. Verifica-se aumento médio de 1,96 % no módulo em prismas com argamassa forte quando reforçados e diminuição da módulo em 34,90 % nos prismas com argamassa fraca.

Para os prismas da Tabela 5.6, considera-se o ganho irrelevante, tendo em vista o alto coeficiente de variação e a baixa confiabilidade.

Tabela 5.6 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 2 blocos com $f_a = 16,8$ MPa

Corpo de prova sem reforço	Módulo de deformação (MPa)	Corpo de prova reforçado	Módulo de deformação (MPa)
1	417,53	7	665,17
2	745,87	8	644,48
3	801,36	9	549,15
4	1054,84	10	1411,65
5	1104,24	11	1348,59
6	755,34	12	355,74
Média	813,20	Média	829,13
Desv. Padrão	248,06	Desv. Padrão	441,05
Coef. Var. (%)	30,50	Coef. Var. (%)	53,19

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,4524, $\alpha = 54,76$ %

Tabela 5.7 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 2 blocos com $f_a = 2,7$ MPa

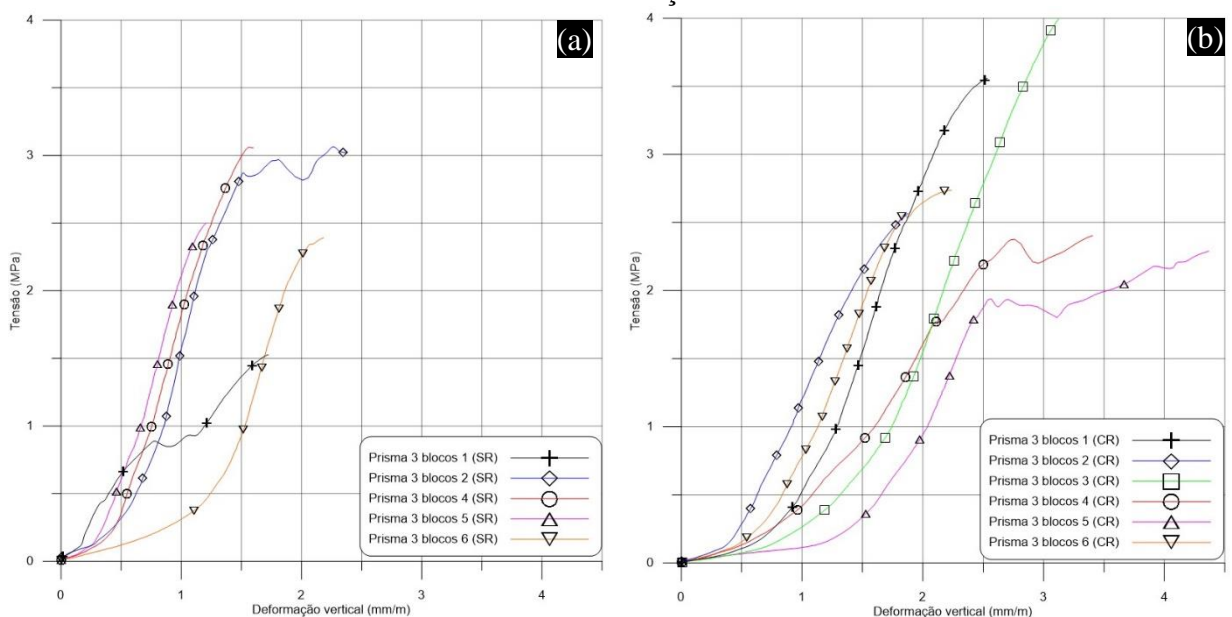
Corpo de prova sem reforço	Módulo de deformação (MPa)	Corpo de prova reforçado	Módulo de deformação (MPa)
1	778,22	7	1109,61
2	892,22	8	359,26
3	1046,67	9	444,69
4	832,41	10	631,68
5	1071,89	11	604,93
6	922,24	12	458,81
Média	923,94	Média	601,50
Desv. Padrão	116,25	Desv. Padrão	269,34
Coef. Var. (%)	12,58	Coef. Var. (%)	44,78

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,0362, $\alpha = 96,38$ %

5.5 Análise das deformações nos prismas de 3 blocos

A Figura 5.8 apresenta o gráfico tensão vs deformação vertical dos prismas de 3 blocos sem reforço e reforçados. Verifica-se um aumento da deformação vertical dos prismas com reforço (ganho de ductilidade) em relação aos prismas sem reforço. O efeito do aumento da deformação vertical nos prismas de 3 blocos reforçados é contrário ao percebido nos blocos reforçados isoladamente (seção 5.3), que no caso, ocorreu uma redução da deformação final.

Figura 5.8 – Tensão vs deformação vertical nos prismas de 3 blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço



Cabe lembrar que a área reforçada relativa à área superficial é 3 vezes maior nos blocos isolados do que nos prismas de 3 blocos, portanto, proporcionalmente, a quantidade de

reforço no bloco isolado é 3 vezes maior em relação ao prisma de 3 blocos e assim a área de confinamento, o que justificaria menores deformações para um mesmo nível de tensão.

Quanto à deformação horizontal dos prismas (Figura 5.9), verifica-se que os prismas reforçados apresentam início de curva bem acentuada e a partir de um patamar esta se apresenta com menor inclinação. Entende-se que no início do carregamento o reforço ainda não foi totalmente solicitado, sendo então efetivamente utilizado próximo à tensão de ruptura do bloco sem reforço, aumentando a resistência do conjunto e justificando então o ganho de resistência.

Figura 5.9 – Tensão vs deformação horizontal nos prismas de 3 blocos. (a) Sem reforço; (b) Com reforço

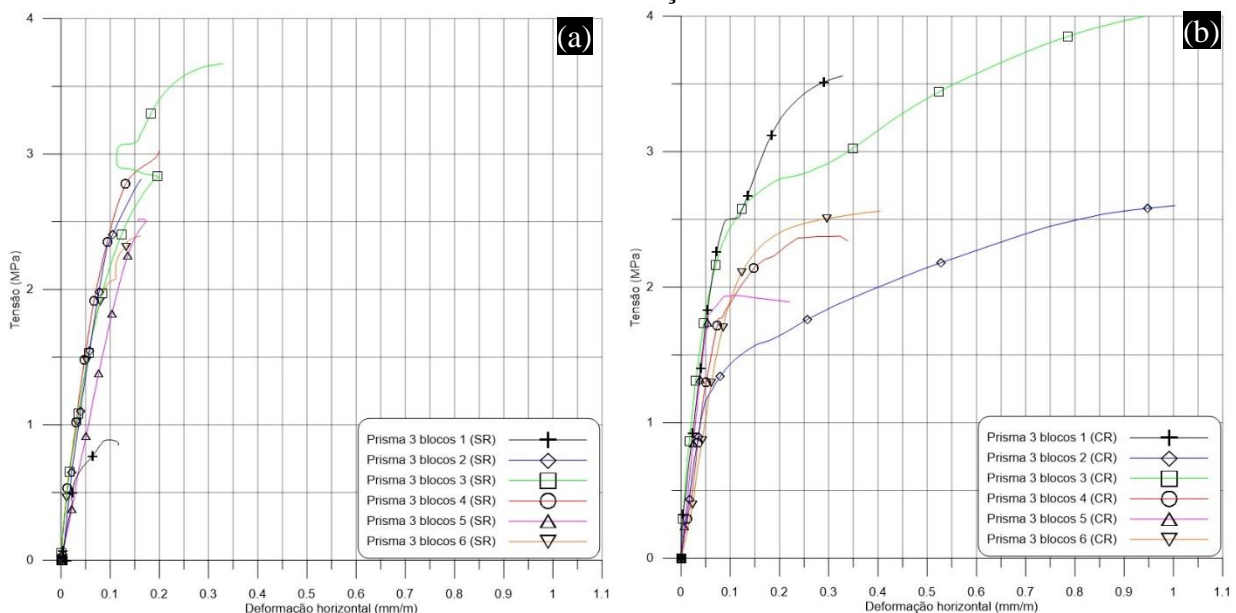


Tabela 5.8 – Módulo de deformação na direção vertical dos prismas de 3 blocos

Corpo de prova sem reforço	Módulo de deformação (MPa)	Corpo de prova reforçado	Módulo de deformação (MPa)
1	1723,2	7	1427,31
2	1581,57	8	1688,91
3	Falha	9	1067,92
4	2307,14	10	767,42
5	2251,31	11	847,31
6	660,22	12	1350,5
Média	1704,69	Média	1191,56
Desv. Padrão	664,86	Desv. Padrão	358,30
Coef. Var. (%)	39,0	Coef. Var. (%)	30,07

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,1605, α = 83,95 %

Com os resultados médios da Tabela 5.8, percebe-se que os prismas reforçados possuem um módulo 30,1 % menor em relação aos prismas sem reforço. Apesar da confiabilidade razoável, este resultado não era esperado. Contudo, nos painéis com reforço sobre a região central do bloco (como será apresentado no Capítulo 7), também não houve ganho de rigidez, o que tendência a uma inviabilidade da aplicação do reforço nessa posição.

5.6 Modo de ruptura dos blocos e prismas

A ruína do bloco sem reforço se deu predominantemente por trincas horizontais ao longo da interface de capeamento, o que é peculiar nesse tipo de ensaio (Figura 5.10-a). Por sua vez nos ensaios com blocos reforçados com PRFC a ruptura se iniciou na fronteira entre a área reforçada e o restante do bloco (Figura 5.10-b), o que indica concentrações de tensões induzidas pelo PRFC.

Figura 5.10 – (a) Ruptura predominante do bloco sem reforço; (b) Ruptura predominante do bloco reforçado



As rupturas predominantes nos prismas de 2 blocos sem reforço com argamassa fraca ou forte são apresentadas nas Figura 5.11 e Figura 5.12. Em ambos os casos observa-se trincas em todas as faces do prisma, com predominância de trincas verticais nas faces de área menor (Figura 5.11-b, Figura 5.11-c, Figura 5.12-a e Figura 5.12-c).

Figura 5.11 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos sem reforço e argamassa fraca



Figura 5.12 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos sem reforço e argamassa forte



Nos prismas de 2 blocos reforçados e com argamassa fraca verificou-se inviabilidade da solução de reforço com PRFC na região da junta, uma vez que a grande capacidade de deformação da argamassa levava ao descolamento prematuro do reforço (Figura 5.13-b). Tal descolamento foi constatado em 4 dos 6 prismas ensaiados. Todos os 6 prismas ensaiados apresentaram trincas verticais na menor face (Figura 5.13-a e Figura 5.13-c).

Figura 5.13 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos com reforço e argamassa fraca



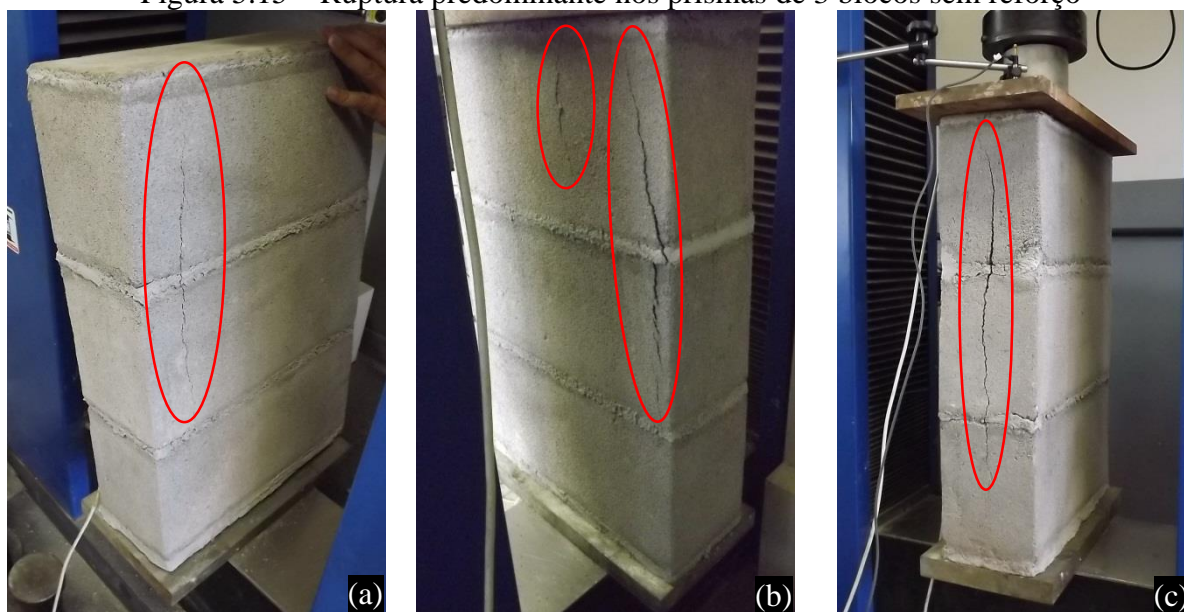
Diferentemente do observado nos prismas de 2 blocos reforçados e com argamassa fraca, quando a argamassa utilizada foi forte, a ruptura predominante aconteceu adjacente à faixa de reforço, percorrendo toda a face maior do bloco (Figura 5.14-b). Como em todos os prismas ensaiados também houve ruptura vertical na menor face do prisma não reforçada (Figura 5.14-a e Figura 5.14-c).

Figura 5.14 – Ruptura predominante nos prismas de 2 blocos com reforço e argamassa forte



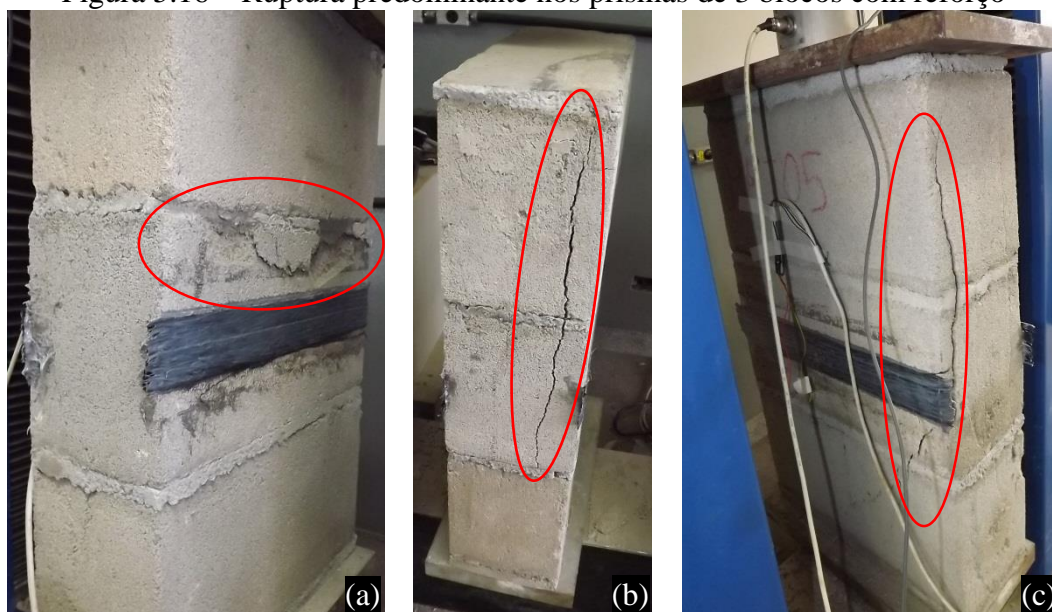
Como se percebe na Figura 5.15, a predominância da ruína nos prisma de 3 blocos ocorre pelo surgimento de trincas verticais que começam na interface do bloco/argamassa de assentamento, entre o bloco central e o superior, progredindo ao longo da altura do prisma. Nos blocos, a trinca predominante era horizontal, na interface do capeamento.

Figura 5.15 – Ruptura predominante nos prismas de 3 blocos sem reforço



O modo de ruptura dos prismas com reforço é semelhante ao dos prismas sem reforço, com predominância de trincas verticais na face menor não reforçada (Figura 5.16-b). Além das trincas verticais, aparecem trincas horizontais próximas ao reforço, caracterizando concentração de tensões nessa região.

Figura 5.16 – Ruptura predominante nos prismas de 3 blocos com reforço



5.7 Considerações sobre o ensaio de blocos e prismas reforçados

Para uma análise geral dos resultados obtidos neste capítulo, na Tabela 5.9 apresentam-se os módulos de elasticidade e resistências à compressão médias encontrados em cada análise de bloco e prisma, com e sem reforço.

Tabela 5.9 – Resumo da análise de blocos e prismas

Elemento analisado	Módulo de deformação médio (MPa)	Resistência à compressão média (MPa)
Blocos sem reforço	295,09	3,06
Blocos com reforço	690,07	3,36
Prismas de 2 blocos sem reforço (argamassa fraca)	923,94	3,63
Prismas de 2 blocos com reforço (argamassa fraca)	601,50	3,16
Prismas de 2 blocos sem reforço (argamassa forte)	813,20	3,56
Prismas de 2 blocos com reforço (argamassa forte)	829,13	3,66
Prismas de 3 blocos sem reforço	1704,69	2,56
Prismas de 3 blocos com reforço	1191,56	2,92

Com base nos resultados apresentados na Tabela 5.9, verifica-se que a medida que se aumenta o tamanho do corpo de prova aumenta-se também o módulo de deformação da alvenaria (os painéis que serão apresentados no Capítulo 7 possuem módulo em torno de 5 GPa).

O bloco reforçado individualmente apresenta aumento de sua rigidez em 133,85 % em relação ao bloco sem reforço, podendo este ser justificando pelo confinamento a que este elemento fica sujeito.

A redução do módulo de deformação nos prismas de 2 blocos reforçados com argamassa fraca em relação aos não reforçados, é justificado pelo descolamento prematuro do reforço do corpo de prova. Da forma em que o PRFC foi aplicado (sobre a junta), quando ocorria a deformação da argamassa, o PRFC simplesmente descolava do corpo de prova, efeito inclusive audível durante os ensaios realizados, o que inviabiliza sua aplicação em conjuntos com tais características (argamassa fraca).

A redução do módulo de deformação nos prismas de 3 blocos poderia ser justificado pelo ganho de ductilidade fornecido pelo PRFC ao sistema, permitindo uma maior deformação e consequente aumento da resistência. Nos blocos isolados, a quantidade de reforço proporcional à área superficial é maior, gerando maior confinamento e consequente aumento do módulo. De qualquer maneira mais estudos devem ser realizados para confirmar esta hipótese.

Quanto a resistência à compressão nos elementos ensaiados, verifica-se aumento em todos conjuntos ensaiados reforçados, exceto no prisma de 2 blocos com argamassa fraca, que, como já explanado, o reforço foi prejudicado pela deformação excessiva da argamassa.

A variação da resistência da argamassa tem grande influência na deformação da estrutura, inclusive ocasionando ruptura frágil quando utilizada argamassa mais resistente que o bloco. Argamassas menos resistentes que o bloco ocasionam grandes deformações na estrutura, enquanto argamassas mais resistentes que o bloco pequenas deformações. Todavia, tal resistência pouco impacta na capacidade portante final da alvenaria estrutural não reforçada.

Com a aplicação da força de compressão a argamassa com menor resistência que o bloco tende a se expandir lateralmente, pois esta está confinada e possui módulo de deformação diferente do bloco. Como existe aderência entre o bloco e a argamassa, surgem tensões de compressão na argamassa e tensões de tração no bloco, em sua região de contato com a argamassa. Quando as tensões de tração no bloco ultrapassam a sua resistência, ocorre a fissuração da unidade, que geralmente se propaga na estrutura, caracterizando seu rompimento. Portanto seria importante que a argamassa tivesse uma resistência à compressão e um módulo de deformação (mais importante ainda) compatível com o bloco.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES DE ENSAIO DOS PAINÉIS NÃO REFORÇADOS

6.1 Simulação numérica do painel em computador

Uma maneira para análise estrutural é a modelagem numérica em computador. Os resultados obtidos de uma simulação bem ajustada e modelada tem grande confiabilidade e é um ótimo ponto de partida para uma análise experimental.

A simulação numérica fornece informações relevantes de onde ocorrem as maiores tensões e deslocamentos na estrutura. Assim, proporciona a possibilidade do pesquisador conhecer previamente onde provavelmente ocorrerão as falhas durante um ensaio experimental e ainda confrontar informações numérico-experimentais otimizando uma aplicação de reforço.

Utilizando o software ANSYS® em sua versão 13 (disponível no Departamento de Estruturas da FECIV/UFU), por intermédio do método dos elementos finitos, a simulação apresentada a seguir utilizou o elemento SOLID187. De acordo com o manual do software, tal elemento é utilizado para modelar superfícies irregulares sujeitas a grandes tensões e quase incompressíveis, sendo definido por 10 nós, cada um possuindo 3 graus de liberdade.

O módulo de deformação utilizado para a argamassa foi de 12,95 GPa, conforme apresentado anteriormente na Tabela 4.2. Para o módulo de deformação dos blocos foi utilizado o valor de 295,09 MPa (Tabela 5.5). O coeficiente de Poisson da argamassa e do bloco foi definido como 0,2, conforme ABNT NBR 15961-1 (2011).

A Figura 6.1 apresenta a estrutura simulada. A argamassa foi considerada separadamente dos blocos (Figura 6.1-a). Os blocos por sua vez foram divididos em blocos inteiros e blocos de meia (Figura 6.2).

Como os blocos de concreto simulados devem seguir os blocos reais utilizados na fase experimental, na simulação, tais blocos foram simulados com fundo, sendo a espessura de todas as paredes igual a 25 mm, aproximando o definido na Seção 4.3.1. Na última fiada,

buscando o máximo de compatibilidade na simulação numérica com o ensaio experimental, os blocos tiveram o fundo virado para cima.

Figura 6.1 – (a) Estrutura de argamassa simulada; (b) Estrutura completa simulada

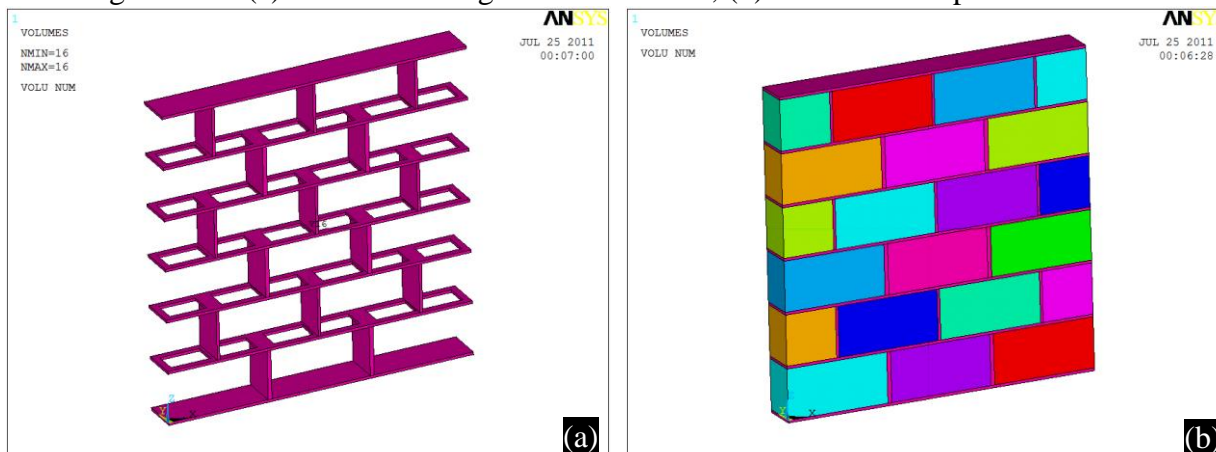
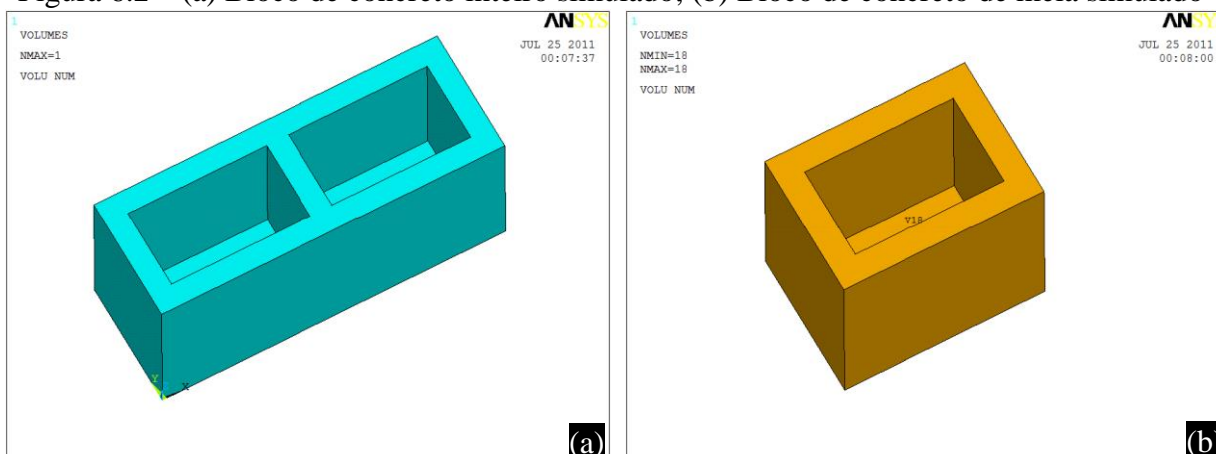


Figura 6.2 – (a) Bloco de concreto inteiro simulado; (b) Bloco de concreto de meia simulado

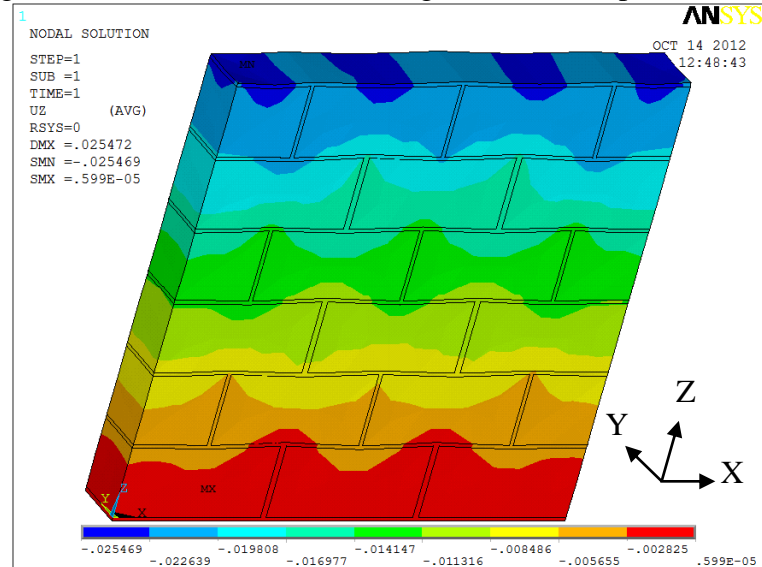


Na simulação do carregamento sobre o painel foi utilizada tensão de compressão de 3 MPa, valor próximo à tensão de ruptura dos prismas de dois e três blocos, conforme Capítulo 5.

Dos resultados apresentados a seguir, “DMX” representa a máxima deformação, “SMN” representa o menor valor e “SMX” o máximo valor, de acordo com a simulação realizada. Valores negativos de deslocamento, sempre em metros, representam encurtamento e valores positivos alongamento. O mesmo vale para as tensões, sempre representadas em N/m².

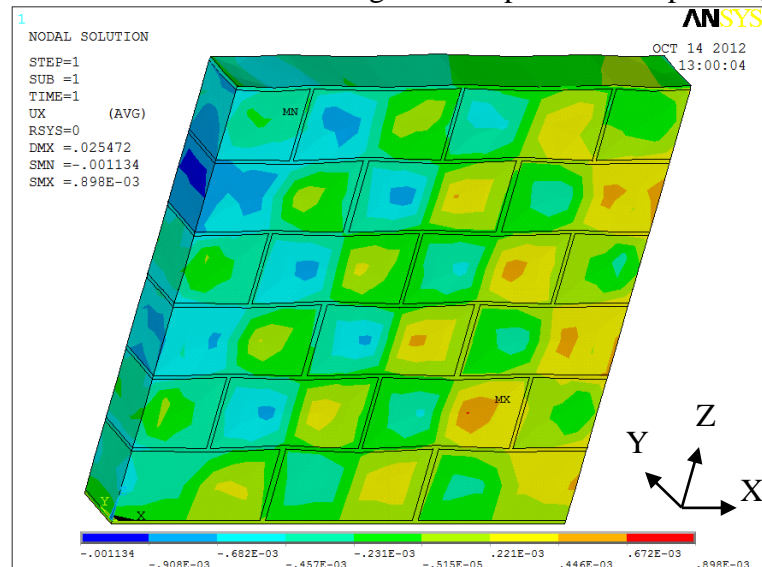
A Figura 6.3 apresenta o deslocamento vertical do painel após o carregamento. O valor total é de -25,47 mm. Logo, verifica-se uma deformação de aproximadamente 2,12 % em relação a altura inicial de 1200 mm. As partes superiores do painel sofrem um maior deslocamento que a parte inferior.

Figura 6.3 – Deslocamentos ao longo da altura do painel (eixo z)



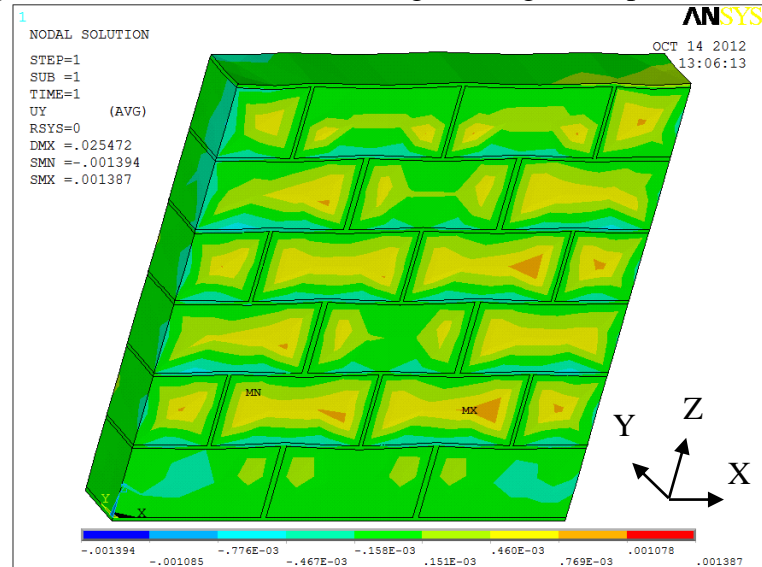
Ao longo do comprimento do painel, percebe-se grandes variações de deslocamentos, entre compressão e tração, chegando a 1,13 mm de encurtamento e 0,116 mm de alongamento (Figura 6.4).

Figura 6.4 – Deslocamentos ao longo do comprimento do painel (eixo x)



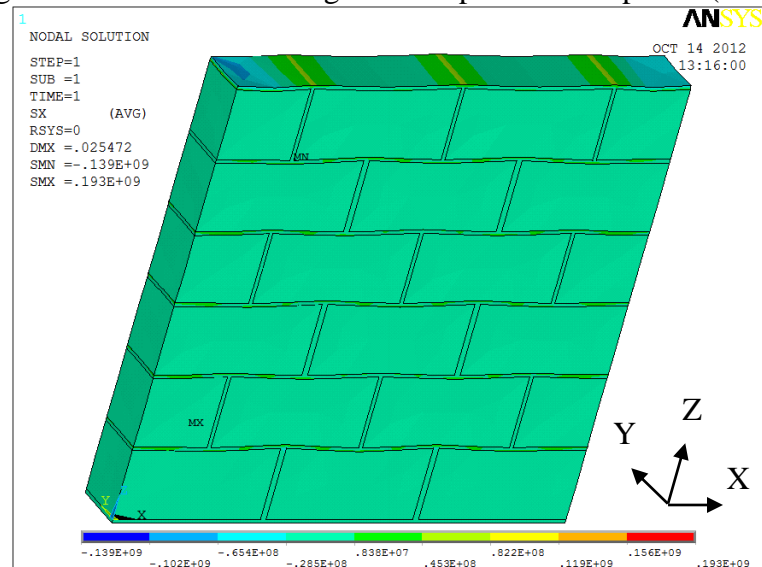
Já ao longo da largura do painel (Figura 6.5), surgem deslocamentos de tração na região oca dos blocos com magnitude de 0,46 mm e de compressão na região das juntas de argamassa com magnitude de 0,78 mm.

Figura 6.5 – Deslocamentos ao longo da largura do painel (eixo y)



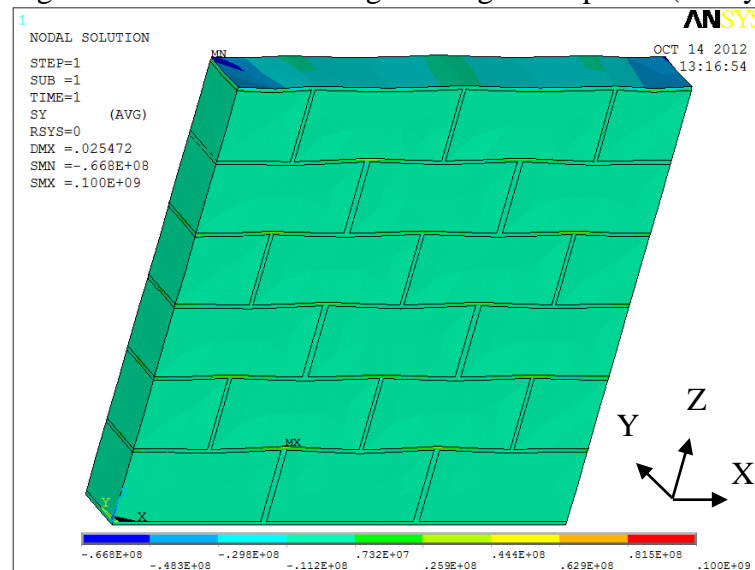
As tensões ao longo do comprimento do painel (Figura 6.6) apresentam-se constantes, com valores em torno de 28,5 MPa de compressão, com pequenas variações na região das juntas de argamassa.

Figura 6.6 – Tensões ao longo do comprimento do painel (eixo x)



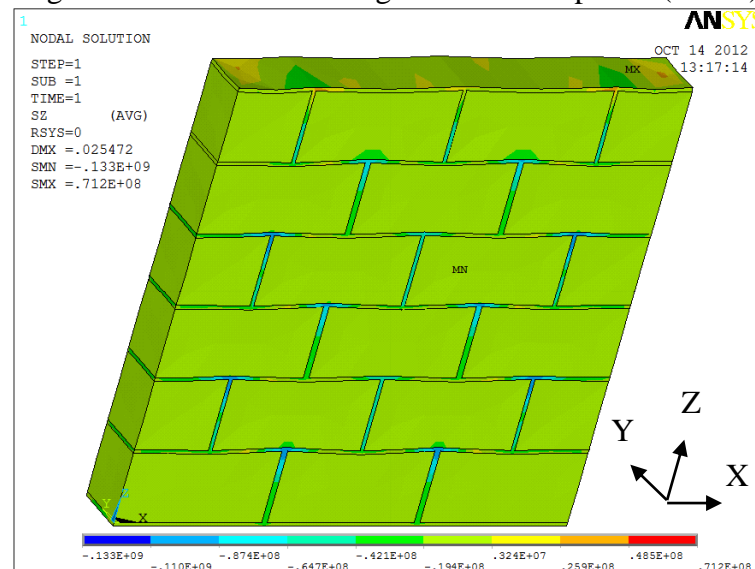
Semelhante ao comprimento, na largura as tensões também se apresentam constantes ao longo do painel (Figura 6.7), com valores de 11,2 MPa à compressão.

Figura 6.7 – Tensões ao longo da largura do painel (eixo y)



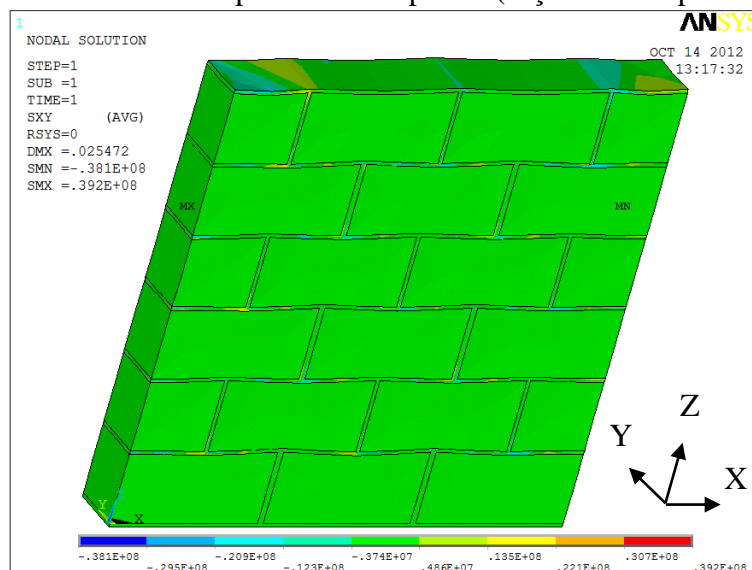
A Figura 6.8 apresenta as tensões ao longo da altura do painel. Constata-se na maior parte da estrutura uma tensão de compressão de 19,4 MPa que aumenta para 87,4 MPa nas juntas verticais em virtude da rigidez da argamassa.

Figura 6.8 – Tensões ao longo da altura do painel (eixo z)



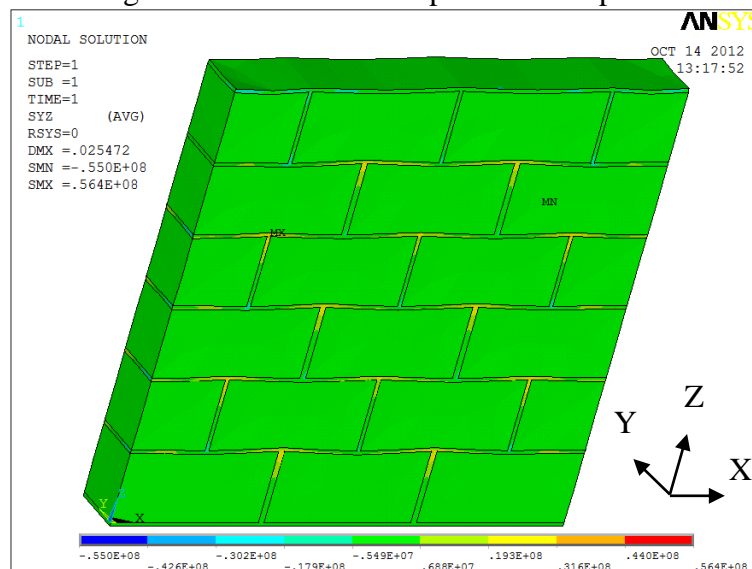
No plano XY (Figura 6.9), seção transversal de carregamento da estrutura, percebe-se predominância da tensão de compressão da ordem de 3,74 MPa com aumento de tensão na região das juntas horizontais.

Figura 6.9 – Tensões no plano XY do painel (seção de compressão axial)



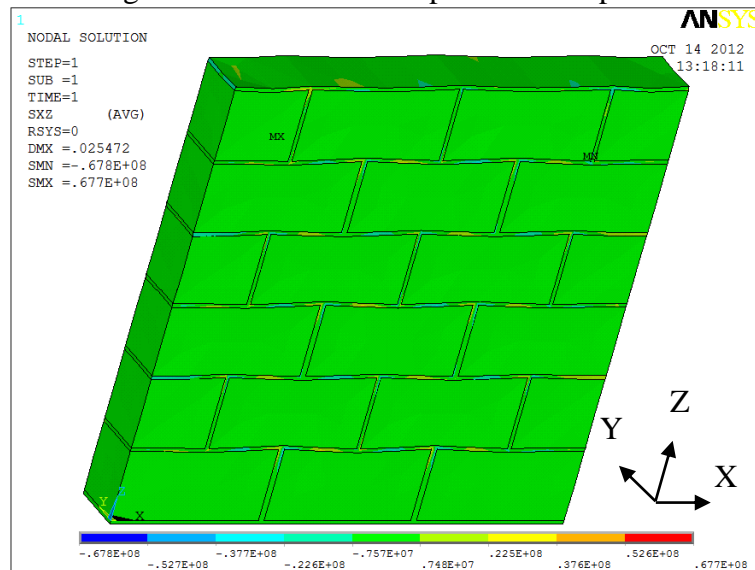
No plano YZ apresentado na Figura 6.10, tensões de compressão em torno de 5,49 MPa são predominantes, chegando a 19,3 MPa de tração nas regiões de encontro entre as juntas verticais e horizontais, o que explicaria a abertura das trincas nos blocos dos prismas neste plano (ensaios experimentais da seção 5.6).

Figura 6.10 – Tensões no plano YZ do painel



Já no plano XZ (Figura 6.11) percebe-se uma predominância de tensões de compressão com magnitude de 7,57 MPa e tensões de tração sob os blocos, na junta horizontal da ordem de 22,5 MPa. Este é o mesmo plano que vemos as trincas frontais nos painéis do Capítulo 7.

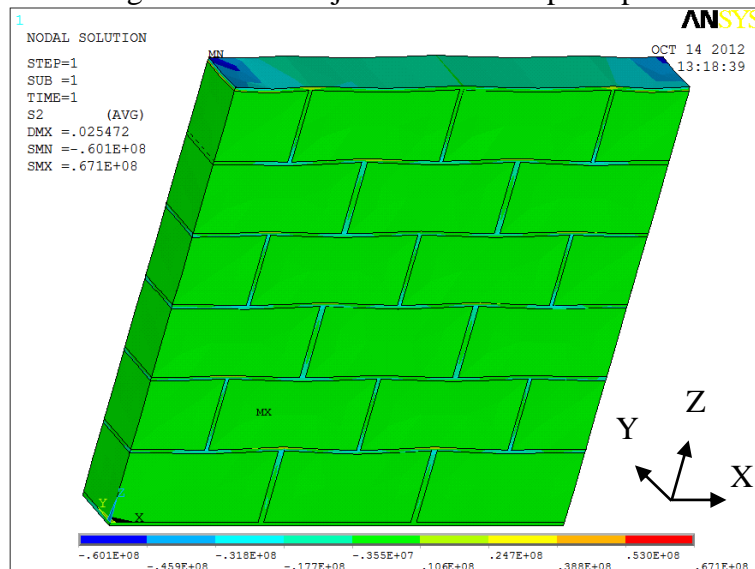
Figura 6.11 – Tensões no plano XZ do painel



O que foi mostrado até então foram as tensões e deslocamentos ocorridos em cada direção e plano de forma separada. No entanto o que realmente vai importar para caracterizar a ruptura da estrutura é o conjunto de todas essas ações atuando ao mesmo tempo, uma vez que uma grande tensão de compressão pode ser atenuada por uma tensão de tração existente em outra direção.

O programa computacional ANSYS® também fornece como resultado três níveis de tensões principais, conjunto das tensões atuantes de todos os planos. Destes, apenas o segundo nível será mostrado (Figura 6.12) por apresentar magnitude de tensões compatíveis com os valores encontrados no programa experimental.

Figura 6.12 – Conjunto de tensões principais



Percebe-se uma predominância de tensões de compressão da ordem de 3,55 MPa nos blocos com tensões de compressão da ordem de 17,7 MPa na região das juntas, principalmente no encontro das juntas verticais para juntas horizontais.

6.2 Construção, movimentação e posicionamento dos painéis

A construção dos painéis se deu em ambiente laboratorial por funcionário capacitado de empresa contratada pela Universidade Federal de Uberlândia (Figura 6.13). Procurou-se manter o mesmo pedreiro a fim de não alterar de forma significativa o padrão de construção, pois cada profissional, por mais que o processo seja padronizado, impõe seu modo de construir, seja pela espessura da junta, forma de utilização das ferramentas ou acabamento. Procurou-se utilizar os blocos de forma aleatória, excluindo apenas aqueles com danos visíveis.

Figura 6.13 – Construção dos painéis



Nas laterais dos painéis, posicionou-se dois sarrafos metálicos que serviram de gabarito para evitar o mau posicionamento dos blocos. Para manter o alinhamento vertical do painel utilizou-se prumo, para o alinhamento horizontal nível de bolha.

Procurou-se manter as juntas com 10 mm, utilizando um gabarito de madeira. O fundo dos blocos da última fiada foram posicionados para cima e estes capeados com a própria argamassa de assentamento.

Conforme ABNT NBR 15961-2 (2011), a argamassa que era produzida em betoneira poderia ser umidificada para melhorar a trabalhabilidade no máximo 2 vezes.

Após a construção do painel, só era permitido a movimentação da estrutura após 2 dias, sendo então movimentados até o local de ensaio utilizando-se de um carrinho industrial para pallet.

Como o carrinho (que levantava o painel pela viga de sustentação) não apoiava o conjunto no chão, foi necessário a moldagem de três blocos com graute de alta resistência, formando duas aberturas com 17 cm de largura, suficientes para o braço do carrinho, permitindo assim sua entrada e posicionamento do painel (Figura 6.14). A altura de todos os blocos de sustentação foi de 13 cm. O bloco central possuía 20 cm de comprimento, os demais blocos possuíam medidas suficientes para o apoio completo da viga de sustentação.

Figura 6.14 – Aberturas para posicionamento do painel



Para evitar excentricidades de carga no painel durante o ensaio, utilizou-se de um pêndulo para coincidir o centro do topo do painel com o centro do macaco hidráulico e algumas vezes foi necessário a utilização de placas metálicas como cunhas para prumar o painel, uma vez que algumas vigas de sustentação apresentavam imperfeições de concretagem e atrapalhavam no posicionamento do mesmo.

6.3 Elementos auxiliares, em busca do ponto ótimo de ensaio

Uma vez definido o valor de ruptura de referência (ver Capítulo 4), estaria definido o ponto ótimo de ensaio quando este valor fosse aproximado ou superado no ensaio experimental. No entanto várias complicações surgiram até a definição do ponto ótimo de ensaio, levando a

necessidades de testar várias configurações de ensaio e elementos auxiliares, que serão apresentadas a seguir.

O equipamento utilizado para obter a força aplicada foi uma célula de carga com capacidade 500 kN. Entre o pistão do macaco hidráulico e a célula de carga foi posicionada uma rótula de aço, responsável por permitir o movimento do conjunto, caso alguma excentricidade surgisse.

Ainda na fase de ajustes para a distribuição uniforme do carregamento sobre o painel, uma viga metálica de perfil “I” foi utilizada. Como resultado do primeiro ensaio, o painel tombou com um carregamento de 77,68 kN (bem abaixo do esperado), danificando permanentemente o transdutor de deslocamento que media o deslocamento horizontal do painel (Figura 6.15).

Figura 6.15 – Falha durante primeiro ensaio (Painel de controle 01)



Analisando o deslocamento horizontal, ficou clara a existência de uma grande excentricidade, responsável pelo tombamento do painel (Figura 6.16).

Como se percebe, antes do tombamento havia uma excentricidade próxima de 25 mm, medida por transdutor de deslocamento a 1 m acima da base do painel. Em ensaios posteriores notou-se que essa excentricidade não deve ultrapassar 5 mm.

Averiguando a viga, constatou-se que a mesma sofreu flambagem em sua alma, possível causadora da excentricidade, inviabilizando-a no experimento. Alterando a viga I por um novo perfil triangular (Figura 6.17), conseguiu-se romper o painel com 394,31 kN, porém ainda abaixo da resistência estimada acima de 500 kN.

Figura 6.16 – Tensão vs deslocamento horizontal, mostrando a excentricidade que ocasionou o tombamento do painel

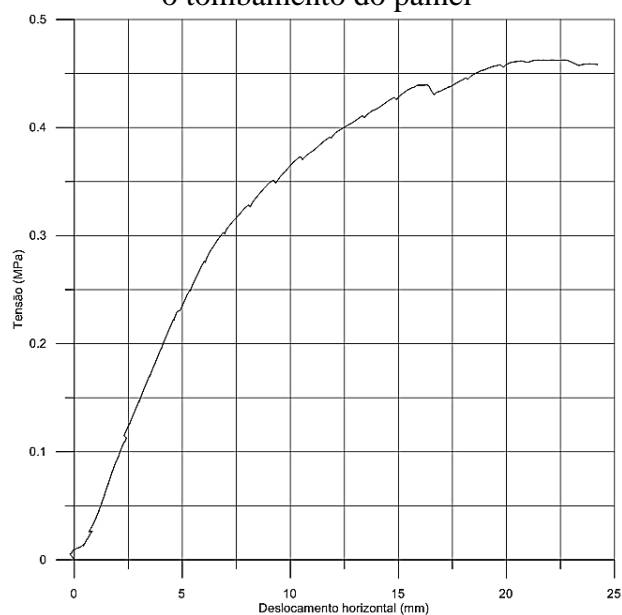


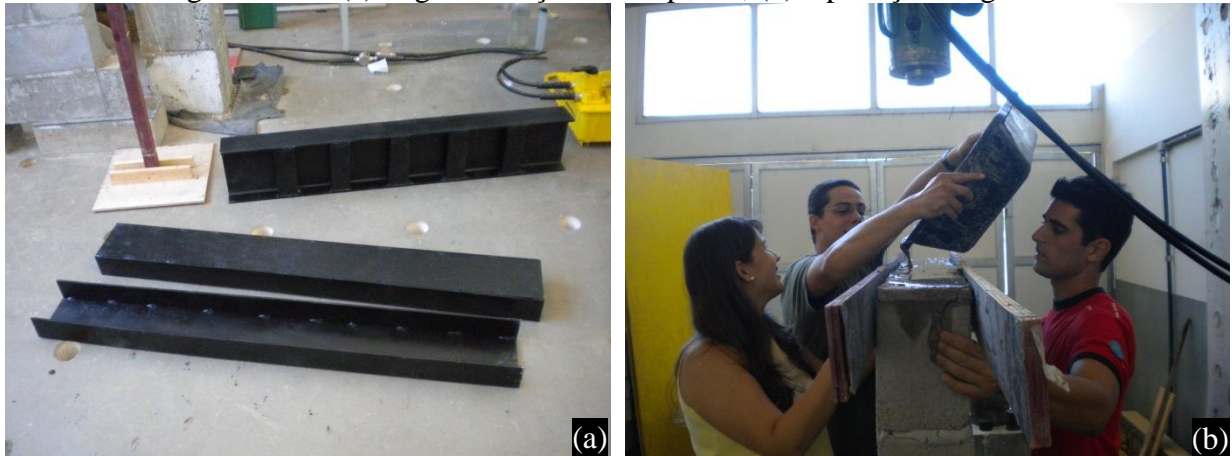
Figura 6.17 – Ensaio do painel com perfil triangular (Painel de controle 02)



Analisando a causa de se não atingir o carregamento esperado, chegou-se a conclusão que a viga triangular não estava distribuindo os esforços uniformemente, havendo concentrações de tensões no meio do painel, uma vez que o perfil fletia durante o ensaio. Como solução, um novo perfil “I” foi utilizado, agora mais robusto e com reforço em suas abas para evitar a flambagem.

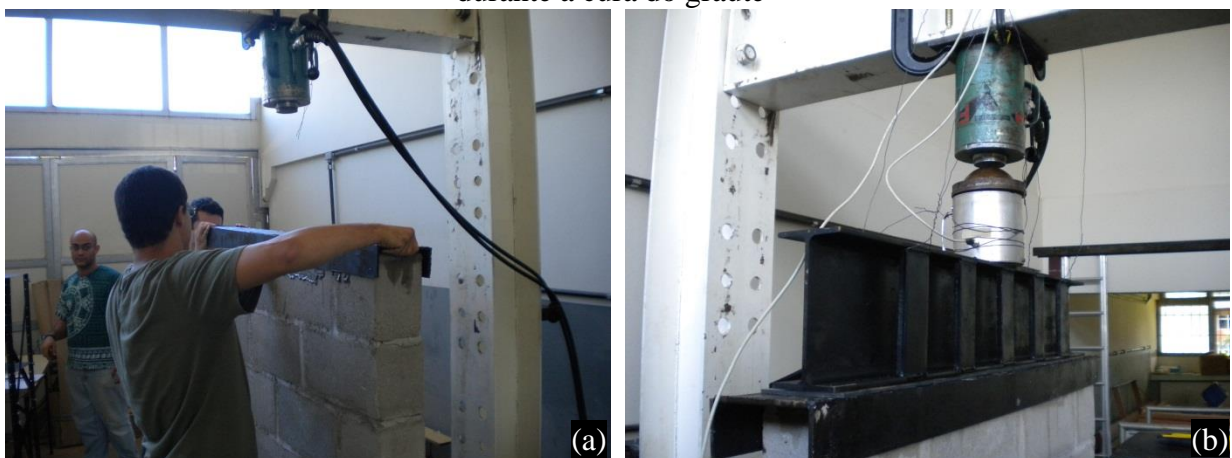
Para evitar a flexão excessiva, um perfil “U” foi posicionado em baixo do novo perfil “I”, sob o qual havia o preenchimento de uma fina camada de graute com intuito de fazer com que a superfície do perfil “U” ficasse totalmente em contato com a superfície do painel (Figura 6.18). Segundo Mohamad (2007), o graute também tem a vantagem de minimizar o atrito entre a chapa e o topo do painel existente.

Figura 6.18 – (a) Viga I reforçada e chapas U; (b) Aplicação do graute



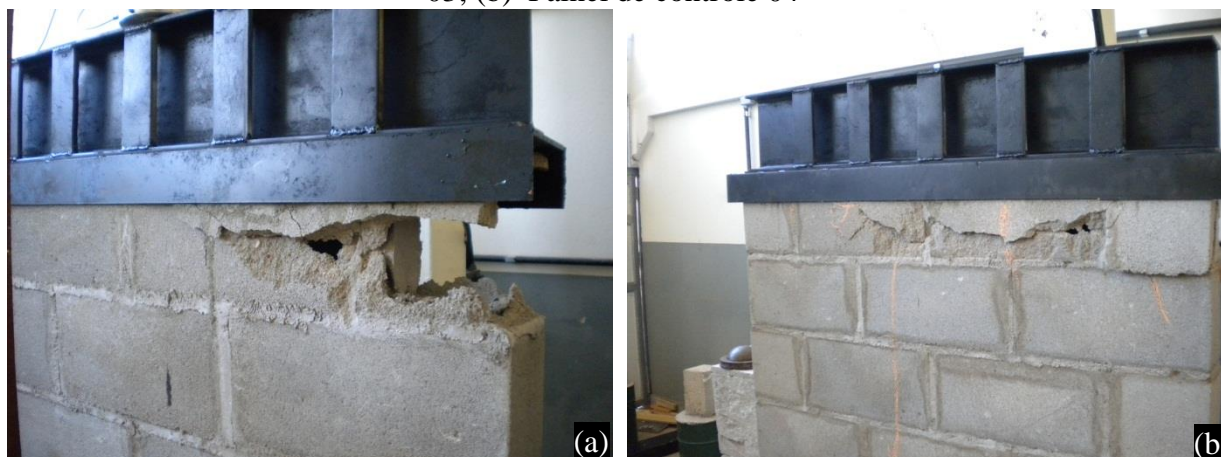
Para a aplicação do graute, utilizou-se desmoldante no perfil “U”, possibilitando sua fácil reutilização. O perfil deve ser posicionado no painel logo após o espalhamento do graute em virtude da sua rápida secagem. Após o posicionamento do perfil “U”, o perfil “I” é colocado sobre o conjunto com um carregamento de aproximadamente 10 kN para pressionar a chapa contra o graute e o painel. No mínimo um dia é necessário antes da continuação do ensaio, tempo necessário para a cura e ganho de resistência do graute.

Figura 6.19 – (a) Posicionamento da chapa U; (b) Perfil I sobre perfil U efetuando pressão durante a cura do graute



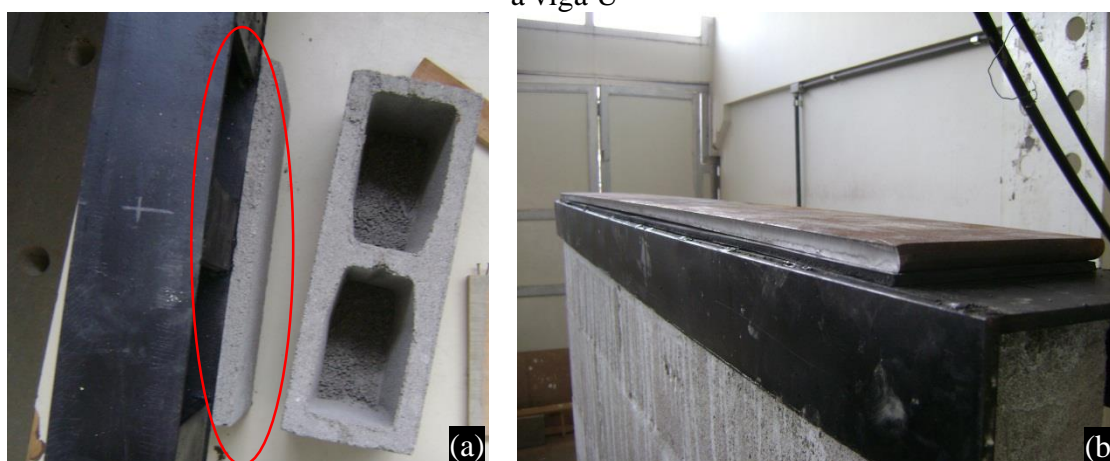
Mais dois painéis foram ensaiados. Ambos apresentando ruptura na última fiada (Figura 6.20) e valores máximos de resistência à compressão de 369,47 kN e 370,07 kN respectivamente, ainda abaixo do esperado.

Figura 6.20 – Painéis com rompimento característico na última fiada. (a) Painel de controle 03; (b) Painel de controle 04



Procurando uma explicação para a baixa resistência do painel, constatou-se que a viga utilizada possuía mesa com largura inferior ao do painel, 10 cm para a mesa e 14 cm para o painel (Figura 6.21-a). Como solução foi utilizada uma chapa metálica de 1/2" de espessura sobre o perfil "U", responsável pela distribuição dos esforços nos 2 cm faltantes de cada lado (Figura 6.21-b).

Figura 6.21 – (a) Viga sobre bloco, mostrando diferença de largura; (b) Chapa metálica sobre a viga U



O próximo painel ensaiado (Painel de controle 05) resistiu uma força de 504,36 kN, 134,29 kN a mais se comparado com a anterior, resultado do posicionamento da chapa, comprovando sua eficiência. A ruptura do painel aconteceu nas fiadas 4 e 5, com fissuras até a base (Figura 6.22-a).

Figura 6.22 – (a) Painel de controle 05 rompido; (b) Painel de controle 06 rompido



Para averiguar a configuração proposta, mais um painel foi ensaiado suportando 558,28 kN, significando que o ponto de ensaio foi alcançado. Na Figura 6.22-b visualiza-se o modo de ruptura do painel de controle 06.

6.4 Mapeamento das deformações no painel

Como último painel de referência, o painel de controle 07 teve um tratamento especial. Em cada uma das suas 6 fiadas foram posicionados 3 extensômetros, possibilitando o mapeamento das deformações ao longo do painel (Figura 6.23).

Nas extremidades esquerda e direita do painel os extensômetros foram posicionados na vertical e no meio na horizontal, neste caso é necessário salientar que alternadamente, ora o extensômetro horizontal era posicionado sobre um junta vertical, ora no meio do bloco.

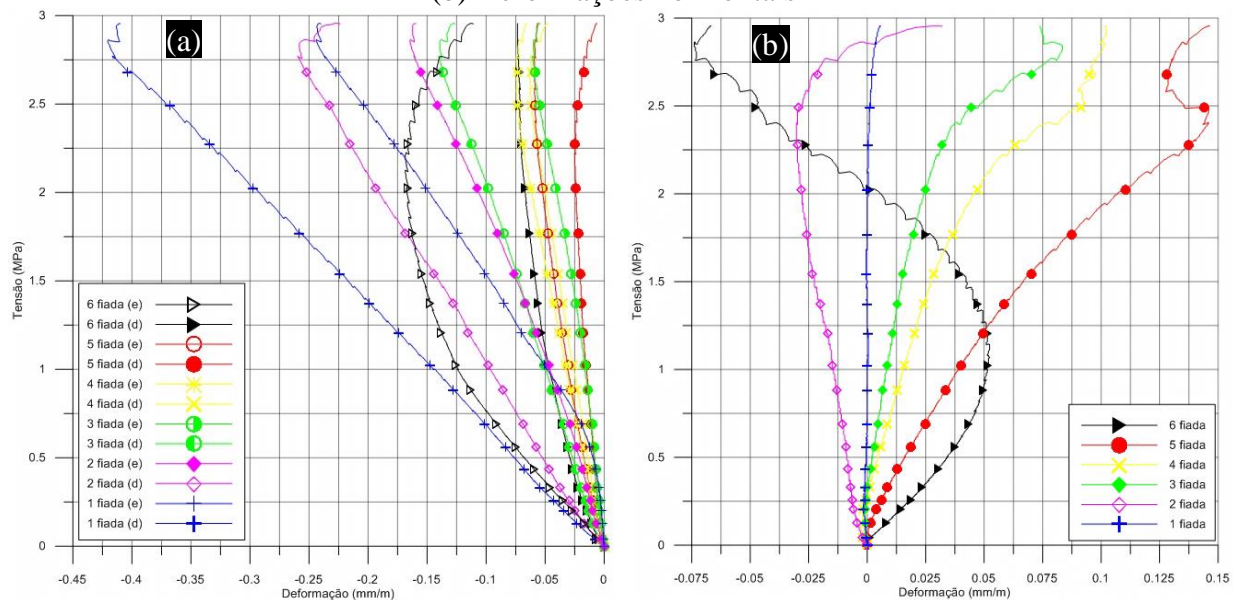
Como a junta é uma região irregular, foi necessária a regularização dessa região com resina epóxi apenas na área suficiente para colagem do extensômetro, sendo desconsiderado qualquer efeito de reforço oriundo da pequena área de resina. O objetivo foi analisar o nível de tensão em cada fiada do painel, como todos os extensômetros estão colados sobre a resina, considerou-se inexistente alterações na análise comparativa.

Figura 6.23 – Painel de controle 07 instrumentado



Para uma força máxima de 542,15 kN, a Figura 6.24-a apresenta as deformações verticais do painel, a Figura 6.24-b as deformações horizontais.

Figura 6.24 – Mapeamento em cada fiada do painel de controle 07: (a) Deformações verticais; (b) Deformações horizontais



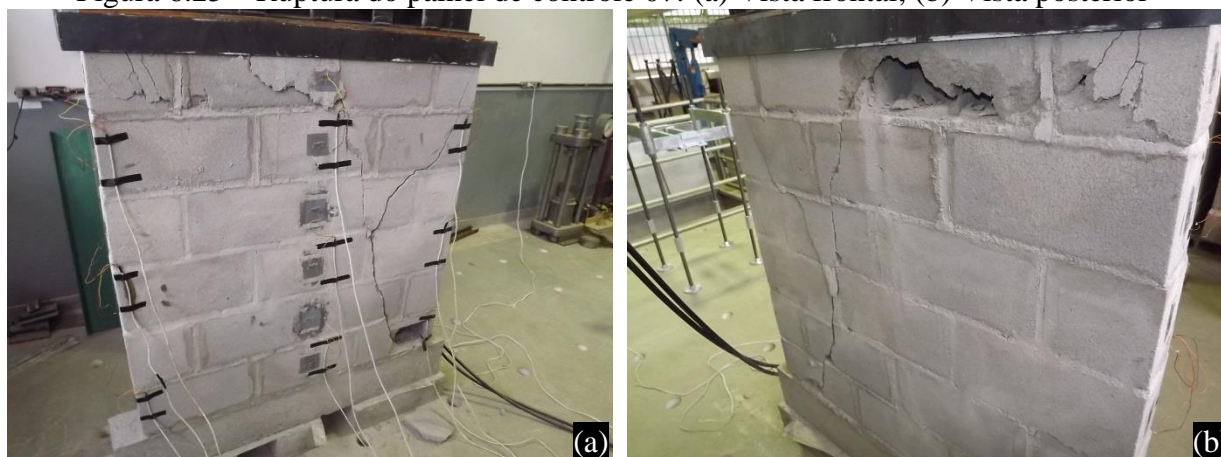
De imediato percebe-se que as deformações verticais de um lado do painel não são iguais às encontradas no outro lado, mas ambas seguem o mesmo nível quando comparadas com os pares das outras fiadas. Observa-se claramente que tais deformações são maiores de baixo

para cima, com exceção da última fiada, que possui deformações verticais equivalentes às das duas primeiras fiadas, da ordem de 0,2 mm/m. As fiadas 3, 4 e 5 sofrem as menores deformações, equivalentes, da ordem de 0,05 mm/m.

Quanto às deformações horizontais, verifica-se que as primeiras fiadas são as que possuem as menores deformações. Na primeira fiada quase não há deformação. Já na última fiada existe tração no início do ensaio e compressão na ruptura. As melhores fiadas a serem reforçadas seriam as superiores, especialmente as 4 e 5.

A ruptura do painel sem reforço é caracterizada por fissuras verticais que ocupam toda a altura do painel, seguido pelo comprometimento de grande parte da última fiada (Figura 6.25).

Figura 6.25 – Ruptura do painel de controle 07: (a) Vista frontal; (b) Vista posterior



CAPÍTULO 7

ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS PAINÉIS REFORÇADOS

Antes da aplicação do reforço, cada painel foi solicitado por um carregamento de compressão equivalente a 60 % de sua carga de ruptura, sendo reforçado e novamente solicitado a 60 % de sua carga de ruptura com o intuito de avaliar o ganho de desempenho proporcionado pelo reforço.

Para medir os deslocamentos verticais foram empregados 2 transdutores de deslocamentos (LVDT) com cursor de 10 mm. Já para os deslocamentos no sentido horizontal, transdutores com cursor de 50 mm e 100 mm em quantidade igual ao número de faixas de reforço (Figura 7.1-c). Os transdutores foram fixados na alvenaria por meio de apoios metálicos parafusados nos blocos, distantes 1 m um do outro, permitindo o cálculo da deformação (Figura 7.1-a e Figura 7.1-b).

Figura 7.1 – (a) Transdutor posicionado; (b) Barra fixada; (c) Vista dos elementos de medição



Realizados os ensaios não destrutivos, a próxima fase foi levar os painéis até a ruptura com o objetivo de avaliar o ganho de resistência. Todos os transdutores foram retirados a fim de evitar danos aos equipamentos e extensômetros elétricos com grade de 20 mm foram aplicados na região central de cada faixa de reforço.

Nos transdutores de deslocamento o comprimento de referência para a medida da deformação foi de 1000 mm, enquanto que o extensômetro usado tinha uma grade de 20 mm. Assim, com a utilização de transdutores de deslocamento obtém-se uma deformação para uma maior área,

já o extensômetro retorna uma deformação pontual do painel, o que pode ser interessante se o objetivo for conhecer a deformação em pontos específicos.

A utilização de dois métodos de medição diferentes foi adotado para preservar os equipamentos, pois durante a ruptura dos painéis os pontos de ruína são aleatórios e o risco de dano aos transdutores de deslocamento é alto. Procedimento semelhante foi adotado por Silva (2007), porém com 50 % da carga prevista de ruptura.

A ABNT NBR 12118 (2011) recomenda velocidade de aplicação de carga igual a $0,05 \pm 0,01$ MPa/s. Tal velocidade não pôde ser controlada no ensaio, pois o macaco hidráulico utilizado é manual. Procurou-se então seguir um mesmo ritmo de aplicação de carga, que, considerando a média de duração dos ensaios, resultou em velocidade de média de 0,03 MPa/s.

Todos os dados foram obtidos através de sistema de aquisição a frequência de 10 Hz.

Conforme a ABNT NBR15961-2 (2011), o módulo de deformação dos painéis deve ser calculado no intervalo correspondente à curva secante entre 5 % e 30 % da tensão de ruptura de cada corpo de prova. Neste caso, todos os painéis rompidos são reforçados, podendo haver aumento de resistência e conseqüente variação da inclinação da reta secante.

Todos os gráficos de todos os grupos de painéis estão apresentados nos apêndices de A a I. A curva da deformação vertical adotada como resultado representativo é a média das curvas de cada transdutor de deslocamento individual de um mesmo painel.

7.1 Painéis do grupo G1 e G2

A relação entre estes dois grupos tem por objetivo avaliar painéis com 2 faixas de reforço, cintadas e não cintadas, aplicadas sobre a junta de assentamento.

Conforme Tabela 7.1, percebe-se que para 2 faixas de reforço a opção de cintamento do painel é irrelevante. Existe ainda a tendência da uniformidade do módulo de deformação dos painéis reforçado, uma vez que o coeficiente de variação desses exemplares é menor. O ganho de desempenho para 2 faixas de reforço é de aproximadamente 15 %. Para o teste de confiabilidade *t de Student para duas médias* considerou-se os grupos G1 e G2 simultaneamente.

Tabela 7.1 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G1 e G2

Grupo	Painel	Módulo de deformação (GPa)			Resistência à compressão última (MPa)
		Sem reforço	Reforçado	Desempenho (%)	
G1	P01F50N2NJ	4,63	5,12	+ 10,58	2,99
	P02F50N2NJ	3,54	4,54	+ 28,25	2,73
G2	P03F50N2SJ	3,37	3,99	+ 18,40	3,37
	P04F50N2SJ	4,73	4,82	+ 1,90	2,81
	Média	4,07	4,62	+ 14,78	2,98
	Desv. Padrão	0,71	0,48	11,23	0,28
	Coef. Var. (%)	17,50	10,41	75,94	9,58

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,0305, α = 96,95 %

A ruptura dos painéis do grupo G1 são apresentadas na Figura 7.2. O painel P01F50N2NJ sofreu uma ruptura atípica em relação aos demais painéis reforçados, uma vez que houve fissuras em 45° na base do painel. Na grande maioria dos ensaios as fissuras ficaram concentradas no topo do painel na região reforçada.

No painel P02F50N2NJ percebe-se a ocorrência de fissuras verticais na lateral do painel. Tais fissuras também ocorreram internamente no painel ao longo do seu comprimento.

Figura 7.2 – Grupo G1: (a) ruptura do painel P01F50N2NJ; (b) ruptura do painel P02F50N2NJ



A forma de ruptura dos dois painéis do grupo G2 foi semelhante (Figura 7.3). Ambos os painéis apresentaram destacamento do reforço que levou consigo parte do concreto do bloco. Observa-se também fissuras em torno do reforço, no bloco de concreto, caracterizando concentrações de tensões nesta região.

Figura 7.3 – Grupo G2: (a) ruptura do painel P03F50N2SJ; (b) ruptura do painel P04F50N2SJ



7.2 Painéis do grupo G3-A, G3-B, G4 e G5

Os painéis desses grupos apresentam 3 faixas de reforço, sendo o objetivo avaliar a posição do reforço no painel, o cintamento e a variação do desempenho entre painéis com 2 e 3 faixas de reforço.

A principal diferença entre os grupos G3-A e G3-B é a posição das faixas no painel, sempre aplicadas sobre as juntas de assentamento. No grupo G3-A as faixas estão dispostas no centro do painel (simetricamente), enquanto no grupo G3-B as faixas de reforço estão dispostas no topo do painel.

Em ambos os grupos G4 e G5 as faixas de reforço foram cintadas, no entanto no grupo G5 as faixas foram aplicadas sobre a região central do bloco, diferindo do restante, onde o reforço foi aplicado sobre as juntas de assentamento.

Conforme apresentado na Tabela 7.2, não existe diferença significativa no ganho de desempenho entre os grupos G3-A e G3-B (em relação à média), sendo irrelevante a aplicação de faixas de reforço nas fiadas superiores ou nas fiadas centrais do painel.

Averiguando o resultado do grupo G4, constata-se que não há ganho de rigidez quando as faixas de reforço são cintadas para uma configuração de 3 faixas.

Como o desempenho do grupo G5 foi muito baixo ou até negativo, conclui-se que não há ganho de rigidez quando as faixas de reforço são aplicadas na região central da face do bloco, mostrando mais uma vez que a região de transição entre bloco e a argamassa é quem rege o comportamento da estrutura. Assim como nos grupos G1 e G2 com 2 faixas de reforço, o ganho de desempenho médio para 3 faixas de reforço é de aproximadamente 15 %.

Tabela 7.2 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G3-A, G3-B, G4 E G5

Grupo	Painel	Módulo de deformação (GPa)			Resistência à compressão última (MPa)
		Sem reforço	Reforçado	Desempenho (%)	
G3-A	P05F50N3NJ	5,44	6,58	+ 20,96	3,36
	P06F50N3NJ	5,39	5,97	+ 10,76	2,93
G3-B	P07F50N3NJ	6,08	7,09	+ 16,61	3,06
	P08F50N3NJ	6,03	6,85	+ 13,60	2,67
G4	P09F50N3SJ	4,12	4,54	+ 10,19	3,19
	P10F50N3SJ	7,45	8,54	+ 14,63	2,79
	Média	5,75	6,60	+ 14,46	3,00
	Desv. Padrão	1,09	1,32	3,99	0,26
	Coef. Var. (%)	18,98	20,01	27,59	8,53
Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,0004, α = 99,96 %					
G5	P11F50N3SB	5,67	5,23	- 7,76	2,80
	P12F50N3SB	6,77	6,82	+ 0,74	3,39

A ruptura dos painéis do grupo G3-A (Figura 7.4) ocorreu sempre acima das 3 faixas de reforço, não havendo propagação de trincas abaixo dessa região.

Figura 7.4 – Grupo G3-A: (a) ruptura do painel P05F50N3NJ; (b) ruptura do painel P06F50N3NJ



Nos painéis do grupo G3-B houve a predominância de ruptura que ultrapassasse internamente as duas primeiras faixas de reforço (Figura 7.5). Pode-se concluir então que a região mais susceptível a rupturas e portanto com maiores tensões é a situada entre a 5 e 6 fiada, portanto no terço médio superior do elemento estrutural.

Figura 7.5 – Grupo G3-B: (a) ruptura do painel P07F50N3NJ; (b) e (c) ruptura do painel P08F50N3NJ



Figura 7.6 – Grupo G4: (a) ruptura do painel P09F50N3SJ; (b) ruptura do painel P10F50N3SJ



Quando a configuração de reforço do grupo G3-B é cintada (grupo G4), verifica-se mudança na forma de ruptura (Figura 7.6). Agora ocorre o descolamento apenas da faixa de reforço entre as fiadas 5 e 6, e não há mais a propagação de fissuras para a parte de baixo do painel. Toda a parte interna do painel nessa região fica comprometida.

No caso dos painéis do grupo G5, onde as faixas de reforço foram aplicadas nos blocos, a ruptura ocorreu predominantemente na junta horizontal entre as fiadas 5 e 6 (Figura 7.7).

Figura 7.7 – Grupo G5: (a) ruptura do painel P11F50N3SB; (b) ruptura do painel P12F50N3SB



7.3 Painéis do grupo G6 e G7

Os painéis reforçados com 4 faixas de reforço foram os que apresentaram as maiores resistências. Os painéis P13F50N4NJ e P16F50N4SJ atingiram a capacidade máxima do pórtico de reação do laboratório e não chegaram a ruptura. Sequer apresentaram fissuras aparentes.

Em contrapartida, o ganho de desempenho médio foi de aproximadamente 4 %, o que pode indicar ganho de ductilidade fornecido pelo reforço ao painel, justificando as altas resistências alcançadas.

Tabela 7.3 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G6 e G7

Grupo	Painel	Módulo de deformação (GPa)			Resistência à compressão última (MPa)
		Sem reforço	Reforçado	Desempenho (%)	
G6	P13F50N4NJ	6,92	6,98	+ 0,87	3,52
	P14F50N4NJ	4,62	4,66	+ 0,87	2,92
G7	P15F50N4SJ	7,42	7,56	+ 1,89	3,04
	P16F50N4SJ	7,83	8,87	+ 13,28	3,61
	Média	6,70	7,02	+ 4,23	3,27
	Desv. Padrão	1,43	1,76	6,05	0,34
	Coef. Var. (%)	21,41	25,07	143,21	10,49

Teste t de Student para média de duas amostras (p -valor) = 0,1381, α = 86,19 %

As rupturas dos painéis dos grupos G6 e G7 foram as mais violentas em virtude da quantidade de faixas de reforço. Em ambos os grupos (G6 e G7) houve a ruptura total em toda região horizontal entre a 5 e 6 fiada (Figura 7.8).

Figura 7.8 – Grupo G6 e G7: (a) ruptura do painel P14F50N4N; (b) ruptura do painel P15F50N4S



7.4 Painéis do grupo G8

Os painéis do grupo G8 possuem duas faixas de reforço, horizontais, com 25 mm de largura, sem cintamento, aplicadas no centro no bloco, na região central do painel. Tal configuração foi escolhida para avaliar o efeito de pouca quantidade de reforço.

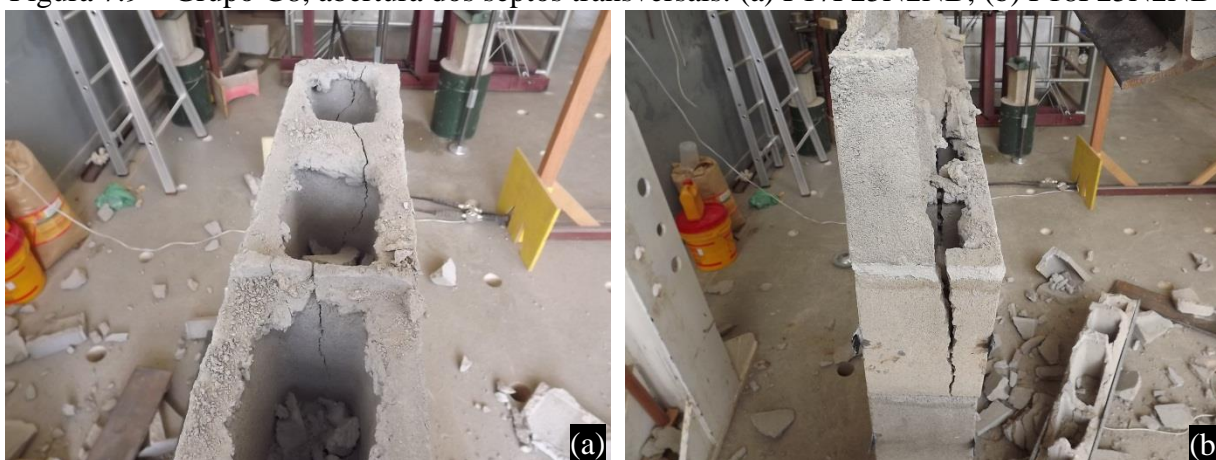
A Tabela 7.4 apresenta o ganho de desempenho do grupo G8, baixo em função da pouca quantidade de reforço.

Tabela 7.4 – Módulo de deformação e resistência à compressão dos painéis dos grupos G8

Grupo	Painel	Módulo de deformação (GPa)			Resistência à compressão última (MPa)
		Sem reforço	Reforçado	Desempenho (%)	
G7	P17F25N2NB	6,31	6,48	+ 2,69	3,25
	P18F25N2NB	5,44	5,70	+ 4,78	2,80
	Média	5,88	6,09	+ 3,74	3,03
	Desv. Padrão	0,62	0,55	1,48	0,32
	Coef. Var. (%)	10,47	9,06	39,57	10,52

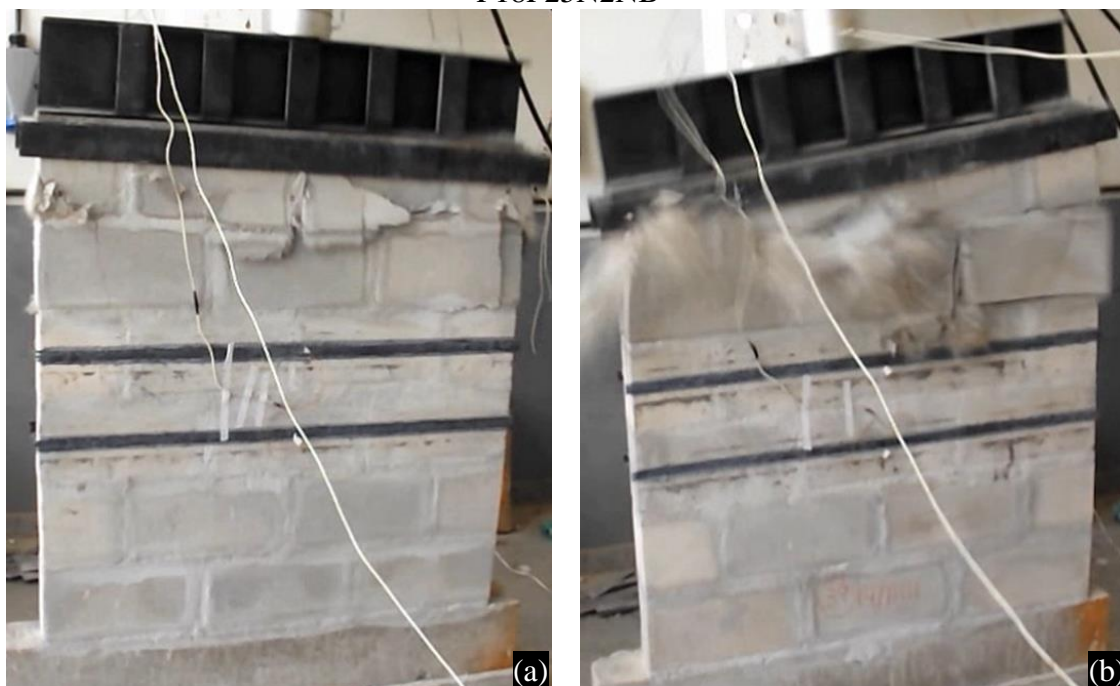
Percebe-se que pouca quantidade de reforço já é suficiente para restringir a propagação das trincas de ruptura. Como mostra a Figura 7.9, internamente, verificou-se a abertura dos septos transversais, mas o reforço evitou a propagação das trincas até as primeiras fiadas da estrutura.

Figura 7.9 – Grupo G8, abertura dos septos transversais: (a) P17F25N2NB; (b) P18F25N2NB



Para este grupo, verifica-se que a falha ocorreu principalmente entre as fiadas 5 e 6 (Figura 7.10), com ruptura nas juntas verticais da parte central do painel, somado ao esmagamento dos blocos de meia superiores localizados na extremidade.

Figura 7.10 – Grupo G8: (a) ruptura do painel P17F25N2NB; (b) ruptura do painel P18F25N2NB



CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos ensaios dos painéis sem reforço, especialmente no painel de controle 07, constata-se que as maiores deformações horizontais ocorrem entre a quarta e sexta fiada (de um total de seis) do painel (parte superior da estrutura), principalmente na quinta fiada, onde a diferença de deformação em relação à primeira fiada chegou a 125 %, sendo então a região mais propícia à aplicação do reforço de PRFC. Já com a análise computacional apresentada no Capítulo 6, afirma-se que as maiores tensões ocorrem nas regiões das juntas.

A maior eficiência do reforço aplicado na região da junta em relação ao reforço aplicado em uma região fora da junta é comprovada pela comparação do ganho de rigidez nos painéis dos grupos G3, G4 e G5 (ambos com 3 faixas de reforço). No grupo G5 (reforço fora da junta) o ganho de rigidez médio foi nulo, enquanto nos demais grupos a média foi de 14,46 %.

Assim como no grupo G5, nos ensaios de prismas 3 blocos (reforço fora da junta), não ocorreu aumento da rigidez nos elementos reforçados em relação aos não reforçados, pelo contrário, houve redução da rigidez na ordem de 30,10 %.

Ao contrário do grupo G5 e dos prismas de 3 blocos, blocos reforçados individualmente resultaram em ganho de rigidez da ordem de 134 %. Entende-se que nesses corpos de prova a área reforçada em relação a área não reforçada é muito superior que nos demais corpos de prova, havendo então maior área de confinamento. Ao contrário dos demais corpos de prova, onde existem juntas, no bloco individual, no lugar da junta existe contato direto com os pratos da prensa que apresentam rigidez no mínimo 10 vezes maior que a argamassa (considerando aço com $E = 205 \text{ GPa}$) alterando o comportamento do conjunto. Todavia essa análise necessita de uma investigação mais detalhada, além de mais ensaios para uma confirmação estatística desse fato.

Quando o reforço foi aplicado na região da junta horizontal em prismas de 2 blocos, sua funcionalidade foi garantida apenas em corpos de prova com argamassa possuindo resistência à compressão superior à do bloco, havendo ganho de rigidez médio da ordem de 2 % e de resistência à compressão da ordem de 2,8 %, para uma confiabilidade de 54,76 %,

considerando-se então o resultado indiferente. Nos prismas de 2 blocos com argamassa menos resistente que o bloco, a grande deformação da junta acarretou na expulsão do reforço e ineficiência da solução, inclusive com redução da resistência média em 12,95 % e da rigidez em 34,90 %, o que poderia ocasionar um grande risco na prática.

O tamanho dos corpos de prova também influenciaram no resultado do módulo de deformação dos elementos reforçados. Blocos reforçados apresentaram módulo médio de 690,07 MPa, prismas de 2 blocos 829,13 MPa quando utilizada argamassa mais resistente que o bloco e 601,50 MPa quanto utilizada argamassa menos resistente que o bloco, prismas de 3 blocos 1191,56 MPa e painéis módulos da ordem de 5 GPa. Quanto maior o corpo de prova maior foi o módulo de deformação, mas essa relação não pode ser aplicada ao ganho de rigidez, pois ela é muito influenciável pela posição do reforço em relação à junta do que pelo tamanho do corpo de prova.

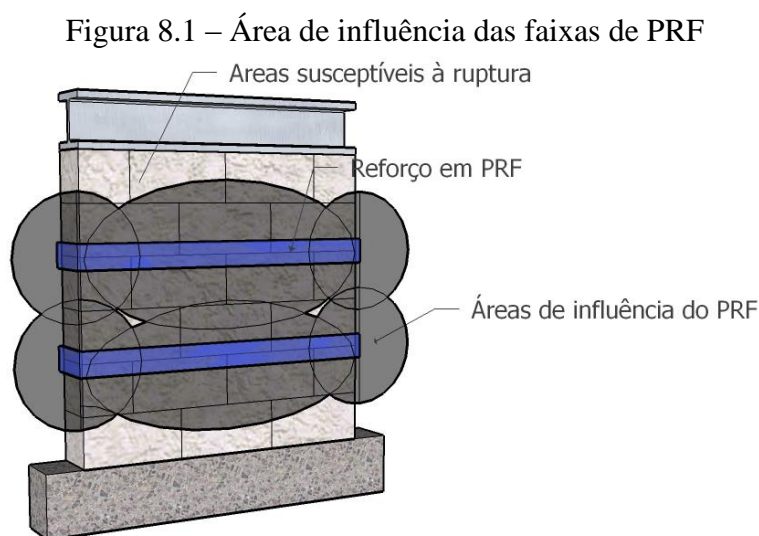
Analisando os grupos G3 e G4, conclui-se que o cintamento da estrutura é irrelevante, pois não há diferença significativa entre os painéis cintados e não cintados.

O aumento predominante do módulo de deformação da alvenaria nos ensaios em painéis com 2 e 3 faixas de reforço foi de aproximadamente 15 %, todos estes grupos receberam reforço na parte superior. Apesar de não haver diferença significativa do aumento de rigidez médio entre os grupos com 2 e 3 faixas de reforço, a utilização de 3 faixas de reforço sem cintamento é a mais aconselhável, uma vez que o coeficiente de variação do desempenho dos grupos com 3 faixas foi 48,35 % menor em relação aos grupos com 2 faixas de reforço.

Reforçada com PRFC, a alvenaria estrutural sofre grande influência da diferença entre as resistências de bloco e argamassa. Como o módulo de deformação é função da resistência à compressão dos elementos utilizados (blocos e argamassa), uma grande variabilidade do módulo entre os componentes ocasiona deformações diferenciadas que comprometem a funcionalidade do reforço. Nos elementos com argamassa mais resistente que o bloco, a maior rigidez da argamassa forneceu a possibilidade de menor deformação da junta (região reforçada), levando o conjunto até o limite da resistência do bloco em regiões adjacentes à área reforçada, onde anteriormente as tensões eram menores do que na região de transição.

Assim, não houve variação significativa de resistência entre elementos reforçados e não reforçados. Mesmo havendo reforço na alvenaria, a ruptura ocorre na região não reforçada da estrutura, como na parte interna dos blocos, pontos de vulnerabilidade que entram em colapso, deixando toda estrutura comprometida.

Quando um elemento de alvenaria confinado com PRFC está sobre ação de uma força axial, o bloco de concreto se expande lateralmente tracionando o reforço, que reage na estrutura, restringindo sua deformação transversal. Logo, o ganho de resistência fornecido pelo PRFC (confinando parte da estrutura) deve ser considerado em uma seção transversal infinitesimal ao longo da altura do elemento. Assim, teoricamente, segmentos de seção transversal reforçadas possuem maior resistência do que segmentos não reforçados, levando a estrutura à ruptura nas regiões mais fracas (Figura 8.1).



Nos painéis dos grupos G6 e G7 (com 4 faixas de reforço), observa-se uma tendência a aumento de resistência à compressão da estrutura, o que não pôde ser melhor avaliado por limite estrutural do pórtico de reação e célula de carga do laboratório de estruturas.

Corroborando com Peixoto *et al* (2007), constatou-se que pequenos defeitos, como mau capeamento e excentricidades podem reduzir consideravelmente a resistência da alvenaria como um todo. Em alguns ensaios (não apresentados) todo o painel foi comprometido pela ruptura prematura de apenas um bloco, evidenciando a necessidade de um controle de qualidade mais rigoroso pelos fornecedores. Em vários blocos foram constatados torrões de areia e pedaços de outros materiais diferente de concreto.

A ruptura predominante nos painéis foi a formação de fissuras generalizadas na parte superior com conseqüente explosão. Um ruído semelhante a areia caindo ao chão sempre foi observado um ou dois segundos antes da ruína. A ruptura explosiva evidenciou a necessidade de maiores cuidados com a segurança dos pesquisadores, pois antes de se chegar a uma configuração aceitável de ensaio, acidentes ocorreram, quase comprometendo a integridade

física das pessoas envolvidas na pesquisa. Biombos em acrílico foram necessários para evitar que estilhaços atingissem as pessoas.

Como trabalhos futuros, recomenda-se o estudo do reforço na alvenaria estrutural em sua parte superior, com reforço aplicado em regiões próximas às juntas, mas não sobre as juntas, principalmente em alvenarias com argamassa possuindo resistência inferior à do bloco.

Outra condição a ser analisada é o reforço da alvenaria estrutural com PRFC em blocos grauteados. Nos estudos apresentados na seção 3.2, blocos com seção plena possuem área de confinamento interno que ajudariam a evitar a ruptura interna do elemento, aumentando a eficácia do reforço externo.

Sugere-se também a análise do desempenho em painéis completamente envolvidos por PRFC e análise com corpos de prova de diferentes dimensões e faixas de PRF de fibra de vidro e aramida, pois estes tipos de reforços permitem maior deformação que a fibra de carbono e podem fornecer melhor desempenho do conjunto, principalmente com argamassas possuindo menor resistência que o bloco.

REFERÊNCIAS

ACI25. **Acceptance Criteria for Concrete and Reinforced and Unreinforced Masonry Strengthening Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite Systems**. ICC Evaluation Service, 2010. 13 p;

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318M-08**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, 2008. 479 p;

_____. **ACI 440.2R-2**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills, 2002. 45 p;

_____. **ACI 440.7R-10**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures. Farmington Hills, 2010. 50 p;

_____. **ACI 530-05**: Building Code Requirements for Masonry Structures. Detroit, 2005. 158 p.

AMRHEIN J. E.; PORTER M. L. **Reinforced Masonry Engineering Handbook**: Clay and Concrete Masonry. 6 edição. Masonry Institute of America. Washington, 2009. 647 p;

ANSYS® 13 Reference User Manual. **ANSYS Mechanical APDL Element Reference**. Canonsburg, PA. 1460 p;

ARQUEZ A. P. **Aplicação de Laminado de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (PRFC) Inserido em Substrato de Microconcreto com Fibras de Aço para Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Estruturas). São Carlos. 242 p;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 14321**: Paredes de alvenaria estrutural - Determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6136**: Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8798**: Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 8949**: Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1985.

BANK, L. C. **Composites for Construction**: Structural Design With FRP Materials. John Wiley & Sons, New Jersey, 2006. 551 p;

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5628**: Code of practice for Structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry. Londres, 1992. Inglaterra.

CAPUZZO Neto, V. **Interação de Paredes em Alvenaria Estrutural Cerâmica Sob Ações Verticais**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos.

CARVALHO, R. F. **Compósitos de fibras de sisal para uso em reforço de estruturas de madeira**. 2005. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais). Universidade de São Paulo, São Carlos.

CEP-FIB. **Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures**. Technical Report on the Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures. International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2001. 139 p;

CHEEMA, T. S.; KLINGNER R. E. **Compressive Strength of Concrete Masonry Prism**. American Concrete Institute - ACI Structural Journal. January, 1986, volume 83, pág. 88-97;

EUROPEAN STANDARD. **Design of masonry structures – Part 1-1**: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. EUROCODE 6, 2005.

FERRARI V. J. **Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Manta de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (PRFC) Aderido a Substrato de Transição Constituído por Compósito Cimentício de Alto Desempenho**. 2007. Tese (Doutor em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 328 p;

FIORELLI J.; DIAS, A. A. **Utilização de fibras de carbono e de fibras de vidro para reforço de vigas de madeira.** 2002. Dissertação (Mestrado em Ciências e Engenharia de Materiais). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. 168 f;

GROHMANN, L. Z. **Análise do Comportamento de Prismas Grauteados de Alvenaria Estrutural Cerâmica.** 2006. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 160 p;

HENDRY, A. W.; SINHA B. P.; DAVIES S. R. **Design of Masonry Structures.** Department of Civil Engineering. University of Edinburgh, UK. E & FN SPON, 3ª ed. London 2004. 279 p.

JUSTE, A. E. **Estudo da Resistência e da Deformabilidade da Alvenaria de Blocos de Concreto Submetida a Esforços de Compressão.** 2001. Dissertação (Mestre em Estruturas). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2001. 255 p;

KREVAIKAS T. D.; TRIANTAFILLOU T. C. **Masonry Confinement with Fiber-Reinforced Polymers.** Journal of composites for construction, American Society of Civil Engineers, 2005. 8 p;

LIMA, F. B.; LIMA, A. N.; LEÃO, G. F. B.; PERDIGÃO, R. S. **Influência da Espessura da Camada de Assentamento na Resistência à Compressão do Sistema Bloco-Prisma de Concreto.** Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto, Outubro de 2009. 13 p;

LOURENÇO P. B. **Analysis Of Masonry Structures With Interface Elements: Theory and Applications.** TNO Building and Construction Research, 1994. 34 p;

LOURENÇO P. B. **Possibilidades Actuais Na Utilização Da Alvenaria Estrutural.** Seminário Sobre Paredes de Alvenaria. Universidade do Minho Guimarães. Braga, 2007. 16 p.

MACHADO A. P. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono: Características, Dimensionamento e Aplicação.** Editora PINI. São Paulo, 2002. 271 p;

MACHADO M. G. **Estudo Experimental da Ductilidade de Vigas em Concreto Armado Reforçadas À Flexão Utilizando Compósitos com Tecido de Fibras de Carbono.** 2005. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Pontifícia Universidade Católica Do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro, 2005. 296 f;

MARIA, H. S.; ALCAINO, P.; LUDERS, C. **Experimental Response of Masonry Walls Externally Reinforced With Carbon Fiber Fabrics.** 8º U.S. National Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, 2006. 10 p.;

MATA, R. C.; LA ROVERE, H. L.; PRUDÊNCIO JR, L. R. **Influência do Padrão de Argamassa na Distribuição de Tensões de Prismas de Blocos de Concreto Submetidos à**

compressão. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro de 2007. ISBN 9788598576176. 14 p;

MENEGHETTI L. C. **Análise do Comportamento à Fadiga de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com PRF de Vidro, Carbono e Aramida.** 2007. Tese (Doutorado em estruturas) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007. 275 f;

MOHAMAD G; BEBER, A. B.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. **Deformabilidade e Modo de Ruptura de Prismas de Blocos de Concreto à Compressão.** Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro de 2008. ISBN 9788598576138. 11 p;

MOHAMAD G.; BITTENCOURT, L.; SANTOS, A. B. S. S.; LIMA, R. C. A. **Avaliação da Resistência à Compressão e Deformabilidade de Paredes de Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto.** Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto, Outubro de 2010. 10 p;

MOHAMAD G. **Comportamento Mecânico na Ruptura de Prismas de Blocos de Concreto.** 1998. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 134 p;

MOHAMAD G. **Mecanismo de Ruptura da Alvenaria de Blocos à Compressão.** 2007. Tese. (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade do Minho, Portugal. 312 p;

NETO J. A. N.; CORRÊA M. R. S. **Emprego de Modelos Reduzidos no Estudo da Alvenaria Estrutural de Blocos.** Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 2006. 15 p;

PEIXOTO R. S.; AGUIAR, A. J. O.; PERES, M. D.; OLIVEIRA, D. R. C. **Análise Experimental de Paredes em Alvenaria Não Estrutural à Compressão.** Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro de 2007. ISBN 9788598576176. 16 p;

PELETEIRO S. C. **Contribuições à Modelagem Numérica de Alvenaria Estrutural.** 2002. Tese (Doutorado em Estruturas), Universidade de São Carlos. São Carlos, 2002. 159 f;

RAMALHO M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 2008. 174 p;

REDDY, B. V. V.; LAL, R.; RAO K. S. N. **Influence of Joint Thickness and Mortar-Block Elastic Properties on the Strength and Stresses Developed in Soil-Cement Block Masonry.** Journal Of Materials In Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, 2009. 8 p;

RODRIGUES, T. J. S. **Reforço de Estruturas com PRF's.** 2009. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil). Universidade de Aveiro, Portugal. 178 p;

SILVA, A. F.; CAMACHO, J. S.; SILVA, W. J. **Correlação da Resistência de Diferentes Corpos de prova de Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto.** Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro de 2007. ISBN 9788598576176. 11 p;

SILVA, R. F.; CAMACHO J. S.; RODRIGUES, R. O. **Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto: Forma dos Corpos de prova e Resistência à Compressão**. Caderno Técnico Alvenaria Estrutural – CT21. Revista Prima p. 47 a p. 53. 2012;

TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. **FRP Strengthened RC Structures**. John Wiley & Sons. Baffins Lane, Chichester, England, 2002. 245 p;

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. São Paulo, 1989. 195 p;

APÊNDICE A – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 1

Figura A.1 – Painel P01F50N2NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

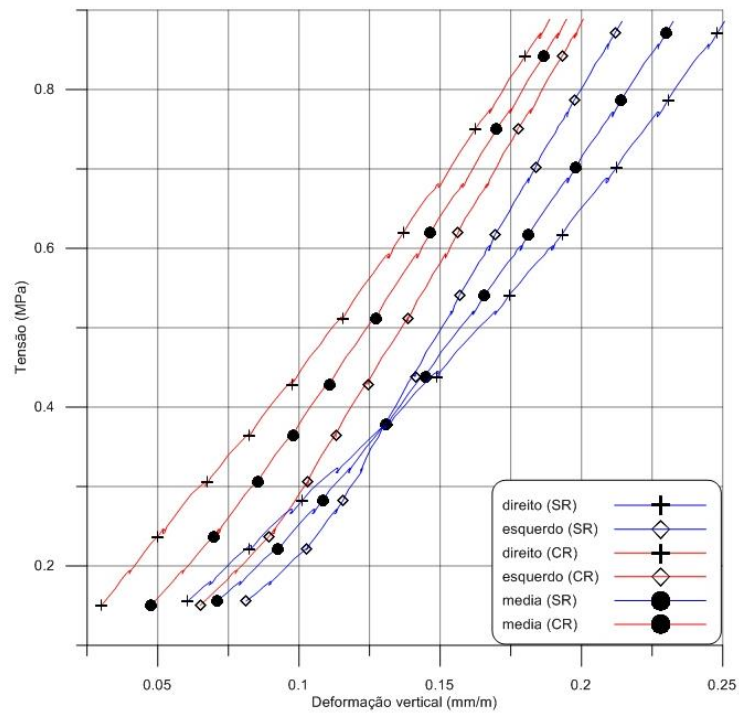


Figura A.2 – Painel P02F50N2NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

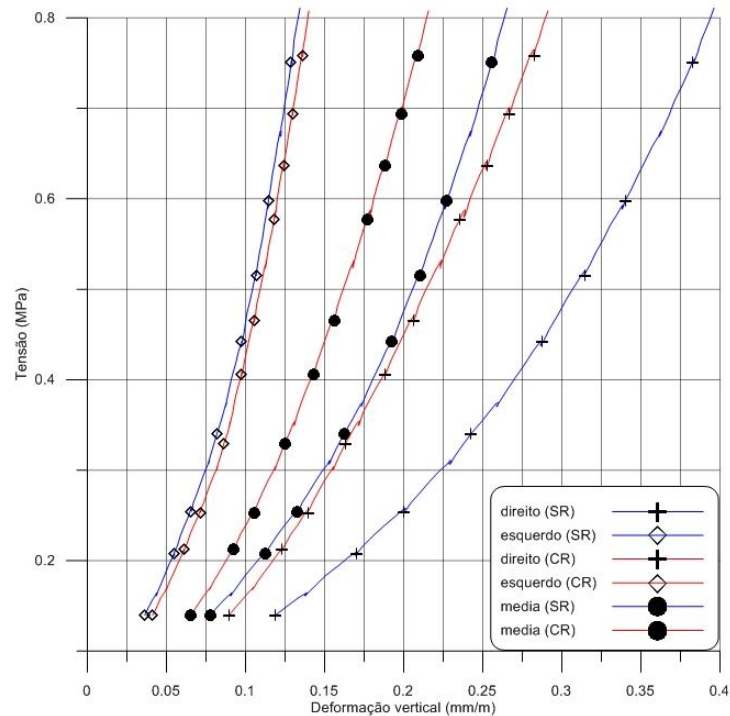


Figura A.3 – Painel P01F50N2NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

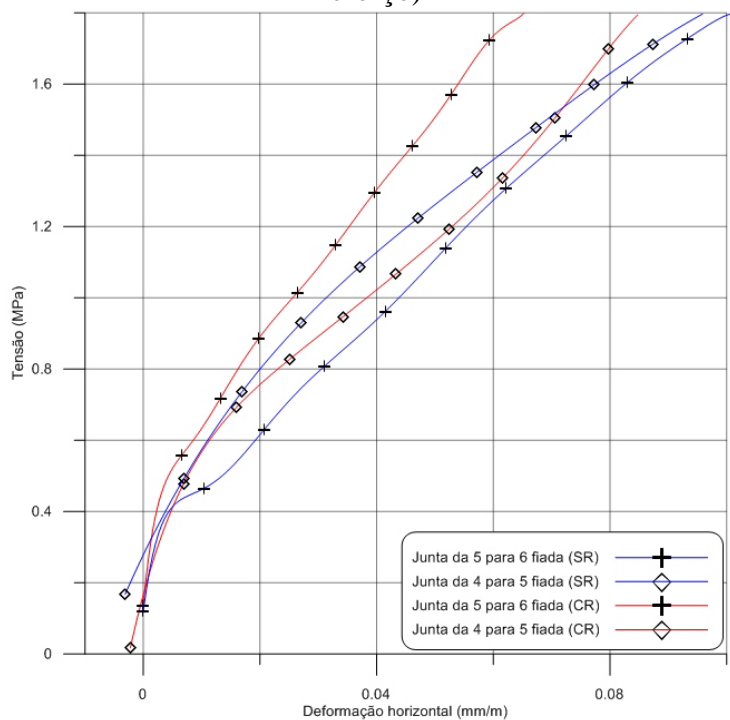


Figura A.4 – Painel P02F50N2NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

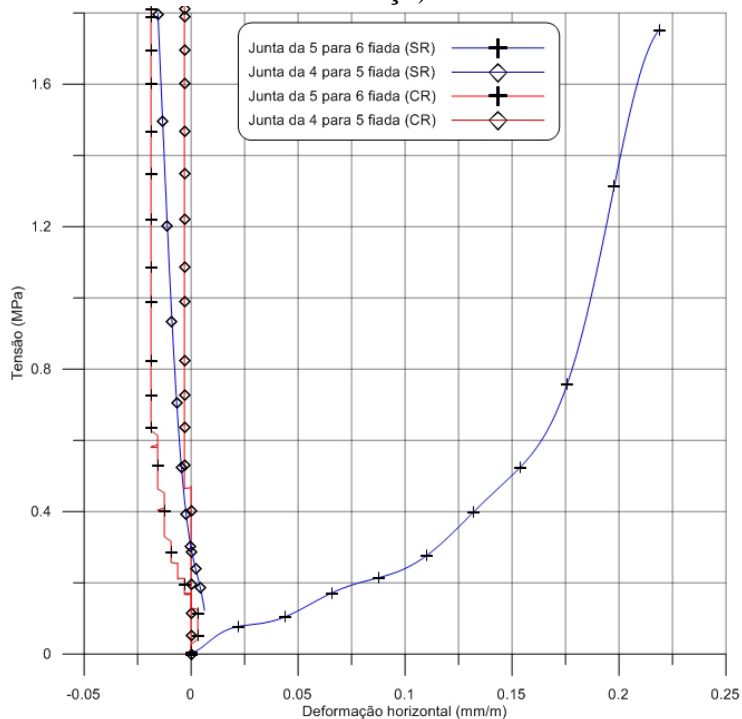
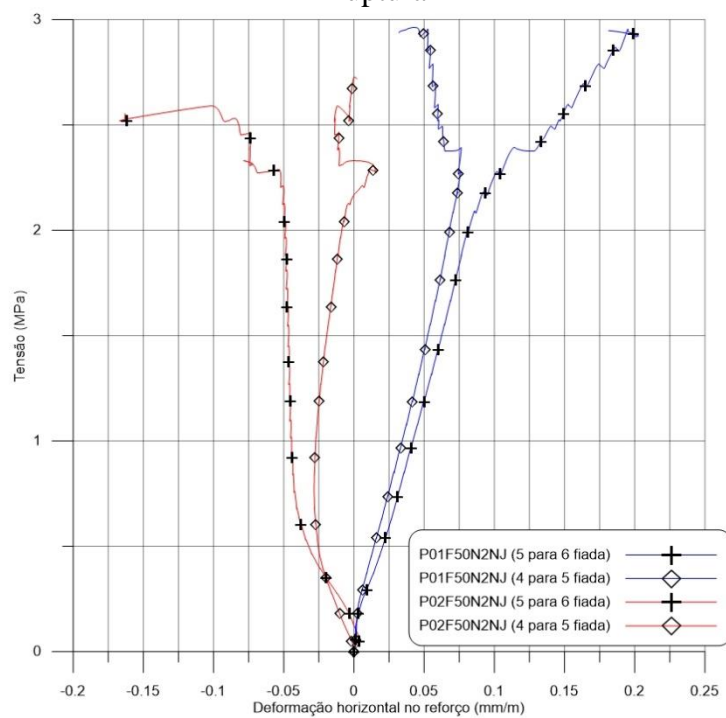


Figura A.5 – Painéis P01F50N2NJ e P02F50N2NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE B – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 2

Figura B.1 – Painel P03F50N2SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

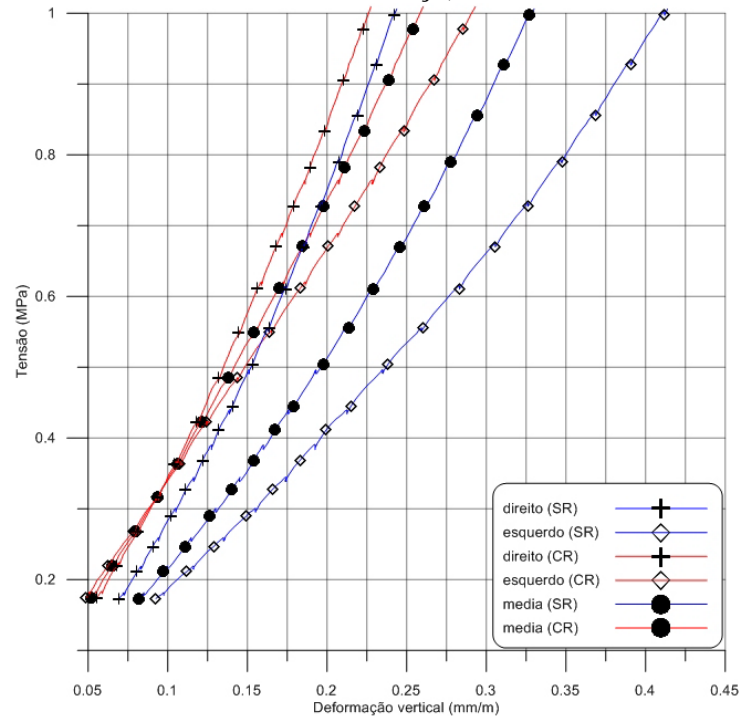


Figura B.2 – Painel P04F50N2SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

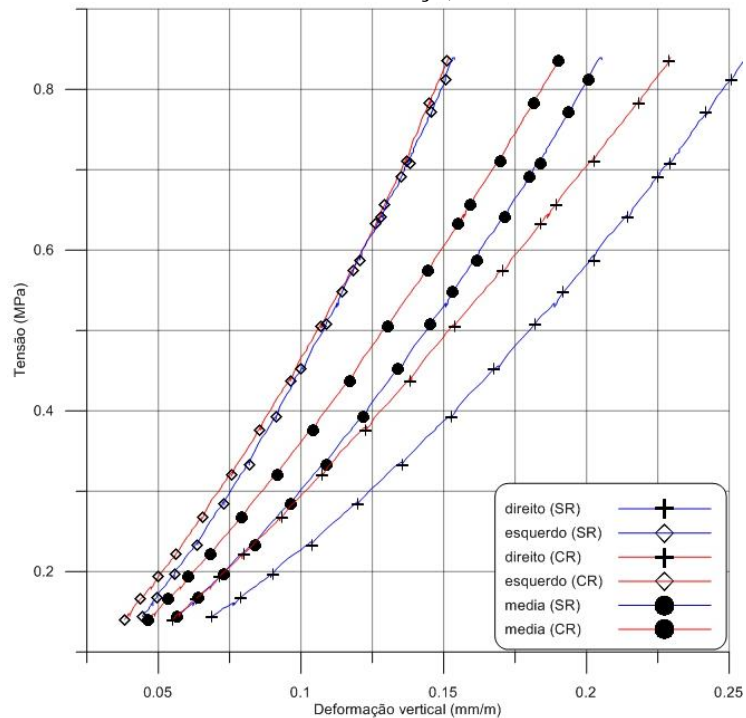


Figura B.3 – Painel P03F50N2SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

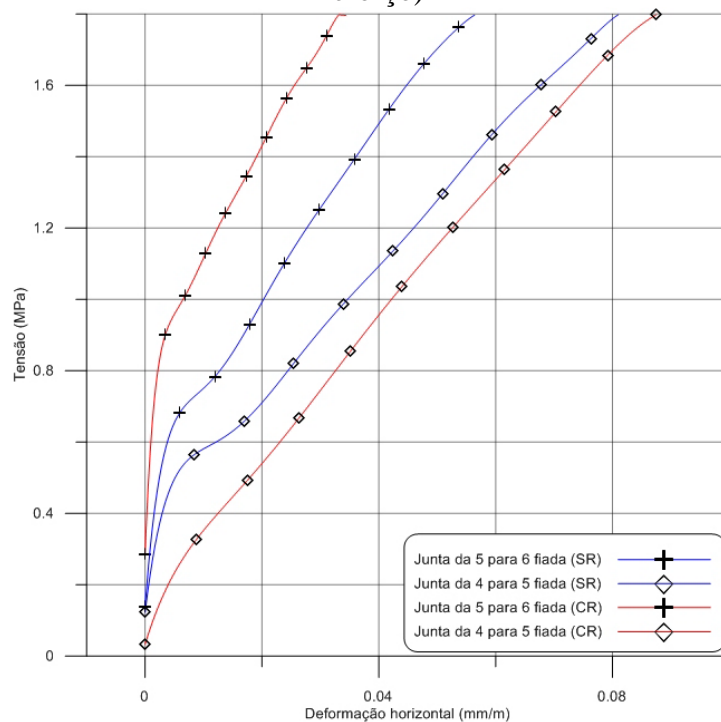


Figura B.4 – Painel P04F50N2SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

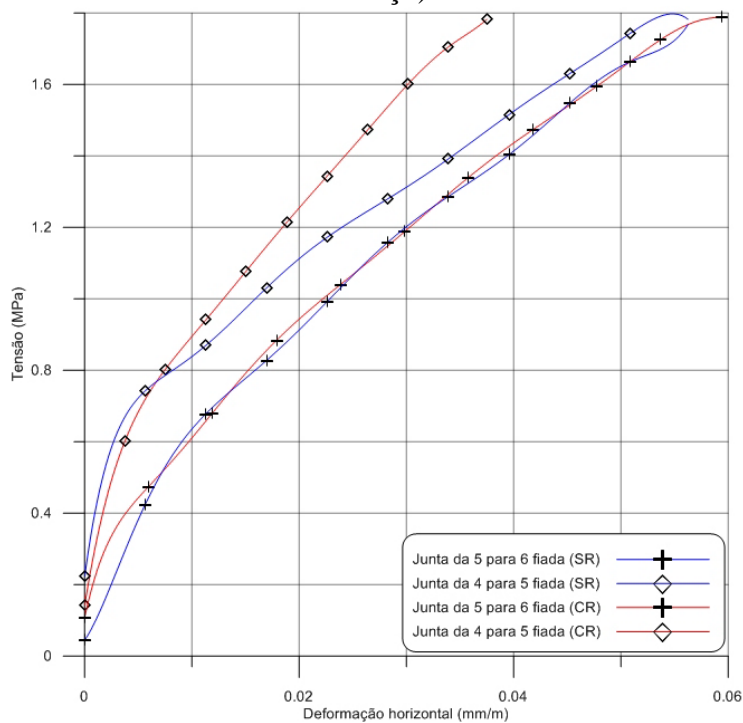
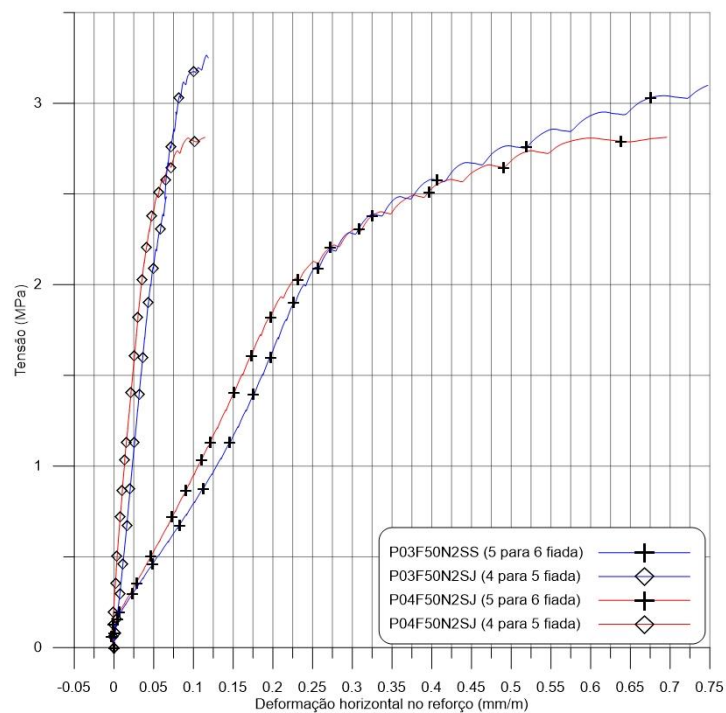


Figura B.5 – Painéis P03F50N2SJ e P04F50N2SJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE C – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 3-A

Figura C.1 – Paineis P05F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

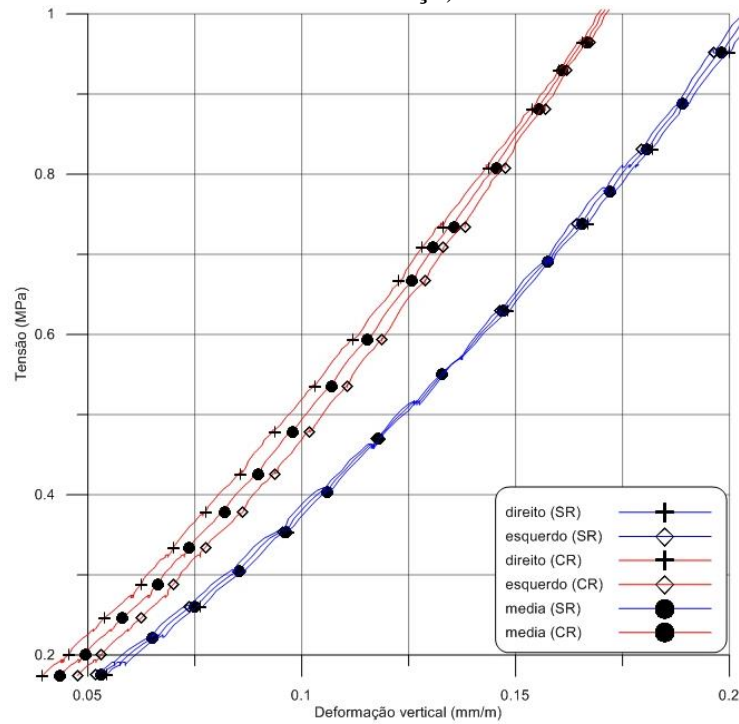


Figura C.2 – Paineis P06F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

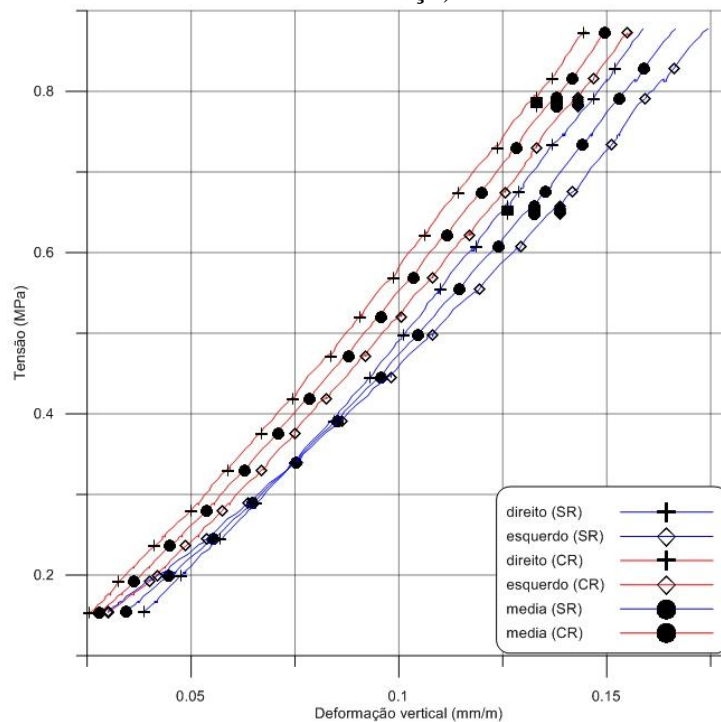


Figura C.3 – Painel P05F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

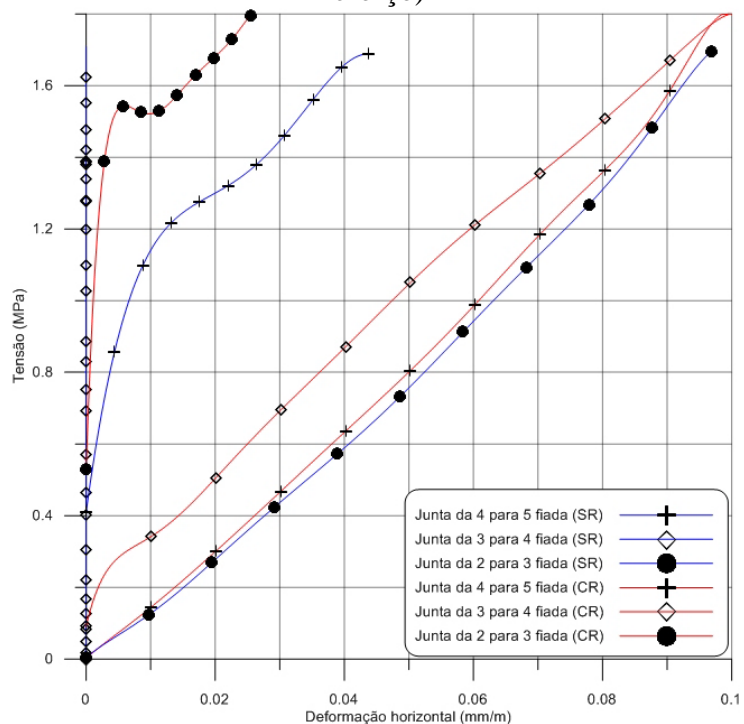


Figura C.4 – Painel P06F50N3J, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

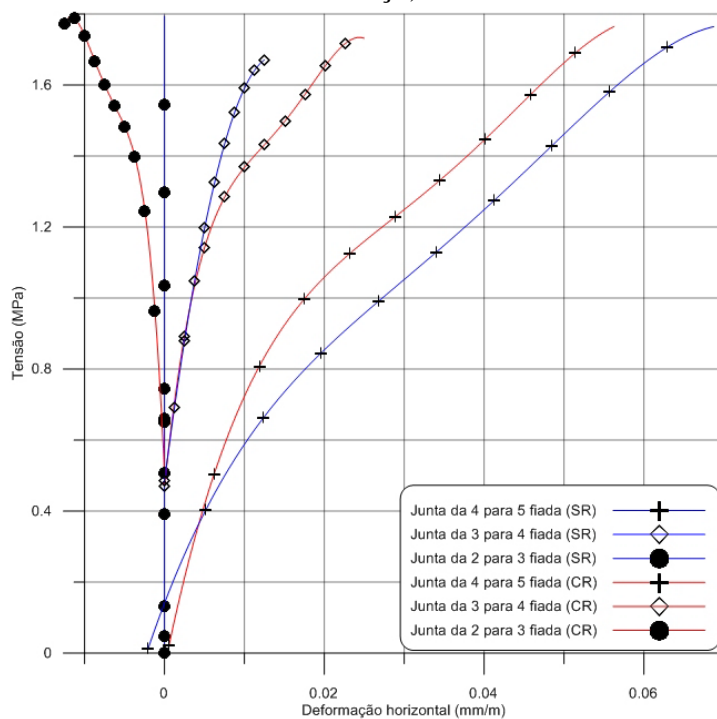
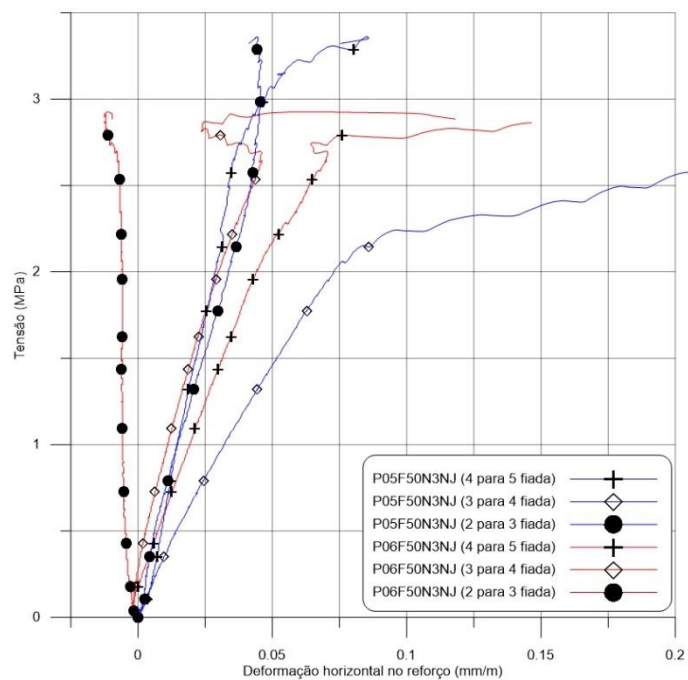


Figura C.5 – Painéis P05F50N3NJ e P06F50N3NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE D – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 3-B

Figura D.1 – Painel P07F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

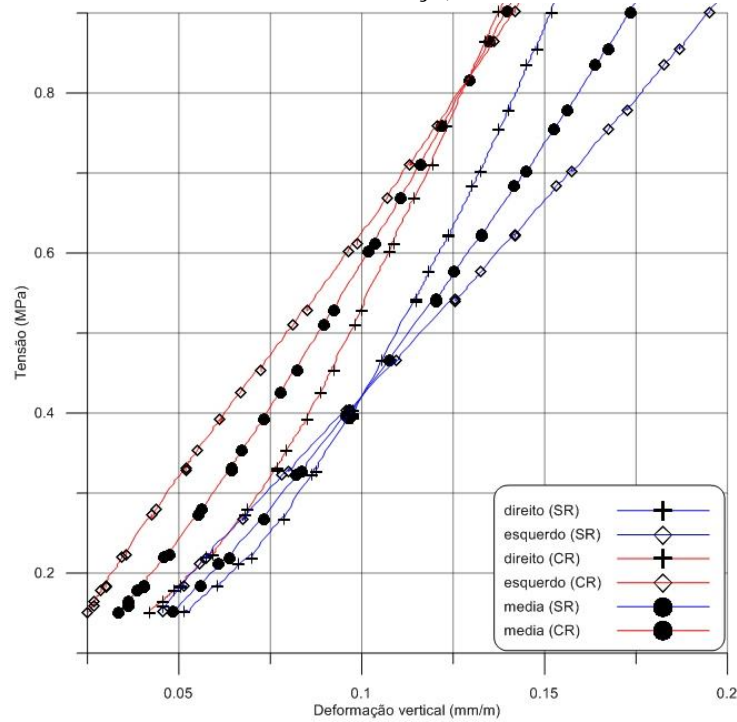


Figura D.2 – Painel P08F50N3NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

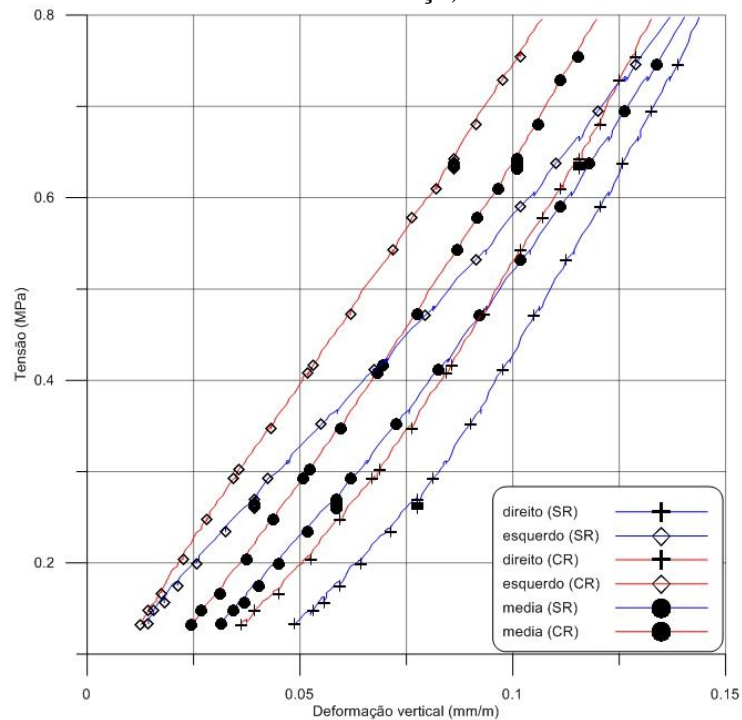


Figura D.3 – Painel P07F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

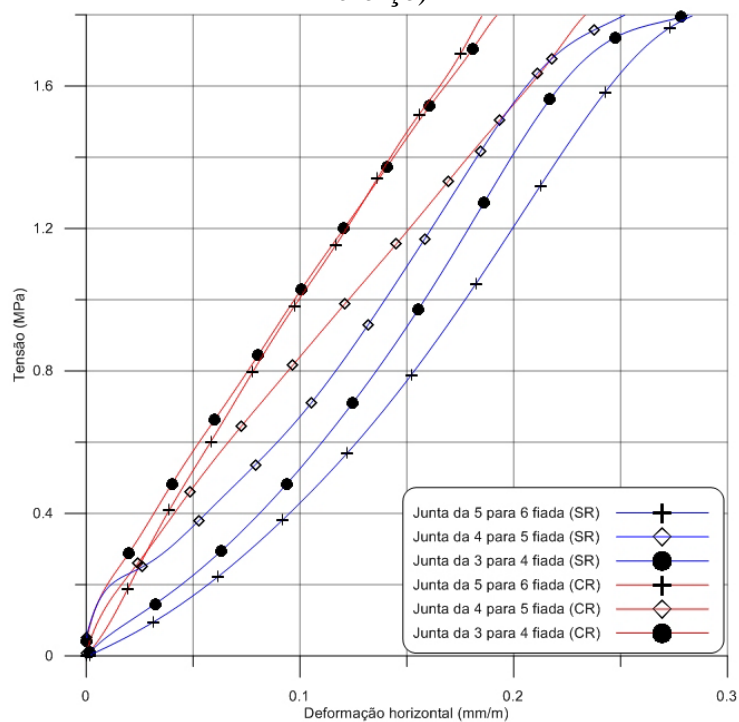


Figura D.4 – Painel P08F50N3NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

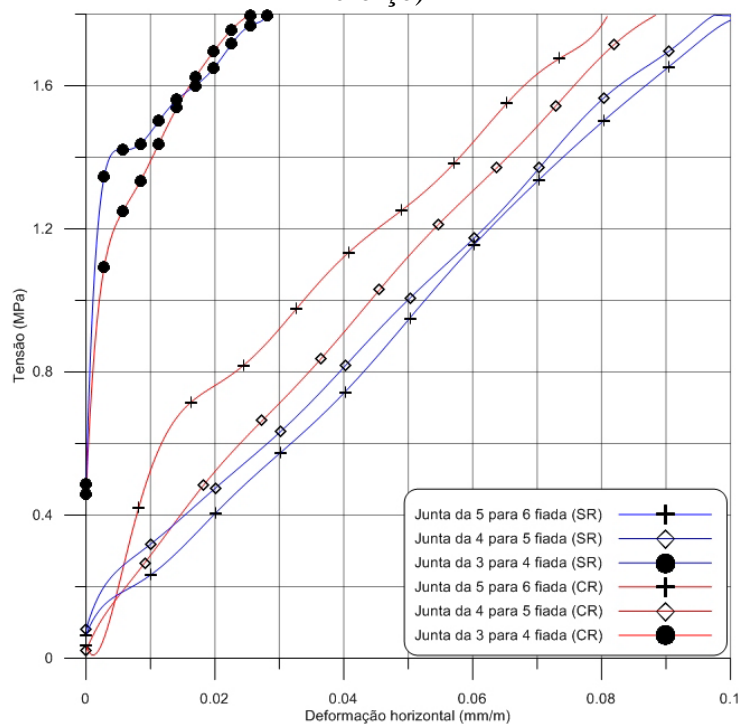
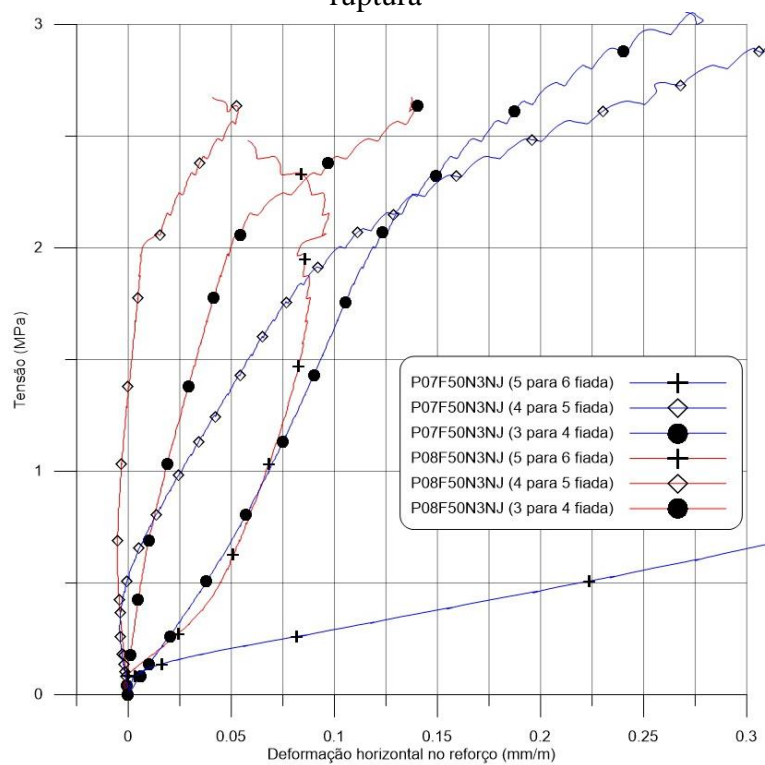


Figura D.5 – Painéis P07F50N3NJ e P08F50N3NJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE E – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 4

Figura E.1 – Painel P09F50N3SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

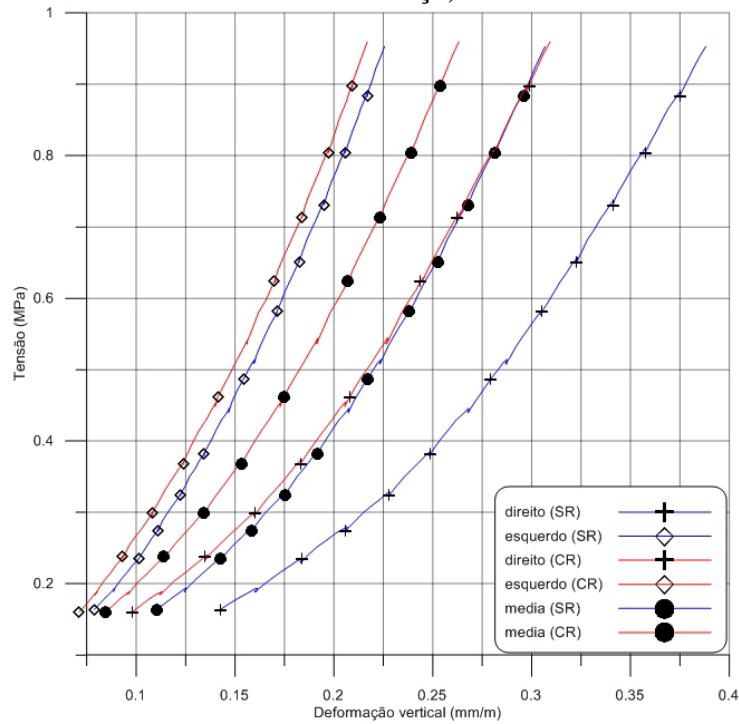


Figura E.2 – Painel P10F50N3SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

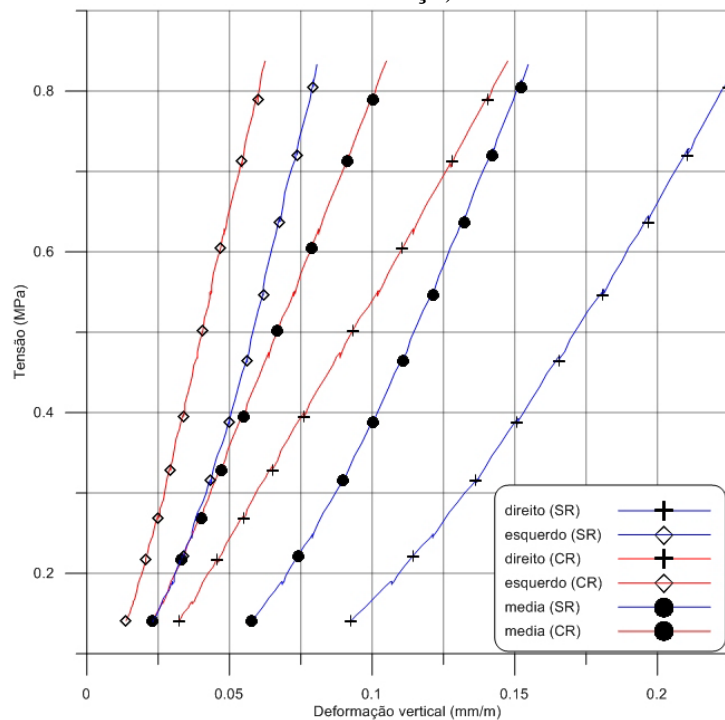


Figura E.3 – Painel P09F50N3SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

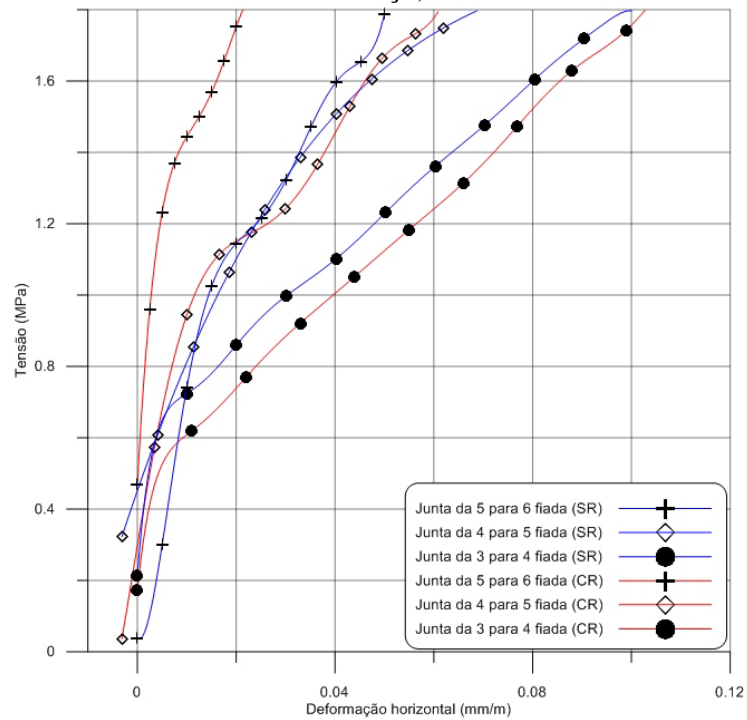


Figura E.4 – Painel P10F50N3SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

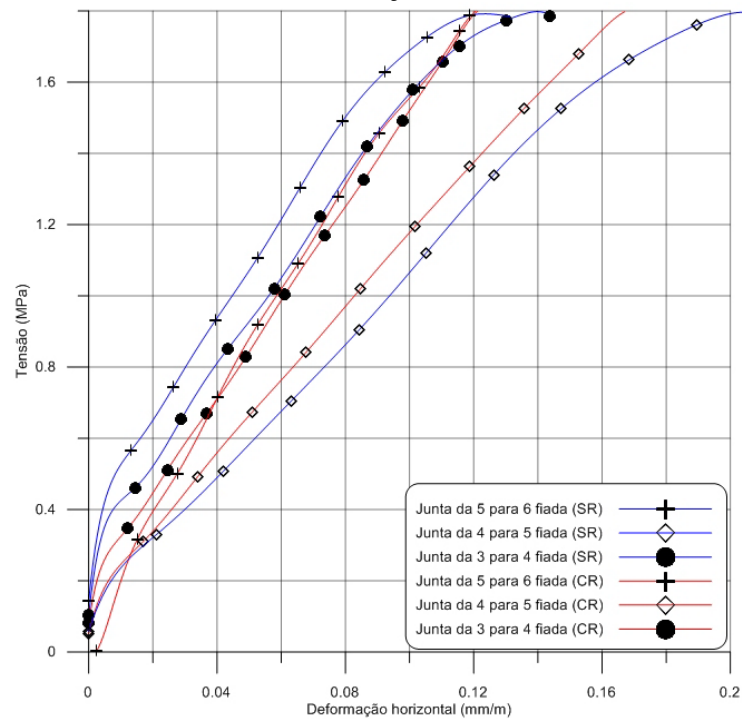
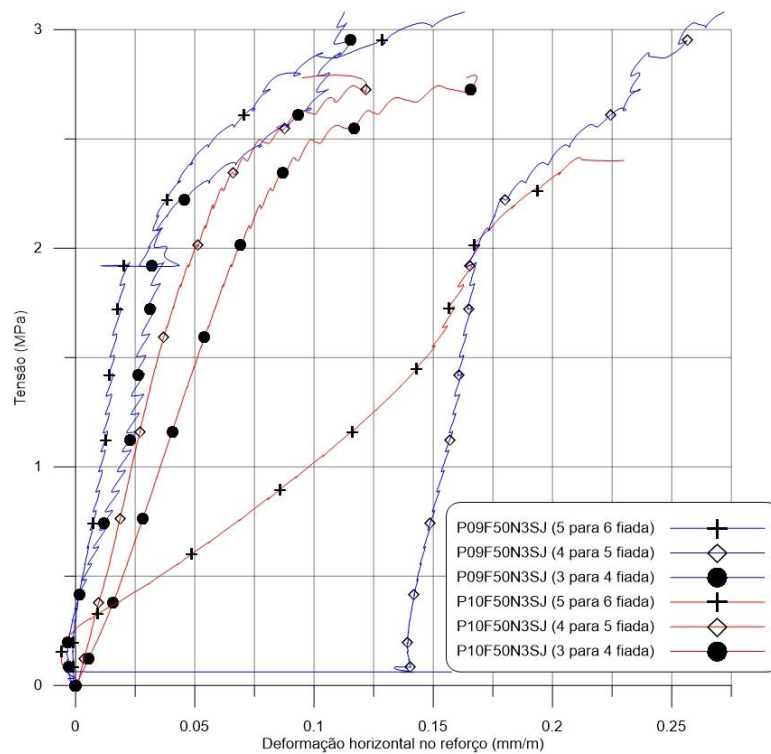


Figura E.5 – Painéis P09F50N3SJ e P10F50N3SJ, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE F – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 5

Figura F.1 – Paineis P11F50N3SB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

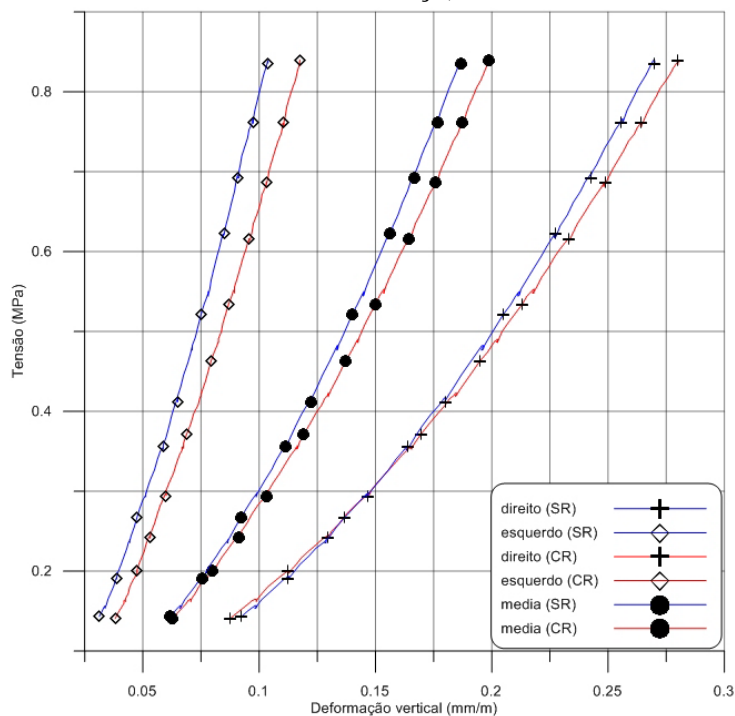


Figura F.2 – Paineis P12F50N3SB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

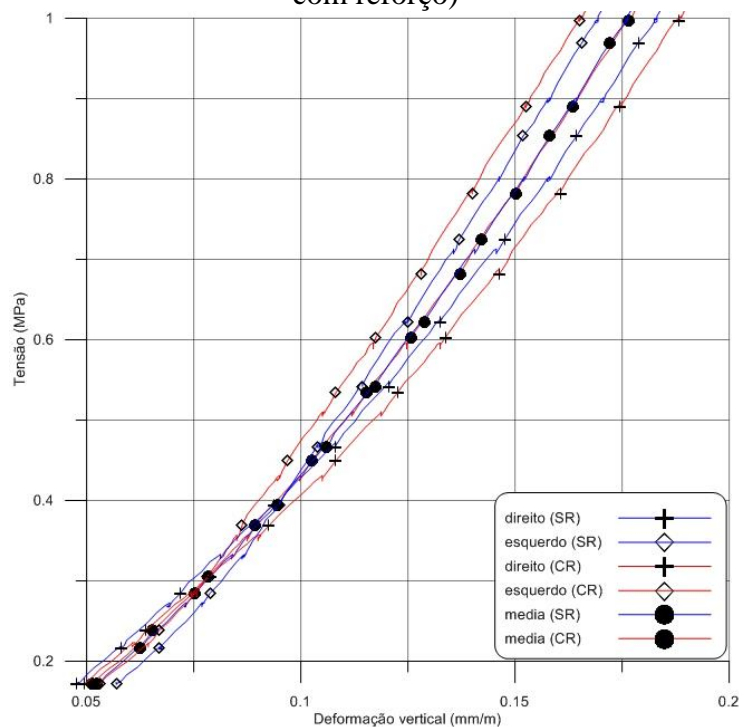


Figura F.3 – Painei P11F50N3SB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

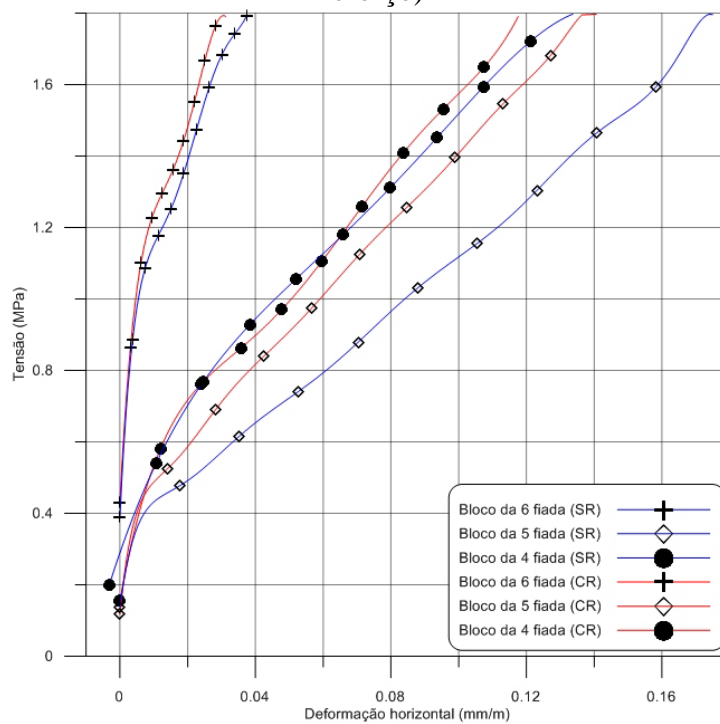


Figura F.4 – Painei P12F50N3SB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

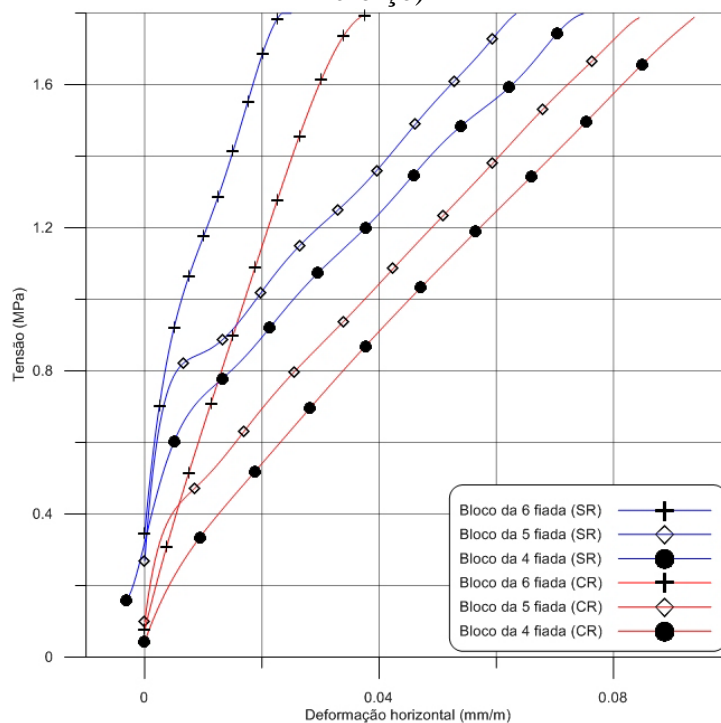
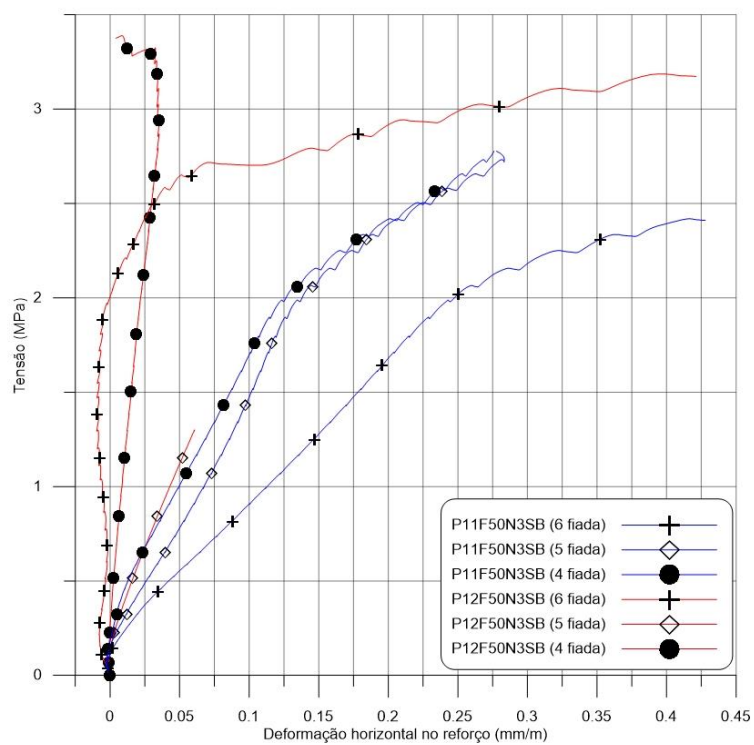


Figura F.5 – Painéis P11F50N3SB e P12F50N3SB, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



APÊNDICE G – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 6

Figura G.1 – Paineis P13F50N4NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

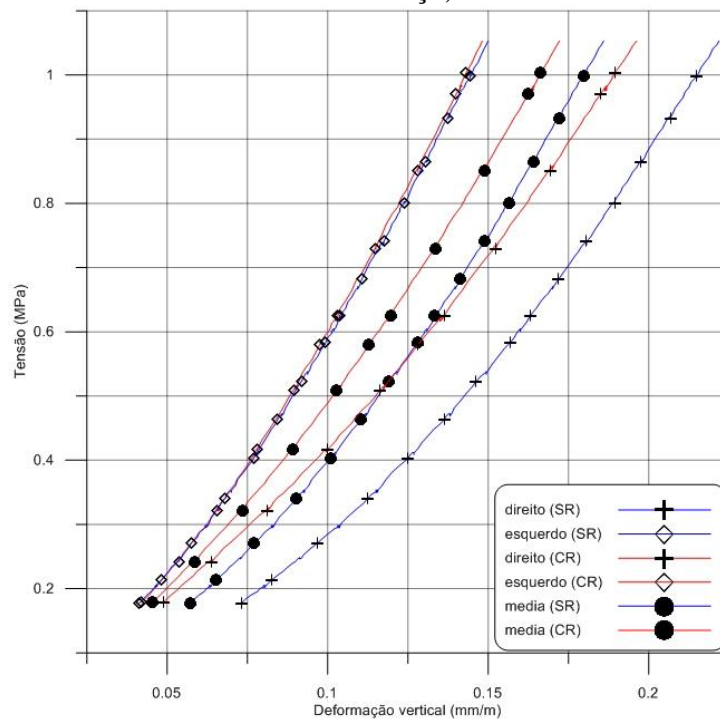


Figura G.2 – Paineis P14F50N4NJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

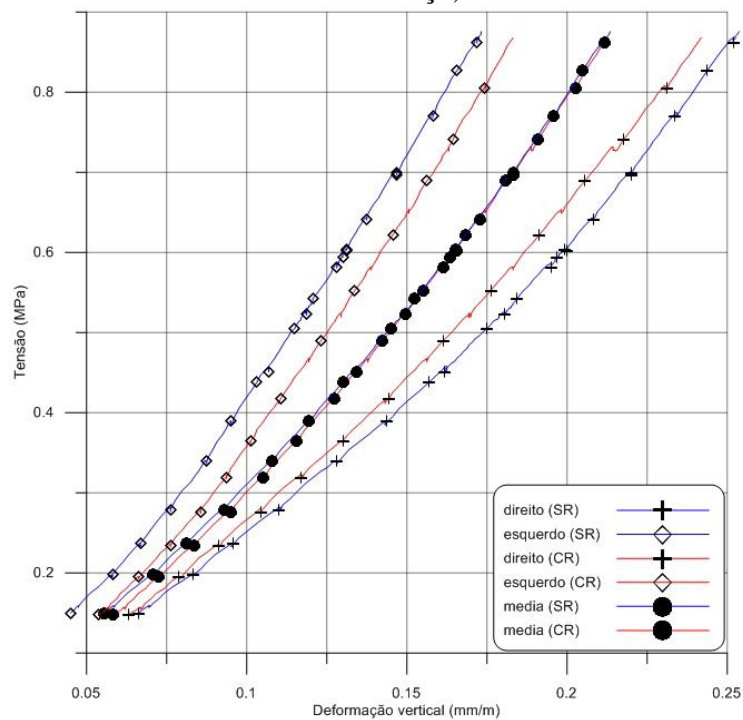


Figura G.3 – Painel P13F50N4NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

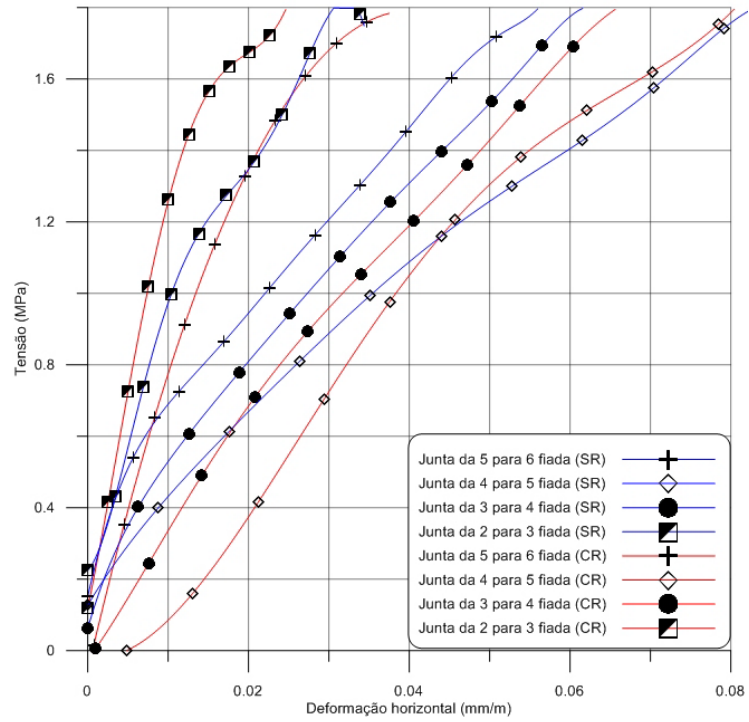


Figura G.4 – Painel P14F50N4NJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

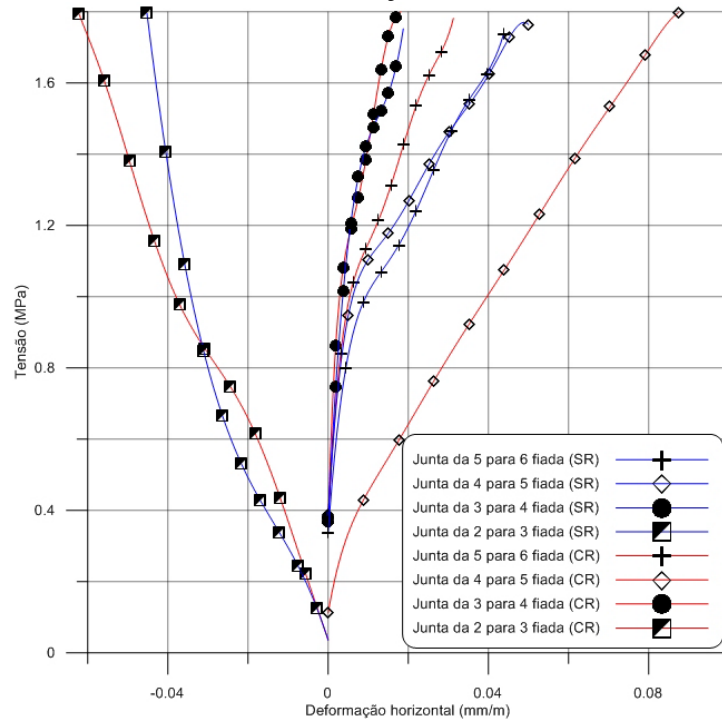
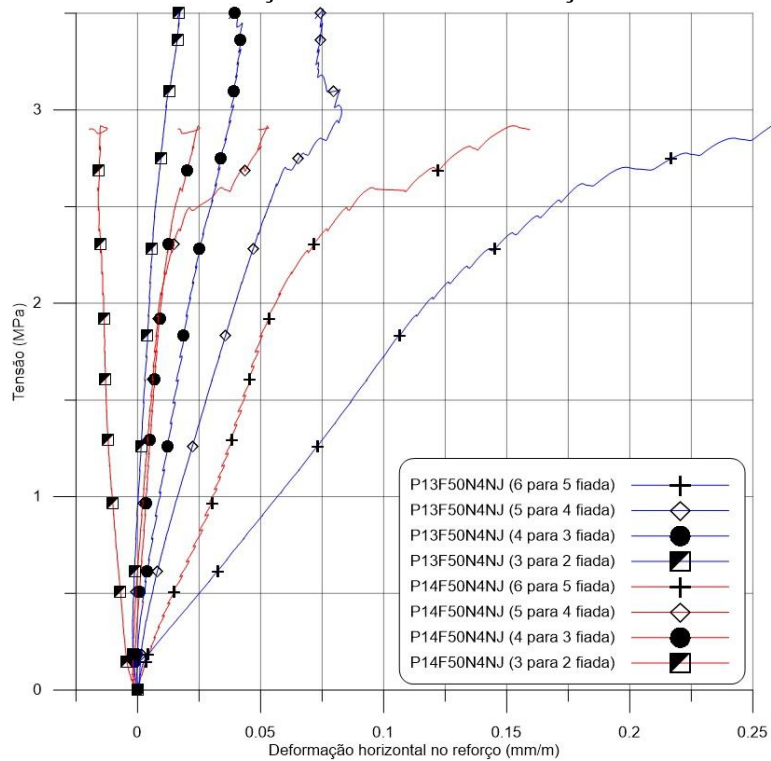


Figura G.5 – Paineis P13F50N4NJ até 3,52 MPa e painéis P14F50N4NJ até a ruptura, deformações nas faixas de reforço



APÊNDICE H – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 7

Figura H.1 – Painel P15F50N4SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

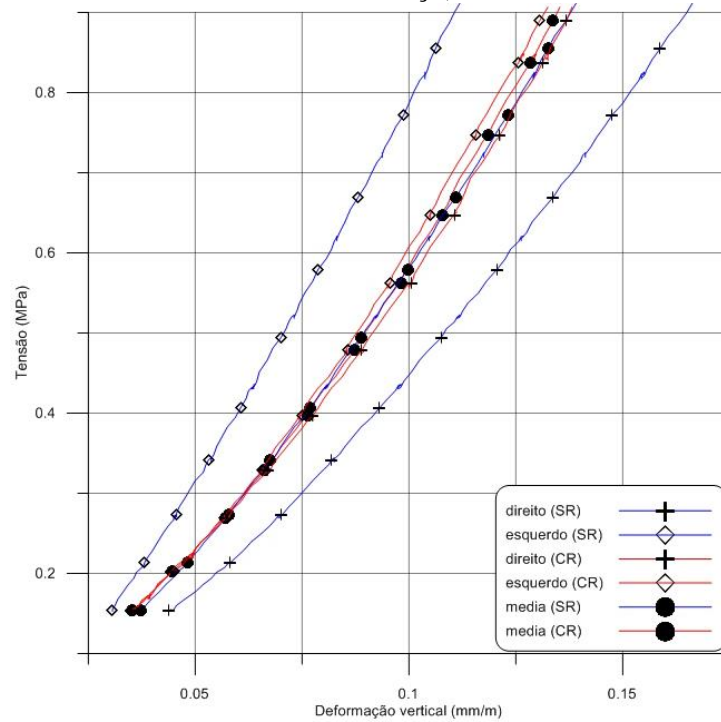


Figura H.2 – Painel P16F50N4SJ, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

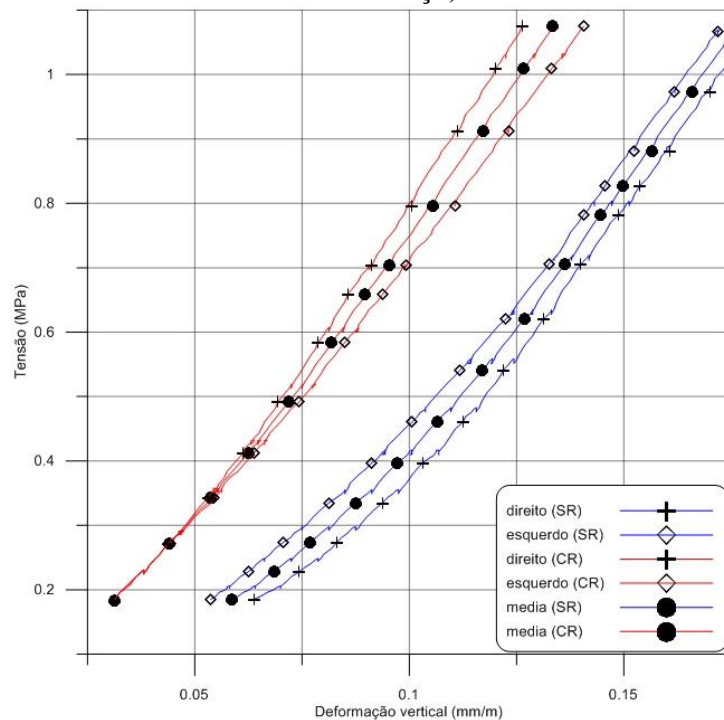


Figura H.3 – Painel P15F50N4SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

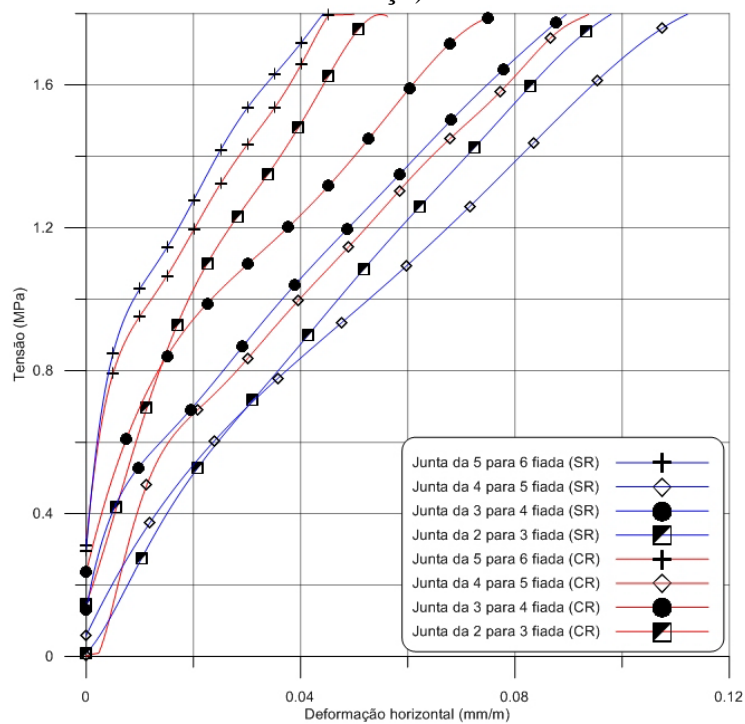


Figura H.4 – Painel P16F50N4SJ, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

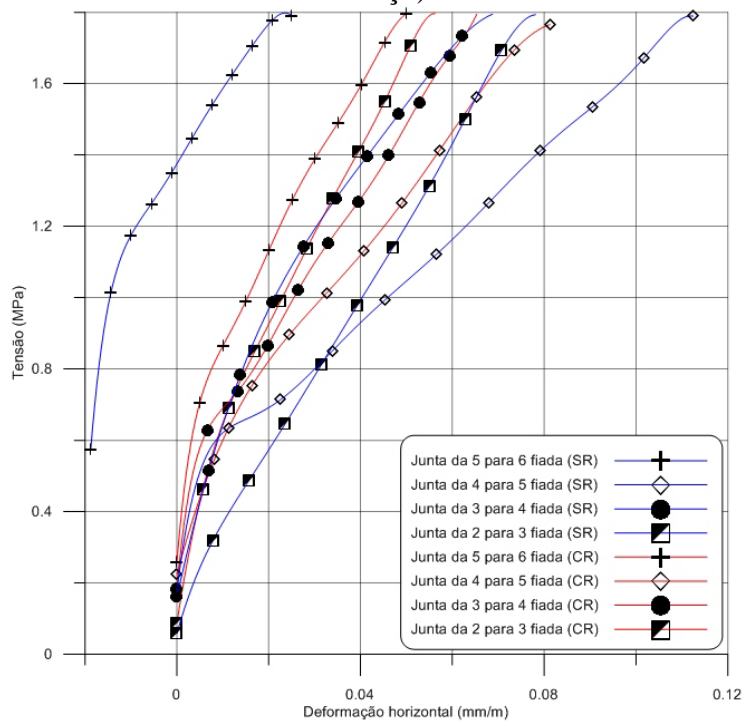
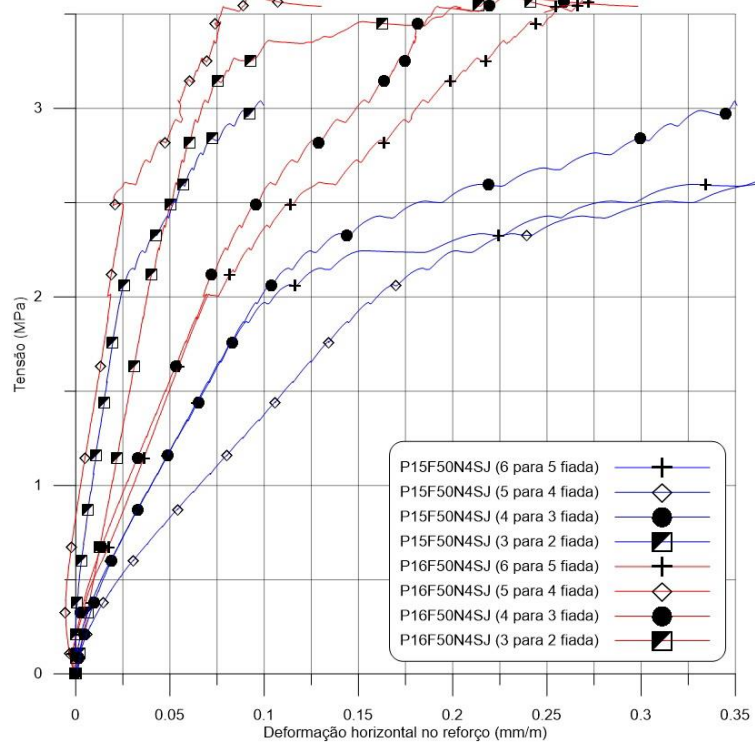


Figura H.5 – Paineis P15F50N4SJ até a ruptura e painel P16F50N4SJ até 3,61 MPa, deformação nas faixas de reforço



APÊNDICE I – RESULTADOS DE ENSAIO DO GRUPO 8

Figura I.1 – Painel P17F25N2NB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

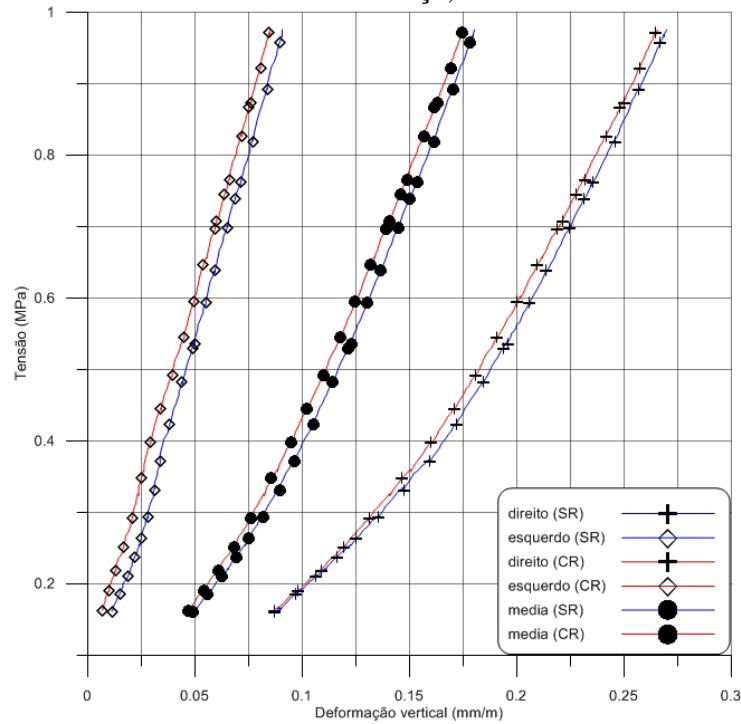


Figura I.2 – Painel P18F25N2NB, 5 % a 30 % da tensão de ruptura (SR = sem reforço; CR = com reforço)

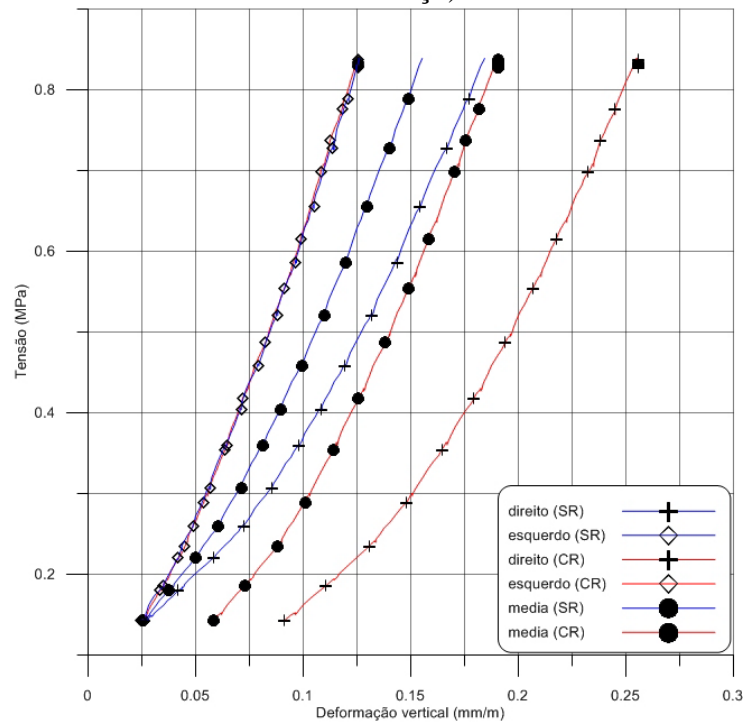


Figura I.3 – Painei P17F25N2NB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

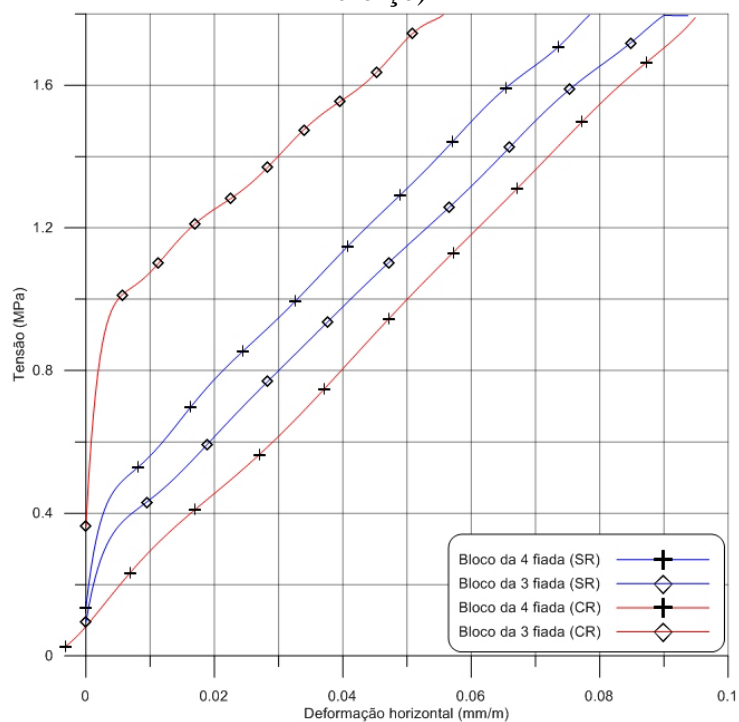


Figura I.4 – Painei P18F25N2NB, deformações horizontais (SR = sem reforço; CR = com reforço)

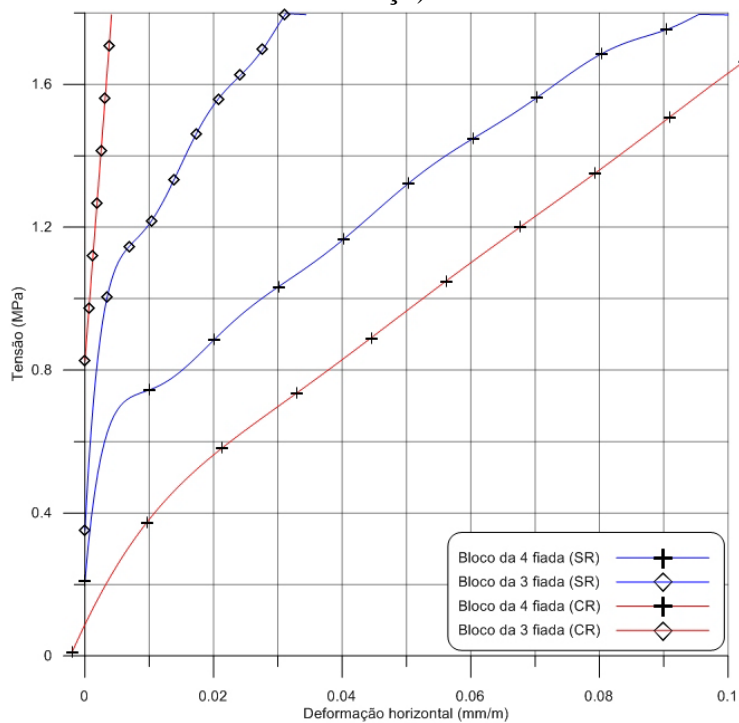
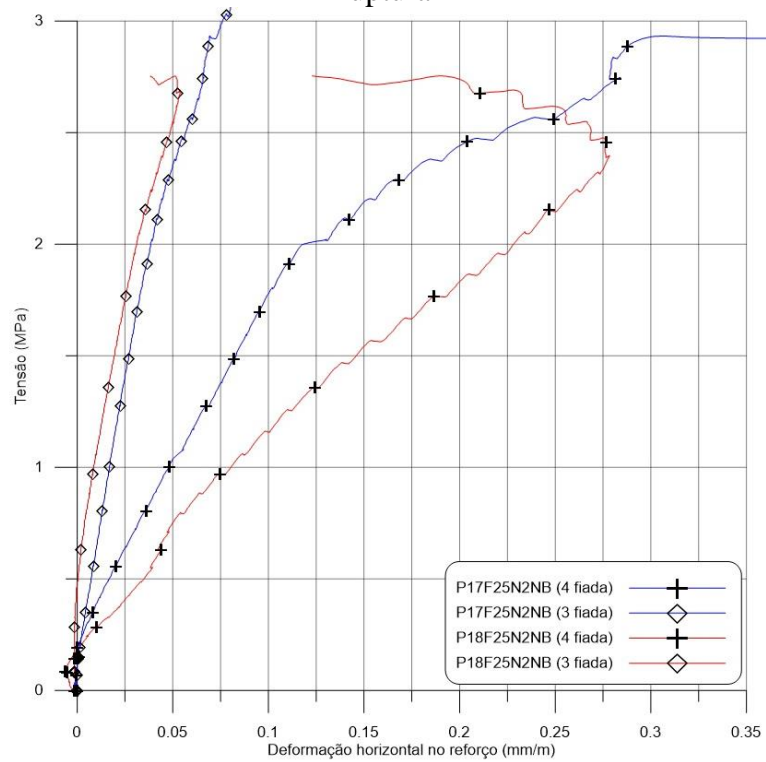


Figura I.5 – Painel P17F25N2NB e P18F25N2NB, deformações nas faixas de reforço até a ruptura



ANEXO A – ESPECIFICAÇÃO DA RESINA EPÓXI

Ficha de Produto
Edição 05/01/2009
Identificação no:
02 04 01 04 001 0 000004
Sikadur® 330

Sikadur® 330

Resina epóxi, bi-componente para impregnação


Descrição do produto	Sikadur® 330 é um adesivo estrutural à base de resina epóxi, bi-componente para impregnação e colagem de tecido de fibras de carbono Sika® Wrap®.
Campos de aplicação	<ul style="list-style-type: none"> ■ Resina de impregnação de tecidos da linha Sika® Wrap® pelo método de aplicação seca. ■ Resina impregnante para o sistema de aplicação úmida. ■ Adesivo estrutural para colagem de lâminas Sika® Carbodur® em superfícies planas.
Características / Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fácil de misturar e aplicar com desempenadeira ou rolo. ■ Próprio para aplicação manual. ■ Excelente para aplicação em superfícies verticais ou sobre cabeça. ■ Excelente aderência a diversos substratos ■ Elevadas resistências mecânicas. ■ Não requer primer.
Testes	
Aprovações / Normas	Atende aos seguintes requisitos : - SOCOTEC (França): Cahier des charges Sika® Carbodur®, Sika® Wrap®. - Road and Bridges Research Institute (Polónia): IBDiM N° AT/2003-04-336. Testado conforme EN 1504-4.
Dados do Produto	
Forma	
Aparência / Cor	Parte A: Branco Parte B: Cinza Cor da mistura: Cinza claro Aspecto da mistura: pastosa
Embalagem	Conjunto com 5kg (A+B)
Armazenamento	
Condições de armazenamento/ Validade	24 meses, a partir da data de produção se estocados apropriadamente, nas embalagens originais e intactas, em temperaturas entre +5°C e +25°C. Protegido da luz direta do sol e do gelo.
Dados Técnicos	
Composição básica	Resina epóxi.
Densidade	1,30 kg/l (± 0,1) kg/l (referente mistura A+B) (a +23°C)

Construção



Viscosidade	Taxa de cisalhamento: 50 / s		
	Temperatura	Viscosidade	
	+10°C	~ 10.000 mPas	
	+23°C	~ 6.000 mPas	
	+35°C	~ 5.000 mPas	
Coefficiente de Expansão Térmica	4,5 x 10 ⁻⁵ x °C ⁻¹ (faixa de temperatura de -10°C a +40°C)		
Estabilidade Térmica	Temperatura de Desvio do Calor (TDC)		(ASTM-D 648)
	Tempo de Cura	Temperatura	TDC*
	7 dias	+10°C	+36°C
	7 dias	+23°C	+47°C
	7 dias	+35°C	+53°C
	7 dias a +10°C mais 7 dias a +23°C	--	+43°C
	*Temperatura de Deformação por Calor.		
Temperatura de Serviço	-40°C a +45°C		
Propriedades Físicas / Mecânicas			
Resistência à Tração	30 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)	
Resistência de Aderência	Falha no concreto (> 4 MPa) em substrato jateado com areia, com mais de 1 dia de idade.		(EN 24624)
Módulo de Elasticidade	Na flexão: 3800 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53452)	
	Na tração: 4500 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)	
Alongamento na Ruptura	0,9% (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)	
Resistência			
Resistência Química	Produto não adequado para exposição a produtos químicos		
Resistência Térmica	Exposição contínua: +45°C		
Informações do sistema			
Estrutura do Sistema	<ul style="list-style-type: none"> - Primer do substrato: Sikadur® 330 - Resina de impregnação / laminação: Sikadur® 330 - Tecido para reforço estrutural: Sika® Wrap® (modelo conforme projeto) 		
Detalhes de aplicação			
Consumo	<p>O consumo depende da porosidade e rugosidade do substrato além do tipo de tecido / modelo Sika® Wrap® a ser impregnado. Consulte a ficha técnica do respectivo tecido da linha Sika® Wrap®.</p> <p>Consumo aproximado entre 0,7 e 1,5 kg/m².</p>		



Qualidade do Substrato	<p>O substrato deve se encontrar são e com coesão suficiente para garantir resistência de aderência mínima de 1 MPa ou de acordo com as exigências de projeto.</p> <p>A superfície deve se encontrar seca, livre de contaminantes como óleo, graxa, pinturas e revestimentos.</p> <p>O substrato deve ser plano (desvio máximo de 2mm para cada 30cm de comprimento), com irregularidades e marcas de fôrmas não superiores a 0,5mm. Saliências devem ser removidas por jateamento ou lixamento abrasivo.</p> <p>Cantos devem se arredondados com raio mínimo de 20mm (dependendo do modelo de Sika® Wrap® a ser empregado) ou de acordo com o projeto. O arredondamento dos cantos pode ser obtido por lixamento abrasivo ou moldando-os com argamassas da linha Sikadur®.</p>
Preparo do Substrato	<p>Substratos de concreto e alvenaria devem ser preparados mecanicamente utilizando-se jateamento ou lixamento abrasivo para remover nata de cimento, partículas soltas e friáveis e para se obter uma superfície aberta e rugosa.</p> <p>Substratos de madeira devem ser planos ou levemente rugosos.</p> <p>Toda poeira, materiais soltos ou friáveis devem ser completamente removidos de toda a superfície que for receber Sikadur® 330 preferencialmente com vassouras e aspiradores de pó industriais. Toda alvenaria ou concreto fraco devem ser removidos e os defeitos como bicheiras, bolhas de ar e vazios devem ser descobertos.</p> <p>Reparos do substrato, preenchimentos de bolhas e vazios e nivelamentos da superfícies devem ser realizados com argamassa epóxi tipo Sikadur® 43 ou a mistura de Sikadur® 30 com areia de quartzo Sikadur® 506 na proporção 1:1 em peso.</p> <p>Testes de aderência devem ser realizados para comprovar o preparo adequado do substrato.</p> <p>Injete fissuras com abertura superior a 0,25mm com Sikadur® 43.</p>
Condições de Aplicação / Limitações	
Temperatura do Substrato	mín. +10°C / máx. +35°C
Temperatura Ambiente	mín. +10°C / máx. +35°C
Umidade do Substrato	Máximo 4% conforme teste Sika-Tramex.
Ponto de Orvalho	Cuidado com a Condensação. A temperatura ambiente durante a aplicação deve estar no mínimo 3°C acima do ponto de condensação (orvalho).
Instruções de Aplicação	
Mistura	Parte A : Parte B = 4 : 1 em peso.
Tempo de Mistura	<p>Misture os componentes A e B por pelo menos 3 minutos utilizando-se hélice de mistura apropriada acoplada a uma furadeira elétrica de baixa rotação (400-600 rpm) até que o material se apresente com consistência e cor homogêneos.</p> <p>Transfira o produto para um recipiente limpo e misture por mais 1 minuto em baixa velocidade para evitar a incorporação de ar. O uso de ferramentas não apropriadas, exceder o tempo de mistura e alta rotação podem incorporar ar ao produto bem como diminuir o tempo de manuseio (pot life). Prepare apenas a quantidade necessária para uso dentro do tempo de manuseio (pot life).</p>
	



Método de Aplicação / FerramentasPreparo:

Confirme a umidade do substrato, umidade relativa do ar e o ponto de orvalho. Corte os panos de Sika® Wrap® a serem utilizados nas dimensões indicadas no projeto.

Aplicação da Resina:

Aplique o Sikadur® 330 no substrato com uma desempenadeira, rolo ou pincel.

Aplicação do Tecido e Laminação:

Posicione o pano de Sika® Wrap® na direção desejada sobre o Sikadur® 330. Cuidadosamente pressione o tecido com um rolo plástico na direção paralela às fibras do tecido até que a resina passe pelos vazios do tecido e se espalhe por todo o pano. Evite força excessiva durante a laminação para prevenir que o tecido Sika® Wrap® se desloque formando rugas.

Camadas Adicionais:

Para aplicação de camadas adicionais de tecido Sika® Wrap®, aplique Sikadur® 330 sobre a camada anterior, na condição úmido sobre úmido ou até 60 minutos (a 23°C) da sua aplicação e repita o procedimento de laminação.

Caso se ultrapasse o tempo de 60 minutos, aguarde 12 horas para a aplicação da próxima camada.

Recobrimentos:

Se desejar aplicar um revestimento cimentício sobre o reforço com Sika® Wrap®, aplique uma camada adicional de Sikadur® 330 (aprox. 0,5 kg/m²) e faça aspersão de areia de quartzo para criar uma superfície rugosa para ancorar o revestimento.

Se desejar aplicar uma pintura colorida, alise o Sikadur® 330 enquanto úmido com uma desempenadeira para criar uma superfície homogênea.

Transpasses:

O transpasse entre panos de Sika® Wrap® quando na direção das fibras deve ser de no mínimo 10cm (dependendo do modelo de Sika® Wrap®) ou conforme especificado em projeto.

Na direção paralela às fibras, o transpasse entre panos de Sika® Wrap® só é necessário quando especificado em projeto.

Limpeza das ferramentas

As ferramentas e materiais utilizados devem ser limpos com solventes antes da cura do produto. Após o endurecimento, o produto só poderá ser removido mecanicamente.

Tempo de Manuseio

Pot Life :

Temperatura	Tempo
+10°C	90 minutos (5kg)
+35°C	30 minutos (5kg)

O tempo de manuseio (pot life) é contado a partir do início da mistura entre a resina e o endurecedor. É mais curto a altas temperaturas e mais estendido sob baixas temperaturas. Quanto maior a quantidade misturada, mais curto o tempo de manuseio (pot life). Para se obter um tempo de manuseio mais estendido a altas temperaturas, o adesivo deve ser dividido em pequenas porções. Outra opção é a de se resfriar os componentes A e B antes da mistura a temperaturas nunca inferiores a +5°C.

Tempo em Aberto:

Temperatura	Tempo
+10°C	60 minutos
+35°C	30 minutos



Tempo de Espera entre Camadas

Sobre resina pré-curada:

Produtos	Temperatura do Substrato	Mínimo	Máximo
Sikadur® 330	+10°C	24 horas	Após 7 dias limpar e lixar a superfície previamente.
Sobre Sikadur® 330	+23°C	12 horas	
	+35°C	6 horas	

Produtos	Temperatura do Substrato	Mínimo	Máximo
Sikagard® ou Sikafloor®	+10°C	5 dias	Após 7 dias limpar e lixar a superfície previamente.
sobre Sikadur® 330	+23°C	3 dias	
	+35°C	1 dia	

Os tempos são aproximados e podem variar de acordo com as condições do ambiente.

Notas sobre a Aplicação / Limitações

Este produto só deve ser manuseado e aplicado por profissionais experientes. Sikadur® 330 deve ser protegido da chuva por pelo menos 24 horas após sua aplicação.

Garanta que a aplicação e laminação do tecido seja feita dentro do tempo em aberto do produto.

Sika® Wrap® pode ser revestido por camada cimentícia ou pintura para fins estéticos e/ou de proteção. A seleção do revestimento depende das condições de exposição.

Sob baixas temperaturas e/ou alta umidade relativa, uma camada pegajosa pode se formar sobre a superfície do Sikadur® 330 após curado. Se houver necessidade de aplicação de nova camada de tecido ou revestimento, este resíduo deve ser removido com água. Em ambos os casos, a superfície deve estar seca para a aplicação da nova camada ou revestimento.

Para aplicação sob altas e baixas temperaturas, armazene o material previamente por 24 horas sob temperatura controlada para garantir condições de mistura, aplicação e pot life.

O número de camadas adicionais de tecido aplicadas na condição úmido sobre úmido deve ser controlada para se evitar descolamentos e deslocamentos do tecido durante a cura do Sikadur® 330. O número de camadas vai depender do modelo de Sika® Wrap® usado e das condições climáticas do local.

Detalhes da Cura**Produto Aplicado e Pronto para Uso**

Temperatura	Cura Final
+10°C	7 dias
+23°C	5 dias
+35°C	2 dias

Os tempos são aproximados e podem variar de acordo com as condições do ambiente.

Base dos Valores

Todos os dados técnicos aqui contidos são baseados em testes de laboratórios. Medidas de valores em condições reais podem variar devido a condições fora de nosso controle.

Informações de Segurança e Ecologia

Para maiores informações sobre manuseio, estocagem e disposição dos resíduos consulte a versão mais recente de nossa Ficha de Segurança do Material que contém os dados disponíveis, das propriedades físicas, de ecologia, de toxicidade, e outros dados de segurança pertinentes.



ANEXO B – ESPECIFICAÇÃO DA CARGA INERTE PARA PREPARO DO SUBSTRATO

Construção

Ficha de Produto
Edição 23/09/2009
Sikadur® 501/502/504/506

Sikadur® 501/502/504/506

Carga inerte para preparação de revestimentos industriais.

Descrição do produto	Carga quartzosa com granulometria definida. É indicado como carga adicional ao preparo do revestimento epóxi Sikafloor® para pisos industriais e argamassas de reparo.
Campos de aplicação	Como carga no preparo de pisos, revestimentos e argamassas epoxidicas.
Características / Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> ■ Granulometria uniforme ■ Livre de impurezas ■ Pode ser aspergida para conferir acabamento anti-derrapante em revestimentos de base epóxi e poliuretano ■ Inerte, não altera as características do revestimento após curado
Dados do Produto	
Forma	
Aspecto/ Cor	Areia de quartzo seca livre de impurezas.
Embalagem	Sikadur® 504: saco 25 kg. Sikadur® 501/502/506: saco de 30 kg.
Granulometria (mm)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Sikadur® 501: 0,850 - 0,600 ■ Sikadur® 502: 0,100 - 0,045 ■ Sikadur® 504: 0,180 - 0,125 ■ Sikadur® 506: 1,00 – 0,300
Armazenamento	
Condições de armazenamento/ Validade	Os sacos devem ser armazenados na embalagem original e em local fresco e seco. Devem ser protegidos da luz direta do sol, chuva, neve e gelo, etc. O produto não expira desde que armazenado na embalagem original e nas condições descritas.
Informações do sistema	
Detalhes de aplicação	
Modo de Emprego	Conforme indicado nos produtos da linha Sikadur® ou Sikafloor® apropriado.
Consumo	Conforme indicado nos produtos da linha Sikadur® ou Sikafloor® apropriado.
Base dos Valores	Todos os dados técnicos aqui contidos são baseados em testes de laboratórios. Medidas de valores em condições reais podem variar devido a condições fora de nosso controle.
Informações de Segurança e Ecologia	Para maiores informações sobre manuseio, estocagem e disposição dos resíduos consulte a versão mais recente de nossa Ficha de Segurança do Material que contém os dados disponíveis, das propriedades físicas, de ecologia, de toxicidade, e outros dados de segurança pertinentes.



ANEXO C – ESPECIFICAÇÃO DA MANTA DE FIBRA DE CARBONO PARA REFORÇO

Construção

Ficha de Produto
Edição 23/09/2009
Identificação no:
02 04 01 02 001 0 000011
SikaWrap®-300 C/60

SikaWrap®-300 C/60

Tecido de fibra de carbono para reforço estrutural

Descrição do Produto

SikaWrap®-300 C/60 é um tecido de fibra de carbono, unidirecional, para reforço estrutural, aplicada por processo úmido ou seco.



Usos

Reforço de estruturas de concreto armado, alvenaria e Madeira em caso de sobrecargas devido a esforço de flexão ou cisalhamento devido a:

- Aumento da capacidade de carga
- Alteração na utilização da estrutura
- Reparo de defeitos
- Prevenção a falhas causadas por sismos
- Alterações em normas e especificações quanto à capacidade de carga de estruturas

Características / Vantagens

- Formato da trama permite maior estabilidade do tecido
- Aplicável a diversos tipos de reforço
- Se adapta a diversos elementos e geometrias (vigas, colunas, chaminés, pilares, paredes, etc.)

Dados do Produto

Forma

Tipo de Fibra

Fibras de Carbono.

Composição do Tecido

Orientação das fibras: 0° (unidirecional).

Longitudinal: fibras de carbono pretas (99% do peso total).

Transversal: fibras termoplásticas brancas (1% do peso total).

Embalagem

	Comprimento de tecido / rolo	Largura do tecido / rolo
Caixa com 1 rolo	≥ 50 m	300 mm

Estocagem

Condições de Armazenagem / Validade

O produto não expira desde que adequadamente armazenado em sua embalagem original em local seco à temperatura entre +5°C e +35°C. Proteger da luz direta do sol.

Dados Técnicos

Gramatura

300 g/m² ± 15 g/m²

Espessura do Tecido

0,166 mm (baseado na quantidade de fibra).

Densidade da Fibra

1,79 g/cm³

Propriedades Mecânicas/ Físicas



Construção

Propriedades da Fibra Seca	<p>Resistência à Tração: 3.900 N/mm² (nominal).</p> <p>Módulo de Elasticidade: 230.000 N/mm²</p> <p>Alongamento na Ruptura: 1,5% (nominal).</p>
Propriedades do Laminado	<p>Com Sikadur[®]-330</p> <p>Espessura do laminado: 1.0 mm por camada.</p> <p>Carga máxima: 420 kN/m de largura por camada</p> <p>Módulo de Elasticidade: 33.0 kN/mm² (baseado em espessura padrão do laminado de 1.0 mm).</p> <p>Nota: Os valores acima são típicos e indicativos apenas. As propriedades obtidas para o laminado nos ensaios de tração dependem do tipo de resina de impregnação / laminação utilizada e do procedimento de ensaio empregado. Aplique fatores de segurança para o material de acordo com as normas de cálculo utilizadas.</p>
Informações para Projeto	<p>Deformação de Projeto: Máx. 0,6% (este valor depende do tipo de carregamento e deve ser adaptado de acordo com as normas de projeto locais)</p> <p>Resistência à Tração: (teórica para projeto):</p> <ul style="list-style-type: none"> - No alongamento a 0,4%: 132 kN/m de largura (= 40 kN / 30 cm) - No alongamento a 0,6%: 200 kN/m de largura (= 60 kN / 30 cm)
Informações do Sistema	
Estrutura do Sistema	<p>A configuração do sistema descrito a seguir deve ser obedecida na íntegra e não pode ser alterada.</p> <p>Primer - Sikadur[®]-330</p> <p>Resina de impregnação / laminação - Sikadur[®]-330.</p> <p>Tecido para reforço estrutural - SikaWrap[®]-300 C/60.</p> <p>Para obter as propriedades detalhadas da resina, detalhes de aplicação do tecido e informações gerais, consulte a ficha técnica do Sikadur[®]-330.</p>
Detalhes da Aplicação	
Consumo	<p>Sistema Seco:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Impregnação da 1ª camada incluso primer: ~ 1,0 – 1,5 kg/m² (Sikadur[®]-330). - Impregnação das demais camadas: ~ 0,8 kg/m² por camada (Sikadur[®]-330). <p>Sistema Úmido:</p> <p>Imprimação do substrato previamente preparado (dependendo da rugosidade):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Superfície lisa: ~ 0,5 kg/m² (Sikadur[®]-330). - Superfície rugosa: ~ 0,5 – 1,0 kg/m² (Sikadur[®]-330). <p>Impregnação das camadas de tecido (manualmente ou com saturador):</p> <ul style="list-style-type: none"> - ~ 0.7 kg/m² por camada (Sikadur[®]-300).
Qualidade do Substrato	<p>Requisitos específicos: Resistência mínima de aderência do substrato: 1,0 N/mm²</p>



Preparo do Substrato	<p><i>Concreto e Alvenaria:</i></p> <p>O substrato deve se encontrar são, seco, limpo e livre de nata de cimento, gelo, água empoçada, graxa, óleo, revestimento ou pintura antiga e quaisquer partículas soltas.</p> <p>O concreto deve ser previamente limpo e preparado de forma a se obter uma superfície com porosidade aberta e livre de nata de cimento e contaminantes.</p> <p>Reparos e nivelamento: Caso haja a necessidade de reparar concreto deslocado ou calcinado e de nivelar a superfície, os seguintes sistemas podem ser aplicados:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Proteção de armadura corroída: SikaTop® 108 Armatec® ou inibidores da linha Ferrogard®. ■ Reparo estrutural: SikaMonotop® 622 BR ou SikaTop® 122 Plus. ■ Nivelamento: Sikadur® 43 ou Sikadur® 30. <p>Para detalhes de aplicação e limitações, consulte a ficha técnica dos produtos citados.</p>
Instruções de Aplicação	
Método de Aplicação / Ferramentas	<p>O tecido pode ser cortado com tesoura ou estilete. Nunca dobre o tecido! Consulte a ficha técnica dos produtos Sikadur®-330 ou Sikadur®-300 para detalhes sobre o procedimento de impregnação / laminação.</p>
Notas sobre a Aplicação / Limitações	<p>Este produto deve ser aplicado somente por profissionais experientes.</p> <p>Raio mínimo necessário para aplicação em cantos: > 10 mm. Cortar e arredondar com argamassa epóxi Sikadur® se necessário.</p> <p>Na direção das fibras, o transpasse entre tecidos deve ser de no mínimo 100 mm dependendo do tipo de tecido SikaWrap® ou das especificações do projeto de reforço.</p> <p>Na direção transversal, nenhum transpasse é necessário. Transpasses de camadas adicionais devem ser distribuídas ao longo da circunferência da coluna.</p> <p>Para a aplicação do reforço estrutural deve-se tomar grande cuidado na escolha de profissionais e aplicadores com experiência.</p> <p>SikaWrap®-300 C/60 é impregnanada / laminada com resinas Sikadur® para garantia de máxima aderência e durabilidade do sistema. Para manter a compatibilidade do sistema o mesmo não deve ser alterado mesmo que parcialmente.</p> <p>SikaWrap®-300 C/60 pode / deve ser coberta com revestimento cimentício ou pintura para fins estéticos e / ou de proteção. A seleção do produto depende das condições de exposição. Para proteção contra UV use Sikagard®-550 W Elastic, Sikagard® ElastoColor-675 W or Sikagard®-680 S.</p>
Base dos Valores	<p>Todos os dados técnicos aqui contidos são baseados em testes de laboratórios. Medidas de valores em condições reais podem variar devido a condições fora de nosso controle.</p>
Informações de Segurança e Ecologia	<p>Para maiores informações sobre manuseio, estocagem e disposição dos resíduos consulte a versão mais recente de nossa Ficha de Segurança do Material que contém os dados disponíveis, das propriedades físicas, de ecologia, de toxicidade, e outros dados de segurança pertinentes.</p>

