ESTRUTURAS DE CASCAS CILÍNDRICAS EM MATERIAL CERÂMICO

Miguel Paoliello Pimenta

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:	
	Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.
	Prof. Henriette Lebre La Rovere, Ph.D.
	Prof. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.
	Prof. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.
	Prof. Pedro Colmar Goncalves da Silva Vellasco. Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL MARÇO DE 2007

Livros Grátis

http://www.livrosgratis.com.br

Milhares de livros grátis para download.

PIMENTA, MIGUEL PAOLIELLO

Estruturas de cascas cilíndricas em material cerâmico [Rio de Janeiro] 2007 XXIX, 285 p. 29,7 cm (COPPE/UERJ, D.Sc., Engenharia

(COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2007)

Tese - Universidade Federal do

Rio de Janeiro, COPPE

- 1. Cascas de Alvenaria
- 2. Pré-fabricação
- 3. Painéis de Alvenaria
 - I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Para Regina e Weber.

Para meus pais Maria Amália e Weber.

"Vi, então, claramente, uma vez mais, que para que alguma coisa toque, de verdade, à gente simples, deve ter uma leveza, uma facilidade misteriosa, uma simplicidade extrema, algo de dança, sem esforço e sem cansaço."
Eládio Dieste.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais pelos princípios e valores transmitidos e pelo apoio constante que me propiciaram a tranquilidade necessária aos estudos.

À Regina e Weber que primeiro receberam as consequências de planos frustrados ou mal conduzidos, períodos de dúvidas e desassossego e companhias roubadas. Souberam, no entanto, me dar o apoio e o carinho e suportar meus dias ruins.

Ao professor Ronaldo Battista, exemplo de caráter e competência, que acolheu com toda a gentileza e interesse meu pedido de orientação sabedor que era, das dificuldades que enfrentaria neste trabalho dadas as minhas limitações intelectuais e outras advindas da idade e do temperamento. Foi para mim um privilégio ter podido desfrutar de sua companhia e de sua cultura. Agradeço a forma sempre lúcida, gentil e educada com que me orientou sempre me dedicando a maior atenção nesses momentos.

Aos colegas e amigos cultivados nesse longo período na COPPE, que sempre tiveram uma atitude de desprendimento e solidariedade. Cada um no seu tempo e com suas aptidões muito me ajudaram: Alex Sandro, Cíntia, Ederli, Eugênia, Gadéa, Hisashi, Janine, Jefferson, João, Marco "Baiano", Maurício, Norma (um sonho socialista!), Sidiclei, Silvoso, Vinícius e Wendell. Agradeço em especial aos amigos Adcleides, Emerson, Guilherme, Tiago, Reila e Walber, que foram imprescindíveis para que eu pudesse realizar os ensaios, além do apoio constante nas dúvidas diárias.

Aos colegas que proporcionaram um ótimo ambiente de trabalho e se mostraram sempre generosos para comigo.

Aos técnicos do LABEST/COPPE, Aílton, Arnaldo, Flávio, José Maria, Júlio, Manoel e Santiago, pela ajuda e pelo convívio diário e especialmente ao Anísio que com seu conhecimento, sua inteligência, habilidade e dedicação me permitiram levar adiante o trabalho experimental. Agradeço também ao Flávio e ao Clodoaldo pelo apoio.

Às secretárias do Labest/COPPE Luzidelle e Sandra que foram sempre eficientes,

prestativas e gentis e também à Rosângela do Laboratório de Durabilidade que sempre se mostrou atenciosa e prestativa.

Aos professores Eduardo Batista, Eliane Carvalho, Ibrahim Shehata, Michèle Pfeil e Romildo Toledo, que sempre tiveram uma atitude de generosidade e interesse em me ajudar.

À Universidade Federal de Juiz de Fora e aos professores do Departamento de Estruturas pelo apoio e incentivo. Ao Álvaro pela companhia diária, amizade e informações preciosas, ao Bruno e ao Delfim pela ajuda na hora certa. Agradeço, especialmente, ao professor Paulo Miana, amigo de sempre, que ficou sobrecarregado com a minha ausência e em todas as oportunidades esteve sempre solidário com meus pleitos, me auxiliando de forma constante com seu equilíbrio e inteligência.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Às empresas Cerâmica Brasilar (RJ), Pozo Fly (SC), Companhia Belgo-Mineira (RJ), Engemix (RJ), Degussa (SP), Rudloff (SP) e Protende (SP), pela oferta gratuita de materiais.

À DEUS, pela vida, e especialmente, pela saúde e energia nos momentos cruciais.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ESTRUTURAS DE CASCAS CILÍNDRICAS EM MATERIAL CERÂMICO

Miguel Paoliello Pimenta

Março / 2007

Orientador: Ronaldo Carvalho Battista

Programa: Engenharia Civil

A utilização de estruturas em cascas de alvenaria é investigada neste trabalho com emprego de materiais distintos daqueles usualmente utilizados. Coberturas em cascas de alvenaria cerâmica armada foram extensamente utilizadas pelo engenheiro uruguaio Eládio Dieste e seus seguidores, a partir da década de 50, principalmente na América do Sul. Inspirado no trabalho de Dieste estudou-se a revitalização do processo construtivo, tendo em vista os benefícios das técnicas e materiais modernos. Foram feitos dois ensaios em modelos de cascas cilíndricas de alvenaria .No primeiro modelo ensaiado a estrutura é monolítica e no segundo a estrutura é moldada em elementos. As estruturas ensaiadas são compostas por tijolos cerâmicos de vedação com uma capa superior de argamassa adicionada de fibras metálicas. A argamassa utilizada é de alta resistência com um consumo moderado de cimento. Estuda-se ainda a pré-fabricação dessas peças visando criar um processo construtivo viável comparado com outras técnicas. Nestas cascas não são empregadas armaduras passivas, nem nas juntas entre tijolos, nem na capa superior de argamassa. Com os mesmos materiais foram também ensaiados, à compressão uni-axial, oito painéis de alvenaria em que quatro deles têm os vazados dos tijolos paralelos à direção da carga aplicada e outros quatro têm os vazados normais à direção da carga. Ensaios preliminares foram feitos em cinco paredes de alvenaria colocando-se armaduras passivas nas juntas entre tijolos. Foram executadas peças retas e curvas. São feitas comparações dos resultados experimentais obtidos nos ensaios das

cascas cilín.7268 éndricao com modelonu(Amérelou(It)]TJ2245985 0 TD010001 T[(utilisandumoétia)-5.2rado

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

CYLINDRICAL CERAMIC MASONRY SHELL STRUCTURES

Miguel Paoliello Pimenta March / 2007

Advisor: Ronaldo Carvalho Battista

Department: Civil Engineering

The masonry shell structures utilization was investigated in the present work with the use of different materials compared to the commonly used ones. Reinforcement masonry shells were often used by the uruguayan engineer Eládio Dieste and his followers, after the 1950's, mainly in South America. Based on Eladio Dieste's works there have been studies focusing on revitalizing the constructive process, specially on the benefits of construction modern techniques and materials. There were two ceramic brick cylindrical shells tests. In the first model, a monolithical structure was modeled and in the second one a specimen pre-casting system was simulated. The tested structures were composed by non-structural ceramic bricks combined with a high strength mortar layer, which was made with low cement consumption and with the addition of metallic fibers. The research's goal is the proposal of an alternative prefabrication process system, compared to the others constructive systems. The mortar was made without reinforcement, neither on the joints, nor on the mortar top layer. Eight masonry panels made with the same materials were subjected to a uni-axial compression test. Four of them were tested with brick hollows parallel to the load direction and the other four ones with the brick hollows normal to the load direction. Preliminary tests were made using five brick ceramic walls in order to analyze the reinforcements influence on a wall's strength, which were placed in the joints. Straight and curved specimens were tested. Analysis were made comparing tests results with numerical modelling based on finite element techniques. The analysis was made in linear-elastic regime. The homogenization techniques for composed layer material were used. Based on these results, adequate numerical models were commented, as wells as the use of alternative materials' viability, the appropriate test methodologies and the viability of the recommended prefabricated process.

ÍNDICE

1.	INT	RODUÇÃO	1
	1.1.	Motivação do Trabalho	5
	1.2.	PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	7
	1.3.	ESTRUTURA DO TRABALHO	9
	1.4.	CONTRIBUIÇÕES DO TRABALHO	10
2.	CA	SCAS DE ALVENARIA	11
	2.1.	TÓPICOS SOBRE PROJETO E OBRAS DE ELÁDIO DIESTE	17
3.	TÓI	PICOS SOBRE A TEORIA CLÁSSICA DE CASCAS CILÍNDRICAS	21
	3.1.	TEORIA DE MEMBRANA	22
	3.2.	GENERALIDADES SOBRE O CÁLCULO DE CASCAS CILÍNDRICAS MÚLTIPLAS	25
	3.3.	CÁLCULO PELO MÉTODO ARCO-VIGA DE LUNDGREN	29
	3.4.	COMENTÁRIOS FINAIS	31
4.	CA	RACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS PAINÉIS E NAS CASCAS DI	E
A	LVENA	RIA	33
	4.1.	TIJOLO CERÂMICO	34
	4.2.	ARGAMASSA	47
	4.3.	Armadura passiva	59
	4.4.	ARMADURA ATIVA	59
5.	EN	SAIOS À COMPRESSÃO CENTRADA EM PAREDES E PAINÉIS DE ALVENARIA	60
	5 1	ENSAIOS EM PAREDES DE ALVENARIA	60

5.2.	ENSAIOS EM PAINÉIS DE ALVENARIA	69
5.3.	Înstrumentação	75
5.4.	ENSAIO DO PAINEL PL1	
5.5.	ENSAIO DO PAINEL PL2	79
5.6.	ENSAIO DO PAINEL PL3	82
5.7.	ENSAIO DO PAINEL SEM CAMADA DE ARGAMASSA: PL4	85
5.8.	Ensaio do Painel PC1	87
5.9.	Ensaio do Painel PC2	91
5.10.	Ensaio do Painel PC3	93
5.11.	ENSAIO DO PAINEL SEM CAMADA DE ARGAMASSA: PC4	95
5.12.	COMENTÁRIOS FINAIS	99
6. DES	SCRIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS EM CASCAS CILÍNDRICAS DI	E ALVENARIA
112	-	
6.1.	ASPECTOS GERAIS	112
6.2.	ESTRUTURAS ENSAIADAS	117
6.3.	FÔRMA EM MADEIRA	120
6.4.	ARMAÇÃO DAS ABAS LATERAIS E DAS VERGAS DE EXTREMIDADE	121
6.5.	Argamassa	123
6.6.	APARELHOS DE APOIO	124
6.7.	ESTRUTURA DE APOIO DAS CASCAS	126
7. ENS	SAIO DA CASCA MONOLÍTICA	128
7.1.	Introdução	128
7.2.	CONCRETAGEM	129
7.3.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS CORPOS DE PROVA	131
7.4.	IÇAMENTO E TRANSPORTE DA CASCA	134
7.5.	POSICIONAMENTO NO LOCAL DE ENSAIO	135
7.6.	Instrumentação e Sistema de Aquisição de Dados	135
7.7.	SISTEMA DE CARGA	
7.8.	ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA DA CASCA	140
7.9.	ENSAIOS PRELIMINARES	145
7.10.	ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA DA CASCA A PARTIR DOS RESULTADOS DO	S ENSAIOS DOS
PAINÉIS	s 147	

	7.11.	ENSAIO	148
	7.40		450
	7.12.	ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS DO ENSAIO	159
8.	ENS	SAIO DA CASCA MOLDADA EM ELEMENTOS	166
	8.1.	Introdução	166
	8.2.	CONCRETAGEM	170
	8.3.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORPOS DE PROVA	174
	8.4.	Protensão	176
	8.5.	IÇAMENTO	179
	8.6.	Instrumentação	180
	8.7.	ENSAIO	185
	8.8.	RESULTADOS DO ENSAIO	193
	8.9.	COMPARAÇÃO ENTRE ALGUNS RESULTADOS DO ENSAIO DA CASCA MONOLÍTICA E DA CASC	Α
	MOLDA	DA EM ELEMENTOS	200
9.	МО	DELAGEM NUMÉRICA DAS CASCAS DE ALVENARIA ENSAIADAS	203
	9.1.	Introdução	203
	9.2.	A HOMOGENEIZAÇÃO DOS MATERIAIS EM CAMADAS	206
	9.3.	MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ARGAMASSA	210
	9.4.	DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS ELÁSTICAS DA CASCA PELO PROCESSO DO MATER	IAL
	EQUIVA	LENTE EM ARGAMASSA	215
	9.5.	DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS ELÁSTICAS DA CASCA PELO PROCESSO DA	
	НОМОС	SENEIZAÇÃO	219
	9.6.	MODELO EM ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE NA FASE ELÁSTICO-LINEAR	225
	9.7.	Análise dos Resultados	229
	9.8.	CRITÉRIOS DE RUPTURA	239
10). F	RÉ-FABRICAÇÃO DE CASCAS DE ALVENARIA	243
	10.1.	Introdução	243
	10.2.		

10.3.	PROPOSTA DE UM NOVO SISTEMA CONSTRUTIVO COM PRÉ-FABRICAÇÃO DE CASCA	S CILÍNDRICAS
DE ALV	'ENARIA CERÂMICA	259
1. (CONCLUSÕES E SUGESTÕES	277
11.1.	RESUMO E CONCLUSÕES	277
11 2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS DE PESOLUSA	280

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – CENTRO COMUNITÁRIO E ESCOLA DE ENFERMAGEM, FUKUOKA, JAPÃO, 1994	1
FIGURA 1.2 – PAVILHÃO DE EXPOSIÇÕES DO JAPÃO – EXPO 2000, HANNOVER, ALEMANHA	2
FIGURA 1.3 – ESTAÇÃO CANDELÁRIA DO METRÔ DA CIDADE DO MÉXICO	2
FIGURA 1.4 – PAVILHÃO DOS RAIOS CÓSMICOS, CIDADE UNIVERSITÁRIA, MÉXICO	3
FIGURA 1.5 – RESTAURANTE LOS MANANTIALES EM XOCHIMILCO, MÉXICO.	3
FIGURA 1.6 - COBERTURA DO CETEM, ILHA DO FUNDÃO, RIO DE JANEIRO.	4
Figura 1.7 - Igreja de Atlântida. Vista externa. Eládio Dieste, 1960.	5
FIGURA 1.8 - IGREJA DE ATLÂNTIDA, CANELONES, URUGUAI, 1960: VÃO MÉDIO DE 16,0 M	6
FIGURA 1.9 - DETALHE DA REGIÃO DO VALE DAS CASCAS MÚLTIPLAS.	6
FIGURA 2.1 - IGREJA DE HAGIA SOPHIA, ISTAMBUL, TURQUIA	11
FIGURA 2.2- ESCOLA DA IGREJA DA SAGRADA FAMÍLIA. BARCELONA, ESPANHA, 1909	12
FIGURA 2.3- COBERTURA EM ALVENARIA, ARATA E BREVIGLIER. PIACENZA, ITÁLIA	12
FIGURA 2.4- PONTILHÃO COM 11,0 M DE VÃO E 3,0 M DE LARGURA E PRÉ-FABRICADO NA POSIÇÃO	
VERTICAL. ESTADOS UNIDOS, 1971	13
FIGURA 2.5- DESENHOS DE ELÁDIO DIESTE PARA A "REVISTA INGIENERÍA".	14
FIGURA 2.6- ESTAÇÃO DE ÔNIBUS COM DUPLO BALANÇO DE 11,5 M. SALTO, URUGUAI	14
FIGURA 2.7 – GINÁSIO DE ESPORTES DURAZNO. MONTEVIDÉO, URUGUAI, 1975 / 1983 (A) E IGREJA D	E
ATLÂNTIDA, VÃO MÁXIMO DE 18,8 M. CANELONES, URUGUAI, 1960.	15
FIGURA 2.8 - SILOS HORIZONTAIS: ALTURA DE 30,0 M E VÃO 15,0 M (A); ALTURA DE 16,0 M E VÃO DE 2	8,5
м. Rio Negro, Uruguai, 1978 (в)	15
FIGURA 2.9 - FIOS DE PROTENSÃO NO DORSO DAS CASCAS: DISPOSIÇÃO NA ESTRUTURA (A); FIO	
PROTENDIDO (B)	16
FIGURA 2.10 - ASPECTO DOS FIOS PROTENDIDOS NO TOPO DA CASCA.	17
FIGURA 2.11 - PROTENSÃO DOS CABOS DA REGIÃO DO VALE DA CASCA.	17
FIGURA 2.12 - ESTAÇÃO DE SERVIÇO BARBIERI Y LEGGIRE COM BALANÇO TRANSVERSAL DE 2,8 M E	
LONGITUDINAL DE 8,5 M. SALTO, URUGUAI, 1976.	18
FIGURA 2.13 - TRANSPORTE DA ESTAÇÃO DE SERVIÇO BARBIERI Y LEGGIRE PARA OUTRO LOCAL	18
FIGURA 2.14 - CIMBRAMENTO TÍPICO PARA UMA CASCA CILÍNDRICA (A) E COLOCAÇÃO DOS TIJOLOS (B).	19
FIGURA 2.15 - UNIVERSIDADE DE ALCALÁ: DETALHE DAS FORMAS E ESCORAMENTOS (A), POSICIONAME	ENTO
DOS TIJOLOS (B) E EXECUÇÃO DA CAPA SUPERIOR DE ARGAMASSA (C)	19
FIGURA 2.16 - MERCADO DE PORTO ALEGRE COM VÃO DE 47,0 M. BRASIL, 1972	20
FIGURA 2.17 - COBERTURA DO CENTRO DE MANUTENÇÃO DO METRÔ. RIO DE JANEIRO, 1979	20
Figura 3.1 – Curvatura gaussiana: Positiva (a); Nula (b); Negativa (c)	21
FIGURA 3.2 - CASCA CILÍNDRICA — EFEITOS DE MEMBRANA.	22
FIGURA 3.3 - COMPONENTES DA CARGA DE PESO PRÓPRIO	23

Figura 3.4 - Valores de N_ϕ ' e $N_{x\phi}$ ' nos bordos	24
FIGURA 3.5 - REPRESENTAÇÃO DA CARGA P_D COMO FUNÇÃO SENOIDAL, COM $N=1$	25
FIGURA 3.6 - CASCAS CILÍNDRICAS MÚLTIPLAS.	26
FIGURA 3.7 - FORÇAS APLICADAS AO NÓ PARA REPRESENTAR A CONTINUIDADE	27
FIGURA 3.8 - FORÇAS NO BORDO H_L ; V_L \in S_L .	28
FIGURA 3.9 - MÉTODO ARCO-VIGA: TRATAMENTO COMO VIGA LONGITUDINALMENTE (A); TRATAMENTO	СОМС
ARCO, TRANSVERSALMENTE (B).	30
FIGURA 4.1 – PEÇAS ENSAIADAS: PAINÉIS (A); CASCAS DE ALVENARIA (B).	33
FIGURA 4.2 - ETAPAS DE FABRICAÇÃO DOS TIJOLOS CERÂMICOS.	36
FIGURA 4.3 - VISTA FRONTAL DO TIJOLO CERÂMICO VAZADO COMUM (MEDIDAS EM MM)	38
FIGURA 4.4 - CORTE LONGITUDINAL DO TIJOLO CERÂMICO VAZADO COMUM (MEDIDAS EM MM)	38
FIGURA 4.5 - ENSAIOS: CARGA APLICADA PARALELA AOS FUROS (A) E (B); NORMAL AOS FUROS (C)	39
FIGURA 4.6 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE TIJOLOS: DIMENSÕES DAS AMOSTRAS	(A);
Ensaio realizado por OLIVEIRA (2005) (B).	45
FIGURA 4.7 - TESTES DA ARGAMASSA REALIZADOS NUM PLANO INCLINADO.	47
FIGURA 4.8 - FIBRAS METÁLICAS DRAMIX RC65/35.	51
FIGURA 4.9 - PLANILHA UTILIZADA PARA DOSAGEM DAS ARGAMASSAS.	52
FIGURA 4.10 - ENSAIO À COMPRESSÃO SIMPLES. PRENSA SHIMADZU. PAINEL DE CONTROLE (A) E DETA	ALHE
DOS APARELHOS LVDT (B)	53
FIGURA 4.11 - VISTA DOS CORPOS DE PROVA APÓS O ROMPIMENTO À COMPRESSÃO	53
FIGURA 4.12 - ENSAIOS À TRAÇÃO NA FLEXÃO; PRENSA SHIMADZU.	56
FIGURA 4.13 - CORPOS DE PROVA PRISMÁTICOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NA FLEXÃO NA	
ARGAMASSA DA CASCA MONOLÍTICA.	56
FIGURA 5.1 - PAREDES ENSAIADAS À COMPRESSÃO SIMPLES: PLANAS (A); CURVAS (B)	60
FIGURA 5.2 – ESQUEMA DAS PAREDES ENSAIADAS. DIMENSÕES E ARMADURAS.	62
FIGURA 5.3 - PAREDE PLANA 2: VISTA LATERAL (A); DETALHE DA RUPTURA NA PARTE SUPERIOR (B)	64
Figura 5.4 - Parede curva 1: Vista lateral (a); Detalhe mostrando a ruptura por tração	
TRANSVERSA (B).	64
FIGURA 5.5 - PAREDE CURVA 3: DETALHE DA FLEXÃO LATERAL (A); VISTA DA FACE CÔNCAVA (B)	65
FIGURA 5.6 - PAINÉIS ENSAIADOS: LONGO (A); CURTO (B).	69
FIGURA 5.7 - ARGAMASSA: ADIÇÃO DAS FIBRAS METÁLICAS (A); MISTURA PRONTA (B)	71
FIGURA 5.8 - PREENCHIMENTO DAS JUNTAS (A); ASPECTO FINAL DA CONCRETAGEM DAS JUNTAS (B)	72
FIGURA 5.9 - CONCRETAGEM: CAPA (A); VERGA (B).	72
FIGURA 5.10 - PREPARO DOS CORPOS DE PROVA.	73
FIGURA 5.11 - ASPECTO DA PEÇA PRONTA PARA O ENSAIO MOSTRANDO OS ATUADORES HIDRÁULICOS	
CILÍNDRICOS NAS LATERAIS DO PAINEL.	73
FIGURA 5.12 - SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA: BARRA DE ACO EM CUNHA (A): CHAPA RANHURADA	EM

SEÇÃO TRANSVERSAL (B)	. 74
Figura 5.13 - Sistema de carga:Vista geral (a); Detalhe do sistema de cunha (b)	. 74
FIGURA 5.14 - ASPECTO DOS REFORÇOS NO PÓRTICO DE CARGA	. 75
Figura 5.15 - Sistema de aquisição de dados AqDados (a); Painel de controle do sistema MTS	S.
	. 75
FIGURA 5.16 - TRANSDUTORES ELÉTRICOS DE DESLOCAMENTOS (A); TRANSDUTORES MECÂNICOS DE	
ROLDANA (B)	. 76
FIGURA 5.17 - TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E FRONTAIS.	. 76
Figura 5.18 - Painel PL1 após a ruptura: Vista geral (a); Região das vergas (b); Detalhe (c).	. 78
Figura 5.19 - Painel PL2: Face da alvenaria (a); Face da argamassa (b)	. 80
FIGURA 5.20 - PAINEL PL2: RUPTURA POR FLEXO-COMPRESSÃO (A); VISTA LATERAL (B)	. 81
FIGURA 5.21 - PAINEL PL3: POSIÇÃO INICIAL (A); POSIÇÃO APÓS O GIRO DO SISTEMA DE CARGA (B)	. 83
FIGURA 5.22 - PAINEL PL3: PERDA DE ADERÊNCIA TIJOLO-CAMADA DE ARGAMASSA (A); MODO DE RUPTI	URA
(B)	. 84
FIGURA 5.23 - PAINEL PL4: TRECHO SUPERIOR (A); TRECHO INFERIOR EM SEGUNDO PLANO (B)	. 86
FIGURA 5.24 - PAINEL PC1: FACE DE ARGAMASSA (A); FACE DE ALVENARIA (

FIGURA 5.40 - MODOS DE RUPTURA DOS PAINÉIS COM CARGA UNI-AXIAL APLICADA NA DIREÇÃO	
HORIZONTAL.	109
FIGURA 6.1 - CASCA POSICIONADA SOBRE A ESTRUTURA DE APOIO.	112
FIGURA 6.2 - VISTA DA CASCA MONOLÍTICA (A); PRÉ-MOLDADA EM ELEMENTOS (B)	113
FIGURA 6.3 - TRECHO EM SEÇÃO TRANSVERSAL DAS CASCAS ENSAIADAS (MM)	113
FIGURA 6.4 - ASPECTO DA ARGAMASSA NO MISTURADOR (A); PAINEL INCLINADO PARA TESTE DAS	
ARGAMASSAS	114
FIGURA 6.5 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS CASCAS ENSAIADAS (CM).	114
FIGURA 6.6 - VISTA INFERIOR DA CASCA DURANTE SUA MOVIMENTAÇÃO.	115
FIGURA 6.7 - CASCA CILÍNDRICA. ESFORÇOS E NOTAÇÕES	116
FIGURA 6.8 – CURVA CATENÁRIA E VALORES DE ΝΦ.	116
FIGURA 6.9 - CASCA PRÉ-MOLDADA: IANÇAMENTO DA ESTRUTURA OBSERVANDO-SE OS FIOS DE	
PROTENSÃO	118
FIGURA 6.10 - VISTA DOS PINOS DE CISALHAMENTO.	118
FIGURA 6.11- ASPECTO DA REGIÃO PRÓXIMA AO TIRANTE T9 APÓS A RUPTURA. OBSERVA-SE O TUBO) DE
ALUMÍNIO ADOTADO COMO BAINHA.	119
FIGURA 6.12 - VISTA DOS TIJOLOS COM ENCHIMENTO DE EPS.	119
FIGURA 6.13 - VISTA DA JUNTA DE LIGAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	120
FIGURA 6.14 - VISTA DA FÔRMA DE MADEIRA EM EXECUÇÃO	120
FIGURA 6.15 - FÔRMA REVESTIDA COM PLÁSTICO (A); DETALHE DO ENCAIXE DOS TIJOLOS (B)	121
FIGURA 6.16 - ASPECTO DA ARMAÇÃO NAS ABAS LATERAIS DA CASCA.	121
FIGURA 6.17 - ARMADURAS DA ABA LATERAL E VIGA DO VALE	122
FIGURA 6.18 - ASPECTO DAS ARMADURAS NAS ABAS LATERAIS E VERGAS TRANSVERSAIS DAS CASCAS	3
ENSAIADAS	122
FIGURA 6.19 - MODELOS CONCRETADOS: CASCA MONOLÍTICA (A); PRÉ-MOLDADA (B)	123
FIGURA 6.20 – CORTE TRANSVERSAL NA REGIÃO DO APARELHO DE APOIO METÁLICO.	124
FIGURA 6.21 - APARELHO DE APOIO: VISTA (A); DETALHE DA PLACA FIXADA À ESTRUTURA NA QUAL FO)I
CONECTADO (B).	125
FIGURA 6.22 - VISTA DA CHAPA METÁLICA COM OS CONECTORES E O TUBO CENTRAL DE POLIETILENO.	125
FIGURA 6.23 - REFORÇO NOS APARELHOS DE APOIO: PEÇA ADICIONAL SOLDADA	126
FIGURA 6.24 - ESTRUTURA DE APOIO: VISTA GERAL (A); DETALHE DAS VIGAS (B); ARMADURA DAS VIG	AS
(C)	126
FIGURA 6.25 - PERFIL EM DUPLO "U": LIGAÇÃO NOS APOIOS (A); FIXAÇÃO NOS EXTREMOS (B)	127
FIGURA 7.1 - VISTA DA CASCA SENDO TRANSPORTADA PARA O LOCAL DE ENSAIO	128
FIGURA 7.2 - VISTA SUPERIOR DA CASCA PRONTA PARA CONCRETAGEM	128
FIGURA 7.3 - OPERAÇÃO DE CONCRETAGEM DAS JUNTAS.	130
FIGURA 7.4 - CONCRETAGEM DAS VERGAS (A); CONCRETAGEM DAS ABAS LATERAIS (B)	130
FIGURA 7.5 - ACABAMENTO COM RÉGUA NIVELADORA DE ALUMÍNIO (A) : ACABAMENTO FINAL (B)	131

FIGURA 7.6 - ASPECTO FINAL DA CONCRETAGEM (A) ; CURA ÚMIDA (B).	131
FIGURA 7.7 - CORPOS DE PROVA PARA ENSAIOS À COMPRESSÃO CENTRADA (A); TRAÇÃO NA FLEXÃO (в).
	132
FIGURA 7.8 - FIXAÇÃO DA CINTA DE IÇAMENTO (A) ; LIBERAÇÃO DA CASCA PARA IÇAMENTO (B)	134
FIGURA 7.9 - RETIRADA DA FÔRMA (A) ; IÇAMENTO E TRANSPORTE (B)	134
FIGURA 7.10 - FIXAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO METÁLICOS (A) ; DETALHE DA EXTREMIDADE DA CA	ASCA
E DO APARELHO DE APOIO (B)	135
FIGURA 7.11 - EXTENSÔMETROS INFERIORES E TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTOS (A) ; SISTEMAS DE	
AQUISIÇÃO DE DADOS AQDADOS E CONDICIONADORES DE SINAIS (B)	135
FIGURA 7.12 - DISPOSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS INFERIORES.	136
FIGURA 7.13 - DISPOSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS SUPERIORES.	136
FIGURA 7.14 - DETALHE DOS EXTENSÔMETROS SUPERIORES E DA CÉLULA DE CARGA NO CENTRO DA	
CASCA.	137
FIGURA 7.15 - POSIÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS.	137
FIGURA 7.16 - TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS NO CENTRO DA CASCA	138
FIGURA 7.17 - TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO (LATERAL) COM RELÓGIO COMPARADOR (A) E	
TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO (TRANSVERSAL) DE HASTE (B)	138
FIGURA 7.18 - CORTE REPRESENTANDO A ESTRUTURA A SER ENSAIADA E O SISTEMA DE CARREGAMEN	ITO.
	139
FIGURA 7.19 - SISTEMA DE CARREGAMENTO COM UTILIZAÇÃO DE CAIXAS DE ÁGUA	140
FIGURA 7.20 - POSICIONAMENTO DOS TIRANTES NA ESTRUTURA.	141
FIGURA 7.21 - DETALHE DAS SAPATAS DE APOIO.	141
FIGURA 7.22 - EXTENSOR DE FERRO FUNDIDO UTILIZADO NOS ENSAIOS, DO TIPO MANILHA-MANILHA	142
FIGURA 7.23 - DETALHE DOS EXTENSORES DE FERRO FUNDIDO E SUA LIGAÇÃO AOS TIRANTES	142
FIGURA 7.24 - SISTEMA DE CARREGAMENTO. TRELIÇA ESPACIAL SOLDADA À GRELHA METÁLICA	143
FIGURA 7.25 - DETALHE DO MACACO HIDRÁULICO EM OPERAÇÃO.	143
FIGURA 7.26 - SISTEMA DE CARREGAMENTO E PÓRTICOS DE TRAVAMENTO LATERAL	144
FIGURA 7.27 - DETALHE DO EXTENSÔMETRO COBERTO COM CERA DE ABELHA E DA CAIXA PARA	
TRANSFORMAÇÃO DE ½ PONTE EM PONTE COMPLETA	144
FIGURA 7.28 - DESLIZAMENTO DA CASCA SOBRE OS APOIOS, VISTA FRONTAL (A) E VISTA LATERAL (B)	145
FIGURA 7.29 - FISSURAS INFERIORES. DESCOLAMENTO NAS JUNÇÕES TIJOLO-JUNTA DE ARGAMASSA	146
FIGURA 7.30 - DETALHE DA PEÇA SOLDADA NO APOIO PARA CONTENÇÃO LATERAL	146
FIGURA 7.31 - ESTRUTURA CARREGADA COM SACOS DE CIMENTO E AREIA.	147
FIGURA 7.32 - ASPECTO DA ESTRUTURA PREPARADA PARA O ENSAIO COM UTILIZAÇÃO DO MACACO	
HIDRÁULICO	148
FIGURA 7.33 - FISSURAS INICIAIS NA FACE SUPERIOR (A); FACE INFERIOR DA CASCA (B)	
FIGURA 7.34 - ROMPIMENTO DA SOLDA NA LIGAÇÃO COM O PERFIL METÁLICO.	
FIGURA 7 35 - FISSURAÇÃO NA VIGA DE APOIO DE CONCRETO ARMADO E TIRANTE ALIXII JAR	153

FIGURA 7.36 - FISSURAÇÃO NA VERGA DE EXTREMIDADE.	. 153
FIGURA 7.37 - FISSURAS NA REGIÃO DO TIRANTE T1.	. 153
FIGURA 7.38 - FISSURAS. ASPECTO FINAL PRÓXIMO AOS TIRANTES T4 E T7, NA FACE SUPERIOR	. 154
FIGURA 7.39 - FISSURAS NA REGIÃO DO TIRANTE T2.	. 154
FIGURA 7.40 - ASPECTO DA FISSURAÇÃO DA CASCA APÓS O ENSAIO. FACE SUPERIOR	. 155
FIGURA 7.41 - VISTA DAS FISSURAS NA REGIÃO DOS TIRANTES T1, T4 E T7.	. 156
FIGURA 7.42 – FISSURAS: REGIÃO DOS TIRANTES T3 E T6 (A); REGIÃO DO T9 (B).	. 156
FIGURA 7.43 - ASPECTO GERAL DAS FISSURAS NA FACE INFERIOR DA CASCA	. 157
FIGURA 7.44 - FISSURAS NA REGIÃO DO TIRANTE T1 NA FACE INFERIOR.	. 157
FIGURA 7.45 - ASPECTO GERAL DA FISSURAÇÃO ENTRE OS TIRANTES T1 E T2	. 158
FIGURA 7.46 - POSIÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS	. 159
FIGURA 7.47 - POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS COLADOS NA FACE SUPERIOR	
FIGURA 7.48 - POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS COLOCADOS NA FACE INFERIOR	. 164
FIGURA 8.1 – VISTA FRONTAL DA ESTRUTURA PRONTA PARA O ENSAIO, NOTANDO-SE OS ELEMENTOS EI	М
MADEIRA QUE SEPARARAM OS MÓDULOS.	. 166
FIGURA 8.2 - VISTA LATERAL DA CASCA PREPARADA PARA A CONCRETAGEM	. 167
FIGURA 8.3 - DIREÇÕES ADOTADAS (A); POSIÇÃO DOS TIRANTES (B).	. 167
FIGURA 8.4 - FISSURAS PRÉ-EXISTENTES NA CASCA.	
FIGURA 8.5 - DETALHES DAS FISSURAS PRÉ-EXISTENTES NA FACE INFERIOR: DIREÇÃO OBLÍQUA (A);	
Direção longitudinal (b)	. 169
FIGURA 8.6 - FISSURA OBLÍQUA PRÉ-EXISTENTE NA REGIÃO DO TIRANTE T2 (A); FISSURA LONGITUDINAI	L
PRÉ-EXISTENTE NA REGIÃO DO TIRANTE T4.	. 169
FIGURA 8.7 – INTERVENÇÕES NAS FISSURAS PRÉ-EXISTENTES: FACE INFERIOR (A); FACE SUPERIOR (B)).170
FIGURA 8.8 - ESTRUTURA PRONTA PARA RECEBER A ARGAMASSA DE UNIÃO DOS ELEMENTOS	. 172
FIGURA 8.9 - LIGAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS: PINOS DE CISALHAMENTO (A); ASPECTO DA CONCRETAG	SEM
DAS JUNTAS ENTRE OS ELEMENTOS DE CASCA (B).	. 172
FIGURA 8.10 - LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS: ASPECTO DA REGIÃO DOS PINOS DE CISALHAMENTO (A);	
DETALHE DO ASPECTO FINAL DA CONCRETAGEM DAS JUNTAS ENTRE ELEMENTOS (B)	. 173
FIGURA 8.11 - CURA ÚMIDA DAS JUNTAS ENTRE OS ELEMENTOS DE CASCA.	. 174
FIGURA 8.12 - ASPECTO DOS FIOS DE PROTENSÃO. APENAS OS FIOS DAS ABAS LATERAIS ESTÃO COM	
TENSÃO.	. 178
FIGURA 8.13 - ASPECTO DA PROTENSÃO DOS FIOS COM MACACO HIDRÁULICO MONOFIO CCL (A); DETA	LHE
DO PONTO DE GARRA MACACO PARA PROTENSÃO DOS FIOS DE 8.0 MM.	. 178
FIGURA 8.14 - REGIÃO DE ANCORAGEM. CRAVAÇÃO MANUAL DAS CUNHAS	. 179
FIGURA 8.15 - IÇAMENTO DA ESTRUTURA COM UTILIZAÇÃO DAS CINTAS.	. 179
FIGURA 8.16 - VISTA DO PROCEDIMENTO DE COLOCAÇÃO DA CASCA SOBRE ESTRUTURA DE APOIO	. 180
FIGURA 8.17 - VISTA DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS UTILIZADO NOS ENSAIOS	. 180
FIGURA 8.18 - POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS COLADOS NA FACE SUPERIOR	. 181

FIGURA 8.19 - POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS COLADOS NA FACE INFERIORES.	182
FIGURA 8.20 – EXTENSÔMETROS COLADOS NA FACE INFERIOR: VISTA GERAL (A); DETALHE (B)	182
FIGURA 8.21 - EXTENSÔMETROS COLADOS NA FACE SUPERIOR: NAS DIREÇÕES LONGITUDINAL E	
TRANSVERSAL JUNTO AO TIRANTE T5 (A); NA JUNTA ENTRE ELEMENTOS (B)	183
FIGURA 8.22 - POSIÇÃO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS.	183
FIGURA 8.23 - TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS: NO CENTRO DA CASCA (DC3, D	JC2 E
DJC1), (A); NA JUNTA (DJV1, DJV2), (B)	184
FIGURA 8.24 - TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS: NA PONTA DO BALANÇO (A); NA LINHA DOS APO	ios 3
E 4 (B)	184
FIGURA 8.25 - TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS: LATERAL (DL1) À ESQUERDA E TRANSVERSAL (DV1)
À DIREITA	185
FIGURA 8.26 – FACE INFERIOR: PRIMEIRAS FISSURAS OBSERVADAS: PRÓXIMO AO TIRANTE T2 (A); PRO	OMIXČ
AO TIRANTE T7 (B)	186
FIGURA 8.27 - ASPECTO DA FISSURAÇÃO NA REGIÃO PRÓXIMA AO TIRANTE T9	186
FIGURA 8.28 – ASPECTO DA FISSURAÇÃO NA FACE SUPERIOR DA CASCA	187
FIGURA 8.29 - ASPECTO DAS FISSURAS NAS PROXIMIDADES DOS TIRANTES T8.	188
FIGURA 8.30 - ASPECTO DA FISSURAÇÃO NO TRECHO PRÓXIMO AO TIRANTE T7	188
FIGURA 8.31 – FISSURAS NA FACE INFERIOR DA CASCA	189
FIGURA 8.32 - ASPECTOS DA FISSURAÇÃO NAS REGIÕES DOS TIRANTES T2 E T3	190
FIGURA 8.33 - ASPECTO DA FISSURA OBSERVADA NAS ABAS LATERAIS NA REGIÃO DAS JUNTAS ENTRE	
ELEMENTOS	190
FIGURA 8.34 – ASPECTO DA REGIÃO DO TIRANTE T9 APÓS A RUPTURA	191
FIGURA 8.35 – FISSURAS PRÉ-EXISTENTES: PONTOS DE MEDIÇÕES FEITAS COM O APARELHO TENSOT	AST.
	191
FIGURA 8.36 - FISSURAS PRÉ-EXISTENTES: LOCAÇÃO DAS PASTILHAS PARA AS MEDIÇÕES NA REGIÃO	DO
TIRANTE T2	192
FIGURA 8.37 – POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS: SUPERIORES (A); INFERIORES (B)	197
FIGURA 9.1- DEFINIÇÃO DA CÉLULA BÁSICA	203
FIGURA 9.2- CARACTERIZAÇÃO DO MICRO-MODELO SIMPLIFICADO	204
FIGURA 9.4 - DIAGRAMAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO: ESFORÇO DE TRAÇÃO (A) E ESFORÇO DE COMPRI	ESSÃO
(B)	205
FIGURA 9.5 - DETALHE DE UM MÓDULO DA ALVENARIA E MEIO HOMOGENEIZADO	206
FIGURA 9.6 - REPRESENTAÇÃO DO MATERIAL DISCRETIZADO EM CAMADAS	207
FIGURA 9.7 - MATERIAL HOMOGENEIZADO (A), HOMOGENEIZAÇÃO XY (B) E HOMOGENEIZAÇÃO YX (C).	208
FIGURA 9.8 - MACRO DEFORMAÇÃO UNIFORME DO MATERIAL REAL E DO MATERIAL HOMOGENEIZADO	208
FIGURA 9.9 - ASPECTO DO CONJUNTO TIJOLO/ARGAMASSA. VISTA FRONTAL	215
FIGURA 9.10 - TIJOLO UTILIZADO. VISTA FRONTAL.	215
FIGURA 9 11 - ASPECTO DO CONJUNTO TUOI O/ARGAMASSA VISTA LATERAL	216

FIGURA 9.12 - TIJOLO UTILIZADO. VISTA LATERAL.	217
FIGURA 9.13 - CÉLULA BÁSICA DA ALVENARIA. SEÇÃO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL	220
FIGURA 9.14 - CORTE TÍPICO REPRESENTANDO UMA SEÇÃO TRANSVERSAL DA CASCA NA DIREÇÃO	
LONGITUDINAL	221
FIGURA 9.15 – CÉLULA BÁSICA DE ALVENARIA. SEÇÃO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL.	222
FIGURA 9.16 - CORTE TÍPICO REPRESENTANDO UMA SEÇÃO TRANSVERSAL DA CASCA NA DIREÇÃO	
TRANSVERSAL	223
FIGURA 9.17 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CARGAS DISTRIBUÍDAS, NA REGIÃO DOS TIRANTES	225
FIGURA 9.18 – BARRAS LIGANDO OS APARELHOS DE APOIO.	226
FIGURA 9.19 – ESFORÇOS DE MEMBRANA (K N/M)NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DA CASCA PARA UMA CARG	βA
TOTAL NOS TIRANTES DE 200 KN.	227
FIGURA 9.20- ESFORÇOS DE MEMBRANA (KN/M)NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DA CASCA PARA UMA CARGA	4
UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA DE RESULTANTE IGUAL À 200 KN	227
FIGURA 9.21- ESFORÇOS DE MEMBRANA (KN/M)NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DA CASCA PARA UMA CARGA	4
TOTAL NOS TIRANTES DE 200 KN.	228
FIGURA 9.22- ESFORÇOS DE MEMBRANA (KN/M)NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DA CASCA PARA UMA CARGA	4
UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA DE RESULTANTE IGUAL À 200 KN	228
FIGURA 9.23- ASPECTO DO CAMPO DE DESLOCAMENTOS OBTIDOS NO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS.	229
FIGURA 9.24 - POSIÇÃO DOS MEDIDORES DE DESLOCAMENTOS	230
FIGURA 9.25 - POSICIONAMENTO DOS MEDIDORES DE DESLOCAMENTOS.	234
FIGURA 9.26 - CRITÉRIO DE RUPTURA DE HILSDORF PARA ALVENARIA SOB COMPRESSÃO	239
FIGURA 9.27 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NOS BLOCOS E JUNTAS DE ARGAMASSA: CASO EM QUE E_A <	E _B
(A); CASO EM QUE $E_A > E_B$ (B);	241
FIGURA 10.1 - CONSTRUÇÃO DE UM DEPÓSITO: MONTAGEM DOS PRÉ-MOLDADOS (A); FASE FINAL (B)	243
FIGURA 10.2 - PRÉ-FABRICAÇÃO DE PAINÉIS DE ALVENARIA: VISTA GERAL DA FÁBRICA (A), ESTOQUE DO	S
DIFERENTES FORMATOS DE BLOCOS (B); APLICAÇÃO AUTOMÁTICA DA ARGAMASSA NAS JUNTAS	
HORIZONTAIS (C); AJUSTE DAS PAREDES E DAS VERGAS (D).	245
FIGURA 10.3 - PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS: TRANSPORTE (A); MOVIMENTAÇÃO PARA O LOCAL DEFINITIVO (E	3).
	245
FIGURA 10.4 - MODELOCONFECCIONADO NA UNIVERSIDADE DO MINHO, PORTUGAL.	246
FIGURA 10.5 - CEASA/RJ. ASPECTO DE UMA COBERTURA EM CASCAS MÚLTIPLAS	247
FIGURA 10.6 - ESTANDE DA INDÚSTRIA DE PRODUTOS CERÂMICOS HISPALYT NA FEIRA CONSTRUMAT 20	01
EM BARCELONA.	248
FIGURA 10.7 - "MONOCOQUE" DE TIJOLO: ESTOCAGEM (A); IÇAMENTO DOS ELEMENTOS (B)	249
FIGURA 10.8 - "MONOCOQUE" DE TIJOLO: MONTAGEM DA ABÓBADA (A); PROTÓTIPO CONCLUÍDO (B)	250
FIGURA 10.9 - GRELHA DE ARMADURA PASSIVA (A); PROCESSO DE FIXAÇÃO DA TELA SUPERIOR (B)	250
FIGURA 10.10 - TRANSPORTE DAS FAIXAS (A); ESCORAMENTO LEVE DANDO FORMA À CASCA	251
FIGURA 10.11 - PREENCHIMENTO DAS JUNTAS E DA CAPA SUPERIOR COM MICRO-CONCRETO (A); ASPEC	то

FINAL DA ESTRUTURA	251
FIGURA 10.12 - FÁBRICA EM BARI, ITÁLIA: TRANSPORTE DAS FAIXAS FLEXÍVEIS (A); ESTOCAGEM (B)	253
FIGURA 10.13 - FÁBRICA EM BARI, ITÁLIA: MONTAGEM DAS FAIXAS FLEXÍVEIS (A); ESCORAMENTO (B)	253
FIGURA 10.14 - GEOMETRIA DA CASCA ADOTADA NO ENSAIO.	254
FIGURA 10.15 – EXECUÇÃO DA CASCA: MONTAGEM (A); CONCRETAGEM (B)	254
FIGURA 10.16 - VISTA GERAL DA CASCA COM INSTRUMENTAÇÃO.	255
FIGURA 10.17 - ASPECTO DA FISSURAÇÃO NA FACE SUPERIOR DA CASCA	255
FIGURA 10.18 - POSIÇÃO ADOTADA PARA OS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS	256
FIGURA 10.19 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS COM A CARGA APLICADA	256
FIGURA 10.20 - ASPECTO DA COBERTURA DE UM PAVILHÃO DOS ARMAZÉNS DA CEASA/RJ,	257
FIGURA 10.21 - COBERTURA DA CEASA/RJ: EXECUÇÃO EM BI-BALANÇOS.	258
FIGURA 10.22 - ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS: TRANSPORTE (A); POSICIONAMENTO FINAL (B)	258
FIGURA 10.23 - UNIVERSIDADE DE ALCALÁ: ESTRUTURAS MOLDADAS NO LOCAL	261
FIGURA 10.24 - TRANSFERÊNCIA DE CARGA AOS PILARES, DIRETAMENTE ATRAVÉS DA CASCA (A); POR	MEIO
DA VIGA DO VALE (B)	261
FIGURA 10.25 - ASPECTO DA VIGA DO VALE.	262
FIGURA 10.26 - VIGA DO VALE PRÉ-MOLDADA: NICHO PARA LIGAÇÃO COM OS PILARES	262
FIGURA 10.27 - ESCORAMENTO DA VIGA DO VALE. MANTIDO ATÉ O FINAL DO PROCESSO CONSTRUTIVO	. 263
FIGURA 10.28 – ASPECTO DE UM TRECHO DA COBERTURA DE UM PAVILHÃO DOS ARMAZÉNS DA CEASA	A/RJ.
	264
Figura 10.29 - Esforços Seccionais.	265
FIGURA 10.30 - BAINHAS PARA ENFIAÇÃO POSTERIOR DA CORDOALHA, LIGANDO OS ELEMENTOS PRÉ-	
MOLDADOS DA VIGA DO VALE. ELEVAÇÃO	266
FIGURA 10.31 - ASPECTO DA VIGA DO VALE – PRÉ-MOLDAGEM – VISTA LONGITUDINAL (À ESQUERDA) E	Ξ
SEÇÃO TRANSVERSAL (À DIREITA).	266
FIGURA 10.32 - ASPECTO DA ESTRUTURA MOLDADA EM ELEMENTOS ENSAIADA NO LABEST - COPPE	267
FIGURA 10.33 - ASPECTO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS ANTES DO FECHAMENTO DA JUNTA (A); PIN	1OS
DE CISALHAMENTO COLOCADOS ENTRE OS ELEMENTOS	267
FIGURA 10.34 - ESPAÇADORES: TALISCAS DE MADEIRA (A); PEÇAS DE BORRACHA (B)	269
FIGURA 10.35 - VIGA DO VALE: APOIO PARA OS MÓDULOS PRÉ-MOLDADOS DA CASCA	270
FIGURA 10.36 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA LIGAÇÃO DA CASCA COM A VIGA DO VALE.	271
FIGURA 10.37 - DETALHE DAS ARMADURAS NECESSÁRIA NA LIGAÇÃO ENTRE A CASCA E A VIGA DO VALE	≣.272
FIGURA 10.38 - ASPECTO DO IÇAMENTO DAS CASCAS NOS ENSAIOS REALIZADOS NO LABEST/COPPE.	. 272
FIGURA 10.39 - PROTENSÃO NOS BALANÇOS DAS CASCAS. VISTA DA CASCA ENSAIADA NO LABEST/CO	PPE.
	273

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1 - OBRAS ANTIGAS EM ALVENARIA.	11
TABELA 4.1 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS TÍPICAS DO MATERIAL CERÂMICO	38
TABELA 4.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: CARGA NORMAL AO EIXO DOS FUROS	40
TABELA 4.3 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: CARGA PARALELA AO EIXO DOS FUROS	40
TABELA 4.4 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: TIJOLOS SECOS SEM CAPEAMENTO. CARGA PARALELA AO	EIXO
DOS FUROS.	40
TABELA 4.5 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: TIJOLOS SECOS SEM CAPEAMENTO. CARGA NORMAL AO E	IXO
DOS FUROS.	41
Tabela 4.6 - Valores de Φ em função da quantidade de blocos. Adaptada da Tabela 4 da NE	R
15270-2	43
TABELA 4.7 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ABSORÇÃO	44
TABELA 4.8 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO DE TIJOLOS (OLIVEIRA, 2005)	45
TABELA 4.9 - VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS TIJOLOS (OLIVEIRA, 2005)	45
TABELA 4.10 - PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DO ADITIVO DISPERSANTE (FORMAGINI, 2005)	50
TABELA 4.11 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (EM MPA) DA ARGAMASSA UTILIZADA NAS JUNTAS DOS	
PAINÉIS. VALORES MÉDIOS OBTIDOS DAS AMOSTRAS ENSAIADAS.	54
TABELA 4.12 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (EM MPA) DA ARGAMASSA UTILIZADA NAS CAPAS DOS PA	NÉIS.
VALORES MÉDIOS OBTIDOS DAS AMOSTRAS ENSAIADAS	54
TABELA 4.13 - MÓDULO DE ELASTICIDADE DE ARGAMASSAS (MENDES, 2002).	59
TABELA 5.1 - RESULTADOS DOS ENSAIOS NAS PAREDES DE ALVENARIA (BATTISTA, 2001)	63
TABELA 5.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS NAS PAREDES DE ALVENARIA (PIMENTA, 2003)	63
TABELA 5.3 - VALORES DO COEFICIENTE DE FORMA Δ.	67
TABELA 5.4 - VALORES DA TENSÃO DE RUPTURA DA ARGAMASSA PARA AS JUNTAS E PARA AS CAPAS	101
TABELA 5.5 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PAINÉIS LONGOS	101
TABELA 5.6 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PAINÉIS CURTOS	102
TABELA 5.7 - VALORES DA TENSÃO DE RUPTURA DA ARGAMASSA UTILIZADA NAS JUNTAS ENTRE TIJOLO	SE
NAS CAPAS SUPERIORES	103
TABELA 5.8 - TENSÕES ÚLTIMAS NOS PAINÉIS (OLIVEIRA, 2005)	110
TABELA 7.1 - COMPOSIÇÃO DO TRAÇO DA ARGAMASSA.	129
TABELA 7.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO CENTRADA.	132
TABELA 7.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS À TRAÇÃO NA FLEXÃO	132
TABELA 7.4 - VALORES DAS CARGAS NOS TIRANTES AO FINAL DO ENSAIO.	158
TABELA 7.5 - VALORES DAS CARGAS NOS TIRANTES AO FINAL DO RE-ENSAIO	159
TABELA 7.6 - DESLOCAMENTOS EM ALGUNS PONTOS DA CASCA.	160
TABELA 8.1 – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE AMOSTRAS DA ARGAMASSA DA CASCA	175

TABELA 8.2 – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE AMOSTRAS DA ARGAMASSA DAS JUNTAS ENTRE	
ELEMENTOS.	. 175
TABELA 8.3 – TIPOS E CONSTANTES DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS.	. 184
Tabela 8.4 – Leituras no aparelho Tensotast: Pontos de medição de 1 a 8	. 192
TABELA 8.5 - LEITURAS NO APARELHO TENSOTAST: PONTOS DE MEDIÇÃO DE 9 A 15	. 192
TABELA 8.6 - VALORES DAS CARGAS NOS TIRANTES AO FINAL DO ENSAIO.	. 199
TABELA 9.1 - EXPRESSÕES PARA MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO (NUNES, 2005)	. 210
TABELA 9.2 - VALORES DA TENSÕES DE RUPTURA E MÓDULO DE ELASTICIDADE.	. 211
Tabela 9.3 - Coeficiente de correlação	212
Tabela 9.4 - Valores da tensão de ruptura da argamassa.	213
TABELA 9.5 - VALORES DA TENSÃO DE RUPTURA DA ARGAMASSA PARA AS JUNTAS E PARA AS CAPAS	. 213
Tabela 9.6 - Valores da tensão de ruptura da argamassa.	. 214
Tabela 9.7 - Constantes elásticas na direção dos furos dos blocos	. 220
TABELA 9.8 - CONSTANTES ELÁSTICAS NA DIREÇÃO NORMAL AOS FUROS DOS BLOCOS	. 220
TABELA 9.9 - RESULTADOS DO ENSAIO REALIZADO NA CASCA EM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	. 235
TABELA 9.10 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO E NA SIMULAÇÃO PELO MEF	242

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 4.1 - DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS CIMENTO CPIII 40 (VELASCO, 2006)	. 48
GRÁFICO 4.2 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA CINZA VOLANTE (VELASCO, 2006)	. 49
GRÁFICO 4.3 - EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS ARGAMASSAS	. 54
GRÁFICO 4.4 - RELAÇÃO ENTRE CARGA E ENCURTAMENTO NO ENSAIO DE COMPRESSÃO CENTRADA.	
ARGAMASSA DA CAPA DA CASCA.	. 55
GRÁFICO 4.5 - RELAÇÃO ENTRE CARGA E ENCURTAMENTO NO ENSAIO DE COMPRESSÃO CENTRADA.	
ARGAMASSA DA JUNTA DA CASCA	. 55
GRÁFICO 4.6 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS DA AMOSTRA NO ENSAIO DEGRESAÇÃO 7.02	2 0 0 10.02 496.7999 542.8
AMOSTRA PRISMÁTICA. CASCA MONOLÍTICA.	. 57
GRÁFICO 4.7	

GRÁFICO 5.13 - VARIAÇÃO DOS ENCURTAMENTOS MEDIDOS NOS LADOS FRONTAL (EF) E POSTERIOR	≀(EP).
	94
GRÁFICO 5.14 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MEDIDOS NO TERÇO SUPERIOR (DS), NO PONTO M	IÉDIO
(DM) E NO TERÇO INFERIOR (DI)	95
GRÁFICO 5.15 - VARIAÇÃO DOS ENCURTAMENTOS MEDIDOS NOS LADOS FRONTAL (EF) E POSTERIOR	≀(EP).
	96
GRÁFICO 5.16 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MEDIDOS NO TERÇO SUPERIOR (DS), NO PONTO M	IÉDIO
(DM) E NO TERÇO INFERIOR (DI)	97
GRÁFICO 5.17 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA OS PAINÉIS LONGOS	98
GRÁFICO 5.18 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA OS PAINÉIS CURTOS	98
GRÁFICO 7.1 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA COM A IDADE DA CASCA MONOLÍTICA	133
GRÁFICO 7.2 - EVOLUÇÃO DAS CARGAS NOS TIRANTES COM O TEMPO DE ENSAIO.	150
GRÁFICO 7.3 - EVOLUÇÃO DA CARGA TOTAL, NOS TIRANTES, COM O TEMPO DE ENSAIO	151
GRÁFICO 7.4 - DESLOCAMENTOS NA PONTA DO BALANÇO.	160
GRÁFICO 7.5 - EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA REGIÃO CENTRAL DA CASCA	161
GRÁFICO 7.6 - DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA CASCA (DC1 E DC3) E NA VIGA DE BORDA (DS3, D	S4).
	162
GRÁFICO 7.7 - DEFORMAÇÕES NA FACE SUPERIOR DA CASCA. DIREÇÃO LONGITUDINAL	163
GRÁFICO 7.8 - DEFORMAÇÕES NA FACE SUPERIOR DA CASCA. DIREÇÃO TRANSVERSAL	164
GRÁFICO 7.9 - DEFORMAÇÕES NA FACE INFERIOR DA CASCA. DIREÇÕES LONGITUDINAL E TRANSVER	SAL.
	165
GRÁFICO 8.1 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA COM O TEMPO. CASCA PRÉ-MOLDADA	176
GRÁFICO 8.2 – DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA CASCA (DC3), COMPARADO COM OS DESLOCAMEN	TOS DE
UM LADO E DE OUTRO DA JUNTA.	194
GRÁFICO 8.3 - VARIAÇÃO DA CARGA TOTAL NOS TIRANTES COM O TEMPO	194
GRÁFICO 8.4 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS COM A CARGA TOTAL NOS TIRANTES	
GRÁFICO 8.5 - VARIAÇÃO DAS CARGAS NOS TIRANTES COM O TEMPO.	195
GRÁFICO 8.6 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA CASCA (DC3) E NA VIGA LATERAL (I)V1)
COM A CARGA TOTAL NOS TIRANTES	196
GRÁFICO 8.7 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA REGIÃO DO BALANÇO COM A CARGA TOTAL NOS	
TIRANTES	197
GRÁFICO 8.8 - VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA FACE SUPERIOR COM A CARGA TOTAL	NOS
TIRANTES	198
GRÁFICO 8.9 - VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO TIJOLO, NA FACE INFERIOR, COM A CA	١RGA
TOTAL NOS TIRANTES.	
GRÁFICO 8.10 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA O DESLOCAMENTO NO CENTRO DA	
CDÁCICO 8 11 - COMPADAÇÃO DOS DESUITADOS OBTIDOS DADA O DESLOCAMENTO NO MEIO DO VÃO	

VIGA DE BORDA.	201
GRÁFICO 8.12 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA O DESLOCAMENTO NA PONTA DO	
BALANÇO.	202
GRÁFICO 9.1 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA CASCA	231
GRÁFICO 9.2 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA VIGA DE BORDA.	232
GRÁFICO 9.3 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NUM PONTO ENTRE A VIGA DE BORDA E O CENTRO DA	
CASCA.	232
GRÁFICO 9.4 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA EXTREMIDADE DO BALANÇO.	233
GRÁFICO 9.5 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO BALANÇO DA VIGA DE BORDA	233
GRÁFICO 9.6 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO CENTRO DA CASCA	235
GRÁFICO 9.7 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO MEIO DO VÃO DA VIGA DE BORDA	236
GRÁFICO 9.8 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO BALANÇO NO PONTO CENTRAL DA CASCA	236
GRÁFICO 9.9 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA LINHA DOS APOIOS NO PONTO CENTRAL DA CASCA	. 237
GRÁFICO 9.10 - VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA JUNTA DA VIGA DE BORDA.	237
GRÁFICO 9.11- VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA JUNTA NA VIGA DE BORDA	238

LISTA DE SÍMBOLOS

A Área da seção transversal

A_c Área da seção transversal de concreto A_s Área da seção transversal da armadura

 E_{alv} , E_{b} Módulo de elasticidade da alvenaria E_{argam} , E_{a} Módulo de elasticidade da argamassa E_{C} Módulo de elasticidade do concreto

El Rigidez à flexão

E_s Módulo de elasticidade do aço

E_{tij}, E_b Módulo de elasticidade do bloco cerâmico

F Força ou Ações

F₁₁ Esforço de membrana na direção longitudinal da casca
 F₂₂ Esforço de membrana na direção transversal da casca

f_b Resistência do bloco cerâmico

f_{bk} Resistência característica do bloco cerâmico

f_{ck} Resistência característica do concreto à compressão

 f_{cm} Resistência média do concreto à compressão

F_G Ações permanentes

f_k Resistência característica da alvenaria

F_Q Ações variáveis

f_{vd} Resistência de cálculo do aço passivo à tração

G Módulo de elasticidade transversalh Altura de uma seção transversal

H_L Componente horizontal da ação da casca sobre as vigas de apoio

I Momento de inércia

K Coeficiente

 $\begin{array}{ll} k & & \text{Rigidez; coeficiente} \\ K_{\text{Md}} & & \text{Momento reduzido} \end{array}$

L, I Vão

M Momento fletor

 M_{Φ} Momento fletor na casca na direção transversal M_{11} Momento fletor na casca na direção longitudinal

M₂₂ Momento fletor na casca na direção transversal

M_d Momento fletor de cálculoM_{ir} Momento interno resistente

M_x Momento fletor na casca na direção longitudinal

M_{xΦ} Momento torçor na casca

N Esforço normal

 $N_{_{\scriptscriptstyle \odot}}$; $N'_{_{\scriptscriptstyle \odot}}$ Esforço de membrana na direção transversal da casca

N_d Esforço normal de cálculo

N_x ; N'_x Esforço de membrana na direção longitudinal da casca

 N_{x_0} ; N'_{x_0} Esforço cisalhante na casca

p Carga distribuídaP Força de protensão

p_d Carga distribuída, de cálculo, sobre a casca

 Q_{Φ} Esforço cortante na casca na direção transversal Q_{X} Esforço cortante na casca na direção longitudinal

r Raio de curvatura
R Reação de apoio

S Esforço tangencial da casca sobre as vigas de apoio

T Esforço de traçãol

t_{eaf} Espessura equivalente em termos de flexão

 $t_{\mbox{\scriptsize eqm}}$ Espessura equivalente em termos de esforços de membrana

V Esforço cortante

V_d Esforço cortante de cálculo

V_L Componente vertical da ação da casca sobre as vigas de apoio

w Módulo resistente à flexãox Profundidade da linha neutra

y Ordenada da fibra, em relação ao centróide da seção

y_{cg} Centróide da seção z Braço de alavanca

α Ângulo; coeficiente de dilatação térmica

 α_{p} Relação E_{sp}/E_{c}

β Coeficiente

ε_c Deformação específica do concreto

ϵ_{s}	Deformação específica do aço
ф	Diâmetro da barra; ângulos da casca
γ_{f}	Coeficiente de majoração das ações
γ_{m}	Coeficiente de minoração das resistências dos materiais
η	Coeficiente
μ	Coeficiente de atrito
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Taxa de armadura
θ_{S}	Rotação relativa entre dois arcos de uma casca múltipla
σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
ξ	Coeficiente
Δ_{h}	Deslocamento relativo entre dois arcos de uma casca múltipla
Φ	Ângulo interno de uma casca cilíndrica, medido a partir da extremidade
Φ_{K}	Ângulo interno que delimita uma casca cilíndrica

1. INTRODUÇÃO

As coberturas com formas curvas sempre estiveram presentes na engenharia, ao longo dos séculos, acompanhando os progressos da humanidade. Vários materiais foram utilizados desde as pedras e alvenarias empregadas na antiguidade, passando pelo concreto armado, até os materiais e técnicas alternativas de hoje em que se utilizam coberturas com estruturas em bambu recobertas com uma capa de argamassa, como os projetos desenvolvidos pelo arquiteto japonês Shoei Yoh (Figura 1.1) e estruturas em tubos de papelão tubular, feitos em material reciclável, como os projetos de Shigeru Ban (Figura 1.2). Como um retorno ao passado, as cascas em alvenaria cerâmica tiveram novo impulso nos últimos anos. O reconhecimento permanente das inúmeras vantagens do material cerâmico fez com que os olhos do mundo se voltassem novamente para a beleza e funcionalidade das formas curvas com utilização do material em alvenaria.







Durante o século XX, a partir do advento do concreto armado, houve uma extensa aplicação em coberturas em formas de cascas, como as estruturas notáveis do engenheiro mexicano Felix Candela (Figura 1.3, Figura 1.4, Figura 1.5).







Mais ao final do século XX essas utilizações reduziram sobremaneira devido ao alto custo das formas, dificuldade de execução e tempo consumido. Modernamente, temse observado uma retomada no interesse por essas formas estruturais. Estruturas em cascas de alvenaria desenvolvidas pelo engenheiro uruguaio Eládio Dieste a partir de 1945 têm sido hoje em dia novamente estudadas contando com os modernos recursos

computacionais para projeto, sofisticados equipamentos para construção e materiais novos como as argamassas de alto desempenho.

O projeto e a execução de cascas protendidas de alvenaria cerâmica são aspectos marcantes da obra de Eládio Dieste e seus seguidores (Figura 1.6), arrojada para sua época, face aos materiais e técnicas então disponíveis, principalmente num país afastado dos grandes centros industriais.



A crescente consciência ecológica vinda das sociedades mais desenvolvidas tem levado ao desenvolvimento de construções que empregam materiais e técnicas de execução que são menos danosas à natureza, utilizam menos água e consomem menos recursos energéticos na sua fabricação. Além disso, muitas vezes o uso de formas curvas se integra melhor ao ambiente devido a sua estética mais adequada.

Esses aspectos podem ser encontrados na alvenaria estrutural e especificamente nas cascas, e, portanto, têm despertado a atenção de engenheiros e arquitetos em várias partes do mundo. Os congressos cujo tema é a alvenaria estrutural, estão sempre a lembrar de Eládio Dieste, mostrando suas obras como ícones de uma técnica e de uma visão humanística da construção e todos os seus envolvimentos. Ele tinha a perfeita percepção da importância da estética, pois mais que uma obra de arte usual, que fica restrita a quatro paredes, uma construção é uma obra aberta, exposta, em harmonia ou em confronto permanente com o seu entorno (Figura 1.7).

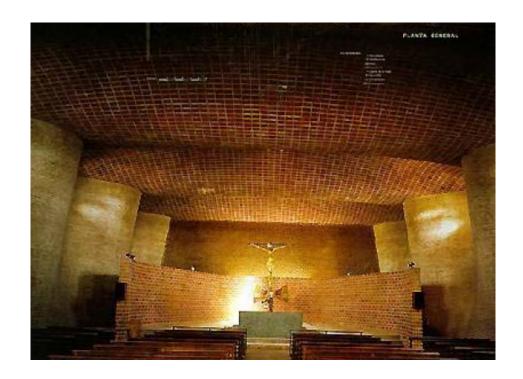


A importância de Eládio Dieste, mais que reconhecida mundialmente, é hoje engrandecida em várias partes do mundo. Existe hoje um projeto financiado por uma Comissão Européia (ISO-BRICK, 2003), que agrega vários países, por meio do qual se pretende desenvolver os aspectos industriais e técnicos que permitam promover a construção de cascas em alvenaria armada, melhorando os aspectos técnicos e econômicos, e recorrendo a processos construtivos de pré-fabricação parcial e total (OLIVEIRA, 2005).

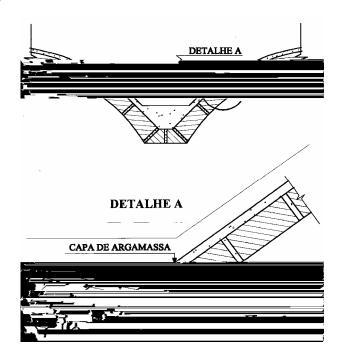
1.1. Motivação do Trabalho

A motivação do trabalho é, aproveitando a estética, a leveza, e a funcionalidade das estruturas de Dieste, propor um novo enfoque em termos de materiais e processo construtivo. É indicada a utilização do nobre material cerâmico, de baixo custo e fácil produção, combinado com argamassas de alto desempenho.

Diz-se que a cobertura é a primeira preocupação de toda a arquitetura e a casca a forma mais perfeita. O primor das formas (Figura 1.8) e o cuidado com as técnicas de execução, além de soluções engenhosas e simples, não puderam evitar algumas deficiências inerentes ao próprio material empregado e descuidos com a proteção do aço. As argamassas empregadas eram aquelas de uso corrente nas obras civis e, por isso, muito permeáveis, não fornecendo ao aço a proteção devida.



As soluções mais utilizadas por Dieste compunham-se de cascas múltiplas de geratriz em catenária com a região de ligação entre as cascas denominada de vale das cascas (Figura 1.9).



Nas obras de Eládio Dieste, no caso específico dos cabos de protensão colocados

no dorso das cascas para absorver as trações nos balanços havia duas deficiências: (i) o pequeno cobrimento adotado e feito de um material poroso; (ii) a capa de cobrimento de argamassa sobre os cabos, que, por ser executada após a protensão, está livre de tensões iniciais o que acarreta o aparecimento de fissuras por retração e por tração devida à ação de variação de temperatura sobre a estrutura. Com o tempo essa região passaria a sofrer um esforço de compressão, proveniente da protensão, devido à fluência da alvenaria. Essa compressão, combinada com a tração já existente, muitas vezes é insuficiente para produzir o fechamento das fissuras.

Para os cabos do vale das cascas cilíndricas múltiplas, além do problema da porosidade da argamassa, há o fato dos cabos de protensão, em alguns casos, serem ancorados antes dos apoios. No caso de incêndio, como o ocorrido na CEASA/RJ, a ação do fogo sobre o aço de protensão causa redução do módulo de elasticidade e perda de resistência, podendo levar ao colapso a estrutura. Nesse caso específico, da obra da CEASA/RJ, as ancoragens colocadas no vão, antes dos apoios, tornaram a estrutura mais frágil sob o ponto de vista estrutural (BATTISTA, 2001).

1.2. Proposta de desenvolvimento do trabalho

A proposta é de se aproveitar a idéia central de Dieste e aprimorar a técnica contando com os avanços obtidos nos materiais e processos de cálculo estrutural. O bloco cerâmico utilizado é aquele destinado a vedação não tendo sido fabricado com função estrutural. O emprego de argamassas de alto desempenho e a redução do aço de protensão ao mínimo necessário, conduz a uma solução estrutural mais durável mantendo todas as vantagens da concepção original. Essas argamassas empregam materiais cimentícios com baixo fator água-cimento e adição de fibras metálicas que fornecem como resultado um produto de alta resistência, baixa permeabilidade e retração, além de boa aderência ao material cerâmico. A combinação desses dois materiais nobres, de menor impacto ambiental, com o processo de industrialização dos pré-moldados, vai gerar uma alternativa estrutural viável para coberturas de grandes vãos, que poderá ser agregada ao conjunto de outras soluções usuais, tais como estruturas de aço e de concreto de várias formas, e mesmo soluções mais avançadas com materiais novos.

A solução pré-fabricada oferece algumas dificuldades, que são a própria forma da estrutura e a necessidade de vãos, na direção transversal, não muito grandes para ser viável tecnicamente. Na direção longitudinal os vãos podem ser grandes, o que permitirá

uma liberdade muito grande de utilização de espaço interno.

Poderão ser projetadas estruturas pré-fabricadas moduladas para construção de cascas cilíndricas múltiplas, que utilizarão a vantagem das obras feitas no local que é a continuidade estrutural. O princípio é só liberar a estrutura para a atuação das cargas quando a continuidade dos elementos estruturais pré-moldados estiver garantida. A protensão final da parte dos vales das cascas múltiplas só será feita após a colocação do pré-moldado e a sua ligação rígida à parte da estrutura que foi executada no próprio local. Isso não acontece na maioria das peças pré-moldadas em que se trabalha, basicamente, com elementos isolados, isostáticos, que assim permanecem ao final da construção. Nesses casos não se utiliza a vantagem da continuidade estrutural. Em paralelo o emprego de materiais de melhor desempenho permitirá que projetos de formas diversas, executados no local, continuem a ser feitos com uma durabilidade muito maior, podendo a estrutura ficar exposta a ambientes agressivos como, por exemplo, regiões à beira mar e industriais. Grandes armazéns, pavilhões de exposição, grandes oficinas e garagens, mercados, hangares, indústrias, etc., são aplicações viáveis desta solução estrutural.

A pré-fabricação tem como vantagem maior a rapidez de execução acompanhada de um melhor controle de qualidade do processo. Essa pré-fabricação pode ser feita numa grande central ou no próprio local da construção montando um canteiro de pré-moldagem, o que deverá ser mais eficiente por serem as peças de grandes dimensões, o que dificultaria o transporte. O aspecto da pré-fabricação parece não ter atraído Eládio Dieste e seus seguidores diretos, pois que, para o ritmo das construções da época, o tempo e mão de obra dispendidos com a execução normal não eram preocupantes. Além disso, não foram executadas obras que repetissem o mesmo partido arquitetônico e os mesmos vãos. Também, no caso de cascas cilíndricas a execução, à época de Dieste, foi feita em partes utilizando uma fôrma de tamanho reduzido que se movimentava ao longo da estrutura o que diminuiu bastante o custo da execução. Dada a leveza da estrutura, a fôrma torna-se também mais simples e leve. Sua idéia previa a mínima utilização de equipamentos, simplificando a construção. Com seu processo executivo não era necessária a utilização de gruas para movimentação de peças e materiais.

Em resumo, o que se propõe nesse trabalho é uma maior racionalização da técnica com uma visão do século XXI em que se dispõe de materiais mais duráveis e resistentes e uma maior disponibilidade de equipamentos de construção. Isso sem perder de vista a essência das idéias brilhantes de Dieste.

1.3. Estrutura do Trabalho

Neste trabalho será estudada uma alternativa para pré-fabricação de cascas de alvenaria em tijolos cerâmicos. Para isso foram feitos ensaios em cascas cilíndricas, compostas de alvenaria, em tijolos cerâmicos não-estruturais, com uma capa em argamassa fibrosa. Estas estruturas foram carregadas através de nove tirantes de aço que se ligaram a uma estrutura em grelha metálica onde se apoiou sistema de carregamento que reagiu contra a placa de reação do laboratório de estruturas da COPPE. Para fornecer mais subsídios para uma análise mais cuidadosa da estrutura em alvenaria foram executados ensaios em painéis solicitados à compressão centrada uni-axial, com e sem capa de argamassa. Ensaios complementares foram feitos para caracterização dos materiais utilizados nos modelos estruturais ensaiados. Com estes ensaios e estudos de modelagens numéricas verificou-se a plena viabilidade do sistema construtivo proposto sendo oferecidas contribuições para o aprimoramento da técnica utilizada.

Os capítulos do trabalho estão divididos da seguinte forma:

O capítulo 1 apresenta os objetivos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 apresenta um breve estudo sobre as cascas de alvenaria enfocando, principalmente, os projetos e obras de Eládio Dieste.

No capítulo 3 é feito um resumo sobre a teoria clássica para cálculo de cascas cilíndricas múltiplas e o processo aproximado chamado arco-viga de Lundgren.

O capítulo 4 traz uma caracterização dos materiais utilizados nas peças ensaiadas. Foram utilizados os mesmos tipos de tijolo cerâmico e os mesmos traços básicos da argamassa nos modelos feitos em painéis e em cascas de alvenaria.

O capítulo 5 mostra os resultados dos ensaios realizados nos painéis de alvenaria solicitados à compressão centrada uni-axial. Complementarmente é apresentado um resumo dos resultados obtidos em ensaios realizados em paredes de alvenaria de 2,5 m de altura com armaduras passivas colocadas, nas juntas entre tijolos, nas direções longitudinal e transversal.

O capítulo 6 apresenta uma descrição detalhada dos modelos ensaiados em casca de alvenaria.

O capítulo 7 apresenta uma descrição do ensaio realizado na casca monolítica

trazendo uma análise dos resultados obtidos através das medições de deslocamentos, feitas no modelo.

O capítulo 8 traz os resultados obtidos no ensaio da casca moldada em elementos fazendo uma descrição detalhada do processo construtivo adotado.

O capítulo 9 apresenta informações gerais sobre os tipos de modelagens atualmente adotadas nas estruturas em alvenaria. Traz o resultado de uma modelagem feita, no regime elástico-linear, empregando um programa comercial baseado no método dos elementos finitos.

No capítulo 10 é feita uma proposta de pré-fabricação para estruturas compostas de cascas de alvenaria, apresentando o que tem sido feito, modernamente, no Brasil e em outros países.

O capítulo 11 apresenta as conclusões do trabalho e faz sugestões de trabalhos futuros.

1.4. Contribuições do Trabalho

Neste trabalho algumas contribuições foram trazidas para o desenvolvimento de estruturas feitas em cascas cilíndricas utilizando materiais cerâmicos. Na mesma sequência apresentada no desenvolvimento desse trabalho foram feitos ensaios à compressão centrada em paredes de 2,5 m de altura com blocos cerâmicos comuns, não estruturais, com juntas a prumo e armaduras colocadas nessas juntas. A seguir foram feitos ensaios à compressão centrada uni-axial em painéis de alvenaria combinando blocos cerâmicos comuns com argamassas fibrosas de alto desempenho. Nos ensaios realizados nas cascas cerâmicas foi implementado um sistema próprio para carregamento da estrutura através de tirantes solicitados por ação de macaco hidráulico. Não se tem notícias de ensaios realizados em cascas dessas dimensões e características, tanto do ponto de vista da geometria guanto dos materiais empregados. É proposto um processo peculiar de pré-fabricação de cascas cilíndricas com um consumo mínimo de escoramentos e reduzido número de operações a serem realizadas no local da obra. O trabalho tem a característica maior de trazer um novo processo construtivo combinado com novos materiais, contribuindo para a revitalização das construções em cascas, específicamente, cascas em material cerâmico.

2. CASCAS DE ALVENARIA

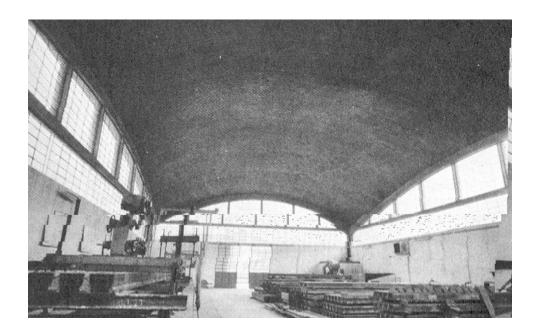
Cúpulas e estruturas em arco de alvenaria têm sido construídas ao longo da história da civilização. Começando com a cúpula de Arpachizah, feita de barro, há mais de sete mil anos atrás, passando por várias obras em arco no Oriente em que, estima-se, foram feitas a partir de 1400 a.C. chega-se até anos mais recentes em que cascas finas de alvenaria têm sido usadas em várias partes do mundo. Na Tabela 2.1 estão relacionadas algumas obras antigas mais notáveis. Na Figura 2.1 é mostrada a Igreja Hagia Sofia, considerada um dos maiores marcos da arquitetura bizantina.

Nome	Localização	Data da Construção	Altura (m)	Vão (m)
Pantheon	Roma, Itália	120	21,6	43,4
S. Vitale	Ravenna, Itália	526-547	9,4	16,7
Hagia Sofia	Istambul, Turquia	532-538	13,8	31,8
S. Maria Del Fiore	Florença, Itália	1420-1434	36,6	42,2
San Pietro	Roma, Itália	1506-1626	35,1	41,6
St Paul's	Londres, Inglaterra	1679-1710	33,5	30,8
St. John the Divine	Nova Iorque, U.S.A.	1909	10,7	40,2



O Palácio de Esportes de Oviedo na Espanha, ao que consta, é o maior vão já construído em alvenaria estrutural com 97 metros. Alguns projetos de Gaudí, em Barcelona (Figura 2.7), assim como vários projetos de Giovanni Arata e outros, na Itália (Figura 2.8), utilizaram cascas de alvenaria estrutural de várias formas.





A Figura 2.9 mostra uma outra aplicação da alvenaria cerâmica num pontilhão para travessia de automóveis nos Estados Unidos da América do Norte.

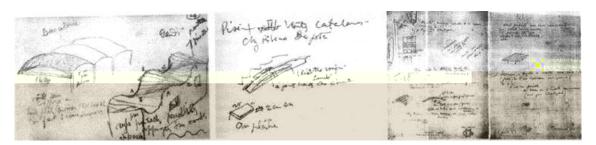


A primeira aplicação da alvenaria armada que se tem notícia data de 1825 com a fabricação de um túnel sob o rio Tamisa, em Londres. Feito em forma tubular com 15 metros de diâmetro a 21 metros de profundidade e espessura de 76 cm, foi construído antes de o concreto armado ser patenteado na França em 1855 e logo após o cimento Portland ser patenteado. Esse uso de argamassa de cimento Portland constitui uma das primeiras utilizações do material.

Um dos engenheiros que tem seu nome definitivamente ligado à técnica da alvenaria estrutural, mais especificamente, à construção de coberturas em cascas de alvenaria, é Eládio Dieste (1918-2000). De origem uruguaia, ficou mundialmente conhecido com suas belíssimas obras que, mais recentemente, tiveram algumas delas copiadas na Espanha.

O arquiteto francês Le Corbusier em sua primeira visita à Barcelona, em 1928, se encantou com a Escola da Igreja da Sagrada Família, projeto de Antonio Gaudí, adotando a partir daí o sistema abobadado como a principal forma arquitetônica de suas novas construções. Em 1937, Le Corbusier é encarregado de um projeto de uma casa de fim-desemana. Nessa ocasião conhece o arquiteto espanhol Antonio Bonet Castellana que apreciava as estruturas abobadadas. Em 1938, Bonet deixa o escritório de Le Corbusier indo para Buenos Aires fundar o grupo Austral onde se dedicou intensamente às estruturas em casca. Em 1945, Bonet fica encarregado do projeto da casa Berlingieri, em Maldonado, no Uruguai e chama Eládio Dieste para colaborar no projeto estrutural das cascas de concreto que iriam cobrir a casa. Eládio Dieste, no entanto, já tinha bem claro

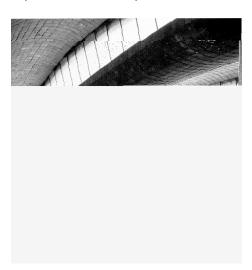
para si que o sistema construtivo que queria era de uma casca de alvenaria. Propôs a Bonet a utilização desse sistema, tendo recebido o apoio do arquiteto espanhol, nascendo aí a moderna alvenaria armada. Na **Error! Reference source not found.**5 é mostrado o esquema da proposta de solução construtiva que Eládio Dieste preparou para seu artigo denominado "Bóveda nervada de ladrillo de espejo" publicado em 1947 na "Revista de Ingienería". Dieste herdou em toda a plenitude o espírito de cobrir o máximo espaço com o mínimo de material, denominado "Más con menos". Surpreende-se observar que a partir de projetos, cuja documentação gráfica é a mais simples possível, Dieste constrói espaços onde a forma, a estrutura, a cor e a luz convivem em perfeita harmonia.

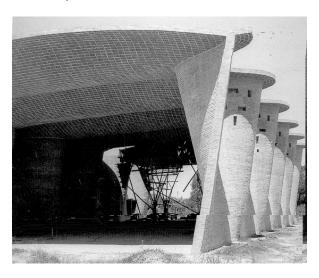


As estruturas em cascas cilíndricas múltiplas são leves e a solução para absorver os empuxos laterais não equilibrados, nas cascas de extremidade, manteve esse princípio, adotando um trecho reto, em balanço, como uma viga horizontal para distribuir a carga entre os pilares. Balanços longitudinais de até 15,0 metros foram executados com ajuda da protensão (Error! Reference source not found.6).



Cascas de dupla curvatura com aberturas para iluminação e ventilação (Figura 2.7.a), paredes curvas com nervuras para aumentar sua estabilidade e resistência (Figura 2.7.b) e silos de armazenagem horizontais de grandes dimensões (Figura 2.8) foram projetados e executados por Eládio Dieste sempre com um profundo compromisso com a estética. A liberdade de formas, as características de isolamento térmico e acústico, além da textura e cor, amplia as vantagens da alvenaria para se fazer uma estrutura integrada à arquitetura. As obras do engenheiro Eládio Dieste eram tão marcantes em objetivar o equilíbrio estético que muitos o tinham como arquiteto.





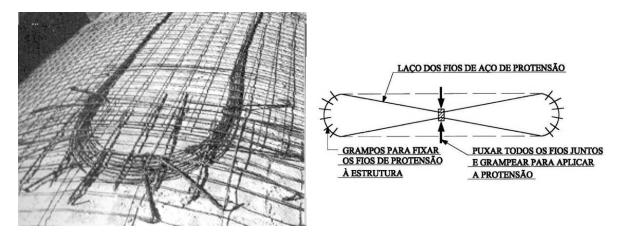




Com relação ao tijolo cerâmico, ele continua sendo uma boa alternativa para ser utilizado na alvenaria estrutural devido a algumas vantagens:

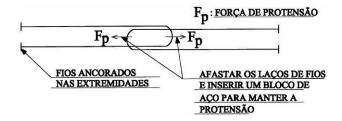
- Possibilita a fabricação de tijolos de alta resistência;
- Propicia liberdade de formas;
- Apresenta bom comportamento durante o envelhecimento. Resiste melhor às variações bruscas de temperatura que o concreto;
 - Fornece um bom isolamento térmico e acústico;
 - Possui boa capacidade de regular, de forma natural, a umidade ambiente;
- Caracteriza-se pelo baixo preço do material e do processo construtivo como um todo.

Foi notável também a técnica criada por Dieste para realizar a protensão no dorso das cascas cilíndricas, assim como, nas nervuras dos vales entre as cascas. Para protender os fios da capa superior eles eram colocados em forma de uma falsa elipse, e firmemente ancorados com emprego de grampos de aço (Figura 2.9.a). O trecho central desses fios era deixado à mostra, para permitir seu deslocamento lateral. A protensão era aplicada utilizando um equipamento mecânico que forçava a aproximação dos fios formando a figura similar a um oito (Figura 2.9.b). O aço era então preso nessa posição por grampos metálicos mantendo a tensão no cabo. A Figura 2.10 mostra os fios já protendidos e a estrutura sendo preparada para a concretagem final. Para esta concretagem utilizava-se uma camada fina de argamassa de cimento e areia .





Para a protensão dos cabos da região do vale da casca os fios eram montados em dois trechos que iam, de uma extremidade ao meio da viga, com uma superposição na região central (Figura 2.11). Com a utilização de um macaco aplicava-se a carga simultaneamente, nos dois trechos de fios, sendo eles presos na posição tencionada com blocos de aço.



2.1. Tópicos sobre projeto e obras de Eládio Dieste

Dieste calculava as cascas de curvatura simples utilizando um modelo estrutural bidimensional de viga. As cargas eram distribuídas na direção longitudinal sendo feita a hipótese de que as seções transversais não sofressem deformação lateral ou distorção. Na estrutura mostrada na Figura 2.12 o perfil formado por duas catenárias invertidas foi adotado para fins de minimizar o empuxo e as tensões de tração, enquanto a protensão era usada ao longo do eixo longitudinal a fim de combater a flexão.

Das estruturas de Eládio Dieste, aquela mostrada na Figura 2.12 tornou-se um símbolo de sua obra apesar da singeleza de sua forma. Servia como cobertura das bombas de um posto de gasolina em Salto, Uruguai. Construída em 1976, era constituída simplesmente de dois trechos de casca em balanço ligadas por uma viga de vale e

sustentada por um único pilar no centro. Em 1996, devido a mudanças havidas no local, essa cobertura seria demolida, o que motivou uma pessoa interessada na técnica a adquiri-la e transportá-la para outro local (Figura 2.13).

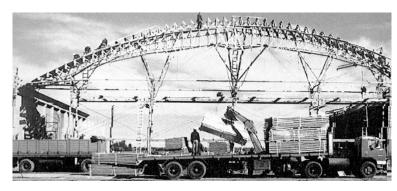


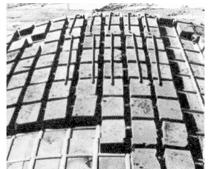


Durante a delicada fase de construção, um cuidado importante é o de se minimizar a distorção da seção transversal em seu próprio plano. A fim de evitar o uso de tirantes ou outro elemento auxiliar, e reduzir os empuxos, o perfil em catenária, aproximada por uma parábola, foi escolhido para que fossem desenvolvidas, preferencialmente, tensões de compressão. Os balanços da estrutura têm dimensões de 8,5 m, longitudinalmente, por 2,8 m, transversalmente. Sendo a estrutura considerada como uma viga em balanço na direção longitudinal. A rigidez à flexão é grande, em função da forma da casca.

A construção dessas cascas é feita sobre uma fôrma de madeira que se estende sobre um escoramento leve devido ao peso próprio reduzido da estrutura. Esse cimbramento é similar ao mostrado na Figura 2.14.a São utilizados tijolos cerâmicos

vazados que são colocados entre taliscas de madeira pregadas à fôrma nas duas direções (Figura 2.14.b). A armadura é colocada nas juntas, entre as fieiras dos tijolos, e na capa superior. No caso específico da cobertura em Salto, foi adotada, na direção transversal, na face superior das juntas, uma armadura de Φ10.0 mm a cada 54 cm e na face inferior Φ 6.0 mm a cada 27 cm, nas duas direções. No vale foram adotadas duas barras de 6.0 mm. Para resistir à flexão na direção longitudinal foram previstos cabos de protensão em forma de laço. A estrutura é construída em segmentos a partir da viga do vale. Os cabos de protensão são colocados no final da montagem. Com esse processo em etapas é minimizado o consumo de fôrmas. Ao final o aço é protendido, sendo feita a seguir uma capa superior de argamassa.





Na Figura 2.15 é mostrado parte do processo executivo da obra Caminho dos Estudantes, na Espanha, que utilizou o processo construtivo proposto por Dieste.

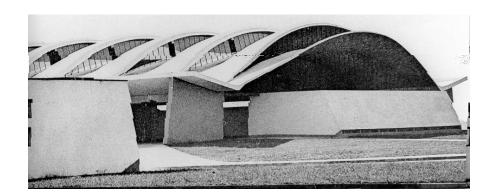






(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

No Brasil foram feitas várias obras por Eládio Dieste e seus seguidores. Como exemplos pode-se citar a cobertura do mercado de Porto Alegre (Figura 2.16) e a cobertura das garagens do metrô, no Rio de Janeiro (Figura 2.17).





As cascas em alvenaria compõem um tipo de solução estrutural que há tempos está à disposição dos projetistas e construtores. Hoje, com a utilização de materiais e técnicas mais modernas e apropriadas, esse processo poderá ganhar em durabilidade e garantir-se como uma real alternativa de construção para o século XXI.

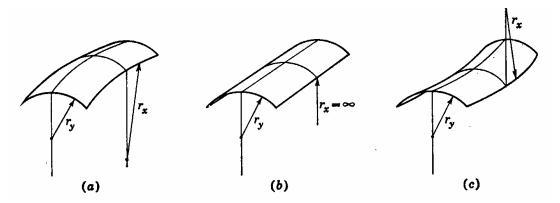
3. TÓPICOS SOBRE A TEORIA CLÁSSICA DE CASCAS CILÍNDRICAS

Com o objetivo de apresentar os métodos de cálculo, de cascas cilíndricas múltiplas, disponíveis, à época dos projetos desenvolvidos por Eládio Dieste, é feito, neste capítulo, um resumo do assunto.

Define-se curvatura gaussiana de uma superfície como o produto das duas curvaturas principais (Billington, 1965), ou seja:

$$K = \frac{1}{r_x r_y} \tag{3.1}$$

Onde r_x e r_y são os raios de curvatura nas direções e . A curvatura gaussiana pode ser positiva, nula ou negativa (Figura 3.1). Para as cascas de curvatura positiva as perturbações de bordo são rapidamente atenuadas, o que não ocorre para as cascas de curvatura negativa. As cascas de curvatura nula estão numa situação intermediária.



As cascas, de uma maneira geral, podem ser classificadas em:

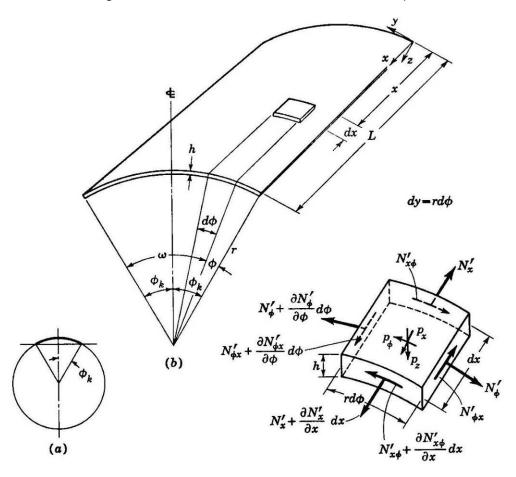
- Cascas longas: <
- Cascas intermediárias: < <
- Cascas curtas: >

Onde é o raio de curvatura da casca (direção transversal) e L o vão na direção longitudinal (Figura 3.2).

3.1. Teoria de membrana

Nessa teoria supõe-se que a casca resista ao carregamento aplicado através somente de esforços extensionais ou de membrana. A rigidez à flexão é, portanto, desprezada. Só se calculam esforços normais e os momentos fletores são negligenciados (Figura 3.2). De forma simplificada essa teoria só é aplicável se atender às seguintes condições:

- Os deslocamentos devidos às forças de membrana não conduzem à flexão apreciável da casca;
 - O carregamento é distribuído suavemente sobre a superfície da casca.



Apesar de não ser aplicável às cascas longas por introduzir erros apreciáveis, o cálculo pela teoria de membrana serve como base para o cálculo das cascas múltiplas. Por essa razão será feito um resumo das expressões fornecidas por essa teoria. Será admitido material isotrópico e elástico-linear.

As expressões da teoria de membrana podem então ser escritas:

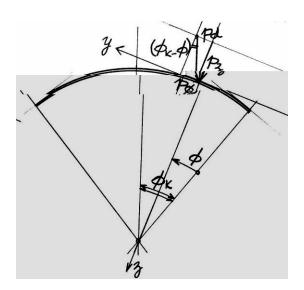
$$N_{\phi}^{'} = -p_z.r \tag{3.2}$$

$$N_{x\phi}' = -\frac{1}{r} \int \frac{\partial N_{\phi}'}{\partial \phi} dx - \int p_{\phi} dx + f_1(\phi)$$
 (3.3)

$$N_{x}' = -\frac{1}{r} \int \frac{\partial N_{\phi x}'}{\partial \phi} dx - \int p_{x} dx + f_{2}(\phi)$$
 (3.4)

- é o eixo longitudinal
- é o eixo tangencial à superfície
- é o eixo radial

A carga de peso próprio pode ser decomposta da forma seguinte (Figura 3.3):



$$\phi \quad \phi$$
 (3.5)

$$\phi \qquad \qquad \phi \qquad \phi \qquad \qquad (3.6)$$

(3.7)

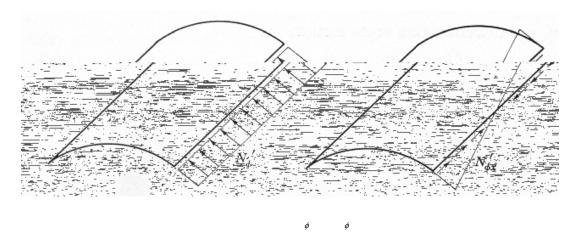


Considerando-se o caso da estrutura simplesmente apoiada nos dois extremos, na direção longitudinal, tem-se:

Onde:

 ϕ ϕ ϕ ϕ ϕ ϕ

As expressões anteriores foram deduzidas para uma estrutura cilíndrica completa. Uma casca cilíndrica é uma parte do cilindro completo. Com isso, para que a teoria de membrana represente corretamente os esforços na casca deverão ser consideradas reações de apoio ao longo dos bordos longitudinais iguais aos esforços de membrana $N\phi'$ e $N_x\phi'$, aí desenvolvidos (Figura 3.4). Onde há bordo livre, essas reações são nulas, obviamente. Assim, as forças corretivas, $-N\phi'$ e $-N_x\phi'$, distribuídas ao longo do bordo, deverão ser aplicadas para se obter os resultados finais.

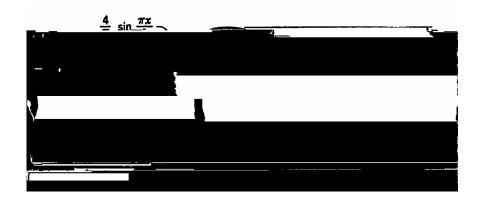


As cargas de superfície na casca podem ser expressas por uma série de Fourier. Para uma carga uniformemente distribuída sobre a casca, esta série de Fourier é:

$$(p_d)_x = \frac{4}{\pi} p_d \sum_{n=1,3,5,...}^{\infty} \frac{1}{n} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L}$$
 (3.8)

Para cascas longas usualmente é suficiente usar apenas o primeiro termo da série. Para cascas curtas é recomendável incluir o segundo termo. Utilizando apenas o primeiro termo (Figura 3.5), ficaria:

$$(p_d)_x = \frac{4}{\pi} p_d \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L}$$
 (3.9)



As expressões finais da teoria de membrana para a carga de peso próprio são:

$$\phi \qquad \phi \qquad \phi \tag{3.10}$$

$$\phi \quad \phi \tag{3.11}$$

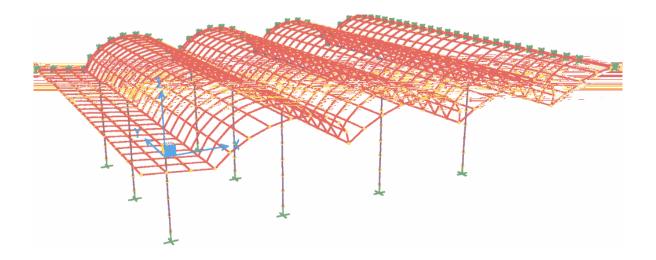
$$\phi \quad \phi$$
 (3.12)

Onde:
$$p = \left(\frac{4}{\pi}\right)p_d$$
 , $k = n\pi/L$, $n = 1$

Para as cascas curtas a teoria de membrana se aproxima melhor do resultado exato e o funcionamento da casca se aproxima daquele de um arco. Nas cascas longas, a flexão na direção longitudinal é preponderante e os valores das forças de membrana, por comparação, são negligenciáveis.

3.2. Generalidades sobre o cálculo de cascas cilíndricas múltiplas

A resolução de uma casca múltipla requer a solução de várias equações simultâneas. Para a estrutura mostrada na Figura 3.6 seriam quatro para cada bordo interno e duas para cada bordo externo.

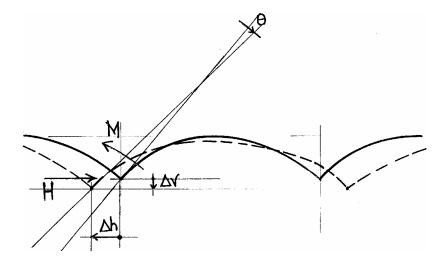


Normalmente se supõe que todas as cascas internas estão no centro de um sistema simétrico de infinitas cascas. Nesse caso, somente uma casca interna seria analisada. Para cascas longas, as perturbações em um bordo podem afetar significativamente o bordo oposto. Ou seja, a primeira casca interna pode ser muito afetada pelas perturbações na casca de extremidade. A hipótese de que todas as cascas internas sejam iguais é feita geralmente nos cálculos manuais. Para cascas curtas, os distúrbios em um bordo têm efeitos desprezíveis no bordo oposto. Para a casca extrema avaliam-se os esforços do topo da casca até a extremidade como uma casca isolada. A parte compreendida entre o topo da casca extrema e o nó de ligação entre as cascas é analisado como casca múltipla.

O cálculo parte de uma série de cascas isoladas com bordos livres. A análise, a princípio, é feita como uma casca simples apoiada em vigas de bordo. Como a situação real é sem vigas de bordo há que se fazer as correções devidas.

As bordas de duas cascas adjacentes, consideradas livres no sistema primário, terão flechas iguais e não haverá o desenvolvimento de tensões cisalhantes longitudinais ao longo dos bordos livres. As cascas têm a tendência de abrir e rotacionar no bordo caso estivessem isoladas. Devido à existência das cascas vizinhas haverá restrição à livre movimentação, impedindo o deslocamento horizontal. Como hipótese, será admitida rotação nula nos nós entre cascas adjacentes. Para representar essa ação das cascas adjacentes serão aplicados nas bordas os esforços e (Figura 3.7), que restringem o deslocamento e a rotação, respectivamente. Na direção vertical o nó é livre para se deslocar. No caso de alguma restrição, como a presença de viga de bordo, correções

adicionais deverão ser feitas.



A tendência da estrutura da casca é abrir, porém ela é impedida pelas ligações de continuidade das cascas representadas pelas grandezas e

Sabe-se que (BILLINGTON, 1965):

$$\Delta_h = \frac{pr^2}{Eh} \operatorname{sen}(\phi_k - \phi) \cos(\phi_k - \phi) \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L}$$
 (3.13)

Onde p = $(4/\pi)$ p_d.

Fazendo $k = \frac{n\pi}{L}$ e tomando apenas o primeiro termo da série, tem-se:

$$\Delta_h = \frac{pr^2}{Eh} \operatorname{sen}(\phi_k - \phi) \cos(\phi_k - \phi) \operatorname{sen} kx$$
 (3.14)

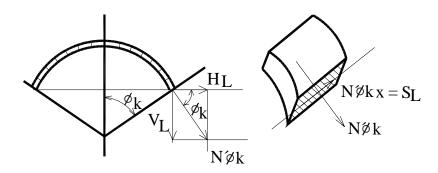
Onde Δ corresponde ao deslocamento horizontal relativo à contribuição da carga distribuída sobre a casca, com o tratamento segundo a teoria de membrana. Para as contribuições das forças aplicadas nos bordos, , deverão ser utilizadas outras expressões encontradas em BILLINGTON (1965).

As forças e (Figura 3.8), têm como expressão:

$$V_{L} = -N_{\phi k} . sen\phi_{k} = -\frac{4}{\pi} p_{d} r \cos(\phi_{k} - \phi) sen \frac{n\pi x}{L} sen\phi_{k}$$
(3.15)

$$H_{L} = -N_{\phi k}^{'}.cos\phi_{k} = -\frac{4}{\pi}p_{d}rcos(\phi_{k} - \phi)sen\frac{n\pi x}{L}cos\phi_{k}$$
 (3.16)

$$S_L = -N_{\phi kx} = -\frac{8p_d L}{\pi^2 n} sen(\phi_k - \phi) cos \frac{n\pi x}{L}$$
(3.17)



O procedimento de cálculo pode ser resumido da forma seguinte:

- Calcula-se a casca cilíndrica considerando-a isolada com os esforços determinados pela teoria de membrana considerando a casca apoiada longitudinalmente em vigas de borda;
- Para se obter os esforços, com a consideração do bordo livre, calculam-se os esforços na borda apoiada, a saber: VL, HL e SL e aplicam-se esses esforços com o sinal trocado nas bordas da casca;
- c. Calculam-se os erros, deslocamento horizontal (Δh) e rotação (θs) na base da casca, para a carga distribuída sobre a casca e para a ação das forças na extremidade VL, HL e SL. No caso da carga distribuída a rotação é desprezível;
- d. Com os valores obtidos para Δh e θs calculam-se os valores de H e M correspondentes, a serem aplicados na base da casca;
- e. Finalmente calculam-se os esforços totais na casca superpondo todos os efeitos, a saber:
 - Efeitos de membrana na casca isolada e apoiada nas bordas;
 - Efeitos na casca gerados pelas forças VL, HL e SL que atuam no apoio,

para restituir a condição de borda livre;

- Efeitos na casca correspondentes aos deslocamentos Δh e θs para simular a continuidade das cascas (cascas múltiplas).
- No caso de cascas múltiplas apoiadas em vigas, na região do vale, ou no caso de protensão nessas vigas, outras correções serão necessárias para aferir os esforços na casca múltipla.

A seqüência de cálculo apresentada se aplica às cascas internas, que estejam no centro de um sistema simétrico, de infinitas cascas, onde não se considera nenhuma perturbação proveniente das bordas. Como já dito, para cascas longas as perturbações em uma borda afetam significativamente a borda oposta. Para cascas curtas esse efeito é desprezível.

Para um cálculo simplificado, há uma situação ideal que é a casca simplesmente apoiada em vigas de borda. Nos projetos de Eládio Dieste havia sempre a preocupação em projetar elementos horizontais de enrijecimento nas bordas das cascas de extremidade, para fazer essa casca ter um comportamento similar a uma casca interna. Essas abas laterais nas extremidades têm também a função de contraventamento lateral do conjunto de cascas, já que funcionam como vigas paredes no plano horizontal.

3.3. Cálculo pelo método arco-viga de Lundgren

Em razão da grande quantidade de cálculos necessários para se efetuar a análise estrutural de cascas cilíndricas múltiplas, mesmo com o auxílio de tabelas, Lundgren (BILLINGTON, 1965) propôs um processo aproximado, aplicável às cascas longas, denominado método arco-viga (" "). Esse processo consiste em fazer duas análises, uma, longitudinalmente, em que a estrutura é considerada como uma viga, e outra, transversalmente, considerando-a como um arco.

a. Análise como viga:

As tensões na direção longitudinal, em qualquer seção transversal de uma casca longa, são calculadas com base na teoria da flexão simples (Figura 3.9.a).

foram feitas para se determinar os esforços de forma direta (BILLINGTON, 1965). Para cascas de extremidade com vigas de borda os valores de e podem ser calculados de forma aproximada, pelo cálculo como viga, mas, o cálculo como arco envolve muitas incertezas. Para cálculos aproximados as tabelas podem ser empregadas para as cascas internas e para as cascas externas, com vigas de borda, o calculo pode ser feito como viga.

As cargas de superfície na casca devem ser expressas por uma série de Fourier. Para uma carga uniformemente distribuída sobre a casca, a série de Fourier é:

$$(p_d)_x = \frac{4}{\pi} p_d \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L}$$
 (3.22)

Para cascas longas, é suficiente usar apenas o primeiro termo da série. Para cascas curtas é recomendável incluir o segundo termo.

No cálculo como viga, na direção longitudinal, o momento no meio do vão pode ser expresso como:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{\pi^2} \tag{3.23}$$

Onde é a carga numa faixa de casca calculada com a expressão:

$$= (p_d)_x \cdot 2 \cdot r \cdot \phi_k = \frac{4}{\pi} p_d \frac{1}{1} sen \frac{1\pi L}{2L} \cdot 2 \cdot r \cdot \phi_k = \frac{4}{\pi} p_d sen \frac{\pi}{2} \cdot 2 \cdot r \cdot \phi_k = \frac{8 \cdot p_d \cdot r \cdot \phi_k}{\pi}$$
 (3.24)

E o momento no meio da casca calculado pela equação:

$$M = -\frac{8 \cdot p_d \cdot r \cdot \phi_k}{\pi} \cdot \frac{L^2}{\pi^2}$$
 (3.25)

3.4. Comentários finais

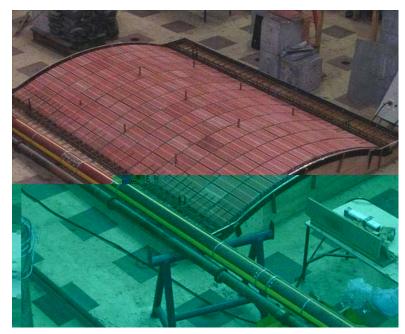
À época dos projetos principais de Eládio Dieste se dispunha dos métodos clássicos de cálculo, para as cascas cilíndricas, e o conhecimento de casos ideais (casca isolada ou engastada nos bordos). Com isso era possível fazer algo semelhante a uma envoltória de esforços, com um tratamento conservador. Havia uma preocupação clara, em seus projetos, com as cascas de extremidade, para as quais eram sempre previstos

apoios, em um número maior de pilares, na borda longitudinal externa. Nessas bordas externas eram utilizadas vigas horizontais ("pestanas") para transmitir o empuxo horizontal para os pilares. Textos e fotografias evidenciam que, em muitos casos, se fazia um teste de carga na estrutura antes de liberá-la ao uso. Entretanto, permanece a convicção de que a ousadia e um certo sentimento especial de Eládio Dieste, para tratar essas estruturas, permitiram que ele projetasse obras marcantes. São suas palavras: "... me guiou uma aguda, quase dolorosa, consciência da forma...".

4. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS PAINÉIS E NAS CASCAS DE ALVENARIA

Neste capítulo são apresentadas características físicas, químicas e mecânicas dos materiais utilizados na composição dos painéis e das cascas de alvenaria (Figura 4.1). Inicialmente, havia o propósito de empregar tijolos cerâmicos estruturais combinados com argamassas normais, sem utilização de nenhuma armadura passiva, e assim, trabalhar com materiais similares àqueles utilizados por Eládio Dieste, em suas obras. Com isso, estaria sendo empregado na estrutura, materiais que têm seu uso regulamentado por normas técnicas, apesar de, a esse tempo, não estar ainda normalizado o uso de tijolos cerâmicos na alvenaria estrutural. Após extensa pesquisa com fabricantes de tijolos cerâmicos estruturais deparou-se com a dificuldade de se obter blocos estruturais, de pequena espessura, compatíveis com a esbeltez desejada para as estruturas em casca cilíndrica a serem ensaiadas. Dessa forma, optou-se pelo uso de tijolos cerâmicos comuns de vedação, fáceis de serem encontrados no comércio, combinados com uma argamassa mais resistente, em que parte do cimento Portland necessário é substituída por um material pozolânico mais barato e ecologicamente amigável , no caso a cinza volante.





4.1. Tijolo cerâmico

Os tijolos cerâmicos são materiais de construção dos mais antigos, vindo logo a seguir da pedra e da madeira. Nos tijolos cerâmicos mais primitivos a argila era amassada com palha, para lhe dar mais consistência e, em seguida, seca ao sol. A origem da palavra cerâmica vem do grego "kéramos" que significa "arte dos vasos cozidos". É com a queima ao fogo, acima de 700°C, que a cerâmica passa a adquirir uma estrutura cristalina e uma elevada resistência mecânica à compressão, ao desgaste e uma baixa porosidade. Neste trabalho o significado da palavra bloco ou tijolo será confundido, apesar de alguns autores sugerirem uma distinção entre os dois termos, o que não será feito aqui.

O processo de fabricação dos tijolos cerâmicos tem evoluído, incorporando novas tecnologias, acarretando redução de custos de produção e ganho de qualidade do produto. O ponto chave de todo sistema de produção reside no controle de temperatura de queima, durante a fabricação, objetivando a produção de tijolos de estrutura mais homogênea e com baixo índice de absorção de umidade.

A região Norte-Fluminense, mais especificamente o entorno da cidade de Campos dos Goytacazes, tem tradição na produção de tijolos cerâmicos e recebeu um grande impulso científico com a criação da Universidade do Norte Fluminense, que tem fornecido apoio tecnológico aos fabricantes da região. O processo de retomada da região, como pólo industrial ceramista, acontece com a modernização dos processos de fabricação, aproveitando a matéria prima (argila caulinítica) existente na planície aluvionar do Rio Paraíba do Sul. Igualmente importante é a região no entorno de Itaboraí e Magé, mais próximas do Rio de Janeiro, que dispõem de vasta tradição na indústria cerâmica e argilas cauliníticas de excelente qualidade.

Durante muitos anos, o uso do tijolo cerâmico ficou restrito às aplicações como material de vedação, em paredes, ou como material inerte, nas lajes nervuradas. Essas utilizações, apesar de exigirem certas qualidades do material, não necessitavam de um bom desempenho, em termos de resistência à compressão, e mesmo durabilidade, pois recebiam um revestimento posterior. O atraso da indústria de tijolos cerâmicos propiciou o avanço dos tijolos de produtos cimentícios, que ocuparam praticamente todo o espaço da alvenaria estrutural, se antecipando inclusive na elaboração de normas técnicas de alvenaria estrutural com blocos de concreto. Sómente em Setembro de 2005 foram editadas, pela ABNT, as Normas Brasileiras para regulamentação do uso dos blocos cerâmicos na alvenaria estrutural (NBR15270-1; NBR15270-2 e NBR15270-3). Alguns

fabricantes de produtos de alta qualidade vêm dando segurança àqueles que, conhecendo as vantagens do bloco cerâmico, se sentiam inibidos no seu uso, devido à falta de padronização e de um bom controle de qualidade do produto.

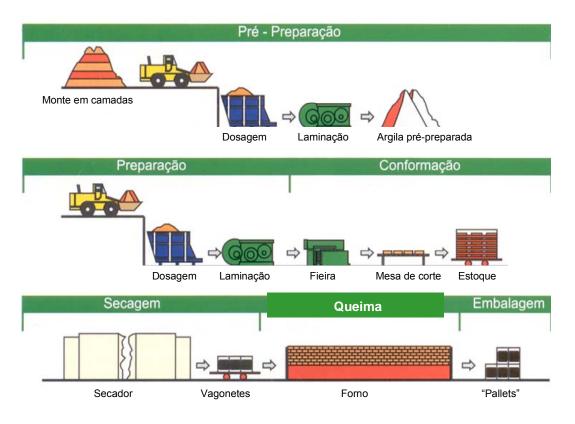
Há algumas opções possíveis para os materiais a serem empregados na construção de cascas de alvenaria de tijolo cerâmico. A primeira alternativa é a de se empregar tijolos comuns normalmente utilizados como material de vedação, combinados com argamassas de uso corrente, armaduras passivas nas juntas e na capa superior e eventuais cabos de protensão. Uma segunda alternativa é a de se utilizar blocos estruturais cerâmicos, de melhor controle de resistência, com o emprego de armadura passiva, combinados com argamassas normais. Uma outra opção, que foi adotada neste trabalho, combina tijolos cerâmicos comuns, de vedação, com argamassa de alto desempenho sem utilização de armadura passiva, melhorando a resistência à tração da argamassa através da adição de fibras metálicas. Dessa forma é possível estudar a substituição da armadura passiva nas juntas entre tijolos por essa argamassa de alta resistência combinada com o uso de fibras metálicas. A protensão, que é utilizada nas cascas quando existem balanços apreciáveis, teria que ser mantida. Melhorias, entretanto, seriam necessárias, em relação ao método utilizado por Eládio Dieste, em função da disponibilidade de novas técnicas e materiais de protensão. Balanços menores poderiam ser construídos apenas com a utilização de armaduras passivas sendo, eventualmente, combinadas com argamassas adicionadas de fibras.

A opção pelo uso do tijolo cerâmico de vedação, não estrutural, combinado com argamassas, coloca a técnica numa situação fronteiriça em termos de normas técnicas. Se for considerado o bloco cerâmico como elemento resistente, a técnica fere a normalização brasileira atual, que não prevê o uso desses blocos com função estrutural. Ao se voltar para as normas específicas do concreto armado, também elas não são de todo aplicáveis, pois, primeiramente, a rigor, não se trata de um concreto, mas de uma argamassa. Também não é uma argamassa armada, pois não há armaduras passivas, em barras, agregadas ao compósito. A classificação seria, então, de uma argamassa com adição de fibras metálicas. Assim sendo, esse compósito deverá ser utilizado com as devidas precauções aguardando que, com o possível desenvolvimento, venha a encontrar respaldo em normas técnicas, para as suas aplicações.

4.1.1. Fabricação dos tijolos cerâmicos

a. Etapas de fabricação

As etapas normalmente utilizadas na fabricação dos tijolos cerâmicos são mostradas, de forma esquemática, na Figura 4.2.



b. Matérias-primas

Para se obter um produto de boa qualidade é fundamental partir de matériasprimas com características adequadas e constantes durante o período de fornecimento.

Como as argilas são matérias primas naturais, as suas características poderão diferir ao
longo do tempo. Para minimizar essa influência, normalmente são utilizadas, na
fabricação dos tijolos, dois tipos de argila, uma mais plástica e outra menos plástica, que
são dosadas de modo a se obter uma pasta com características aproximadamente
constantes. Estas diferentes argilas devem ser extraídas durante os meses mais secos e
depositadas ao ar livre, em montes de camadas intercaladas. Este processo permite a
desagregação dos materiais e facilita a homogeneização dos mesmos.

c. Preparação

Os montes são cortados verticalmente, apanhando as diferentes camadas e a matéria-prima é preparada em laminadores, máquinas que fazem passar a argila por dois cilindros metálicos em rotação, formando pequenas lâminas de pasta. Este processo vai destruir os torrões existentes e homogeneizar o material. A pré-preparação da pasta é fundamental para a obtenção de um processo estabilizado em termos de redução de quebras. Após esta pré-preparação a pasta é armazenada no interior da fábrica, abrigada das condições atmosféricas. A fase de preparação consiste normalmente numa segunda laminação da pasta, seguida do amassamento com água, garantindo condições homogêneas de umidade e plasticidade.

d. Conformação

Após a fase de preparação da pasta, esta entra imediatamente na fase de conformação em fieiras que são máquinas que forçam a passagem da pasta através de moldes com a forma negativa do tijolo. Durante esta fase a pasta poderá ser sujeita ao vácuo, de modo a retirar o ar que se encontra no seu interior e a conferir-lhe melhores propriedades. Após a extrusão, o material é cortado de acordo com a dimensão pretendida e colocado em prateleiras.

e. Secagem

O tijolo é seco em câmaras a temperaturas que oscilam normalmente entre 30°C e 70°C. Esta operação é bastante delicada devendo ser controlada de modo a minimizar as fissuras que possam ocorrer. O tempo de secagem é variável e poderá oscilar em torno de 16 horas.

f. Queima

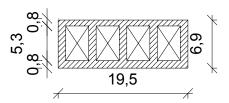
Em geral, a queima do tijolo é realizada em fornos contínuos a temperaturas que oscilam entre 800°C e 1000°C. O tempo de queima é variável e poderá oscilar em torno de 24 h. O controle das condições de queima e a adequação de seus parâmetros às características das matérias-primas e às características pretendidas para o produto final são fundamentais para a obtenção de um produto de qualidade.

As características típicas do material cerâmico são listadas na Tabela 4.1.

Material Cerâmico	Valores	
Massa volumétrica aparente	1800 a 2000 kg/m³	
Porosidade	20 a 30%	
Absorção de água por imersão a frio	9 a 13%	
Coeficiente de saturação	0,6 a 0,8	
Condutibilidade térmica	1,15 W/m ² K	
Coeficiente de absorção da radiação solar	0,65 a 0,80	
Dilatação térmica linear	3,5 a 5,8x10 ⁻⁶ m/m. °C	
Expansão por umidade	0,9 a 1,7 mm/m	
Umidade em equilíbrio (20°C e 80%HR)	0,11%	
Módulo de elasticidade longitudinal	8300 MPa	
Coeficiente de Poisson	0,20	

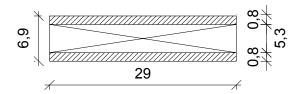
4.1.2. Características geométricas dos tijolos cerâmicos utilizados

a. Seção Frontal (Figura 4.3)



Área bruta: 134,55 cm² e área líquida: 51,9 cm² (espessura equivalente de 2,66 cm). Momento de inércia da seção líquida: 574 cm⁴ (espessura equivalente de 4,1 cm).

b. Seção Lateral (Figura 4.4)



Área bruta: 200,1 cm² e área líquida: 46,4 cm² (espessura equivalente de 1,6 cm). Momento de inércia da seção líquida: 289 cm⁴ (espessura equivalente de 3,26 cm).

4.1.3. Resistência à compressão

Foram feitos ensaios em amostras de blocos cerâmicos retiradas do material cedido pela Cerâmica Brasilar. Esta indústria cerâmica, tradicional no Rio de Janeiro, situa-se na região entre Itaboraí e Magé. Os blocos apresentaram uma boa uniformidade de dimensão e cor, demonstrando uma queima bem controlada. Inicialmente foram realizados ensaios à compressão com vários tipos de capeamento das amostras e várias umidades do tijolo. A Norma Brasileira que regulamenta os ensaios à compressão de blocos cerâmicos (NBR 15270-3) prescreve que, após feito o capeamento sobre os tijolos com nata de cimento, os mesmos sejam imersos em água, por um período mínimo de 6,0 horas e ensaiados na condição saturada. Verificou-se uma dificuldade de se manter uma boa qualidade do capeamento após a imersão em água que acaba por facilitar o descolamento desse capeamento. O segundo conjunto de ensaios foi feito nos blocos cerâmicos secos (condição em que vão estar no ensaio da casca) e sem capeamento, que foi substituído por uma chapa de madeira em compensado de 6,0 mm de espessura. Experimentos foram feitos com carga aplicada paralelamente à direção dos furos dos tijolos (Figura 4.5.a e Figura 4.5.b) e normal a esses furos, cujo padrão de ruptura pode ser visto na Figura 4.5.c). Os resultados desses ensaios estão resumidos na Tabela 4.3 e na Tabela 4.4 para os ensaios com carga paralela aos furos, e na Tabela 4.2 e Tabela 4.5, para carga normal aos furos. Apesar do número de amostras não ser expressivo, pelos resultados apresentados nota-se que a utilização da madeira em substituição ao capeamento forneceu valores de resistência menores na direção normal aos furos e maiores na direção paralela aos furos. Essa comparação foi feita com amostras ensaiadas na condição úmida, instantes após serem retiradas do tanque de áqua.







Amostra	Estado	Carga de Ruptura (kN)	Contato com a prensa	
3	Úmido	17,0	Chapa metálica	
4	Úmido	17,5	Madeira	
6	Úmido	8,8	Madeira	
7	Úmido	19,1	Madeira	
9	Úmido	23,6	Capeamento	
10	Úmido	35,0	Capeamento	
11	Úmido	22,5	Capeamento	
12	Úmido	14,8	Capeamento	

Amostra	Estado	Carga de Ruptura (kN)	Contato com a prensa
3	Úmido	80,5	Madeira
4	Úmido	76,6	Madeira
5	Úmido	40,5	Capeamento
6	Úmido	56,4	Capeamento
7	Úmido	58,6	Capeamento
8	Úmido	50,5	Capeamento

Amostra	Velocidade (mm/min)	Carga de Ruptura (kN)	Dimensões (cm)	Tensão de Ruptura (MPa)	Contato com a prensa
1	0,3	89,9	6,8x19,5	6,78	Madeira
2	0,5	80,0	6,8x19,6	6,00	Madeira
3	0,5	79,6	6,8x19,3	6,07	Madeira
4	0,5	62,0	6,8x19,5	4,68	Madeira
5	0,5	98,0	6,9x19,5	7,28	Madeira
6	0,75	50,9	7,0x19,5	3,73	Madeira
7	0,75	69,4	6,9x19,5	5,16	Madeira
8	0,75	74,5	6,9x19,5	5,54	Madeira
9	0,75	68,8	6,9x19,5	5,11	Madeira
10	0,75	76,4	7,0x19,5	5,60	Madeira

Amostra	Velocidade (mm/min)	Carga de Ruptura (kN)	Dimensões (cm)	Tensão Ruptura (MPa)	Contato com a prensa
1	0,5	10,2	6,89x28,6	0,52	Madeira
2	0,5	12,4	6,98x28,9	0,61	Madeira
3	0,5	9,70	6,98x28,8	0,48	Madeira
4	0,5	5,80	6,9x28,8	0,29	Madeira
5	0,5	11,5	6,91x28,8	0,58	Madeira
6	0,75	8,60	6,95x28,9	0,43	Madeira
7	0,75	7,00	6,98x29,1	0,34	Madeira
8	0,75	6,90	6,94x28,9	0,34	Madeira
9	0,75	10,05	6,99x29,2	0,49	Madeira
10	0,75	3,20	6,98x28,9	0,16	Madeira

A Norma Brasileira NBR 6461(Bloco cerâmico para alvenaria – Verificação da resistência à compressão) vigorou até 31/08/2005, sendo substituída pela NBR 15.270 a partir desta data. A Norma NBR 6461, não trazia um critério para se determinar a resistência à compressão média de uma amostra. Adotou-se o critério previsto na NBR 7684 (Calda de cimento para injeção – Determinação da resistência à compressão) para determinar a resistência à compressão média de amostras de tijolos comuns, não estruturais. O cálculo é feito em dois passos:

- a) Obtém-se, primeiramente, a média aritmética dos resultados de resistência à compressão de todas as amostras ensaiadas.
- b) Faz-se uma segunda média desprezando todos os resultados de resistência à compressão que se afastaram mais do que 15% da média aritmética. Essa segunda média caracteriza a resistência do tijolo. Assim procedendo, obteve-se:
- Tijolos ensaiados com carga normal aos vazios dos tijolos:
 - Resistência média : f_b^m = 0,42 MPa (referida à área bruta)
- Resistência média desconsiderando os valores que se afastaram mais que 15% do valor médio geral: $f_b^{\,m}$ = 0,45 MPa

Esse valor de resistência à compressão é baixo, aquém do mínimo exigido pela Norma Brasileira, NBR 15270-1, que é de 1,5 MPa, para resistência de blocos destinados à vedação, usados com furos na horizontal.

Sabe-se que nessa direção a área bruta do tijolo é de 200,1 cm² e a área líquida de 46,4 cm². Sendo assim a resistência referida à área líquida seria de 1,94 MPa.

- b. Tijolos ensaiados com carga paralela aos vazios dos tijolos:
 - Resistência média : f_b^m = 5,60 MPa (referida á área bruta)
- Resistência média desconsiderando os valores que se afastaram mais que 15% do valor médio geral: f_b^m = 5,58 MPa

Sabe-se que nessa direção a área bruta do tijolo é de 134,55 cm² e a área líquida de 51,9 cm². Sendo assim a resistência referida à área líquida seria de 14,47 MPa.

Pelas prescrições da NBR 15270, a resistência dos blocos cerâmicos de vedação é um valor individualizado () para cada bloco, que não pode ter resistência menor que 1,5 MPa , para os blocos usados com os furos na horizontal, e 3,0 MPa, para os blocos usados com o furo na vertical. Para os blocos cerâmicos estruturais é determinada uma resistência característica (__) a partir dos resultados das amostras ensaiadas, e dada pela expressão:

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

Onde: $f_{b(1)} + f_{b(2)} + \dots + f_{b(i-1)}$, são os valores de resistência à compressão individual dos corpo-de-prova da amostra, ordenados crescentemente.

, se for par; , se for ímpar; onde é a quantidade de blocos da amostra.

Após o cálculo do deve-se proceder à seguinte análise:

a) se o valor do ≥ (média da resistência à compressão de todos os corpos de

prova da amostra), adota-se como a resistência característica do lote (

- b) se o valor do Φ (menor valor da resistência à compressão de todos os corpos de prova da amostra), adota-se a resistência característica à compressão (determinada pela expressão Φ , estando os valores de Φ indicados na Tabela 4.6.
- c) caso o valor calculado de esteja entre os limites mencionados acima (Φ e), adota-se este valor como a resistência característica à compressão (

Valores de Φ em função da quantidade de blocos. Adaptada da Tabela 4 da NBR 15270-2.

Quantidade de blocos	6	8	10	12	14	16	≥18
Φ	0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02	1,04
Nota: Recome	nda-se adota	ır n ≥ 13					

Utilizando-se essa prescrição da NBR 15270 os valores característicos da resistência à compressão do tijolo cerâmico seriam:

Na direção dos furos do tijolo: = 3,8 MPa

Na direção perpendicular aos furos do tijolo: = 0,154MPa

Obviamente, esperava-se que os valores obtidos com a expressão da NBR 15.270-2 fornecesse valores menores que aqueles calculados pelas prescrições da NBR 6461, uma vez que estes (NBR 6461) são valores médios e aquêles (NBR 15270) são valores característicos. No entanto, a diferença foi maior que a esperada, principalmente, para a direção perpendicular aos furos, para a qual a resistência característica à compressão (0,154 MPa) é insignificante.

Na sequência deste trabalho foram adotados, como valores da resistência do tijolo à compressão, aqueles calculados através da expressão da NBR 7684. Como foi dito, essa é uma situação fronteiriça, uma vez que estão sendo empregados tijolos de vedação, mas de resistência não desprezível.

4.1.4. Ensaios de absorção

Os ensaios de absorção de água foram realizados em três amostras cujos resultados são mostrados na Tabela 4.7.

Amostra	Massa seca (g)	Massa úmida (g)	Absorção (%)
1	2480,80	2947,60	18,8
2	2430,20	2877,40	18,8
3	2422,30	2891,33	19,4

Esses valores estão dentro dos limites especificados pela NBR 15270-1, que são: $8\% \le absorção \le 22\%$.

Com esses resultados determina-se o peso específico aparente do tijolo. O tijolo utilizado tem as dimensões:195 mm x 290 mm x 69 mm.

$$\gamma_{seco} = 635,77 \text{ Kgf/m}^3$$

4.1.5. Módulo de elasticidade

Em alguns ensaios à compressão simples foram feitas tentativas de se medir a deformação específica do tijolo através da utilização de transdutores elétricos de resistência, mas, os resultados obtidos não foram confiáveis. Outra opção seria o emprego de extensômetros elétricos de resistência, o que é uma técnica de resultados questionáveis em se tratando de material cerâmico.

Para o tijolo cerâmico isolado um valor usualmente empregado para o módulo de elasticidade do tijolo é (SAHLIN, 1973):

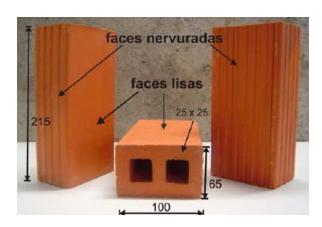
(4.1)

onde é a resistência à compressão do tijolo considerada na seção líquida.

Para a resistência do tijolo, referenciada à área líquida, foram obtidos os valores:14,46 MPa, na direção longitudinal aos vazados e 1,94 MPa, na direção transversal aos vazados. A aplicação da expressão 4.1 forneceria, então, dois valores para o módulo de elasticidade do tijolo, o que não é razoável. O fato é que, na realidade, está se ensaiando uma pequena estrutura de cerâmica que é o bloco e não um corpo de prova do material. Estaria sendo obtido módulos de elasticidade aparentes.

OLIVEIRA (2005) calculou o módulo de elasticidade de tijolos a partir de ensaios à

compressão centrada realizados em amostras posicionadas com a direção dos vazados dos tijolos paralela à direção do carregamento (Figura 4.6). Foi utilizada a norma "TC14-CPC – Moduli of elasticity of concrete in compression", do RILEM, para ensaios em concreto, na falta de normas específicas para tijolos cerámicos. Na Tabela 4.8 são apresentadas as resistências à compressão das amostras e na Tabela 4.9 os resultados do módulo de elasticidade.





Amostro	Tensão de ruptura (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)	
Amostra	(medida na área líquida)	(medida na área bruta)	
1	66,76	51,97	
2	56,64	43,89	
3	63,94	49,56	
4	80,03	62,19	
5	95,48	74,20	
Média	72,57	56,36	

Amostra	Módulo de Elasticidade em GPa
CP1	28,48
CP2	16,44
CP3	16,94
CP4	23,26
CP5	21,97
Média	21,41

Pelos valores apresentados nota-se uma grande dispersão nos resultados tanto da resistência à compressão quanto do módulo de elasticidade. Pelos valores médios apresentados nas Tabela 4.8 e Tabela 4.9 tem-se a seguinte correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão medida na área líquida:

$$\eta = \frac{21410}{72.57} = 295 \tag{4.2}$$

Esse valor é compatível com o que propõe a expressão 4.1 em que esta relação é 300. Nota-se, entretanto, que esse resultado foi obtido com as amostras de tijolo tendo os vazados paralelos à direção da carga.

Para as alvenarias, os valores para o módulo de elasticidade encontrados na literatura específica, apresentam uma grande dispersão. Para blocos cerâmicos a dispersão de resultados é maior que para blocos de concreto, variando de 210 a 1670 onde é a chamada resistência a compressão da alvenaria por unidade de área líquida. Alguns valores sugeridos, colhidos de várias fontes, são apresentados a seguir, para a alvenaria de tijolo cerâmico e de tijolo de concreto.

a. Alvenaria de tijolos cerâmicos:

Shalin: E_m ≈ 700 f_m

• Atkinson e Noland: $E_m \approx 600 \ f_m$ (blocos vazados) ou $E_m \approx 500 \ f_m$ (blocos maciços)

Uniform Building Code (USA),1994 : E_m ≈ 750 f_m

MSJC Building Code (ACI/ASCE),1992 : E_m ≈ 845 f_m

Tinsae/Atkinson/Hamid,1993 : E_m ≈ 500 f_m

Atikinson e Yan: E_m ≈ 600 f_m

b. Blocos de Concreto:

NBR10837: E_m ≈ 400 f_m (muito conservador)

Uniform Building Code (USA): E_m ≈ 750 f_m

Atkinson, Yan e Noland: E_m ≈ 750 f_m

4.2. Argamassa

A dosagem das argamassas utilizadas nesta pesquisa foi realizada de forma empírica com base em valores de resistência mecânica e de consistência (trabalhabilidade) desejados. Para tal, foram testados vários traços sempre com a determinação, em laboratório, da resistência à compressão em diferentes idades. Para uma estimativa da trabalhabilidade da argamassa, foram efetuados ensaios de moldagem de painéis em plano inclinado (Figura 4.7), de forma a simular as condições reais de lançamento, preenchimento das juntas e concretagem da capa superior de argamassa. A seguir são apresentadas as principais características dos materiais constituintes das argamassas.



4.2.1. Componentes da argamassa

a. Água

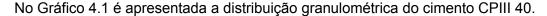
A água de amassamento utilizada foi proveniente do sistema de abastecimento do Estado do Rio de Janeiro e foi deionizada no Laboratório de Materiais do Labest.

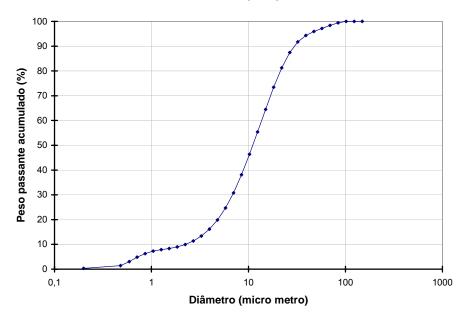
b. Cimento

O cimento utilizado foi do tipo Portland de alto-forno (CPIII 40), fabricado pela empresa . e cedido gratuitamente pela empresa do Rio de Janeiro. Esse tipo de cimento reúne várias vantagens, como por exemplo:

- A argamassa, com ele produzida, tem uma pega mais lenta, o que permite um manuseio por um período de tempo maior ;
- Tem baixo calor de hidratação, reduzindo a possibilidade de fissuração nas primeiras idades;

- Produz argamassas com boa resistência a sulfatos;
- Na sua produção traz economia de energia e preservação de reservas naturais pela adição de elevados teores (entre 35 e 70%) de escória de alto-forno.
 Geralmente é de custo mais baixo que o cimento Portland comum;
- Está sendo utilizado em várias pesquisas desenvolvidas na COPPE, tendo sido bem estudado o seu comportamento com adições minerais e sua compatibilidade com o superplastificante utilizado (FORMAGINI, 2005).





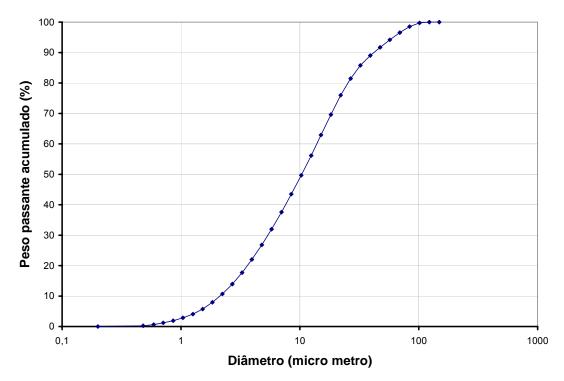
VIEIRA . (1997) apresentam uma composição química típica do CPIII 40 produzido pela Votoran: 39% de clínquer, 52% de escória, 5% de calcita e 4% de gesso composto por gipsita e bassanita na proporção aproximada de 1:1. A massa específica do cimento é 2990 kg/m³, seu pH de 1,21 e finura Blaine de 431 m²/Kg.

c. Areia

O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa lavada de rio, com dimensão máxima passante na peneira de abertura igual a 4,8 mm. Foi medida a umidade da areia e adaptada a quantidade de água de amassamento adequada à esse teor de umidade. Amostras foram pesadas úmidas e em seguida secas na estufa a 60° C por 40 horas fornecendo uma umidade média de 2,61%.

d. Cinza Volante

A fim de reduzir o consumo de cimento e proporcionar uma melhoria na trabalhabilidade da argamassa, optou-se pela substituição de 30% do CP III por cinza volante. Cada vez mais se procura diminuir o consumo de cimento com vistas a reduzir o custo e a mitigar problemas ambientais associados, principalmente, ao elevado consumo de energia e à emissão de CO_2 para a atmosfera. A cinza volante que foi utilizada nos ensaios é produzida comercialmente pela empresa Pozo Fly Ltda, que cedeu gratuitamente todo o material utilizado. Aproveita-se aqui os resultados de caracterização obtidos por VELASCO (2006), que empregou o mesmo material em seus ensaios na COPPE. O valor da massa específica é 2350 kg/m³. O Gráfico 4.2 apresenta a distribuição granulométrica da cinza volante. Nota-se que 95% dos grãos são inferiores a 61 μ m e 50% são inferiores a 10 μ m. A cinza volante pode reter um pouco mais de água que o cimento, pois sua superfície específica é superior. Porém, o teor utilizado na argamassa é pequeno não devendo provocar alterações sensíveis nessa característica.



A cinza volante é um subproduto da queima do carvão mineral em unidades industriais, principalmente, usinas termelétricas. É uma cinza pozolânica classificada como uma adição mineral da classe de acordo com a NBR 12653 (1992). A cinza

volante utilizada na presente pesquisa pode ser definida como uma cinza de baixo teor de cálcio (< 10,0% de CaO), no caso, 1,26%, resultante da combustão de antracito e carvões betuminosos. É classificada como cinza de primeira categoria, composta de 60 a 95% de vidro, 10 a 30% de compostos cristalinos e , aproximadamente, 10% de carvão não queimado (MEHTA, 1999).

A substituição de parte do cimento por cinza volante já é feita desde os anos 30 do século passado (MEHTA,1999). Em geral, a cinza volante reduz a permeabilidade do concreto aumentando a proteção às ações químicas destrutivas e melhora a resistência às águas ácidas, sulfatadas e de mar.

e. Aditivo Superplastificante

Utilizou-se aditivo superplastificante comercialmente denominado Glenium 51, fornecido gratuitamente por seu fabricante Degussa S.A., disponível em solução aquosa, com base em uma cadeia de éterpolicarboxilato. Normalmente, o superplastificante é adicionado ao concreto para se obter trabalhabilidade satisfatória na argamassa com baixo consumo de água. Os superplastificantes mais utilizados pela indústria do concreto (sulfonatos de melamina ou de naftaleno), são adsorvidos na superfície das partículas de cimento, no início do processo de mistura. O éterpolicarboxilato, por sua vez, apresenta uma estrutura química diferente. São polímeros com cadeias laterais longas, atuando por um mecanismo de dispersão eletrostérico. A escolha pelo éterpolicarboxilato foi devido ao fato do mecanismo de dispersão ser mais eficaz, uma vez que conjuga dois efeitos: elétrico e estérico (FORMAGINI, 2005). A caracterização do aditivo dispersante é apresentada na Tabela 4.10.

Característica/propriedade	Resultado
Base química	Éterpolicarboxilato
Aspecto	Líquido viscoso
Cor	Bege
Massa específica	1,06 – 1,11 g/cm ³
рН	6,0 A 7,0
Teor de Sólidos	32,5%
Teor de cloretos	isento

FORMAGINI (2005), ao comparar a compatibilidade do cimento CP III 40 com dois tipos de superplastificantes, sendo um dêles o Glenium 51, concluiu que este aditivo químico é mais adequado para ser empregado com o CP III 40. Vale ressaltar que um superplastificante é considerado compatível com o tipo de cimento usado quando os tempos de escoamento aos 5, 30 e 60 minutos, após o início da mistura, permanecerem próximos. Além disso, o ensaio realizado pelo autor analisou o ponto de saturação do superplastificante, que corresponde ao volume mínimo de aditivo necessário à total dispersão das partículas de cimento. Em outras palavras, o ponto de saturação do superplastificante em relação ao cimento ocorre quando a superfície das partículas de cimento não consegue mais absorver as moléculas do dispersante que se encontram livres na fase líquida. Face ao descrito anteriormente, o dispersante Glenium 51 foi escolhido para ser usado na argamassa utilizada nos painéis e nas cascas ensaiadas.

f. Fibras metálicas

A fibra metálica utilizada nas argamassas empregadas tanto nos painéis quanto nas cascas foi a Baekaert/Belgo Mineira de 35 mm de comprimento (Figura 4.8), diâmetro igual a 0,54 mm e relação de aspecto (I/d) igual a 65, denominada comercialmente DRAMIX RC65/35.



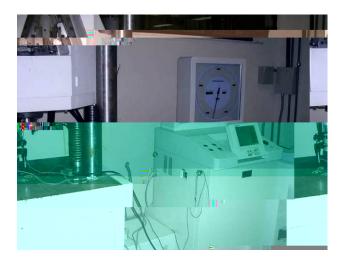
Ensaios de resistência à tração direta na fibra de aço foram realizados nos laboratórios de Furnas Centrais Elétricas. A fibra apresentou resistência à tração média de 1142 MPa com desvio padrão de 69,14 MPa e coeficiente de variação igual a 6,04% (VELASCO,2006).

Na Figura 4.9 é mostrada uma planilha feita no programa computacional e utilizada para dosagem das argamassas com os materiais descritos neste capítulo.

1. Identificação dos Materiais

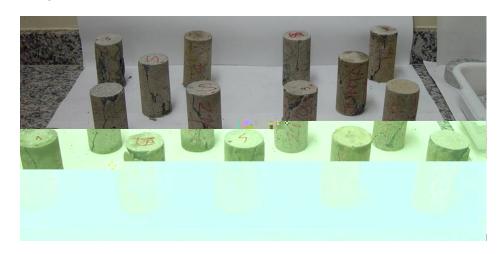
4.2.2 Resistência à compressão das argamassas

Foram realizados ensaios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos normatizados de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Utilizou-se a máquina de ensaio universal Shimadzu UH-F1000kNI do Laboratório de Ensaios Mecânicos do Labest da COPPE (Figura 4.10).





Na Figura 4.11 são mostrados corpos de prova rompidos à compressão centrada.



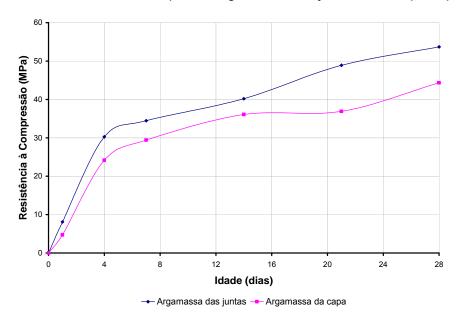
A Tabela 4.11 e a Tabela 4.12 apresentam os resultados obtidos nos ensaios à compressão simples das argamassas da capa e das juntas, dos painéis de alvenaria ensaiados, respectivamente. Nota-se que a resistência à compressão da argamassa da capa é menor que da região das juntas entre tijolos pois a relação água/cimento da

argamassa da capa é maior pois projetou-se para as juntas uma argamassa um pouco mais seca com o objetivo de diminuir a penetração da argamassa pelos vazios dos tijolos. Nas estruturas em casca cilíndrica evitou-se essa passagem da argamassa através da colocação de peças de poliestireno expandido nos vazados dos tijolos

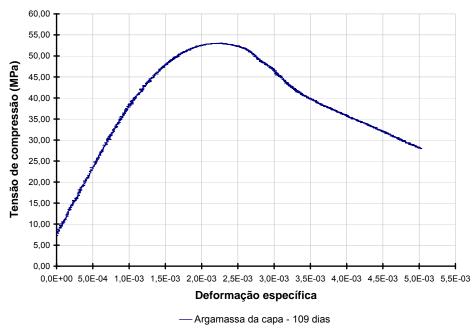
Ensaios	Idade do corpo de prova da argamassa (dias) - Juntas						
	01	01 04 07 14 21 28					
1	8,1	28,4	33,0	42,2	47,0	47,7	
2	_	32,1	35,9	38,2	50,8	59,7	
Média	_	30,25	34,45	40,2	48,90	53,7	

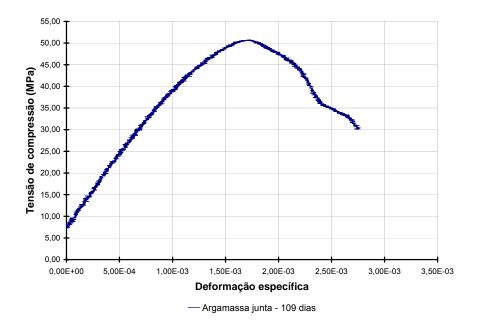
Ensaios	Idade do corpo de prova da argamassa (dias) - Capa							
	1	1 4 7 14 21 28						
1	4,7	24,4	32,1	38,2	37,5	42,7		
2	-	23,9	26,7	34,0	36,3	46,0		
Média	1	24,15	29,40	36,10	36,90	44,35		

No Gráfico 4.3 é apresentada a evolução da resistência à compressão da argamassa com a idade até 28 dias para a argamassa das juntas e da capa superior.



No Gráfico 4.4 e no Gráfico 4.5 é mostrado o comportamento de corpos de prova, típicos da argamassa, quando solicitados à compressão centrada, na idade de 109 dias. Nota-se que o baixo teor de fibras metálicas no traço da argamassa não acrescenta muita ductilidade ao material composto.





4.2.2. Ensaios à tração na flexão

Foram realizados ensaios de resistência à tração na flexão, com aplicação de carga em dois pontos em corpos de prova em forma de placa fina com dimensões de 400 mm por 100 mm, em planta, e espessura em torno de 25 mm (Figura 4.12). Utilizouse a máquina de ensaio universal Shimadzu do Laboratório de Ensaios Mecânicos do Labest da COPPE, operando com velocidade de 0,5 mm/min.



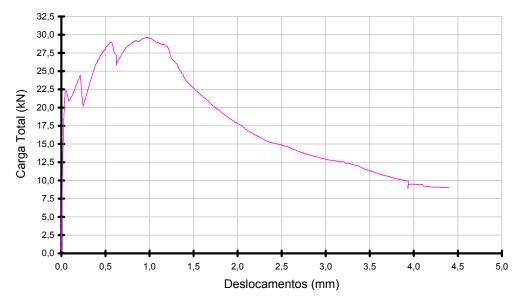


Alternativamente podem ser utilizados corpos de prova prismáticos de dimensões 400 mm x 100 mm x 100 mm para ensaio à tração na flexão (Figura 4.13), conforme foi feito para argamassas utilizadas na execução da casca monolítica. No caso presente como as peças ensaiadas têm espessuras pequenas o mais apropriado é utilizar corpos de prova em forma de chapa fina.

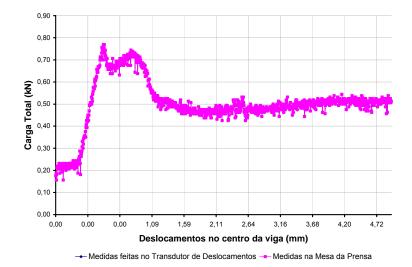


No Gráfico 4.6 é mostrada a evolução dos deslocamentos no centro da amostra com a carga aplicada. Nota-se que devido à grande rigidez no estádio I (peça prismática de seção 100 mm x 100 mm) e o pequeno volume de fibras metálicas os deslocamentos

são muito pequenos até ocorrerem as primeiras fissuras. Essa amostra foi retirada da argamassa utilizada na casca monolítica.



No Gráfico 4.7 é mostrada a evolução dos deslocamentos no centro da amostra com a carga aplicada. Nota-se o baixo valor da carga última da peça ensaiada fazendo com que as primeiras fissuras ocorram com reduzidos deslocamentos. A amostra, retirada da casca pré-moldada, com seção transversal de 100 mm x 25 mm, mesmo com baixo teor de fibra metálica, apresentou uma boa característica de ductilidade.



4.2.3. Módulo de elasticidade da argamassa

As normas brasileiras não trazem expressões específicas para a determinação do módulo de elasticidade de argamassas. Porém, neste trabalho nos ensaios realizados com a idade da argamassa correspondente a 28 dias fez-se também a medição dos encurtamentos específicos das amostras, com aparelhos tipo LVDT, de tal maneira a permitir a visualização do seu comportamento à compressão e cálculo do módulo de elasticidade. No capítulo 9 são apresentados os resultados obtidos para o módulo de elasticidade da argamassa. Note-se que a argamassa utilizada nos ensaios relatados nesse trabalho são de alta resistência.

Existem propostas de expressões para se determinar o módulo de elasticidade de argamassas, de resistência normal, utilizadas para alvenarioa estrutural de blocos de concreto, em função de sua resistência à compressão, formuladas por alguns pesquisadores. Aproveitando os resultados de ensaios realizados por WEBER

(1998), com argamassas, de várias resistências e diferentes tamanhos de amostras, pode-se ober uma expressão correlacionando o valor do módulo de elasticidade da argamassa com sua resistência, média, á compressão:

$$E_{\text{arg }am} = 0.71.5600 \sqrt{f_{cm}} (MPa) \cong 3970 \sqrt{f_{cm}} (MPa)$$
 (4.3)

Para uma resistência média à compressão da argamassa de 25 MPa tem-se E_{argam} = 19850 MPa. Para uma resistência média de 20 MPa, tem-se E_{argam} = 17754 MPa.

Resultados apresentados por Steil e Prudêncio (VII INTERNATIONAL SEMINAR, 2002), para argamassas de resistências 5,32 MPa e 9,47 MPa, forneceram: E_{argam} = 5391 MPa e E_{argam} = 7757 MPa, respectivamente.

No trabalho de Mohamed . (VII INTERNATIONAL SEMINAR, 2002) é apresentada a expressão para o módulo de elasticidade da argamassa, na forma:

$$E_{argam} = -18.9.(f_{arg.})^2 + 939.4.f_{arg.}$$

Utilizando essa expressão, obtém-se:

Na Tabela 4.13 está o resumo dos resultados obtidos por MENDES (VII INTERNATIONAL SEMINAR, 2002). Os resultados mostram valores de módulo de elasticidade intermediários, entre o fornecido pela expressão da NBR 6118 para concreto e o obtido pela correlação com os resultados de WEBER (1998). Pelo que se observa do acima exposto, a dispersão dos resultados é grande utilizando as expressões apresentadas.

Traço	Resistência a Compressão	Módulo de elasticidade
1: 0,25 : 3	20,18 MPa	20.696 MPa
1:1:6	6,64 MPa	10.131 MPa

4.3. Armadura passiva

Na confecção das cascas de alvenaria foram utilizadas armaduras passivas nas abas laterais. Foram empregados aços CA-50, produzidos pela Siderúrgica Gerdau. Foram realizados ensaios de tração simples em barras com diâmetros (Φ) de 12.5 mm (três amostras) e 6.3 mm (duas amostras). Os ensaios foram feitos na máquina universal Amsler, do Labest/COPPE. Nas barras de aço foram colocados extensômetros mecânicos.

A carga média de ruptura das barras de diâmetro 12.5 mm foi 91,3 kN, que corresponde à uma tensão última de 74,2 kN/cm². Para as barras de diâmetro 6.3 mm a carga média de ruptura foi 17,5 kN, que corresponde à uma tensão última de 56,1 kN/cm².

4.4. Armadura ativa

A armadura ativa, utilizada no ensaio da casca pré-moldada, foi fornecida gratuitamente pela Companhia Siderúrgica Belgo Mineira do Grupo Belgo-Arcelor. O aço empregado é o fio liso de 8.0 mm de diâmetro de aço denominado CP150 RB L, cuja tensão mínima de ruptura é de 1500 MPa. É um aço de baixa relaxação cujo módulo de elasticidade é de, aproximadamente, 210 kN/mm².

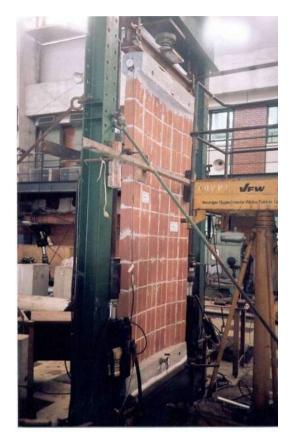
5. ENSAIOS À COMPRESSÃO CENTRADA EM PAREDES E PAINÉIS DE ALVENARIA

5.1. Ensaios em Paredes de Alvenaria

5.1.1. Informações gerais sobre os ensaios

As cascas de alvenaria projetadas por Eládio Dieste eram compostas de tijolos alinhados com armaduras passivas nas juntas longitudinais e transversais. Assim sendo, foram feitos ensaios no Laboratório de Estruturas da COPPE (Labest), de Julho a Dezembro de 2001, em cinco paredes de 2,5 metros de altura e 1,20 metros de largura, retas (Figura 5.1.a) e curvas (Figura 5.1.b), com o alinhamento dos tijolos e posição das armaduras nas mesmas condições que as utilizadas nas cascas projetadas por Dieste.





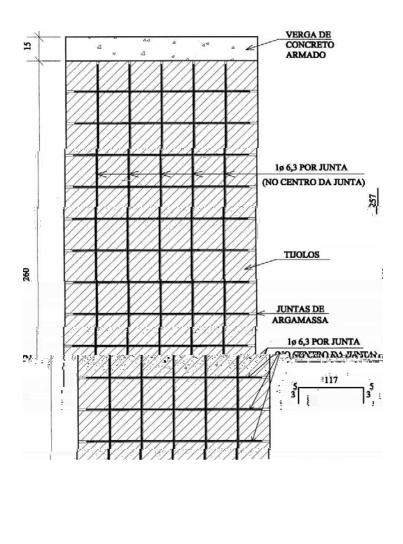
Em maio de 2001 foram executados ensaios em três painéis de alvenaria com tijolos cerâmicos vazados, de mesma geometria e procedência que os utilizados nos

ensaios posteriores (sem armadura nas juntas e os tijolos em posições alternadas), com o objetivo de comprovar a resistência dessas paredes tendo em vista sua utilização como alvenaria estrutural. As cargas de ruptura foram de 241 kN; 219 kN e 218 kN; com as correspondentes tensões de ruptura de 2,2 MPa; 2,0 MPa e 2,0 MPa, na área bruta.

Com o objetivo de aferir a resistência à compressão simples de paredes de alvenaria com barras de aço entre as fieiras de tijolos cerâmicos vazados, foram programados ensaios de peças planas e curvas. A curvatura das paredes ensaiadas foi igual àquela existente nas cascas de alvenaria da cobertura da CEASA/RJ, projetadas por Eládio Dieste. Nas juntas longitudinais e transversais foi colocada uma barra de 6,3 mm, no eixo da parede. Esses modelos ensaiados procuram representar uma região comprimida longitudinalmente da estrutura em casca de alvenaria. A execução de paredes planas e curvas visa aferir as eventuais diferenças de resistência à compressão simples, para as duas geometrias.

Os resultados de carga de ruptura encontrados foram inferiores aos esperados. Imaginava-se, a princípio, que haveria um aumento de resistência em função da presença da armadura. Sabe-se que o fato dos tijolos estarem colocados com juntas a prumo acarreta uma redução de resistência em relação a uma parede executada com juntas alternadas. No entanto a bibliografia específica ao propor modelagens para as paredes de alvenaria sugere que essa diferença de resistência não é expressiva. Dessa forma, o que se esperava é que a presença da armadura compensasse, em parte, a redução produzida pela posição dos tijolos. Os resultados de resistência obtidos, inferiores aos esperados, foram, a princípio, atribuídos a um descuido observado quando da colocação da armadura longitudinal. Essa armadura deveria ser colocada afastada das vergas de concreto das extremidades. Com isso se impediria que houvesse uma tendência de flambagem das barras, provocando uma flexão lateral na parede. Ao final dos ensaios, após a ruptura e destruição dos painéis, foi feita uma inspeção no posicionamento das barras verticais e verificou-se que elas estavam afastadas das vergas de extremidade. Essa observação foi feita nos três últimos painéis executados. Com isso, pelo menos para essas peças, foi descartada a hipótese de que a armadura longitudinal estivesse se apoiando diretamente na verga de concreto armado. Notou-se, na fase de transporte da peça de seu local de execução para o pórtico de ensaio, a grande deformabilidade da parede.

Na Figura 5.2 são mostrados os detalhes de fôrma e armaduras das paredes ensaiadas.



Todos os detalhes de montagem, instrumentação, procedimentos de ensaio, resultados e análises estão disponíveis em PIMENTA (2003).

O ensaio de paredes de alvenaria de 2,5 metros de altura é, reconhecidamente, problemático pela dificuldade de se bem representar um efeito de compressão centrada, fazendo com que essa compressão venha, na maioria das vezes, acompanhada de uma flexo-compressão. Deve-se ter em conta que, o que se objetiva nesses ensaios é a avaliação da resistência à compressão simples da parede. Com a garantia de um carregamento centrado bem aplicado, pode ser avaliado o efeito da esbeltez da parede, trazendo contribuições para se definir as correções que devam ser aplicadas nas expressões de cálculo, para representar a flexão lateral presente e aumentada pelos efeitos de segunda ordem.

Na Tabela 5.1 apresentam-se resultados dos ensaios à compressão centrada

realizados nas paredes com tijolos alternados (sem armadura) e na Tabela 5.2 com tijolos em linha, com juntas a prumo e armaduras nas juntas longitudinais e transversais.

Paredes com Juntas Alternadas (sem armaduras)						
Parede	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)				
Parede 1	241	2,23				
Parede 2	219	2,03				
Parede 3	218	2,02				
Média	226	2,09				

Paredes com Juntas a Prumo (com armaduras longitudinais e transversais)						
Parede	Carga de Ruptura	Tensão de Ruptura				
i areae	(kN)	(MPa)				
Parede Plana1	140	1,30				
Parede Plana 2	185	1,71				
Parede Plana 3 ⁱ	ii					
Parede Curva1	150	1,39				
Parede Curva 2	200	1,85				
Parede Curva 3 ⁱ	70 ⁱⁱⁱ					
Média	169	1,56				

Da Figura 5.3 à Figura 5.5 são mostradas as configurações de ruptura das paredes ensaiadas, planas e curvas.

63

ⁱ Paredes sem armaduras longitudinais e transversais.

ii Ensaio interrompido devido às imperfeições da parede.Carregada até 4,0 kN.

iii Valor desprezado. Parede com imperfeição. Mão-de-obra não especializada.





5.1.2. Comentários gerais

Os ensaios realizados não foram conclusivos. Foram observadas cargas de ruptura com valores muito baixos, significativamente inferiores àqueles observados nos ensaios dos painéis de alvenaria, sem armadura, e com tijolos alternados. Tomando-se valores médios, obtidos nos ensaios, verifica-se que para as paredes sem armaduras nas juntas e tijolos alternados a carga média de ruptura foi de 226 kN e para as paredes com juntas a prumo a carga média de ruptura foi de 169 kN, uma redução de, aproximadamente, 25% em relação aos ensaios anteriores, o que não era de se esperar. O travamento oferecido ao conjunto é mais eficiente no caso das juntas alternadas, o que tornará o painel mais resistente às flexões de segunda ordem que sempre surgem. Não pôde, no entanto, ser devidamente aferida a contribuição da armadura. Como o material mais frágil, do conjunto, é o tijolo cerâmico é de se prever que as armaduras colocadas não afetariam de maneira significativa a resistência à compressão simples da parede.

A fim de obter valores para a resistência à compressão da alvenaria poderiam ser executados ensaios em peças menores, em que as falhas de execução e efeitos relacionados à flexão do painel pudessem ser minimizados. Esses ensaios foram realizados posteriormente, e são relatados nesse capítulo.

As normas estruturais prevêem o ensaio utilizando paredes esbeltas, de 2,6 m de

altura, devido ao fato de se dirigirem, preferencialmente, ao uso da alvenaria estrutural em paredes portantes. No caso presente as paredes foram executadas com 2,5 metros por limitações do pórtico de carga do Labest.

A norma técnica européia EUROCODE VI, específica de estruturas de alvenaria, traz uma expressão para cálculo da resistência à compressão de alvenarias a partir do conhecimento das resistências do tijolo e da argamassa das juntas. Essa resistência é dada, em MPa, por:

$$f_k = k.f_b^{0.65}.f_m^{0.25} (5.1)$$

- k é função do tipo de tijolo (volume de vazios em relação ao volume total)
- ullet f_b é a resistência à compressão (normalizada) do tijolo
- $f_{\scriptscriptstyle m}$ é a resistência à compressão da argamassa, limitada a 20,0 MPa ou 2. $f_{\scriptscriptstyle b}$, o que for menor.

A resistência normatizada à compressão é obtida num cubo de 100 mm de aresta, do material que compõe o tijolo, em condições de seco ao ar livre. Essa resistência pode ser extendida, para quaisquer outras dimensões e condições de umidade dos tijolos, a partir da expressão:

$$f_b = m_c.f_{bfab}.\mathcal{S} \tag{5.2}$$

- m_c é um coeficiente que é função da umidade da amostra. Para amostra seca m_c =1,0. Para uma amostra saturada m_c =1,2.
 - $f_{\it bfab.}$ é a resistência do tijolo fornecida pelo fabricante.
 - ullet é um coeficiente de forma que é função das dimensões do tijolo.

Será utilizada a expressão 5.1 para o caso presente em que se tem tijolos cerâmicos vazados de 90mmx190mmx290mm. Para um volume de vazios do tijolo, em relação ao volume total de, aproximadamente, 40%, caracterizado como do do Eurocode VI, é determinado um valor de k Os valores de δ são determinados na Tabela 5.3.

Altura da unidade de	Menor dimensão horizontal da unidade de alvenaria (mm)				
alvenaria	50	100	150	200	> 250
50	0,85	0,75	0,70		
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 ou maior	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

No caso presente, o tijolo utilizado tem dimensões em planta de 90 mm por 190 mm e altura de 290 mm o que acarreta um valor de δ = 1,47.

Para os materiais utilizados nos ensaios das paredes com juntas a prumo, obtevese os seguintes resultados para resistência à compressão:

- Argamassa: f_m = 23,8 MPa (acima do limite de 20,0 MPa e 2. f_b)
- Tijolo cerâmico seco: $f_{bfab.}$ = 4,6 MPa

Será aqui utilizada a expressão do EUROCODE VI como um exercício de cálculo tendo em vista que a resistência da argamassa superou os limites de aplicabilidade da fórmula: $f_k = k.f_b^{0.65}.f_m^{0.25}$

$$f_k = 0.55.(f_b.1.47)^{0.65}.f_m^{0.25} = 4.21 \text{ MPa}$$

Pelos resultados dos ensaios tomando a média dos resultados obtidos para as paredes planas e curvas (Tabela 5.3), obteve-se:

$$\sigma = \frac{169kN}{120cm.9cm}$$

Este valor é expressivamente inferior àquele fornecido pela expressão do EUROCODE VI, mesmo levando-se em conta que a expressão 5.1 é para resistência da alvenaria e não de uma parede na qual deve-se introduzir um coeficiente Φ minorador da resistência da parede para se considerar a influência da esbeltez e das excentricidades

existentes no carregamento. Para a situação correspondente aos ensaios realizados com as paredes com tijolos alternados (Tabela 5.3), obteve-se:

$$\sigma = \frac{226kN}{120cm.9cm}$$

Este valor é, também, bastante inferior ao valor proposto pelo EUROCODE VI.

Caso se utilize, na expressão do EUROCODE VI, a resistência à compressão do tijolo úmido de 2,0 MPa (obtido nos ensaios realizados) e adotando, então, m_c = 1,2 tem-

se:
$$f_k = k.f_b^{0.65}.f_m^{0.25}$$

$$0,55.(1,2.f_b.1,47)^{0,65}.f_m^{0,25}$$

Com f_b = 2,0 MPa e f_m = 23,8 MPa obtém-se = 2,76 MPa. Esse valor, obviamente, se aproxima um pouco mais dos resultados dos ensaios.

A norma brasileira não apresenta uma expressão para resistência característica da alvenaria, já que ela emprega, ainda, o método das tensões admissíveis para quantificação da segurança estrutural. Para esses casos analisados o fator de eficiência que relaciona a resistência da parede com a resistência do tijolo cerâmico assumiu valores baixos em face da resistência reduzida da parede.

Para os ensaios realizados com os tijolos alternados, obteve-se:

- Em relação à resistência do tijolo seco: η = 2,09/4,6 = 0,45
- Em relação à resistência do tijolo saturado: η = 2,09/2,0 = 1,05

Para os ensaios realizados com os tijolos alinhados, junta a prumo, obteve-se:

- Em relação à resistência do tijolo seco: η = 1,57/4,6 = 0,34
- Em relação à resistência do tijolo saturado: η = 1,57/2,0 = 0,79.

Verifica-se que o tratamento da alvenaria estrutural é complexo seja do ponto de vista da análise estrutural, seja do ponto de vista dos ensaios experimentais. A heterogeneidade do material, o comportamento anisotrópico e não-linear por um lado e as dificuldades inerentes aos ensaios de paredes delgadas por outro lado, trazem complicadores para o estabelecimento de expressões seguras de cálculo acarretando, como as normas prescrevem, coeficientes parciais de segurança, de minoração da resistência dos materiais bem expressivos.

5.2. Ensaios em Painéis de Alvenaria

No Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ foram ensaiados oito painéis de alvenaria. Três peças foram feitas com os vazados dos tijolos dispostos longitudinalmente, ou seja, paralelos à direção de aplicação do carregamento de compressão (Figura 5.6.a). Três peças foram feitas com os vazados dos tijolos dispostos transversalmente à direção de aplicação do carregamento de compressão (Figura 5.6.b). Essas seis peças, inicialmente ensaiadas, foram feitas com tijolos de espessura nominal de 6,9 cm revestidas de um lado com uma camada de argamassa de 1,5 cm de espessura, buscando simular o material de composição das cascas de alvenaria, posteriormente ensaiadas, cujos resultados são apresentados nos capítulos 7 e 8, desse trabalho. Foram executadas duas peças complementares, sem as capas de argamassa, uma com os vazados dos tijolos dispostos longitudinalmente à direção de aplicação do carregamento de compressão e a outra com os vazados dos tijolos dispostos transversalmente à direção de aplicação do carregamento de compressão.





Os ensaios nesta peças não são normatizados não existindo, dessa forma, dimensões padronizadas. Em geral são feitas com três ou quatro camadas de tijolos ao longo da altura definindo-se, com uma opção ou outra, se o eixo de simetria vai passar por um tijolo ou pela junta de argamassa. Ao longo da largura do painel, em geral, se usa meios-tijolos nas extremidades para que se tenha uma simetria na peça e possa bem representar a estrutura contínua. Para se fazer estes meios-tijolos, no caso presente, os

tijolos inteiros teriam que ser cortados ao meio pelo fato de não existirem meios-tijolos prontos já que eles se destinam à vedação e não têm propriedades de blocos estruturais. Concluiu-se que não seria uma boa técnica trabalhar com tijolos cortados ao meio pelo receio de que se comprometesse sua integridade e trouxesse problemas aos ensaios. Como também as paredes normatizadas para ensaios são feitas com tijolos inteiros nas extremidades, optou-se por utilizar três tijolos inteiros ao longo da largura. Para que os painéis ficassem com uma altura total de aproximadamente 1,00 metro optou-se por adotar quatro linhas de tijolos, no caso dos chamados painéis curtos. Como conseqüência e para adotar o mesmo número de tijolos para os painéis longos, esses ficaram com uma altura de aproximadamente 1,37 metros. Poderiam, obviamente, ser adotadas apenas três linhas de tijolos ao longo da altura que acarretariam painéis mais baixos e teriam uma vantagem de serem menos susceptíveis aos problemas de flexão fora do plano. Para a determinação da espessura das juntas entre tijolos estudou-se inicialmente um valor entre 1,0 cm e 2,0 cm. O valor de 1,0 cm seria o mínimo recomendável e o valor de 2,0 cm foi pensado em função da utilização de fibras metálicas na argamassa. Foram feitos alguns testes preliminares, em painéis de dimensões reduzidas e verificou-se que era plenamente viável se adotar espessuras de juntas com um valor de 1,3 cm, que fica no limite superior das recomendações usuais de se adotar espessuras de juntas com 1, 0 cm (± 0,3 cm). De toda maneira as fibras metálicas que têm 35 mm de comprimento não vão poder se distribuir aleatóriamente tendo uma posição preferencial que é ao longo das juntas. Os resultados desses painéis e posteriormente das cascas ensaiadas comprovaram a viabilidade de se utilizar essa espessura de junta. Em ensaios realizados na Europa tem sido utilizadas juntas de 25 mm de espessura combinadas com blocos estruturais e argamassas comuns (OLIVEIRA, 2005).

5.2.1. Execução dos painéis

Os painéis de alvenaria foram montados sobre uma fôrma de madeira revestida com plástico aderente. A fôrma foi feita de tal maneira que pudesse ser aproveitada para as duas geometrias dos painéis ensaiados, o chamado painel longo com dimensões nominais 61,1 cm x 137,0 cm, incluindo as vergas de extremidade, e o chamado painel curto com dimensões nominais de 89,6 cm x 99,0 cm, incluindo as vergas de extremidade. A fôrma foi colocada na posição horizontal, sobre uma mesa, para que a concretagem fosse feita de maneira similar a que se processa nas estruturas em casca.

a. Traço dos materiais empregados

Vários testes foram feitos para se determinar o traço de argamassa a ser empregado nas juntas entre tijolos e na camada de argamassa. Para a concretagem do primeiro painel, foi estabelecido o seguinte traço de materiais:

- Para as juntas entre tijolos: relação cimento/areia = 0,28; relação água/cimento = 0,47; teor de superplastificante à base de policarboxilato = 0,30; teor de fibras metálicas = 0,26.
- Para a camada de argamassa:relação cimento/areia = 0,28; relação água/cimento
 = 0,55; teor de superplastificante à base de policarboxilato = 0,30; teor de fibras metálicas = 0,26.

Adotou-se a seguinte seqüência de operações:

- 1) Dois minutos de mistura seca na velocidade 1 do misturador;
- 2) Um minuto de mistura úmida com 80% da água total prevista na velocidade 1 do misturador;
- 3) Dois minutos de mistura na velocidade 2 do misturador;
- Adição do superplastificante com o restante da água e mistura por mais dois minutos na velocidade 2 do misturador;
- 5) Adição da fibra metálica e mistura por mais sete minutos após a adição de toda a fibra na velocidade 2 do misturador (Figura 5.7).





b. Concretagem das vergas

Nas extremidades dos painéis foram executadas vergas em concreto armado, com a finalidade de fazer uma melhor distribuição da carga nos painéis. As vergas foram feitas

com 8,5 cm de altura. Foi utilizado um traço em massa de 1 : 1,85 : 2,65 (cimento CPIII-40, areia passante na peneira de 4,8 mm e brita 1). A relação água/cimento foi de 0,49. A resistência média do concreto à compressão foi de 38,2 MPa, determinada pela média de cinco corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 mm x 200 mm.

c. Confecção dos painéis

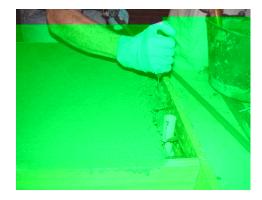
A execução dos painéis durou, em média, três horas com a participação de três pessoas. O espalhamento foi de 160 mm para o traço das juntas e 190 mm para o traço das capas. Uma das vergas era pré-moldada e a outra moldada no local para permitir pequenos ajustes nas peças e confeccionar os painéis com medidas padronizadas (Figura 5.8).





Posteriormente foi feita a concretagem da capa de argamassa de 1,5 cm (Figura 5.9.a). Finalmente foram concretadas as vergas (Figura 5.9.b).





Foram retirados corpos de prova cilíndricos de 50 mm x 100 mm para ensaios à compressão e placas de 100 mm x 400 mm com, aproximadamente, 25 mm de espessura para determinação da resistência à tração na flexão (Figura 5.10).

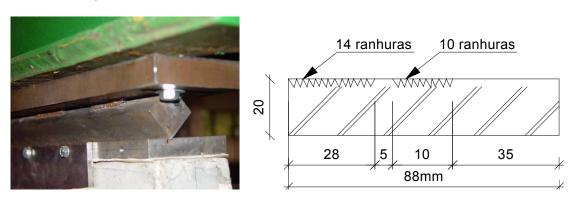


5.2.2. Sistema de aplicação de carga

O carregamento nos painéis foi feito utilizando-se um dos pórticos metálicos do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ (Labest). Para aplicação das cargas de compressão foi empregado o sistema servo controlado da MTS (Figura 5.11), que aciona dois atuadores hidráulicos de capacidade de 500 kN, cada um, posicionados nas laterais do painel.



Dada a falta de simetria dos painéis, na direção da espessura, por terem uma capa de argamassa em apenas uma das faces, a carga de compressão não foi aplicada no centro geométrico da peça. Uma barra de aço de seção quadrada de 50 mm de lado, colocada em cunha, foi soldada em uma chapa de aço de 25 mm de espessura conectada à trave do pórtico por um sistema de porca e parafuso (Figura 5.12.a). Essa chapa metálica possuía aberturas nas extremidades em forma oblonga de maneira a permitir o seu deslocamento transversal. Com isso a barra em forma de cunha podia ocupar a posição conveniente na chapa entalhada, assente sobre a verga do painel a ser ensaiado. Essas ranhuras foram feitas a cada 2 mm de distância. As ranhuras foram feitas conforme mostrado na Figura 5.12.b.



Na chapa ranhurada foram fixadas, através de parafusos, na face lateral, chapas adicionais para melhor ajustar o sistema de carregamento aos painéis (Figura 5.13).





Foi feito um reforço na estrutura do pórtico para permitir ensaios com cargas de compressão de até 700 kN (Figura 5.14). Estas providências além de aumentar a capacidade de carga do pórtico, diminuíram as folgas existentes no sistema de carga que introduzem efeitos indesejáveis sobre os painéis, na direção transversal, que podem causar sua instabilidade.



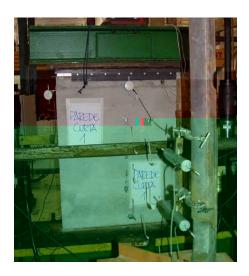
5.3. Instrumentação

Para aquisição dos dados dos ensaios foi utilizado o sistema AqDados da empresa Lynx com disponibilidade de dezesseis canais, acoplado a um "notebook" para visualização e armazenamento dos dados coletados (Figura 5.15).





Foram colocados transdutores elétricos de deslocamentos para medir os deslocamentos do painel na direção transversal (movimentações laterais). Adotaram-se três posições para se fazer essas leituras ao longo da altura: no centro do painel e nos terços superior e inferior (Figura 5.16.a). Na outra face da parede, nas mesmas três posições, foram colocados transdutores mecânicos de deslocamentos de roldana, nos quais é possível fazer a leitura direta no relógio comparador do aparelho (Figura 5.16.b). Com isso, é possível se fazer um controle imediato da movimentação do painel e corrigir a posição da carga.





Os encurtamentos dos painéis foram medidos nas duas laterais e nas duas faces frontais, com transdutores elétricos de deslocamento, marca Kiowa (Figura 5.17).



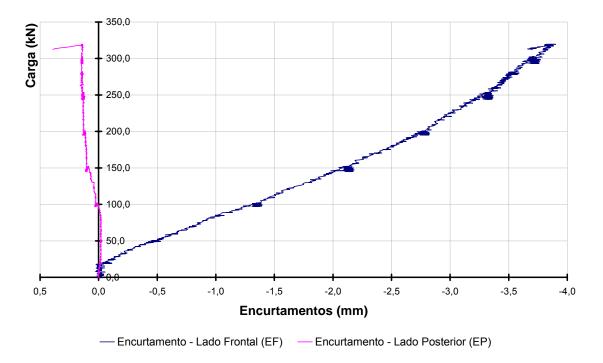
5.4. Ensaio do Painel PL1

Os painéis ensaiados foram nomeados como PL1 a PL4 no caso dos chamados painéis longos, em que o eixo dos vazados dos tijolos é paralelo à direção da carga aplicada. Os painéis PC1 a PC4, chamados painéis curtos, têm o eixo dos vazados dos tijolos na direção perpendicular ao carregamento.

O ensaio do painel PL1 foi realizado no 14 de outubro de 2004, tendo ele sido concretado no dia 09 de Junho de 2004, ou seja, na data do ensaio a argamassa tinha 127 dias de idade.Com o painel totalmente apoiado na borda inferior, fez-se um passeio da barra em cunha sobre a chapa ranhurada, buscando a posição que fornecesse a melhor centralização da carga. Isto foi feito acompanhando as leituras efetuadas nos transdutores de deslocamentos mecânicos de roldana, colocados no centro do painel e no terço superior. Para se conseguir valores pequenos do deslocamento lateral foi necessário colocar a carga um pouco afastada do centróide teórico da seção da parede, criando uma excentricidade nominal. Para estas posições criava-se, outrossim, excentricidades que geravam flexão na parede. Optou-se por colocar a parede apoiada em uma régua de madeira em compensado, de 20 mm de largura por 15 mm de altura, para possibilitar uma liberdade maior de rotação na borda inferior da parede e permitir uma centralização melhor do carregamento. Esse apoio linear foi colocado na posição do centróide teórico da parede situado a 18 mm da extremidade da parede no lado da capa de argamassa. Com isso foi minorada a tendência de deslocamento transversal da parede e reduzida ao mínimo a flexão lateral. No bordo superior a carga foi aplicada na posição do centróide teórico da parede por não se ter conseguido determinar de uma forma precisa, mesmo com o passeio da carga em várias posições, uma posição claramente favorável. A carga de ruptura foi de 320 kN não tendo sido observada nenhuma fissura ou esmagamento nos tijolos ou na capa de argamassa até a carga de 300 kN. Com uma carga de 300 kN observaram-se deslocamentos transversais de 12,9 mm e 11,7 mm nos transdutores mecânicos de roldana na posição central e no terço superior, respectivamente. A ruptura foi brusca sendo caracterizada por comportamento de flexocompressão. Na Figura 5.18 são mostrados aspectos da parede após a ruptura.



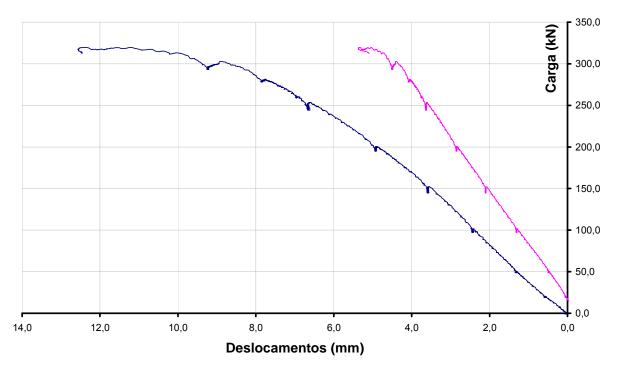
No Gráfico 5.1 e no Gráfico 5.2 são representadas as variações dos encurtamentos dos painéis medidos nas faces frontais (EF e EP) e os deslocamentos transversais (DM e DS), em relação à evolução da carga total de compressão.



Observando-se o Gráfico 5.1 verifica-se que há uma discrepância entre os encurtamentos medidos nas duas faces do painel. De um lado o encurtamento é quase nulo (posterior) e do outro lado (frontal) atinge um valor máximo, próximo de 4,0 mm. Como o material é heterogêneo, com argamassa em uma face e alvenaria de tijolo cerâmico na outra, as tensões e os encurtamentos nas duas faces do painel são distintos

provocando uma flexão lateral. O comportamento observado no Gráfico 5.1 não pode, no entanto, ser caracterizado com um padrão nos ensaios, tendo ocorrido de forma similar no ensaio do painel PC1, mostrado no Gráfico 5.14. O encurtamento de menor valor é correspondente à face com argamassa.

Observando-se o Gráfico 5.2 verifica-se que os deslocamentos transversais nos dois pontos de medição foram na mesma direção indicando um giro do painel que foi favorecido pela folga existente no sistema de carregamento.



— Deslocamento transversal superior (DS) — Deslocamento transversal médio (DM)

5.5. Ensaio do Painel PL2

Este ensaio foi realizado em 20 de Outubro de 2004, com o painel concretado no dia 15 de Junho de 2004, ou seja, na data do ensaio a argamassa tinha 127 dias de idade. Na Figura 5.19 é mostrado o aspecto do painel antes do ensaio nas faces de alvenaria e de argamassa respectivamente. Na Figura 5.19.a observa-se, em primeiro plano, os transdutores elétricos de deslocamentos transversais, que fazem a medida em três pontos ao longo da altura do painel.



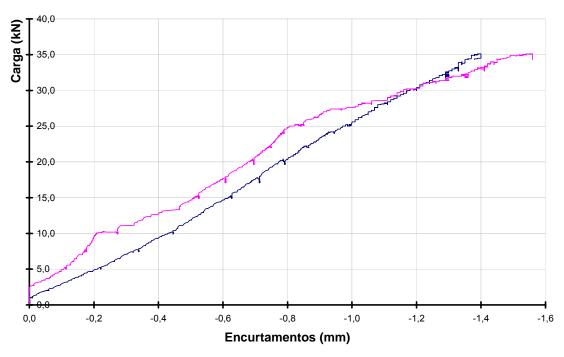


Com a parede apoiada em uma ripa de madeira de 20 mm x 15 mm, colocada no centróide teórico da seção transversal, foi feito o passeio da posição da carga, na borda superior do painel, buscando-se o menor valor do deslocamento lateral, acompanhado da menor flexão. Essa posição foi correspondente à colocação da carga a 26 mm da face de argamassa do painel. Nesta situação, obteve-se uma carga de ruptura de 350 kN. Para uma carga de 320 kN observaram-se deslocamentos laterais de 8,4 mm e 4,6 mm, para os transdutores de deslocamentos superior e mediano, respectivamente. Observaram-se estalos em cargas próximas à ruptura sem que tenha sido notado qualquer dano ao tijolo ou à argamassa. Atribui-se esses estalos à perda de aderência entre o tijolo e a capa de argamassa. Foram observadas fissuras entre o tijolo e a capa de argamassa na junção com a verga superior. Nas proximidades da ruptura observou-se um giro da parede na borda superior provocando uma torção na peça. Atribui-se o aparecimento da torção à falta de uniformidade da compressão, na vizinhança da ruptura, ocasionando diferenças na força de atrito, entre o sistema de carga e o painel, causando o giro da peça pelo efeito de forças transversais. Por uma análise do painel como chapa em grelha de argamassa, sujeita a um carregamento linear na borda superior, fora do centro de cisalhamento, constata-se o aparecimento de um modo de instabilidade torsional (segundo modo). O primeiro modo é o modo de flexão. No entanto, como o primeiro modo é de flexão e não existe nenhum impedimento cinemático para que ele ocorra, não poderia haver o aparecimento do segundo modo, em condições normais. Na Figura 5.20.a e na Figura 5.20.b é mostrada a forma de ruptura do painel PL2.



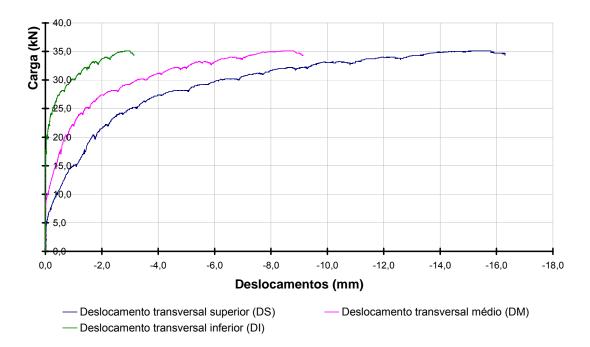


No Gráfico 5.3 e no Gráfico 5.4 são representadas as variações dos encurtamentos dos painéis medidos nas faces frontais (EF e EP) e dos deslocamentos transversais (DM, DI e DS) com a carga total de compressão. Observando-se o Gráfico 5.3 verifica-se que há uma boa concordância entre os encurtamentos medidos nas duas faces do painel até as proximidades da ruptura por flexo-compressão (Figura 5.20.a).



— Encurtamento - Lado Frontal (EF) — Encurtamento - Lado Posterior (EP)

Pelo comportamento mostrado no Gráfico 5.4 verifica-se que houve uma melhora sensível em relação ao ensaio anterior resultado do reaperto no sistema de carregamento que resultou em menores deslocamentos transversais. As curvas sugerem uma rotação do painel como um movimento de corpo rígido, pois o deslocamento no ponto médio é, praticamente, uma média aritmética dos deslocamentos no terço superior e terço inferior.

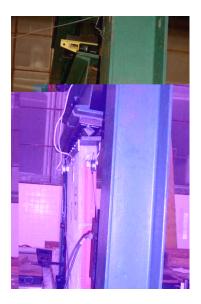


5.6. Ensaio do Painel PL3

Este ensaio foi realizado em 28 de Outubro de 2004, com o painel concretado no dia 18 de Junho de 2004, ou seja, na data do ensaio a argamassa tinha 132 dias de idade. Antes do início do ensaio fez-se uma varredura nas imperfeições construtivas da face composta de argamassa constatando-se variações de até 6,0 mm entre o centro da parede e as bordas, medidas ao longo da altura do painel. Transversalmente não se observaram variações sensíveis de imperfeições construtivas. Essas imperfeições podem ser devidas à rigidez insuficiente da mesa de apoio, onde foi colocada a fôrma. Com a parede apoiada em uma ripa de madeira de 20 mm x 15 mm, colocada no centróide teórico da seção transversal, foi feito o passeio da posição da carga, na borda superior do painel, buscando-se o menor valor do deslocamento lateral, acompanhado da menor flexão. Essa posição foi correspondente à colocação da carga a 28 mm da face de argamassa do painel.

Ao se atingir a carga de 280 kN o desaprumo da parede ocasionou um giro no sistema de carga que forçou a paralisação do ensaio (Figura 5.21.b).



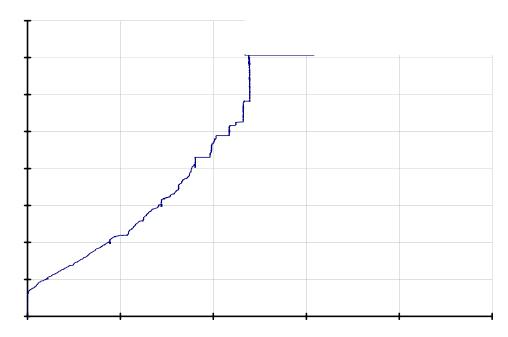


Para uma carga de, aproximadamente, 320 kN houve um giro do sistema de carga, provocado pelo desaprumo da parede, ocasionando o rompimento dos parafusos que ligam a caixa do êmbolo ao perfil metálico do pórtico e obrigando a uma nova paralisação. Nessa fase do carregamento já haviam sido observados os estalos atribuídos à perda de aderência entre o tijolo e a capa de argamassa. Observou-se o aparecimento de uma fissura na verga superior na face da capa de argamassa. O encurtamento diferenciado entre os dois materiais além de introduzir excentricidades ao longo do carregamento, por modificar o centróide da seção resistente, composta de argamassa e tijolos, produz tensões cisalhantes na interface tijolo-camada de argamassa. Antes do prosseguimento do ensaio foi feito o preenchimento dessa fissura com adesivo estrutural epoxídico. No prosseguimento do ensaio a carga última, praticamente não se alterou em relação ao valor anterior, atingindo 360 k N.

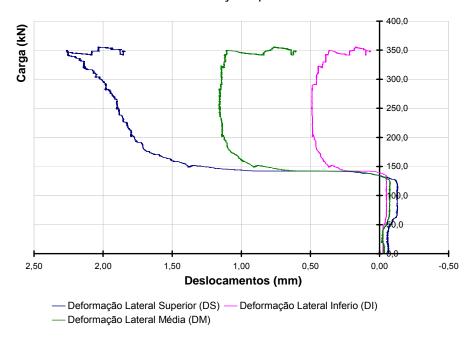
Na Figura 5.22.a observa-se ao final do ensaio, o resultado da perda de aderência entre o tijolo e a camada de argamassa. Na Figura 5.22.b é mostrada uma vista frontal da peça após o ensaio, podendo-se observar a linha de ruptura paralela à base da máquina de ensaio resultado do efeito de flexo-compressão que ocorreu devido às assimetrias verificadas.



No Gráfico 5.5 e no Gráfico encurtamentos medidos nas faces frontais (DM , DI e DS) em relação à carga total de α



Pelo Gráfico 5.5 verifica-se que até a carga de 250 kN os dois transdutores acusaram valores próximos havendo a partir daí uma dispersão denotando a presença de deslocamentos transversais. Em termos absolutos, no entanto, a diferença não é significativa. Pelo Gráfico 5.6 vê-se que a partir de uma carga próxima de 250 kN os deslocamentos transversais medidos no terço superior crescem.



Pelo Gráfico 5.6 vê-se que até a carga próxima de 140 kN não houve deslocamentos transversais relevantes. Neste ponto houve um deslocamento localizado, talvez, causado por um esbarrão na haste onde foram presos os medidores. A partir daí os deslocamentos, praticamente, não cresceram, a menos do medidor DS onde a partir de uma carga próxima de 250 kN houve um aumento, mas de valor absoluto irrisório.

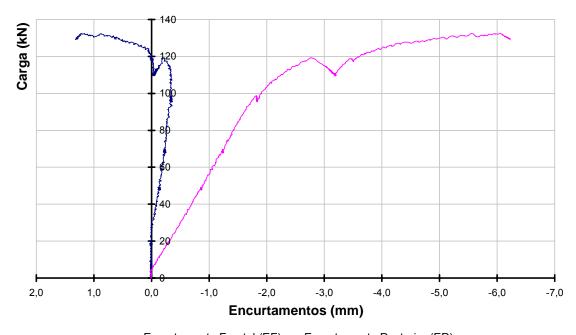
5.7. Ensaio do Painel sem Camada de Argamassa: PL4

O ensaio foi realizado em 29 de Outubro de 2004. O painel foi concretado no dia 21 de Junho de 2004, ou seja, na data do ensaio a argamassa tinha 130 dias de idade. Com a parede apoiada em uma ripa de madeira de 20 mm x 15 mm, colocada no centróide teórico da seção transversal, foi feito o passeio da posição da carga, na borda superior do painel, fixando-se na posição correspondente à colocação da carga na chamada ranhura média – 3 que corresponde a três ranhuras após a posição central.

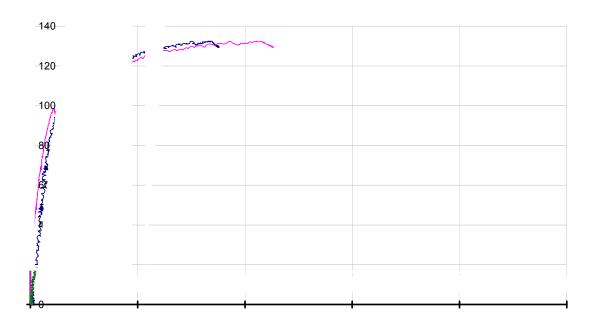
Como essa parede não possuía camada de argamassa, a posição teórica do centróide da seção transversal coincidia com o centro geométrico da parede. Devido às imperfeições geométricas normais de execução resultou num centro de carga um pouco afastado do centro geométrico. A carga última foi de 132 kN. Na Figura 5.23 vê-se o aspecto do painel após o ensaio.



No Gráfico 5.7 e no Gráfico 5.8 são representadas as variações dos encurtamentos medidos nas faces frontais (EF e EP) e os deslocamentos transversais (DM , DI e DS) em relação à carga total de compressão.



Pelo 5.7 serva-se uma boa linearidade física no comportamento, porém iferen ive nos valores dos encurtamentos nas duas faces do painel.



Deformação Lateral Superior (DS) Deformação Lateral Inferior (DI) Deformação Lateral Média (DM)

Pelo Gráfico 5.8 nota-se que os deslocamentos transversais na seção média do

5.8. Ensaio do Painel PC1

Este ensaio foi realizado em 16 de Novembro de 2004, a carga foi aplicada





Com uma carga da ordem de 100 kN ouviram-se alguns estalos. Esses estalos foram atribuídos à perda de aderência entre a argamassa e o tijolo cerâmico. Com a carga atuante próxima da carga última de 244 kN surgiram fissuras típicas de fendilhamento, na ligação da verga superior com a capa de argamassa, além do rompimento do tijolo posicionada na camada superior do painel (Figura 5.25.a). Houve uma separação visível da camada de argamassa em relação ao tijolo, denotando a perda de aderência entre a parte superior da camada de argamassa e o tijolo cerâmico. A verga pré-moldada foi colocada na parte superior e apresentou um descolamento de seu cobrimento na junção com a capa de argamassa (Figura 5.25.b).





A ruptura final se deu com aparecimento de flexão na altura da camada superior com o rompimento de todas as ligações dos septos dos tijolos com suas paredes (Figura 5.26.a). Na face com argamassa observa-se o descolamento da argamassa em relação ao bloco cerâmico (Figura 5.26.b).





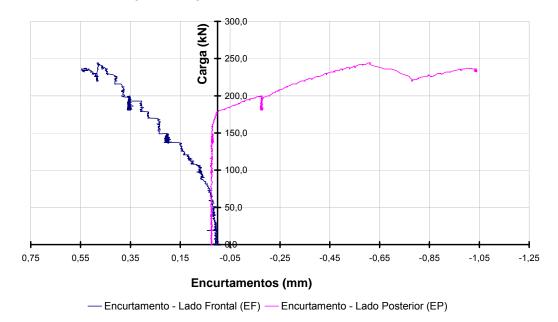
Na Figura 5.27.a e na Figura 5.27.b observa-se o modo de ruptura do painel.



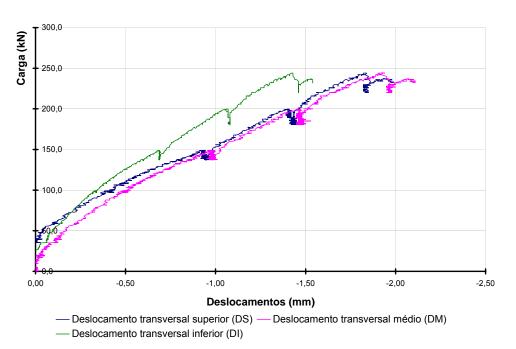


No Gráfico 5.9 e no Gráfico 5.10 são representadas as variações dos encurtamentos medidos nas faces frontais (EF e EP) e os deslocamentos transversais

(DM, DI e DS) em relação à carga total de compressão.



Os resultados apresentados no Gráfico 5.9 mostram encurtamentos desprezíveis até uma carga próxima de 70 kN. A partir de uma carga próxima de 180 kN as deformações divergem, uma face sendo comprimida e outra tracionada até a carga última próxima de 240 kN.



Pelos resultados do Gráfico 5.10 os deslocamentos transversais da parede foram muito pequenos em função da menor esbeltez do painel. Observa-se que como os deslocamentos no centro do painel foram maiores que nos terços, superior e inferior, isso denota uma flexão lateral, que no caso, para os valores medidos é irrelevante.

5.9. Ensaio do Painel PC2

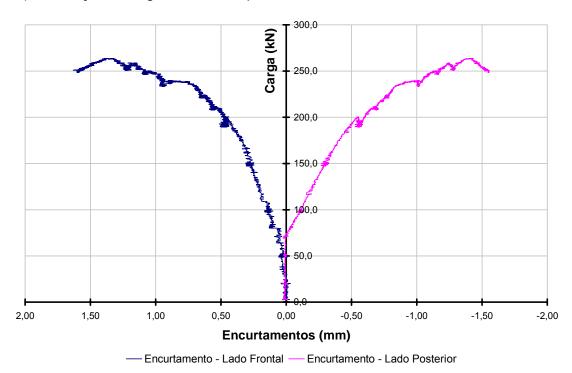
O ensaio foi realizado em 17 de Novembro de 2004 (Figura 5.28). O painel foi concretado no dia 28 de Junho de 2004, ou seja, na data do ensaio a argamassa tinha 141 dias de idade.O apoio na parte inferior da parede se fez sobre uma peça de madeira em compensado de 20 mm x 15 mm, posicionada no centróide teórico da seção transversal do painel a aproximadamente 14 mm da face de argamassa. A verga prémoldada foi colocada na parte superior da parede.



Nesse ensaio não foi ouvido nenhum estalo que caracterizaria uma perda de aderência entre a camada de argamassa e o tijolo cerâmico. No entanto, inspecionando a peça ensaiada após a ruptura, verificou-se que houve um descolamento da camada de argamassa na parte inferior da parede em aproximadamente 40,0 cm a partir da linha de ruptura. Nesse lado da parede observou-se uma ruptura em todos os tijolos. Na última camada de tijolos, no trecho inferior, na junção com a verga de concreto, observou-se um abaulamento (deformação transversal) dos tijolos em conseqüência das restrições à livre deformação transversal dos tijolos, imposta pela verga de concreto. A carga última foi de 262 kN. Na Figura 5.29 podem ser observados os modos de ruptura do painel nas faces da alvenaria e da argamassa.



No Gráfico 5.11 e no Gráfico 5.12 são representadas as variações dos encurtamentos medidos nas frontais (EF e EP) e os deslocamentos transversais (DM , DI e DS) em relação à carga total de compressão.



Pelo que se observa no Gráfico 5.11, até para uma carga próxima de 70 kN, as deformações foram desprezíveis. A partir daí observou-se um comportamento típico de predominância de flexão fora do plano em que de um lado tem-se encurtamento (face do tijolo) e no outro lado alongamento (face da argamassa) com valores de mesma ordem de

grandeza até a ruptura com uma carga próxima de 260 kN.

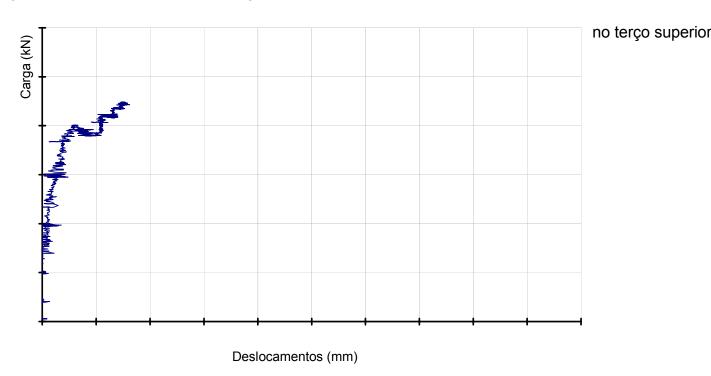
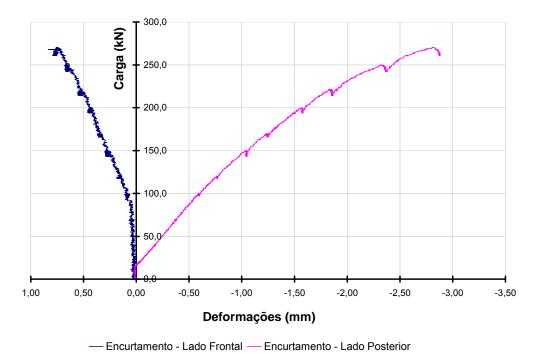


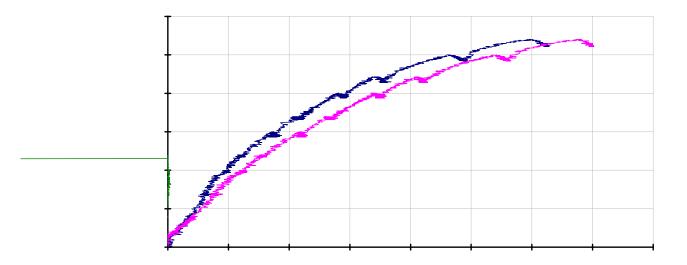
Gráfico 5.123- V



No Gráfico 5.13 e no Gráfico 5.14 são representadas as variações dos encurtamentos medidos nas faces frontais (EF e EP) e os deslocamentos transversais (DM , DI e DS) em relação à evolução da carga total de compressão.



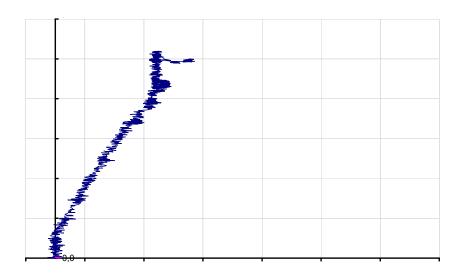
O Gráfico 5.13 mostra um comportamento similar ao observado no painel PC2, com uma face comprimida (face do tijolo) e outra tracionada (face da argamassa).



Foi conseguida uma boa centralização da carga. A ruptura iniciou-se pelo esmagamento dos tijolos na parte inferior da parede na junção com a verga. Até o final do carregamento não houve deslocamento transversal sensível conforme esperado. Nessas regiões próximas ao contacto com as vergas de concreto há um confinamento dos tijolos provocado pelo concreto das vergas impedindo sua livre deformação transversal, com o surgimento de tensões de tração devido às estas restrições. A carga última foi de 105 kN. Na Figura 5.32 vê-se o aspecto do painel após o ensaio.



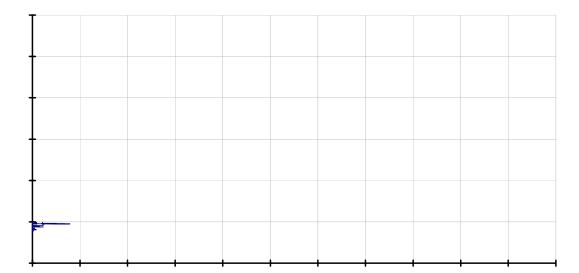


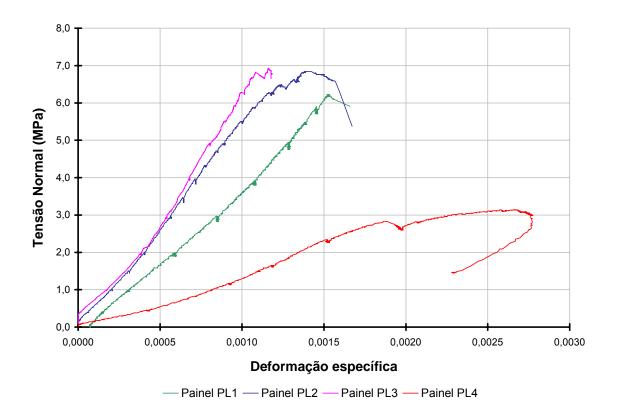


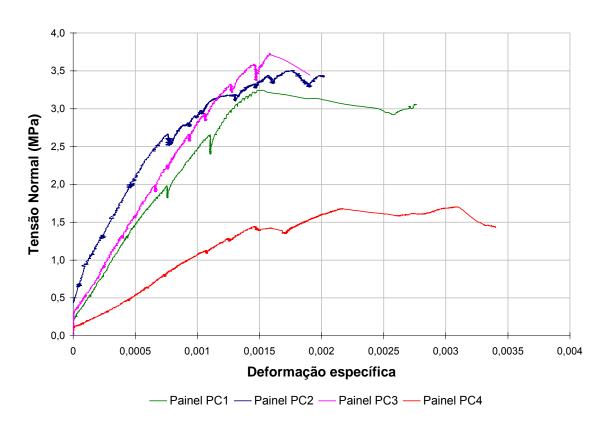
Encurtamento - Lado Frontal (EF) Encurtam

Encurtamento - Lado Posterior (EP)

Os valores apresentados no Gráfico 5.15 apresentam uma boa concordância entre as medidas feitas nas duas faces do painel, apesar de fornecerem baixos valores de encurtamentos.

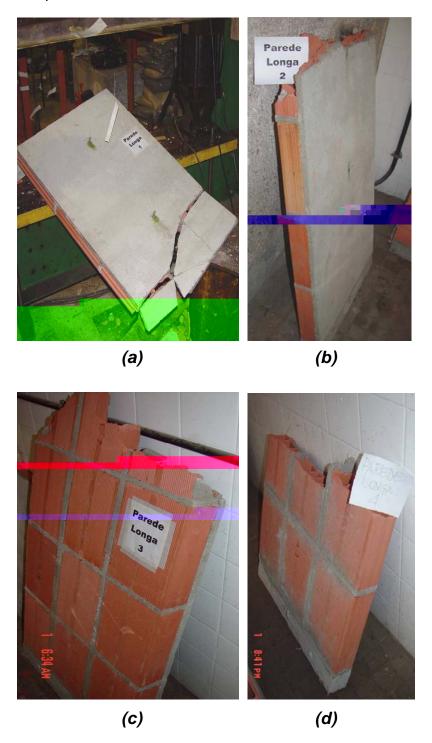






5.12. Comentários Finais

Na Figura 5.33 e na Figura 5.34 são mostrados os modos de ruptura das paredes longas e curtas respectivamente.





Na Tabela 5.4 são apresentados os resultados dos ensaios à compressão de corpos de prova das argamassas utilizadas nas juntas entre tijolos e na capa.

Idade da	Tensão de ruptura da	Tensão de ruptura
argamassa, em	argamassa das juntas, em	da argamassa da
dias	MPa	capa, em MPa
1	8,1	4,7
4	30,25	24,15
7	34,5	29,4
14	36,4	36,1
21	48,9	36,9
28	53,7	44,35
106	53,3	53,05
136	55,1	52,5

Na Tabela 5.5 e na Tabela 5.6 são apresentados resumos dos resultados obtidos nos ensaios dos painéis. Nessas tabelas são fornecidos os valores das cargas últimas, do módulo de elasticidade aparente do material composto (com os valores das tensões de compressão calculados considerando-se a área bruta do painel) e o encurtamento específico, médio, correspondente à carga de ruptura. Para cálculo desse encurtamento específico considerou-se as distâncias entre os pontos de fixação dos transdutores de deslocamentos com os valores de 129 cm para os painéis longos e 91 cm para os painéis curtos, que são as distâncias entre os pontos médios das vergas de extremidade.

Painel	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa) ^{i∨}	Módulo de Elasticidade (MPa) ^v	Deformação de Ruptura
PL1	320	6,24	4430	0,143%
PL2	350	6,82	5780	0,124%
PL3	350	6,82	7490	0,105%
Média	340	6,63	5900	0,124%
PL4	132	3,13	1850	0,178%

 $^{^{}m iv}$ Tensão calculada na área bruta do painel, sem descontar os vazios dos tijolos.

v Valor aparente com a tensão de compressão calculada na área bruta do painel.

Painel	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa) ^{vi}	Módulo de Elasticidade (MPa) ^{vii}	Deformação de Ruptura
PC1	244	3,24	2520	0,132%
PC2	262	3,48	3210	0,159%
PC3	280	3,72	2630	0,143%
Média	262	3,48	2787	0,145%
PC4	105	1,70	1050	0,154%

Por esses resultados verifica-se que a resistência dos painéis na direção de maior resistência dos tijolos (longitudinalmente à direção dos vazados), 6,63 MPa, é 90% maior que na direção transversal, 3,48 MPa. Como foi visto no Capítulo 4 a resistência à compressão centrada do tijolo isolado é de 5,58 MPa, na direção mais resistente, e 0,45 MPa, na direção transversal, valores obtidos utilizando-se a área bruta, o que dá uma relação de 1/12,4 em termos de resistência. Essa grande diferença entre as relações de resistência para o tijolo isolado e para o painel poderia ser atribuída à presença da capa de argamassa. Nota-se, no entanto, que para os painéis sem capa de argamassa, PL4 e PC4, a relação entre as resistências nas duas direções é de 1,841, ou seja, a resistência dos painéis na direção de maior resistência dos tijolos (longitudinalmente à direção dos vazados), 3,13 MPa, é 84% maior que na direção transversal, 1,70 MPa. Pode-se imaginar que a presença de argamassa de alta resistência nas juntas entre tijolos tenha contribuído para esse ganho de resistência do painel. Além disso, parte da argamassa penetra no vazios dos tijolos criando um conjunto mais resistente.

Vê-se que isoladamente para cada tipo de painel, painel longo ou curto, a presença da capa de argamassa, praticamente, duplica a resistência do painel, passando, no caso do painel longo, de 3,13 MPa para 6,63 MPa e no caso do painel curto de 1,70 MPa para 3,48MPa.

Fazendo-se uma análise elástico-linear nas duas direções pode-se tentar

-

vi Tensão calculada na área bruta do painel, sem descontar os vazios dos tijolos.

vii Valor aparente com a tensão de compressão calculada na área bruta do painel.

encontrar uma relação entre as tensões atuantes na argamassa e no tijolo cerâmico, quando da carga de ruptura dos painéis. Na Tabela 5.7 são apresentados os valores das tensões de ruptura obtida nos corpos de prova cilíndricos retirados das regiões das juntas entre tijolos e das capas de argamassa.

Idade da	Tensão de ruptura da	Tensão de ruptura
argamassa (dias)	argamassa das juntas	da argamassa da
	(MPa)	capa (MPa)
1	8,1	4,7
4	30,25	24,15
7	34,5	29,4
14	36,4	36,1
21	48,9	36,9
28	53,7	44,35
106	53,3	53,05
136	55,1	52,5

Os painéis foram ensaiados com idades médias da argamassa de 129 dias, para os painéis longos e de 140 dias, para os painéis curtos. Pelos valores apresentados na Tabela 5.7 pode-se aferir que a resistência da argamassa nessas idades está próxima de 54 MPa. Utilizando a correlação obtida no Capítulo 9 para relacionar a resistência à compressão da argamassa e seu módulo de elasticidade, tem-se (em MPa):

$$E$$
 . $4353\sqrt{f_{cm}}$

espessura da capa de argamassa. Assim, tem-se:

Para uma carga de ruptura de 340 kN (valor médio dos painéis) tem-se:

$$N_{\text{arg.}} + N_{tij.} = 340kN$$

$$\sigma_{\text{arg.}} \cdot A_{\text{arg.}} + \sigma_{tij.} \cdot A_{tij.} = 340kN$$

$$\eta \cdot \sigma_{tij.} \cdot A_{\text{arg.}} + \sigma_{tij.} \cdot A_{tij.} = 340kN$$

$$7,38.\sigma_{tij.} \cdot 109,44 + \sigma_{tij.} \cdot 155,7 = 340kN$$

Para
$$\eta$$
 = 7,38 tem-se: $\sigma_{iij.}$ = 0,353 kN/cm² = 3,53 MPa e $\sigma_{arg.}$ = 26,1 MPa

Esses valores de tensões de compressão estão longe dos valores de resistência média dos tijolos e da argamassa medidos em ensaio que são 14,33 MPa e 54,0 MPa.

 Direção de menor resistência do tijolo – normal ao do eixo dos vazados dos tijolos

As dimensões transversais do painel são 89,6 cm por 8,4 cm, sendo 1,5 cm a espessura da capa de argamassa. Assim, tem-se:

Para uma carga de ruptura de 262 kN (valor médio dos painéis) tem-se:

$$N_{\text{arg.}} + N_{tij.} = 262kN$$

$$\sigma_{\text{arg.}} \cdot A_{\text{arg.}} + \sigma_{tij.} \cdot A_{tij.} = 262kN$$

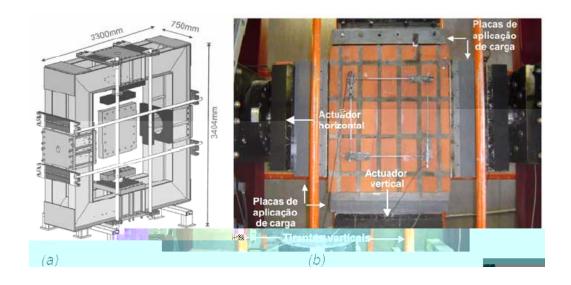
$$\eta \cdot \sigma_{tij.} \cdot A_{\text{arg.}} + \sigma_{tij.} \cdot A_{tij.} = 262kN$$

$$54,98.\sigma_{tij.} \cdot 152,34 + \sigma_{tij.} \cdot 139,2 = 262kN$$

Para
$$\eta$$
 = 54,98 tem-se: $\sigma_{iij.}$ = 0,031 kN/cm² = 0,31 MPa e $\sigma_{arg.}$ = 16,92 MPa

Esses valores de tensões de compressão estão longe dos valores de resistência média dos tijolos e da argamassa medidos em ensaio que são 1,94 MPa e 54,0 MPa.

O que parece ocorrer é que nos primeiros níveis de carregamento com os materiais íntegros a tensão na argamassa é muito superior à tensão no tijolos. Com o aumento da carga aplicada vai havendo uma microfissuração na argamassa ocorrendo o que se chama de amolecimento ("softening") com a diminuição da relação modular " η " e a correspondente transferência de carga para os tijolos que têm um comportamento ainda



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Nesses ensaios foi observado o fenômeno de destacamento de partes da parede devido à flexão das barras colocadas nas juntas longitudinais. Para eliminar esse problema foram feitos entalhes nos apoios para acomodar a movimentação dessas barras (Figura 5.36).

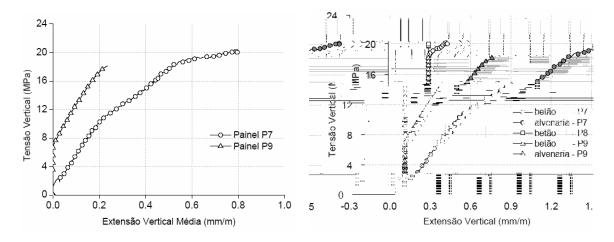




(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

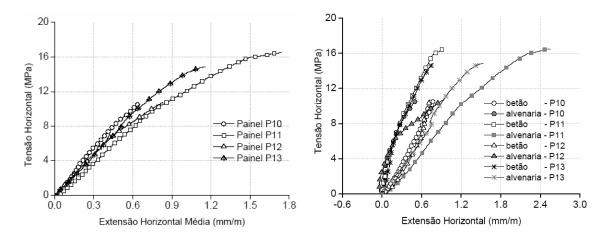
Para painéis com carga uni-axial aplicada na direção longitudinal à direção dos vazados dos tijolos, OLIVEIRA (2005) apresenta o diagrama tensão x deformação mostrado na Figura 5.37. Os transdutores de deslocamentos colocados na face do concreto não registraram valores significativos. Assim sendo, os valores apresentados na Figura 5.37 são aqueles registrados pelos transdutores da face de alvenaria. Observa-se

o comportamento, aproximadamente, linear físico até as proximidades da ruptura. Esses ensaios são similares aos apresentados nesse trabalho onde as peças ensaiadas foram denominados de painéis longos.



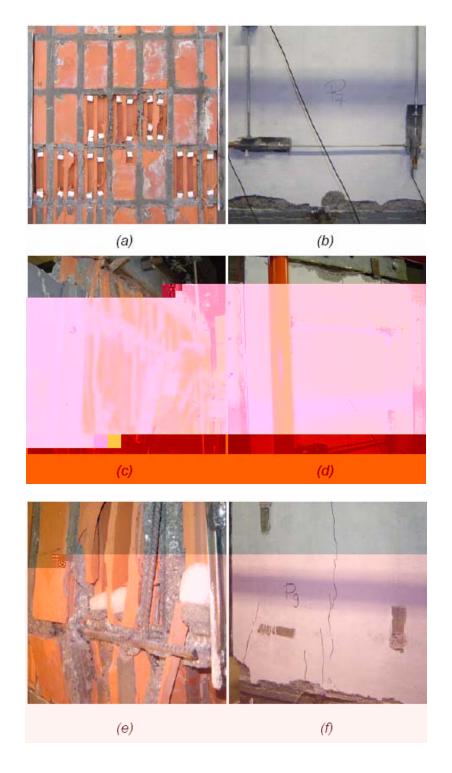
(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Para painéis com carga uni-axial aplicada na direção transversal à direção dos vazados dos tijolos, OLIVEIRA (2005) apresenta o diagrama tensão x deformação mostrado na Figura 5.38. Observa-se o comportamento, aproximadamente, linear físico até as proximidades da ruptura. Esses ensaios são similares aos apresentados nesse trabalho onde as peças ensaiadas foram denominados de painéis curtos.



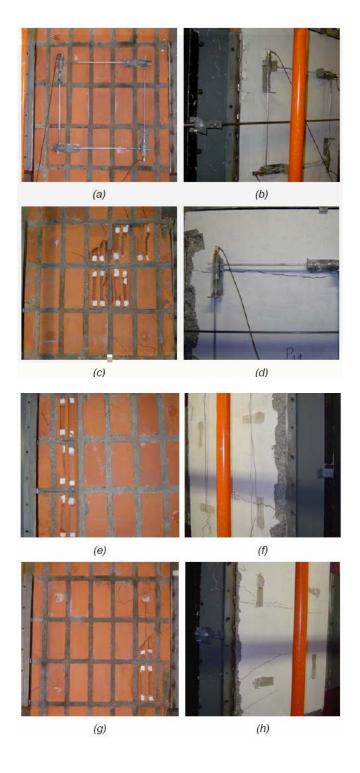
(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Na Figura 5.39 são mostrados os modos de ruptura apresentados por OLIVEIRA (2005) para o ensaio uni-axial com a carga aplicada na direção paralela aos vazados dos tijolos.



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Na Figura 5.40 são mostrados os modos de ruptura apresentados por OLIVEIRA (2005) para o ensaio uni-axial com a carga aplicada na direção perpendicular aos vazados dos tijolos.



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Nestes ensaios os painéis sujeitos à compressão biaxial apresentaram resistências menores à compressão que os painéis sujeitos à compressão uni-axial. Em alvenarias convencionais espera-se que a resistência à compressão biaxial seja maior que a resistência à compressão uni-axial devido ao confinamento gerado pela continuidade da estrutura e pelo aumento do atrito tijolo-argamassa.

Os materiais utilizados por OLIVEIRA (2005) em seu trabalho foram:

- a. Tijolo vazado cerâmico de 215 mm x 100mm x 65 mm.A resistência à compressão na direção vertical (paralela à direção do eixo dos vazados) é de 101,02 MPa na área líquida e 81,97 MPa na área bruta. A resistência à compressão na direção horizontal (normal à direção do eixo dos vazados) é de 88,60 MPa na área líquida e 71,83 MPa na área bruta.
- b. Micro concreto: resistência média à compressão aos 28 dias de 22,61 MPa e resistência à tração na flexão de 2,58 MPa.

Nesses ensaios, OLIVEIRA (2005) obteve os resultados apresentados na Tabela 5.8 que mostram tensão última em cada painel referenciada à área bruta da sua seção transversal.

Painel	Tensão de compressão última (MPa)	
Direção vertical (paralela à direção do eixo dos vazados)		
Painel 7	18,0	
Painel 8	20,0	
Painel 9	20,0	
Valor médio	19,3	
Direção horizontal (normal à direção do eixo dos vazados)		
Painel 10	10,5	
Painel 11	16,5	
Painel 12	10,5	
Painel 13	15,0	
Valor médio	13,1	

Em relação aos painéis ensaiados no presente trabalho, os resultados de tensão última de compressão obtidos por OLIVEIRA (2005) foram expressivamente maiores. Na direção de maior resistência dos tijolos OLIVEIRA (2005) obteve uma tensão de compressão média de 19,3 MPa comparado com 6,63 MPa. Na direção de menor resistência dos tijolos OLIVEIRA (2005) obteve uma tensão de compressão média de 13,1 MPa enquanto PIMENTA (2003), obteve 3,48 MPa. A argamassa das juntas e da capa dos painéis ensaiados por PIMENTA (2003) tinha resistência à compressão de 54,0 MPa (na data do ensaio) e dos painéis ensaiados por OLIVEIRA (2005) resistência de 22,6 MPa (aos 28 dias). Quanto aos tijolos, os utilizados por OLIVEIRA (2005) tinham resistências à compressão muito maiores, na direção de maior resistência dos tijolos o valor de 101,02 MPa comparado com 14,33 MPa do utilizado por Pimenta (2003) e na direção de menor resistência dos tijolos o valor de 88,6 MPa comparado com 1,94 MPa do utilizado por PIMENTA (2003). A grande disparidade na resistência à compressão dos tijolos cerâmicos foi determinante para essa substancial diferença de valores de tensão última de compressão nos painéis.

Como foi dito no início deste capítulo uma alternativa viável para a escolha dos materiais para execução das cascas de alvenaria seria a combinação de tijolos cerâmicos estruturais de elevada resistência com argamassas de resistência normal. A melhor opção vai depender de uma avaliação econômica.

6. DESCRIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS EM CASCAS CILÍNDRICAS DE ALVENARIA

6.1. Aspectos gerais

Após o estudo de várias alternativas optou-se por executar as estruturas em casca cilíndrica (formada por tijolos cerâmicos ligados por juntas de argamassa com adição de fibras metálicas) com características geométricas compatíveis com a estrutura de apoio utilizada por BRANDÃO (2005), em sua tese de doutorado (Figura 6.1). Essa estrutura de apoio é composta de quatro pilares e quatro vigas. As vigas têm comprimento de 3,20 metros, medido de face externa a face externa dos apoios.

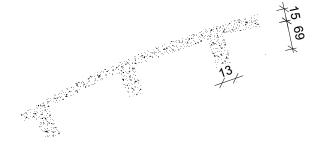


Foram executadas duas peças, a primeira monolítica (Figura 6.2.a) e a segunda composta pela justaposição de três elementos (Figura 6.2.b). No caso da execução da segunda peça, os elementos foram unidos por meio do uso de protensão dos fios posicionados nas abas laterais da peça. Além destes fios, também foram distribuídos fios ao longo da casca (na direção paralela aos furos dos tijolos), para se avaliar ao longo do ensaio da necessidade ou não de protendê-los. Estes fios seriam protendidos no caso de, durante o carregamento, observar-se abertura das juntas entre elementos ou um deslocamento transversal relativo entre os dois elementos adjacentes à junta analisada. Em razão do perfeito funcionamento das juntas concretadas em segunda etapa, não houve necessidade de protender os fios ao longo da casca, que em conseqüência, não tiveram nenhuma função estrutural, pois eram não-aderentes à argamassa.





Foram empregados tijolos cerâmicos vazados, normalmente utilizados para vedação. As juntas entre os tijolos foram projetadas com 1,3 cm de espessura e a capa de argamassa sobre os tijolos com 1,5 cm de espessura (Figura 6.3). Essas espessuras foram escolhidas com auxílio de testes realizados em painéis, conforme relatado no capítulo 4. A capa poderia ter uma espessura menor, uma vez que não há armadura passiva, e não há necessidade de cobrimentos para as fibras metálicas, pois estas ficam dispersas na argamassa. No entanto, como a carga foi aplicada em nove pontos, em uma área restrita, havia necessidade de uma espessura mínima para não fragilizar demais as regiões onde a carga foi introduzida.

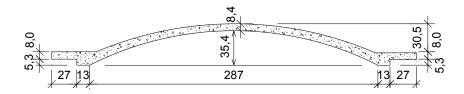


em um painel plano, com inclinação igual à máxima inclinação das cascas ensaiadas (Figura 6.4.b.).



Para as cascas, também foi adotado este mesmo procedimento optando-se, a partir dos resultados desses testes, por adotar um traço único para a junta e a capa superior, pois, o mesmo traço propiciou boas condições de concretagem para as duas regiões.

A geometria escolhida conduziu a uma casca de geratriz cilíndrica com 3,0 m de corda e distância entre apoios, na direção longitudinal, de 3,0 m. Foram empregados quatro apoios em aparelhos metálicos posicionados nas quinas da estrutura de apoio. Na direção longitudinal a estrutura foi extendida com dois balanços de 0,70 metros e na direção transversal foram usadas vigas de borda com um prolongamento em laje, para aumentar a resistência ao empuxo lateral devido à forma da estrutura (Figura 6.5).



Como não há armadura passiva, nas juntas entre tijolos, eles poderiam ser colocados numa disposição alternada. Preferiu-se, no entanto, colocar os tijolos alinhados, gerando consequentemente, juntas entre tijolos também alinhadas nas duas direções (Figura 6.6), com o objetivo de manter a mesma estética observada nas obras originais de Eládio Dieste.



Procurou-se fazer a relação flecha/corda correspondente a um valor limite entre os que foram, normalmente, adotados por Eládio Dieste em suas estruturas.

As cascas de Eládio Dieste estão na relação $2,5 \le L/f \le 4,0$, onde é a flecha e L é a corda, do arco transversal. Sabe-se que existe uma relação em que a flexão da casca é pequena conduzindo a um funcionamento estrutural, basicamente, por efeito de membrana. Ao aumentar essa curvatura ficariam mais pronunciados os esforços de membrana. Fica uma dúvida se seria este o motivo que levou Dieste a projetar suas estruturas com a relação flecha/corda neste intervalo, ou se seriam questões de estética e construtiva. Com as relações limites de obtêm-se os correspondentes limites do ângulo central, ϕ , no caso da estrutura desenvolvida em forma circular, ou em forma de catenária invertida.

 a. No caso de uma curva circular, em que Φk é o ângulo central e Φ é o ângulo medido da extremidade do arco transversal para o centro (Figura 6.7), tem-se:

$$\frac{L}{f} = \frac{2.sen\phi_k}{(1 - \cos\phi_k)} \tag{6.1}$$

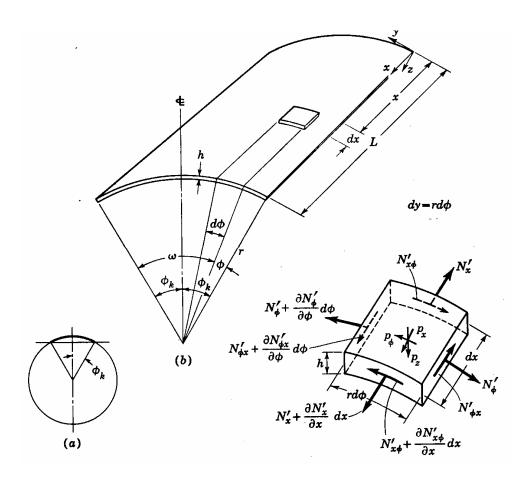
Neste caso, os limites utilizados por Dieste, em que $2.5 \le f/L \le 4.0$ correspondem a $53^{\circ} \le \Phi k \le 77.5^{\circ}$.

O esforço de membrana na direção transversal da casca tem a expressão:

$$_{\varphi}$$
 ϕ ϕ (6.2)

onde é a carga distribuída na direção da ação da gravidade e é o raio de curvatura. Expressando-se em termos da flecha tem-se:

$$N_{\varphi} = p_d \cdot \left(\frac{2.f + l \cdot (\cot g \phi_k)}{2}\right) \cdot \cos(\phi_k - \phi)$$
 (6.3)



b. No caso de uma curva em catenária invertida (Figura 6.8) cuja equação é dada por:

$$y = c \cdot \cosh\left(\frac{x}{c}\right) = \left(\frac{c}{2}\right)\left(e^{\frac{x}{c}} + e^{-\frac{x}{c}}\right)$$
, obtém-se:

φ

Neste caso, os limites utilizados por Dieste, em que $2.5 \le 4.0$ correspondem a $51.3^{\circ} \le \Phi \le 63.4^{\circ}$.

Para esta forma, em catenária invertida, para a ação do peso próprio da casca (), só há esforços de membrana, não há flexão. Também o esforço de membrana na direção longitudinal à casca (N_x) é nulo, assim como o esforço cortante $(N_{\phi x})$ também é nulo. Observa-se que o esforço de membrana radial (N_{ϕ}) não se anula para nenhuma inclinação da tangente á superfície da casca.

Procurou-se verificar a influência do engastamento parcial existente entre as cascas, no caso de cascas múltiplas. Desprezando-se totalmente esse engastamento parcial ou considerando-o como um engastamento perfeito não houve diferenças significativas nos esforços na casca. Desta forma optou-se a favor da simplicidade, por adotar uma viga lateral para resistir aos empuxos sem que ela simulasse um engastamento, ou de outra forma sem que ela impedisse as rotações nas extremidades da casca.

No caso das cascas ensaiadas neste trabalho optou-se por adotar uma casca mais abatida (f/L ≈ 35/300), fugindo da geometria utilizada por Dieste, mas de outra feita favorecendo a concretagem da capa superior, não havendo necessidade de se adotar traços diferenciados para as juntas entre tijolos e a capa superior. Nos ensaios verificouse que, mesmo neste caso de cascas de pequena curvatura, o comportamento da estrutura foi muito bom, suportando altas cargas e apresentando uma capacidade de carga razoável desde o aparecimento das primeiras fissuras, visíveis, até a ruptura. Podese, entretanto, utilizar cascas de curvaturas maiores para se aproveitar melhor o comportamento de membrana da estrutura. Terá que ser feita uma solução em que se avaliam as vantagens estruturais das cascas mais curvas, tendo-se em contrapartida, maiores dificuldades executivas. Aspectos arquitetônicos com relação à forma da estrutura deverão ser, obviamente, considerados. Aplicações, não convencionais, poderão utilizar uma cobertura em casca de alvenaria para edificações em dois níveis, por exemplo.

6.2. Estruturas ensaiadas

Como um dos objetivos desse trabalho é o de estudar a possibilidade de industrialização do processo construtivo, foram ensaiadas duas cascas de mesma geometria e mesma condição de apoio. A diferença entre elas, como foi dito, é que o

primeiro modelo foi concretado de forma monolítica e o segundo foi divididos em três elementos, posteriormente solidarizados. Como separadores entre os elementos empregou-se peças de madeira em compensado naval revestidas com plástico aderente tipo "contact" e untadas com cera pastosa, comum de piso. Essa opção não conduziu a bons resultados pois a retirada desses elementos separadores foi muito difícil acabando por danificar a peça a ser ensaiada. Estes danos (fissuras), entretanto, não comprometeram o comportamento estrutural. Na região lateral onde existe a aba para resistir ao empuxo lateral houve necessidade de se fazer uma ligação entre os elementos para garantir a continuidade estrutural. Além dos dois fios de protensão de 8.0 mm, existentes de cada lado, foram acrescentados, (Figura 6.9), pinos de cisalhamento, compostos de barras de 20.0 mm e, adicionalmente, barras de 10.0 mm, na região menos espessa. Os demais fios de protensão posicionados ao longo da seção transversal da casca não foram utilizados, tendo sido mantidos inertes até o final do ensaio.



Estes pinos de cisalhamento que atravessam a junta, se extenderam por doze centímetros para cada lado, atendendo-se à recomendação técnica de se adotar um comprimento de Φ , de cada lado da junta.(Figura 6.10).



Foram deixadas bainhas na casca para a eventualidade de se protender a casca

ao longo de toda sua largura. Foram utilizados tubos de alumínio com 12,7 mm de diâmetro interno (Figura 6.11). Estes tubos de alumínio passaram pelos vazados dos tijolos, sendo mantidos em suas posições, pela pressão exercida pelos blocos de poliestireno expandido colocados nas extremidades dos vazados dos tijolos.



Para a protensão foram utilizados fios lisos de 8.0 mm de diâmetro e Aço CP150 RN. Para simular uma ligação real entre pré-moldados, os tijolos adjacentes às juntas foram previamente concretados numa profundidade de 2,5 cm, nas extremidades de seus vazados. Objetivou-se com isto, que a ligação entre os elementos pré-moldados se desse apenas pela aderência da argamassa da junta, concretada em segundo estágio, com argamassa da casca, concretada na primeira fase. Evitou-se desta maneira, a formação de qualquer outro mecanismo resistente, como por exemplo, um intertravamento entre os elementos pré-moldados. Adotou-se o que se convencionou chamar de junta seca.

Foram colocados pequenos blocos de poliestireno expandido (EPS), de 8 cm de comprimento, de cada lado dos tijolos, com o objetivo de impedir que uma quantidade maior de argamassa penetrasse nos tijolos durante a operação de concretagem (Figura 6.12).



casca, sendo que, na região dos pinos de cisalhamento adotou-se uma argamassa mais rica em fibra metálica (2%), para aumentar sua resistência (Figura 6.13).



As juntas foram feitas com uma espessura de 13 mm, valor único, tanto nos elementos pré-moldados, quanto na ligação entre os elementos, concretada num segundo estágio. Esse valor teve como parâmetro a espessura de juntas normalmente utilizadas na alvenaria estrutural que é de 10 mm ± 3 mm. A espessura da capa superior de 15 mm somada à espessura do tijolo de 69 mm conduziu a uma espessura total da casca de 84 mm. Observa-se que a fibra metálica empregada tem comprimento de 35 mm, o que limita levemente a aleatoriedade da sua distribuição, no volume de argamassa. Na capa, estas fibras não podem se posicionar na direção normal à superfície da casca e, nas juntas, não podem se posicionar na direção longitudinal da estrutura.

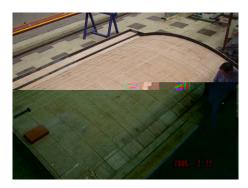
6.3. Fôrma em madeira

As peças transversais da estrutura da fôrma foram feitas em madeira do tipo compensado em pinho naval, com 25 mm de espessura. As peças longitudinais foram feitas em madeira maciça (cedrinho). Para a parte curva superior utilizou-se madeira em compensado flexível, com 6 mm de espessura (Figura 6.14). O objetivo de se utilizar estas madeiras foi o de propiciar o seu reaproveitamento. As ligações entre as peças foram feitas, preferencialmente, com parafusos, e de maneira defasada para facilitar a montagem e desmontagem.





A face superior da fôrma foi revestida com um filme adesivo plástico com a finalidade de facilitar a deforma (Figura 6.15). Sobre este filme plástico foi passada uma camada de cera em pasta, comumente utilizada para encerar pisos de madeira, com a função de desmoldante. Para garantir a separação e o correto posicionamento dos tijolos foram pregadas ripas de compensado sobre a fôrma com 6 mm de espessura e 13 mm de largura (Figura 6.15.b). Tal procedimento deve ser melhorado, nas aplicações futuras. Em experiências semelhantes feitas em Portugal adotou-se um plástico com adesivo em duas faces para fixar os tijolos em sua posição.



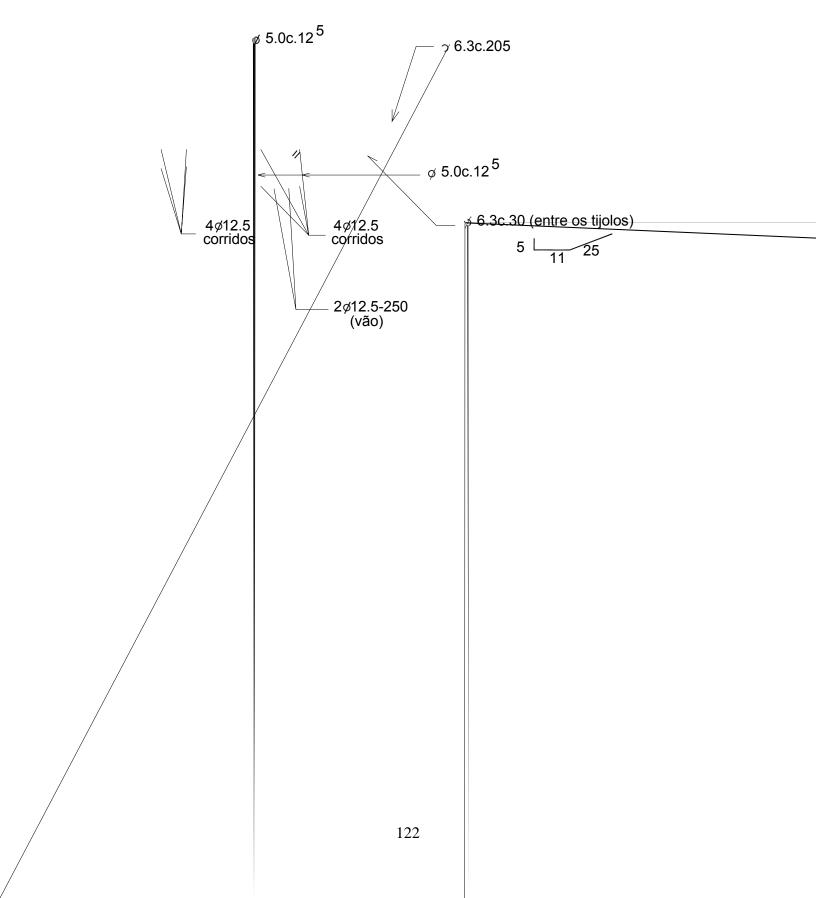


6.4. Armação das abas laterais e das vergas de extremidade

As armaduras das abas laterais foram dimensionadas para suportar o empuxo lateral devido à forma da casca (Figura 6.16). Na região do vale da casca foi adotado um engrossamento em argamassa, com dimensão de 13,0 x 13,0 cm, aproximadamente. Esta região é solicitada, predominantemente, por esforços axiais. A armadura da viga do vale foi detalhada prevendo-se, também, esforços de flexão, o que acarretou um reforço na armadura longitudinal, na face inferior, no vão entre os apoios, e na face superior, sobre estes apoios.



Na Figura 6.17 é mostrado um detalhe das armaduras adotadas nas abas laterais da casca.



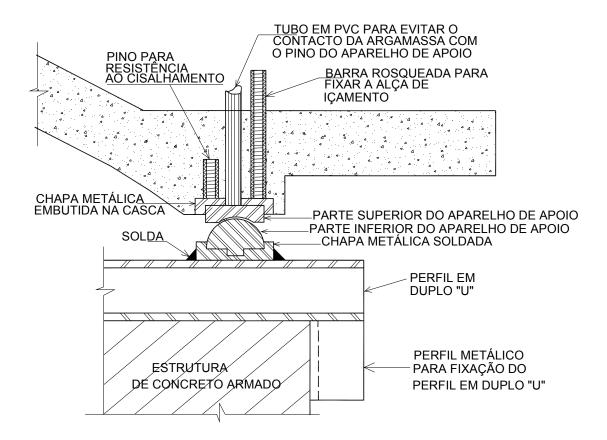
6.5. Argamassa

A argamassa utilizada foi dosada com um traço único tanto para a junta entre tijolos quanto para a capa, diferentemente do que foi empregado nos painéis de alvenaria, ensaiados à compressão. Naquele caso, a argamassa empregada nas juntas entre tijolos foi feita com relação água/cimento da ordem de 0,51 e a argamassa da capa com relação água/cimento da ordem de 0,57. O objetivo foi fazer uma argamassa menos fluida para as juntas, para evitar que uma parcela grande dessa argamassa penetrasse nos vazados dos tijolos. Para a capa foi empregada uma argamassa mais fluida. No caso das cascas ensaiadas, com o uso dos blocos de EPS introduzidos nas extremidades dos tijolos evitou-se que a argamassa penetrasse em demasia nos vazados dos blocos. Com isso a preocupação de dosar uma argamassa mais seca para as juntas foi abandonada.

Nas cascas, com o intuito de reduzir o consumo de cimento e de água, foram adotadas duas providências: substituição de parte do cimento (30%) por cinza volante e redução da relação água/(cimento + cinza volante). Com isso obteve-se uma argamassa de elevada resistência à compressão, da ordem de 60,0 MPa aos 28 dias de idade, com excelente trabalhabilidade, boa aderência aos tijolos cerâmicos e razoável resistência à tração, da ordem de 9,0 MPa aos 28 dias. Esta qualidade da argamassa foi conseguida apesar de ser empregado um teor de fibras metálicas próximo do mínimo recomendado. Adotou-se um teor de 40 kg/m³ e o valor mínimo é de, aproximadamente, 25 kg/m³ Essa

6.6. Aparelhos de apoio

Foram utilizados aparelhos de apoio metálicos do tipo rótula. A parte superior do aparelho de apoio consistiu de uma placa metálica com uma depressão interna, em forma semi-esférica, presa na estrutura da casca (Figura 6.20). Esta ligação com a estrutura da casca se dava através da chapa metálica colocada na face inferior da casca. Nesta chapa metálica foi executado um rebaixo de 10 mm, na sua face inferior, de tal forma que a parte superior do aparelho metálico se encaixasse praticamente sem folga.



Com isso, o esforço cortante podia ser transmitido para a parte inferior do aparelho de apoio, que está soldada na estrutura de apoio. Caso não fosse feito esse entalhe, toda a força cisalhante teria que ser absorvida pelo pino central do aparelho de apoio, que não teria capacidade resistente suficiente. Além disso, esta parte do aparelho possuía um pino central que penetrava na chapa metálica presa à estrutura a ser ensaiada. A parte inferior do aparelho de apoio consistia de uma semi-esfera, que possuía

um pino central torneado que penetrava numa chapa metálica (chapa de cor verde mostrada na Figura 6.21.a). Esta chapa foi soldada no perfil metálico, em duplo "U" (perfil na cor amarela mostrado na Figura 6.21.a). Para permitir a retirada do aparelho de apoio, após a realização do ensaio, e seu aproveitamento em outra peça, foi colocado um tubo de polietileno, de cor preta, fixado à chapa que deixava a parte superior do aparelho de apoio livre da aderência com a argamassa e permitia a sua retirada e reaproveitamento após o ensaio (Figura 6.21.b).





Na placa metálica, assentada diretamente sobre a forma de madeira da casca, foi fixada uma barra de aço rosqueada de 20 mm de diâmetro (Figura 6.22). Esta barra ficou saliente à peça concretada e serviu para prender a manilha que se liga às calizt içitamentrada estrutu

Este aparelho de apoio dava uma liberdade total de rotação nas três direções e impedia a translação em duas direções. O apoio teve um comportamento excelente, após contornados os problemas, inicialmente detectados, de falta de contenção lateral e fragilidade da solda, que o ligava à viga metálica. Como foi concebido, este aparelho de apoio permitia sua fácil retirada após o ensaio e seu reaproveitamento para a outra peça a ser ensaiada.

No ensaio da casca monolítica, a estrutura se deslocou sobre a rótula que não teve, inicialmente, uma contenção lateral suficiente. Este deslizamento provocou uma fissura na casca, na direção longitudinal, no topo da estrutura. Para contornar este problema foram soldadas peças adicionais nos aparelhos de apoio que garantiram a necessária indeslocabilidade, em termos de translação (Figura 6.23).Na retomada do ensaio da casca monolítica houve a ruptura da solda, que ligava o aparelho de apoio ao perfil metálico (duplo "U"), em um dos apoios (próximo ao Tirante 9). Foi reforçada a solda para o ensaio definitivo.





6.7. Estrutura de apoio das cascas







Essa estrutura de apoio consistiu de quatro pilares de alvenaria armada, com blocos de concreto, em forma de "L", com abas iguais (Figura 6.24.a). Ligando esses quatro pilares foram executadas quatro vigas de 20/50 (Figura 6.24.b) com armadura mostrada na Figura 6.24.c. De eixo a eixo de viga a distância é de 3,0 metros.

Para absorver o empuxo lateral nos apoios da casca, as placas dos aparelhos de apoio foram soldadas em um perfil metálico (duplo "U") que foi preso à estrutura de concreto armado. Esse perfil metálico foi pintado na cor amarela e a chapa de fixação do aparelho de apoio na cor verde (Figura 6.25.a). Como as vigas da estrutura de apoio tinham uma armação leve, apesar da seção transversal de 20/50, ela fissuraria com a ação do empuxo lateral comprometendo o funcionamento estrutural da casca e a condição de indeslocabilidade dos aparelhos de apoio, em termos de translação. A fixação do perfil metálico, em duplo "U", na estrutura de concreto armado foi feita através de três chumbadores distribuídos ao longo de seu comprimento, além de um apoio direto na lateral da estrutura de concreto armado, através de cantoneiras metálicas soldadas nas extremidades do perfil (Figura 6.25.b).



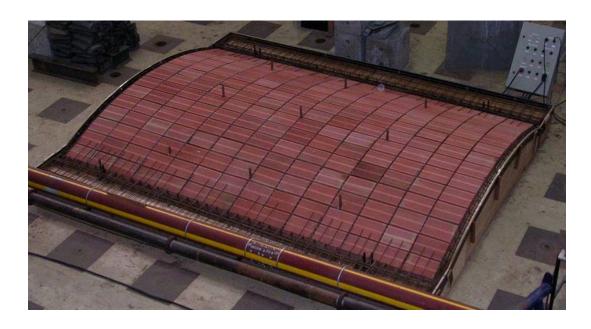


7. ENSAIO DA CASCA MONOLÍTICA

7.1. Introdução

Conforme descrito no Capítulo 6 a primeira casca ensaiada foi uma peça monolítica com vão entre apoios de 3,0 metros, na direção longitudinal e corda do arco da casca de 3,0 metros (Figura 7.1). Foi concretada de forma contínua com tijolos cerâmicos de 6,9 cm de espessura, capa superior de argamassa de 1,5 cm e juntas entre tijolos de 1,3 cm de espessura. Na Figura 7.2 observa-se a peça pronta para concretagem.





7.2. Concretagem

A concretagem foi realizada no dia 17 de Maio de 2005 à uma temperatura ambiente de 28 °C e uma umidade ambiente de 70%. Na Tabela 7.1 é apresentada a composição dos materiais e quantidades para um traço de 80 litros de argamassa.

Materiais/Relações	Composição	Quantidades para 80 litros de argamassa
Cimento/areia	0,325	Cimento: 23,8 kg
Água/cimento ^{viii}	0,38	Areia: 104,25 kg
SP Glenium 51	0,50	SP Glenium 51: 519,67 g
Fibra metálica DRAMIX	0,51	DRAMIX; 2681,3 g
Cinza volante Pozo Fly	30% do peso do cimento	Água: 10,93 kg

A mistura foi feita adotando-se a seguinte següência:

- a. 1,0 minuto de mistura seca do cimento, areia e cinza volante;
- b. 1,0 minuto de mistura úmida com aproximadamente 80% do volume previsto de água;
- c. 3,0 minutos de mistura após a adição do superplastificante com o restante da água;
- d. 10,0 minutos de mistura após a adição da fibra metálica.

Esse traço se mostrou adequado, com boa fluidez e propiciando excelentes condições de concretagem tanto relativamente às juntas quanto à capa superior.

A concretagem durou cinco horas e a cura úmida, com cobertores umedecidos, foi feita durante oito dias.

Foram moldados dezesseis corpos de prova para ensaios de compressão (cilíndricos de 50mmx100mm) e sete corpos de prova para ensaios de tração na flexão (seção de 100mmx100mm). Desejava-se inicialmente moldar peças finas para os ensaios de tração na flexão, com espessura aproximada de 20 mm, mas por uma falha de comunicação foram moldados corpos de prova prismáticos.

• Foram consumidos 920 litros de argamassa para a peça estrutural e 31 litros para os corpos de prova.

viii Umidade da areia de 2%.

• Para a concretagem da junta entre tijolos foram utilizadas colheres de pedreiro e pequenas pás para fazer o adensamento da argamassa e propiciar um bom enchimento das juntas e das ligações com os furos dos tijolos (Figura 7.3).



A concretagem das vergas de extremidade (Figura 7.4.a) e das abas laterais ou vigas de borda (Figura 7.4.b) foi facilitada pela boa fluidez da argamassa e pelas condições favoráveis para acesso e vibração da argamassa.





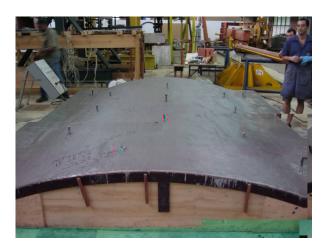
A concretagem da capa superior foi feita na direção transversal da peça com auxílio de uma régua niveladora de alumínio que se apoiou na borda da forma (Figura 7.5.a). Acabamentos localizados foram feitos com ajuda de colher de pedreiro (Figura 7.5.b) principalmente na região dos tubos de polietileno que ficaram salientes na estrutura

e foram deixados para passagem dos tirantes do sistema de carregamento.





Ao término do trabalho notou-se a boa qualidade da concretagem com um acabamento superficial excelente (Figura 7.6.a). Menos de três horas após o final da concretagem iniciou-se a cura úmida da superfície da peça com a colocação de cobertores de lã umedecidos, mantidos durante oito dias (Figura 7.6.b).





7.3. Resultados dos ensaios dos corpos de prova

Na (Figura 7.7) são mostrados os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão (a) e tração na flexão (b), após o rompimento.





7.3.1. Ensaios à compressão centrada

Realizados em corpos de prova cilíndricos de 50 mm x 100 mm, com controle de deslocamentos, na velocidade de 0,3 mm/minuto (Tabela 7.2).

Idade (dias)	Carga de ruptura (kN)	Tensão média de ruptura (MPa)	
7	90,3; 70,0; 81,7; 97,0	43,2	
14	101,5; 101,0; 102,5; 116,5	53,7	
21	119,2; 134,0	64,5	
28	92,2; 110,7; 105,7	52,4	

7.3.2. Ensaios à tração na flexão

Realizados em corpos de prova prismáticos de dimensões nominais 100 mm x 100 mm , com controle de deslocamentos, na velocidade de 0,5 mm/minuto (Tabela 7.3).

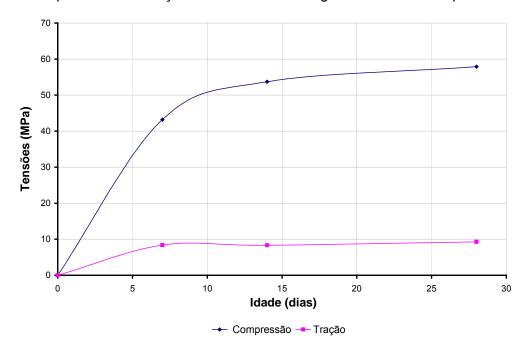
Idade	Dimensões (base, altura) (cm)	Carga de	Tensão média de
(dias)	Difficitions (base, altura) (citi)	ruptura (kN)	ruptura (MPa)
7	9,8 x 8,7 e 10,3 x 10,3	21,2 e 29,7	8,4
14	10,3 x 10,3 e 10,3 x 10,3	30,3 e 30,0	8,3
28	10,3 x 9,9	31,4	9,3

Para efeito de comparação foram feitos ensaios à tração e compressão com corpos de prova de mesmo traço sem fibras metálicas. Para a resistência à compressão obteve-se uma resistência média de 55,9 MPa. Com os valores da Tabela 7.2 desprezando-se os valores de 134,0 kN e 92,2 kN, obtém-se uma resistência média para argamassa com fibra de 57,0 MPa, ou seja, para este volume de fibras metálicas, o aumento da resistência à compressão é desprezível e a influência sobre a dutilidade da argamassa também é mínima. Para resistência à tração na flexão, sem fibras, obteve-se uma resistência média de 4,53 MPa utilizando-se a expressão 7.1 (em kgf e metro):

$$\sigma_t = \frac{0.3P + 126bh}{bh^2}$$
 (7.1)

Pelo resultado da Tabela 7.3 que apresenta uma resistência à tração na flexão de 9,25 MPa, aos 28 dias para a argamassa com fibra, observa-se que, praticamente, dobrou a resistência à tração com o volume adotado de fibras metálicas.

Pelos resultados apresentados na Tabela 7.2 observa-se que a resistência aos 28 dias de idade foi menor que a obtida aos 21 dias, o que não é razoável. Desprezando-se os valores: 68,2 MPa aos 21 dias e 46,9 MPa aos 28 dias, que mais se afastaram de uma média, poderia ser obtida uma média final entre os valores 60,7 MPa, 56,4 MPa e 53,8 MPa para representar a resistência da argamassa aos 28 dias, o que daria 57,0 MPa. O Gráfico 7.1 apresenta a evolução da resistência da argamassa com o tempo.



7.4. Içamento e Transporte da Casca

Na posição dos quatro aparelhos de apoio foram deixadas barras rosqueadas presas à casca. Essas barras rosqueadas ficaram salientes à estrutura e nelas foram fixadas manilhas de ferro fundido nas quais foram presas as cintas de içamento. Essas cintas convergiram para o gancho da talha da ponte rolante que levou a estrutura para o local de ensaio (Figura 7.8.a). Para que fosse liberada a estrutura para o içamento foi retirada parte da fôrma lateral com a ajuda de cunhas de madeira (Figura 7.8.b).





A estrutura foi, então, içada e transportada ao local de ensaio (Figura 7.9).





7.5. Posicionamento no local de ensaio

Com a estrutura em sua posição definitiva foi feita a soldagem das chapas metálicas, que prendem a parte inferior dos aparelhos de apoio, no perfil metálico, pintado em cor amarela, assente sobre a estrutura de concreto armado de apoio (Figura 7.10).





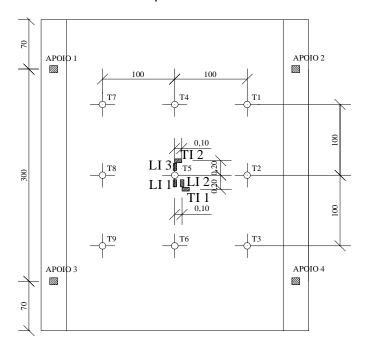
7.6. Instrumentação e Sistema de Aquisição de Dados

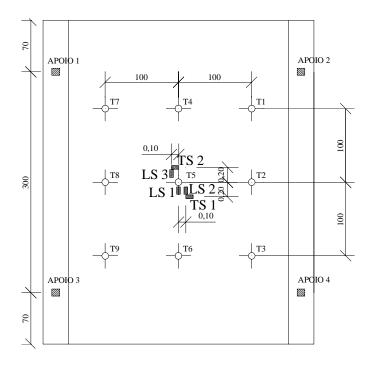
A instrumentação foi feita com transdutores de deslocamentos eletro-eletrônicos e extensômetros elétricos de resistência da marca Kyowa (Figura 7.11.a). A aquisição de dados foi feita com a utilização simultânea e sincronizada de dois sistemas do tipo AqDados da Lynx (Figura 7.11.b). Foram utilizados condicionadores de sinais Kyowa acoplados ao sistema para captar os sinais dos extensômetros por terem uma precisão vinte vezes maior que a dos condicionadores que fazem parte do conjunto AqDados.





Na Figura 7.12 são mostradas as posições dos extensômetros inferiores. Na direção longitudinal, os extensômetros longitudinais e , posicionados no bloco cerâmico e o extensômetro colado na junta de argamassa. Na direção transversal, os extensômetros e , no bloco cerâmico. Na (Figura 7.13) são mostradas as posições dos extensômetros colocados na face superior da casca.

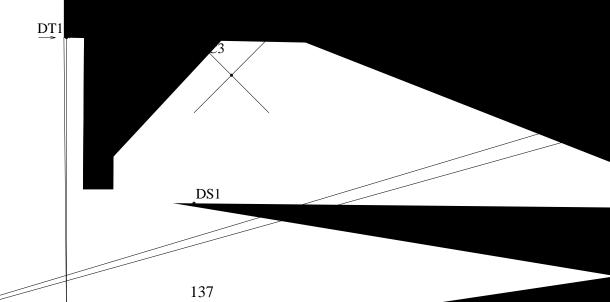




Na Figura 7.14 casca com os fios que célula de carga em ane tirantes. Posteriormente carga foram substituídas



Na Figura 7.15 conectados à estrutura o



Na região central foram posicionados três transdutores de haste, com 50 mm e 20 mm de curso, DC1, DC2 e DC3 (Figura 7.16). Entre o centro da casca e o tirante T3 foi colocado um aparelho de haste, com 50 mm de curso, denominado DM1.



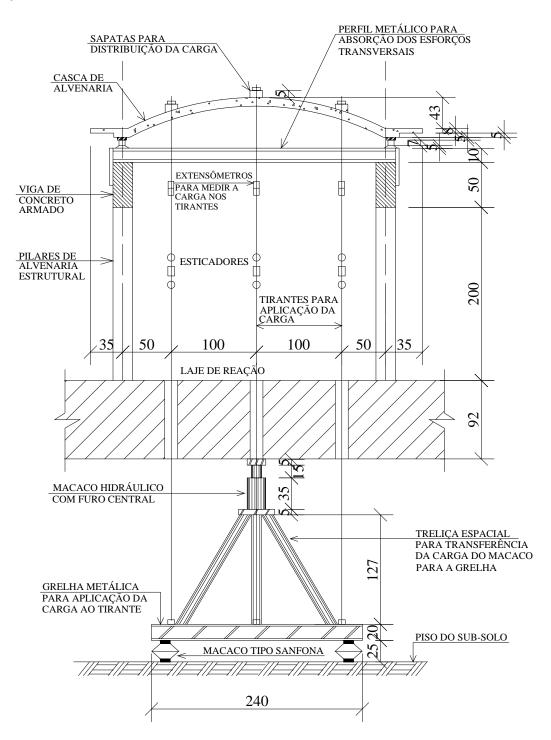
Na região central nas abas laterais foram conectados os transdutores para deslocamentos transversais, com relógios comparadores e curso de 20 mm, DS3 e DS4 e transdutores para deslocamentos laterais DT1 e DT2 (Figura 7.17.a). Na extremidade do balanço, no ponto central da casca, foram colocados os transdutores de deslocamentos de haste, com 50 mm de curso, nomeados como DS1 e DS2 (Figura 7.17.b).





7.7. Sistema de Carga

Na Figura 7.18 é mostrado um corte esquemático onde aparecem os elementos principais que compõem a estrutura a ser ensaiada, o sistema de apoios e o sistema de carregamento utilizado no ensaio final.



7.8. Estimativa da Carga de Ruptura da Casca

Para os materiais utilizados nos ensaios dos painéis, obteve-se os seguintes resultados para resistência à compressão:

- Argamassa: = 54,0 MPa (acima do limite de 20,0 MPa e 2.fb)
- Tijolo cerâmico seco: = 0,45 MPa (direção menos resistente)

Utilizando-se a expressão proposta pelo EUROCODE VI seria obtida a seguinte resistência à compressão da alvenaria: $f_k = k.f_b^{0.65}.f_m^{0.25}$, donde: = 1,09 MPa

Pelo MEF o ponto crítico na direção transversal é sobre o tirantes T4 ou T6.

Nesses pontos para uma carga total de 100 kN nos tirantes, obtém-se:

Esforço de membrana: -52,8 kN/m

Momento fletor: 1,68 kNm/m

Espessuras equivalentes em argamassa: Para esforço de membrana: $h = 1,87 \ cm$; Para esforço de flexão: $h = 4,35 \ cm$

Com isso obtém-se uma tensão de compressão máxima de 2,87 MPa.

Pelos ensaios realizados nos painéis obteve-se o coeficiente 2,05 que correlaciona a resistência do painel com a capa de argamassa em relação ao painel sem a capa.

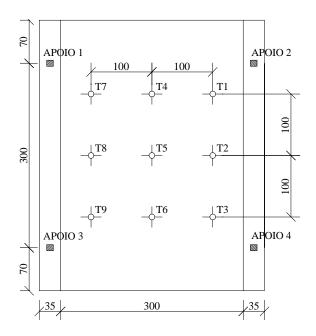
Assim sendo, tem-se: Resistência da casca: R = 2,05 . 1,09 = 2,23 MPa.

Carga de ruptura = $100 \times 2,23/2,87 = 77,7 \text{ kN}.$

Conclusão: A carga de ruptura, inicialmente prevista foi de, aproximadamente 80 kN.

A partir dessa estimativa para a carga de ruptura da casca os primeiros ensaios foram executados com um sistema de carregamento utilizando quatro caixas de água de 1000 litros interligadas entre si e assentes sobre a grelha metálica que se pendurou nos tirantes (Figura 7.19). Os tirantes adotados foram em número de nove, aproveitando os orifícios da laje de reação do Labest e dispostos conforme é mostrado na Figura 7.20.





Para a transmissão da carga dos tirantes para a casca foram projetadas sapatas de argamassa fibrosa de alta resistência com a dimensão em planta de 150 mm x 150 mm e altura variável para se ajustar à curvatura da casca. Para melhorar as condições de contacto das sapatas com a estrutura foram colocadas borrachas com 6,0 mm de espessura, entre as superfícies. Sobre a sapata foi colocada uma chapa metálica com 10.0 mm de espessura e dimensões em planta de 100 mm x 100 mm (Figura 7.21) na qual se apoiou a célula de carga no pré-ensaio e diretamente o sistema de porcas e parafusos no ensaio final.



Ligando os trechos de barras que compõem o tirante foram colocados extensores ou esticadores de 16.0 mm de diâmetro, de ferro fundido, cuja capacidade de carga fornecida pelo fabricante é de 12,3 kN, com fator de segurança igual a 5 (Figura 7.22).

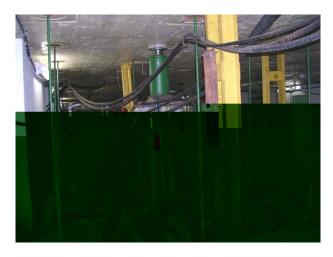


Uma amostra desses extensores foi levada à máquina universal Amsler do Labest para ensaio de tração. Verificou-se que para uma carga de 53 kN houve uma deformação excessiva do pino da manilha que ficou imprestável para o uso. Observou-se, também, uma deformação excessiva na manilha cujo furo inicialmente circular ficou oblongo. Para uma carga de 68 kN observou-se o escoamento da barra logo abaixo da manilha e antes do trecho rosqueado. Com esse resultado verificou-se que o valor de capacidade de carga fornecido pelo fabricante de 12,3 kN é compatível com o obtido no ensaio e um fator de segurança igual a cinco. A alça da manilha também se deformou abrindo como um cálice. Desse experimento concluímos que poderíamos utilizar esses mesmos esticadores no prosseguimento do ensaio substituindo os pinos de ferro fundido por parafusos de aço mais resistentes para dar mais segurança ao sistema de carga.

Os tirantes foram constituídos de barras circulares de aço SAE 1040 cuja tensão de escoamento nominal é de 250 MPa. Nas extremidades dessas barras e se conectando com extensores foram feitos olhais com uso de solda (Figura 7.23). Uma amostra desses olhais foi ensaiada à tração na máquina AMSLER do Labest e solicitada até uma carga de 70 kN que correspondia à carga de ruptura dos extensores de ferro fundido. O ensaio demonstrou que a capacidade de carga do olhal supera esse valor, conforme esperado, não tendo sido observada nenhuma deformação expressiva.



Após os ensaios iniciais em que não se atingiu a carga de ruptura da casca, verificou-se que o sistema de carregamento com a utilização de cargas de gravidade não seria suficiente para conduzir o ensaio até o final. Foi então projetado um novo sistema de carregamento com emprego de um macaco hidráulico com capacidade de carga de 500 kN. Para isso utilizou-se a estrutura em grelha já empregada anteriormente fazendo-se soldar uma estrutura metálica tubular formando uma treliça espacial na qual se apoiava o macaco hidráulico com furo central que permitia que o tirante T5 (no centro da casca) passasse por êle (Figura 7.24).



O macaco hidráulico atua contra a laje de reação para assim empurrar a grelha metálica para baixo aplicando a carga à estrutura. Para impedir a movimentação transversal do macaco durante o carregamento foi torneado um entalhe superior de mesmo diâmetro que os furos existentes na placa de reação do Labest, 100 mm, fazendo com que essa chapa entrasse sem folga na abertura da placa de reação. Um entalhe inferior foi feito de tal maneira que a ponta do êmbolo do macaco penetrasse nessa chapa fazendo com que o sistema ficasse totalmente travado (Figura 7.25).



Para impedir movimentação transversal da grelha metálica durante o ensaio foram encostados em três lados da grelha, pórticos feitos com perfis e tubos metálicos que foram travados contra o piso e o teto do pavimento (Figura 7.26). O quarto lado da grelha se encostou diretamente no pilar-parede que compõe a estrutura da laje de reação.



Para determinação das cargas nos tirantes ao longo do ensaio foi imperativo descartar a utilização das células de carga tendo em vista que elas haviam sido projetadas para uma carga máxima de 10,0 kN. Optou-se então por utilizar extensômetros elétricos de resistência colados diretamente sobre as barras dos tirantes, de 16.0 mm de diâmetro e calibrados de tal forma que fosse obtida a carga em cada tirante à partir da relação conhecida carga x deformação. Esses extensômetros foram revestidos com cera de abelha e uma pintura superficial de resina epoxídica para proteção (Figura 7.27).



O sistema de acionamento do macaco hidráulico foi feito por uma bomba manual. O manômetro da bomba foi previamente calibrado com auxílio de célula de carga.

7.9. Ensaios preliminares

Alguns pré-ensaios foram feitos para se testar o sistema de cargas, o sistema de aquisição de dados e verificar a sensibilidade dos extensores para os ajustes de cargas. Foram feitos com a atuação do peso próprio do sistema de carga, compreendendo o peso da grelha metálica com o piso de madeira e as caixas de água vazias. O peso total ficou em torno de 6,5 kN. Em seguida as caixas de água foram preenchidas para testar alguns extensômetros e transdutores de deslocamentos.

Ao se testar o sistema de uniformização das cargas nos tirantes com a utilização dos extensores verificou-se que o sistema era bastante sensível devido à alta hiperestaticidade. Para cargas médias, distantes da ruptura, o ajuste é mais fácil conseguindo-se uma melhor uniformização nas cargas.

Foram executados os seguintes pré-ensaios:

- De 26/06/05 a 28/06/05 foram executados pré-ensaios diversos para testar o sistema de aquisição de dados e o sistema de carga.
- Em 04/07/05 foi feito o primeiro ensaio com enchimento total das quatro caixas de água de 1000 litros cada uma. No dia seguinte 05/07/05 foi feita a descarga total com o esvaziamento das caixas de água.
- Em 21/07/05 foi feito novo ensaio sendo acrescentada carga na estrutura metálica em grelha perfazendo um total de 88 kN de carga. Antes que pudesse ser mobilizada toda a carga de peso disponível houve um escorregamento da casca sobre os apoios. A rótula não se aprofundou convenientemente no aparelho metálico (Figura 7.28) ocorrendo um deslocamento lateral. A carga total nos tirantes na qual se deu o deslizamento sobre os apoios foi de aproximadamente 50,0 kN.





Esse deslizamento sobre os apoios provocou tensões de tração na direção transversal o que levou ao aparecimento de fissuras na face inferior da casca sendo que a mais notável foi uma fissura na direção longitudinal no topo da casca. Surgiram fissuras junto aos furos de passagem dos tirantes T1, T2 e T3. Junto aos tirantes T4, T5 e T6 essas fissuras se propagaram em alguns pontos pelas juntas entre tijolos.Em algumas poucas regiões próximas às linhas de tirantes T1,T2 T3,T7,T8 e T9 observou-se algum descolamento dos tijolos em relação às juntas caracterizando uma perda de aderência entre o tijolo e a argamassa. Na região central da casca, na direção longitudinal, observou-se uma fissura inferior que provocou o descolamento dos tijolos em relação à junta de argamassa (Figura 7.29). Nessas regiões pré-fissuradas foi colocado adesivo epoxídico, tanto nos tijolos quanto na argamassa e também nos trechos onde houve perda de aderência entre o tijolo cerâmico e a argamassa. Durante o ensaio feito em seguida nada foi observado nessas regiões coladas encontrando-se a casca intacta.



• Em 28/07/05 foi feito novo ensaio com a carga de 88 kN, corrigida a deficiência dos aparelhos de apoio. Foram soldadas peças metálicas nos apoios metálicos que os confinaram impedindo o movimento transversal (Figura 7.30). Foi atingida a carga total de 88 kN sem que nenhum dano à estrutura tenha sido observado.



• Em 08/08/05 foi feito novo ensaio adicionando-se carga à estrutura em grelha metálica com a colocação de sacos de areia sobre as caixas de água. Além disso foram colocados sacos de areia diretamente sobre a estrutura com peso total de 30,0 kN (Figura 7.31). Com o enchimento das caixas de água, a carga total atingiu, aproximadamente 135 kN sem que nenhum dano à estrutura tenha sido observado.



7.10. Estimativa da carga de ruptura da casca a partir dos resultados dos ensaios dos painéis

- a. Resultados de tensão de ruptura obtidos nos ensaios:
- Painel longo direção de maior resistência direção longitudinal da casca:
 - σ_{rup} = 6,63 MPa (obtido na área bruta)
 - Área bruta: 513,3 cm² e área líquida: 265,2 cm²
 - Tensão de ruptura convertida para a área líquida = 12,8 MPa.
- Painel curto direção de menor resistência direção transversal da casca:
 - $\sigma_{rup} = 3,48 \text{ MPa}$ (obtido na área bruta)
 - Área bruta: 752,6 cm² e área líquida: 291,6 cm²
 - Tensão de ruptura convertida para a área líquida = 9,0 MPa.
- Pelos resultados da análise pelo MEF, na direção transversal (de menor resistência) o ponto mais crítico da estrutura é na região dos tirantes T4 e T6.
 - Para uma carga total nos tirantes de 250 kN tem-se:
 - Esforço de Membrana: F = -132 kN/m e Momento fletor: M = + 4,2 kNm/m
 - Espessuras equivalentes em argamassa: Efeitos de flexão: 4,35 cm e

efeitos de membrana: 1,87 cm

- Tensão normal máxima = 7,2 MPa
- Para atingir a tensão limite de 9,0 MPa a carga é: 250 x (9,0/7,2) = 313 kN.
- c. Pelos resultados da análise pelo MEF, na direção longitudinal (de maior resistência) o ponto mais crítico da estrutura é na região do tirante central T5.
 - Para uma carga total nos tirantes de 250 kN tem-se:
 - Esforço de Membrana: F = 118 kN/m e Momento fletor: M = + 4,1 kNm/m
- Espessuras equivalentes em argamassa: Efeitos de flexão: 4,92 cm e efeitos de membrana: 2,06 cm
 - Tensão normal máxima = 5,8 MPa
 - Para atingir a tensão de 12,8 MPa a carga é: 250 x (12,8/5,8) = 552 kN.
- d. Conclusão: A carga de ruptura prevista é de 313 kN

7.11. Ensaio

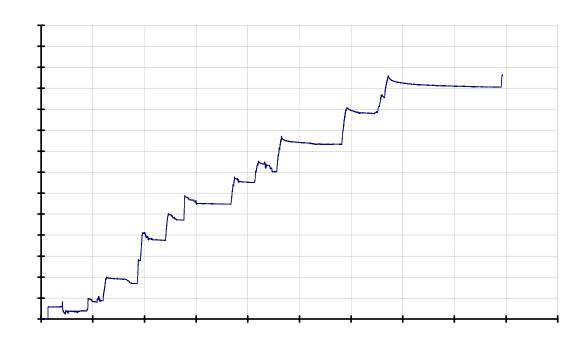
No dia 20 de setembro de 2005 foi realizado o ensaio na estrutura após a modificação realizada no sistema de carregamento (Figura 7.32). Tal sistema se mostrou muito eficiente e permitiu uma relativa uniformização das cargas nos tirantes e assim simular de forma aproximada a carga uniformemente distribuída sobre a casca.



No ensaio anterior a carga total havia atingido o valor de 135 kN sem que nenhum dano tivesse sido notado na estrutura. Esse ensaio seguiu o mesmo procedimento dos pré-ensaios em que a grelha metálica foi mantida escorada por quatro macacos tipo sanfona para que a carga de peso próprio do sistema de carga fosse sendo transferido para a estrutura de forma lenta. Essa transferência de carga se dava através do aperto exercido nos extensores ligados aos tirantes até que todo o peso próprio estivesse agindo na casca. Nesse momento a grelha metálica se soltou dos apoios nos macacos. A partir daí prosseguiu-se com o aperto nos extensores controlando-se a carga, em cada tirante. através do monitor ligado ao sistema AqDados de aquisição de sinais que mostravam as cargas instantaneamente. Agiu-se simultaneamente em três extensores em linha para que a carga fosse mais bem distribuída possível ao longo da seção transversal da casca. Dessa forma agiu-se primeiramente sobre os tirantes T1, T4 e T7, em seguida sobre os tirantes T3, T6 e T9 e finalmente T2, T5 e T8. A carga foi sendo aplicada no macaco em intervalos de aproximadamente 25,0 kN (Gráfico 7.2) e nessas interrupções no carregamento foi sendo feito o ajuste nos extensores de tal forma que as diferenças de carga entre os tirantes não fosse expressiva.

No início do carregamento, até uma carga total da ordem de 20,0 kN, essa diferença entre as cargas nos tirantes pôde ser mantida bem pequena, em torno de

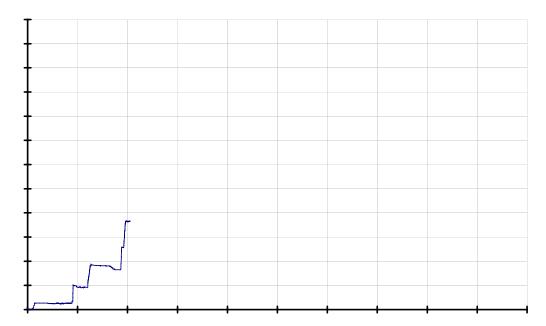
nto, ndo







No Gráfico 7.3 observa-se a evolução da carga total nos tirantes com o tempo. Os patamares representam o período de interrupção no carregamento para efeito de tentativas de ajustar as cargas nos nove tirantes a valores próximos para tornar o carregamento mais simétrico possível. Neste gráfico não aparece claramente nenhuma queda na carga total sobre a estrutura devida à fissuração inicial. Algumas quedas são observadas sem que possam ser atribuídas à fissuração observada.



Quando a carga total sobre a casca atingiu aproximadamente 270 kN aconteceu o rompimento da solda que fixava o aparelho de apoio ao perfil metálico da meso-estrutura de apoio. O rompimento da solda aconteceu no aparelho de apoio mais próximo ao tirante número nove. Com isso o ensaio teve que ser interrompido com a estrutura tendo sofrido deformações de forma assimétrica. Essa falha no aparelho de apoio provocou um deslocamento lateral da casca na região próxima ao tirante nove e conduziu à uma fissuração da viga de apoio da casca junto à aba lateral (Figura 7.34).



Essa movimentação no apoio provocou, também, uma fissuração da viga de concreto armado da meso-estrutura no alinhamento dos tirantes T7; T8 e T9 (Figura 7.35). Esse recalque no apoio ao introduzir esforços de forma assimétrica à estrutura comprometeu seu funcionamento estrutural reduzindo sua capacidade resistente. Corrigiu-se a falha no aparelho de apoio e com o intuito de voltar a ensaiar a estrutura e tentou-se corrigir parte de suas imperfeições geométricas ocasionadas pelo deslocamento do apoio. Essa imperfeição era visível a olho nu caracterizando-se por um abatimento maior da casca na extremidade paralela aos tirantes T3; T6 e T9. Para tentar reduzir essa deformação colocou-se o macaco sanfona no centro da casca apoiado sobre a viga de concreto armado da meso-estrutura e agindo na casca através de uma carga de baixo para cima tentou-se reduzir a deformação existente. Concomitantemente colocou-se um tirante composto por uma barra de 25 mm apoiado nas laterais da casca e provido de parafusos nas extremidades (Figura 7.35). Conjuntamente com o acionamento do macaco exerceu-se pressão no tirante para se tentar trazer a geometria à uma conformação próxima da original. Mesmo à custa do aparecimento de algumas fissuras no meio do vão, na extremidade da casca, na sua face superior, muito pouco se conseguiu de recuperação das deformações na casca.

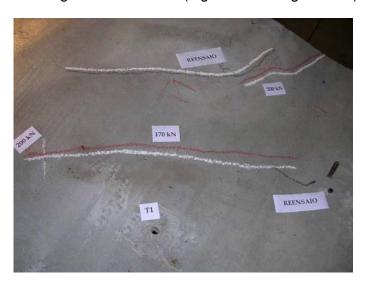


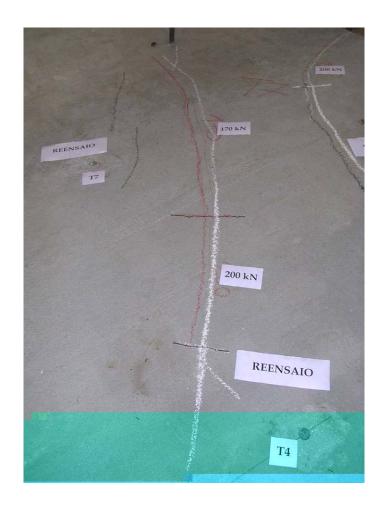
O recalque no apoio além de deformações plásticas na estrutura provocou fissuras na verga de extremidade (Figura 7.36). No dia 04 de Outubro foi feito o chamado reensaio com a estrutura com sua geometria modificada pelas deformações plásticas ocorridas.



7.11.1. Fissuração na face superior da casca

Com o valor da carga total nos tirantes em torno de 220 kN foram detectadas outras fissuras próximas das observadas inicialmente, assim como, o prolongamento das fissuras abertas com a carga total de 170 kN (Figura 7.37 e Figura 7.38).

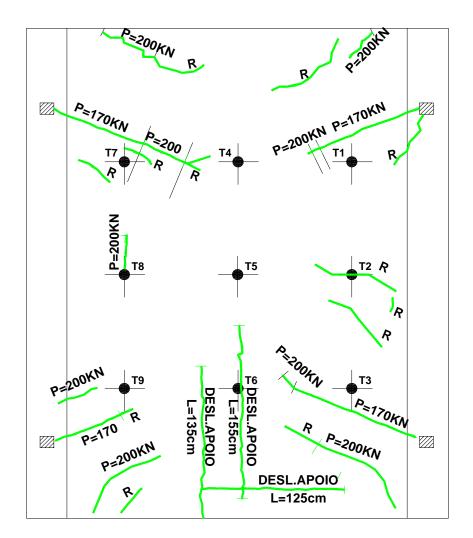




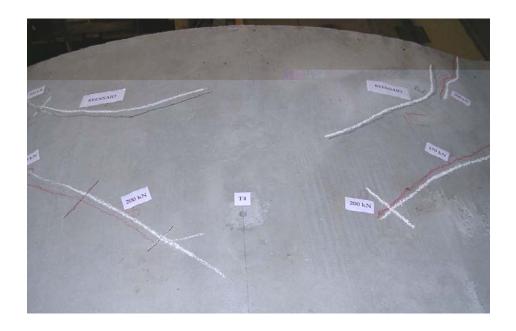
Na região central da casca junto aos tirantes T2 e T8 as fissuras só surgiram por ocasião do re-ensaio na direção transversal (Figura 7.39).



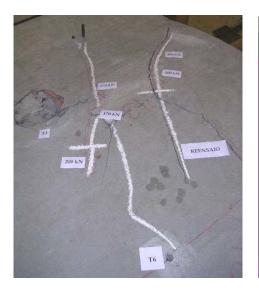
Após a realização do ensaio e do chamado re-ensaio foi feito um mapeamento das fissuras. Na Figura 7.40 são mostradas as fissuras na face superior da casca. Algumas são nomeadas como Desl.Apoio e que surgiram por ocasião da falha em um dos aparelhos de apoio que provocou o deslizamento da casca sobre os apoios, outras são nomeadas como e se referem áquelas que surgiram no re-ensaio. Nessa figura não foram desenhadas as fissuras que ocorreram nas proximidades da ruptura, principalmente, aquelas decorrentes do puncionamento ocorrido na fase final do ensaio.



A fissuração se deu de forma simétrica com as primeiras fissuras partindo dos apoios conforme pode ser visto na Figura 7.41 que mostra as fissuras vistas a partir do tirante T5 mostrando o aspecto da fissuração na região dos tirantes T1, T4 e T7.



Na Figura 7.42.a vê-se a fissuração nas proximidades do tirante T3 em que se observa o efeito do puncionamento ocorrido no local e que ocasionou o encerramento do ensaio. De maneira similar, nas proximidades do tirante T9, observa-se também a distribuição das fissuras e o efeito de puncionamento (Figura 7.42.b).

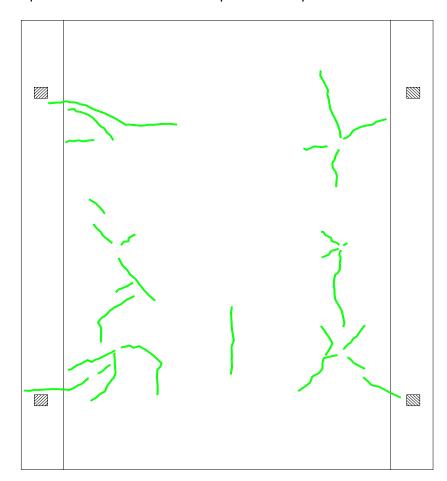




7.11.2. Fissuração na face inferior da casca

Ao final do ensaio fez-se um mapeamento geral das fissuras ocorridas na face inferior da casca (Figura 7.43). Nessa figura algumas fissuras estão nomeadas como

que ocorreram por ocasião da ruptura da casca, no re-ensaio e outras, nomeadas como que surgiram quando da falha ocorrida no aparelho de apoio.



Na Figura 7.45 vê-se o aspecto da fissuração na região dos tirantes T1 e T2 que também foi observado na região dos tirantes T7 e T8.



Ao final do ensaio, as cargas nos tirantes registraram os valores da Tabela 7.4. A carga última de 268,9 kN corresponde à , aproximadamente vinte e duas vêzes a carga de peso próprio da estrutura que é de 1,35 kN/m², considerando apenas a região central da casca de 3,0 m por 3,0 m (trecho entre apoios), nessa comparação.

Tirante	Carga, em kN
T1	30,71
T2	25,17
T3	30,61
T4	30,34
T5	30,46
T6	31,27
T7	32,93
T8	24,32
T9	33,06
Total	268,87

7.11.3. Ensaio Complementar

Mesmo não tendo tido sucesso na tentativa de recuperação de parte da deformação da casca ocorrida por ocasião da falha no aparelho de apoio realizou-se outro ensaio com o aparelho de apoio consertado. A proposta era a de se chegar à carga de ruptura da casca mesmo sabendo-se que a estrutura já tinha sofrido deformações iniciais não desprezíveis. Não se atingiu uma carga última de mesmo valor que no primeiro

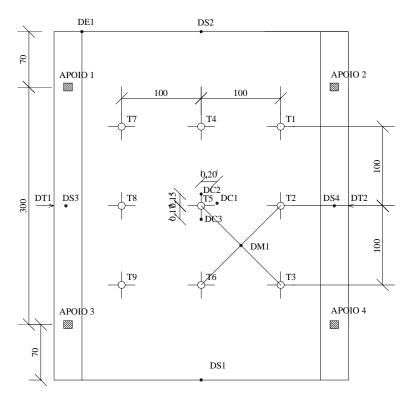
ensaio chegando-se, nesse caso, à uma carga final de 250 kN. A ruptura se deu por puncionamento nas regiões dos tirantes T3; T6 e T9, havendo se iniciado pelo tirante T9. Ao final do ensaio, as cargas nos tirantes registraram os valores da Tabela 7.5.

Tirante	Carga, em kN
T1	28,0
T2	23,1
T3	28,8
T4	28,8
T5	28,3
T6	30,9
T7	29,8
T8	22,8
T9	30,0
Total	250,5

7.12. Análise gráfica dos resultados do ensaio

7.12.1. Análise dos deslocamentos transversais

A Figura 7.46 mostra os pontos onde se mediu os deslocamentos na casca.

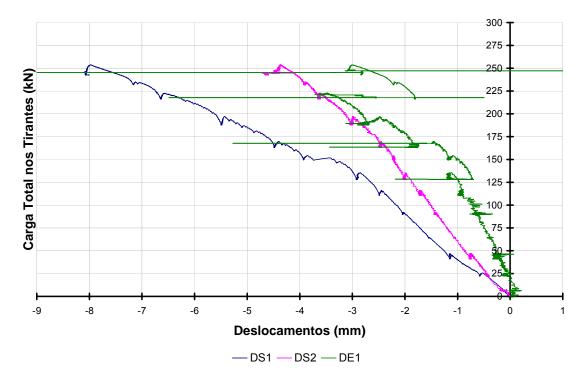


Para se ter uma visão geral dos deslocamentos observados na estrutura estão listados na Tabela 7.6 as medições feitas em alguns pontos da casca.

Carga	Transdutores de Deslocamentos – valores em mm									
Total	DS1	DS2	DE1	DC1	DC2	DC3	DS3	DS4	DM1	DT1
85 kN	1,36	1,32	0,57	3,0	2,91	3,04	1,47	1,66	1,87	0,006
150 kN	3,37	2,24	0,99	5,55	5,37	5,8	3,13	3,36	3,64	0,004

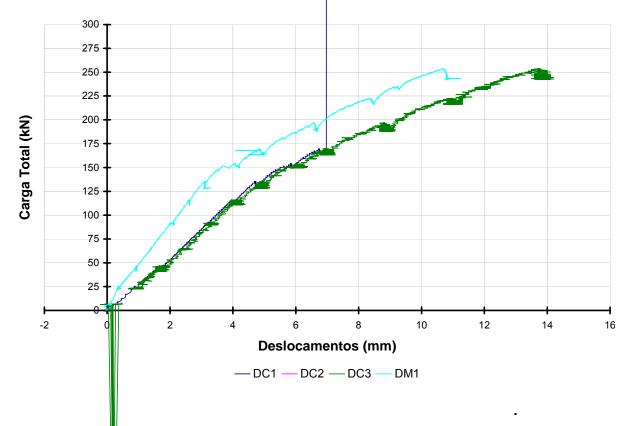
a. Deslocamentos na ponta do balanço – DS1, DS2 e DE1

O ponto de medição DS1 é simétrico ao ponto DS2. O deslocamento do ponto DE1 foi menor que nos pontos DS1 e DS2 o que reflete uma maior rigidez da viga de borda. Os valores de DS1 e DS2 deveriam ser próximos, dada a simetria geométrica e de carregamento. No entanto as deformações iniciais impostas à estrutura devidas aos incidentes ocorridos nos primeiros carregamentos (deslocamento da estrutura nos apoios com conseqüente fissuração) causaram uma certa assimetria na estrutura. O Gráfico 7.4 mostra os deslocamentos na ponta do balanço: DE1(viga de borda), DS1 e DS2 (casca).



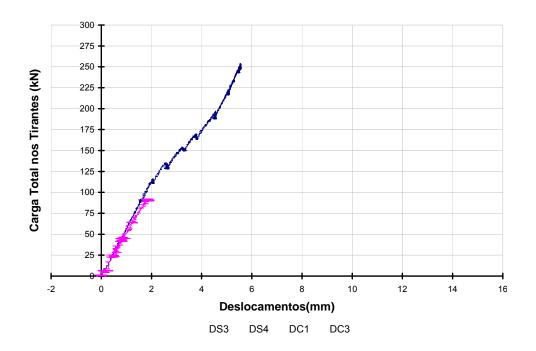
b. Deslocamentos no centro da casca

No Gráfico . observa-se que os des ocamentos nos pontos DC1, DC2 e DC3 evoluíram de forma bem próxima ao longo do ensaio, como esperado, e o valor máximo atingiu perto de 14 mm. Num ponto intermediário entre o centro da casca e a viga de borda, DM1, os deslocamentos foram menores por ser um ponto mais rígido da estrutura. Nota-se um comportamento linear até uma carga total próxima de 150 kN. A partir desse ponto, que corresponde ao início das fissuras visíveis na estrutura, observa-se uma redução na rigidez da casca. Adotou-se uma redundância de medidas no centro da casca por ser o ponto de medição mais representativo do comportamento estrutural.



c. Comparação entre os deslocamentos no centro da casca (DC1 e DC3) e os deslocamentos no meio do vão das vigas de borda (DS3 e DS4)

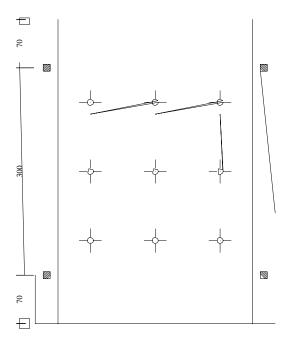
Observa-se no Gráfico 7.6 que os deslocamentos no centro da casca, DC1 e DC3, são maiores que no centro da viga de borda, DS3 e DS4, da ordem do dobro. Nas abas laterais não foram observadas fissuras que alterassem significativamente o comportamento linear observado na fase inicial do carregamento.



7.12.2. Análise das deformações específicas

a. Face superior (argamassa):

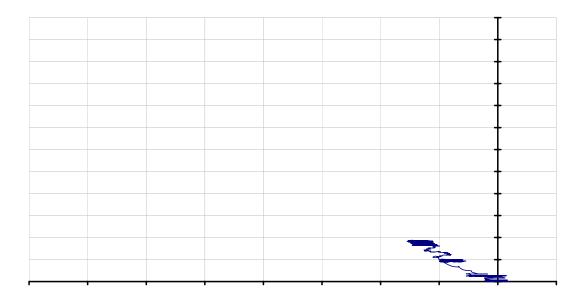
Os pontos de fixação dos extensômetros podem ser vistos na Figura 7.47.

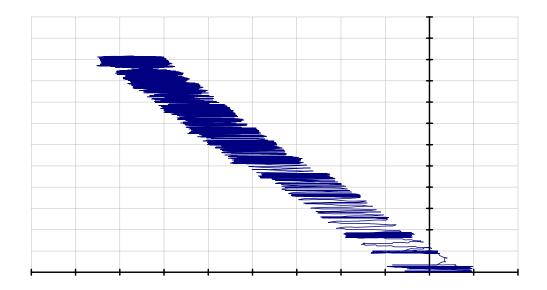


No Gráfico 7.7 verifica-se que as deformações específicas medidas através dos extensômetros longitudinais são próximas, conforme esperado, tendo como valor máximo aquela medida no extensômetro LS1 colado no centro da casca. O valor máximo da deformação é de 340 μ S. Para um módulo de elasticidade da argamassa de E_a = 35.572 MPa, determinado pelos ensaios, obtém-se:

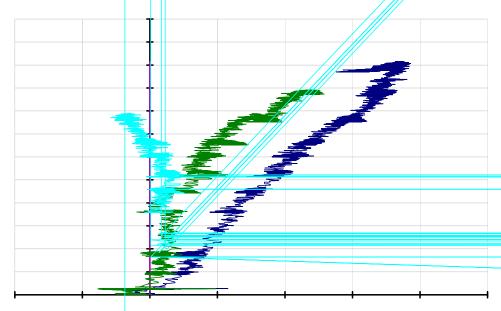
$$\sigma$$
 (7.2)

Para a resistência média à compressão da argamassa da ordem de 74,5 MPa, estimada para 125 dias de idade (idade da argamassa no dia do ensaio) essa tensão corresponde à, aproximadamente, 16,3% dessa resistência. Com isso vê-se que em termos de tensões de compressão ainda existia uma grande margem para aumento da carga na estrutura. 0





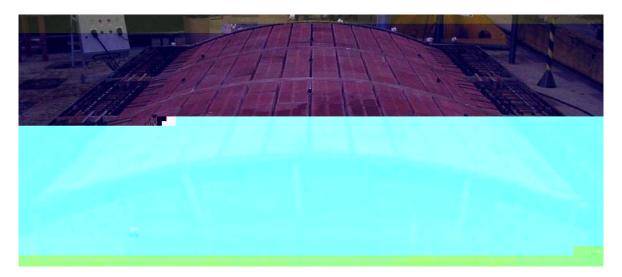
Observando o Gráfico 7.9 vê-se que na direção longitudinal extensõmetros LI1 e LI3 as tensões são de tração atingido deformações máximas da ordem de 80 µS que para um módulo de elasticidade do tijolo, estimado em 4338 MPa , daria uma tensão de tração de 0,35 MPa que é a ordem de grandeza da resistência á tração do tijolo cerãmico. Na direção transversal as tensões no início do carregamento vão de compressão para tração e após uma carga total nos tirantes da ordem de170 kN torna-se tensão de compressão.O valor de 170 kN é justamente o valor da carga onde se notaram as primeiras fissuras na face superior da casca.



8. ENSAIO DA CASCA MOLDADA EM ELEMENTOS

8.1. Introdução

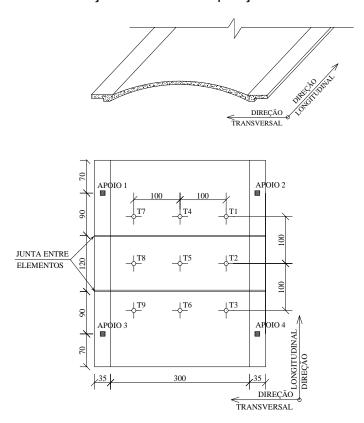
A segunda casca ensaiada foi executada em módulos para simular um sistema de pré-moldagem (Figura 8.1). A separação entre os módulos foi feita com uma fôrma em madeira (tipo compensado) revestida com plástico aderente e encerado com cera de piso, em pasta. Este procedimento não foi o ideal, pois houve dificuldades na retirada das fôrmas entre elementos. A utilização de uma madeira mais dura envernizada facilitaria a desmoldagem. Num processo industrializado poderia ser adotado um sistema mecânico mais eficiente. A ligação entre os módulos foi feita por uma concretagem de segundo estágio, nas juntas entre estes módulos, e pela protensão de dois fios de 8.0 mm colocados em cada aba lateral. Foram deixados quatro fios posicionados ao longo da largura da casca, para a eventualidade de ser necessário protendê-los. A necessidade de protender estes fios seria determinada ao longo do ensaio, pela análise do comportamento das juntas entre os elementos. Foram deixados na estrutura, tubos de alumínio de 12.5 mm de diâmetro, para servirem como bainha para os fios de protensão.



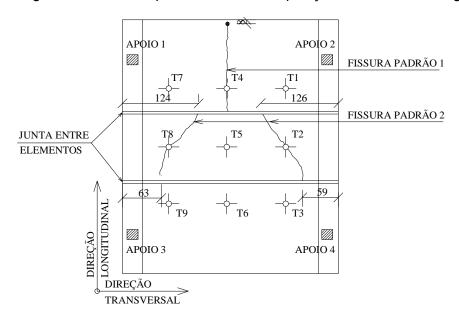
Na Figura 8.2 vê-se a casca pronta para a concretagem, notando-se, as peças de madeira utilizadas na separação entre os elementos, e os tubos de alumínio que servem de bainhas para os fios de protensão. São dois tubos de cada lado, nas abas laterais e quatro passando pelos vazados dos tijolos, ao longo da largura da casca.



A Figura 8.3 mostra as direções adotadas e a posição dos tirantes.



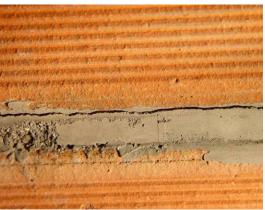
O ensaio foi cercado de certa expectativa devido às fissuras pré-existentes na estrutura causadas por movimentações realizadas na peça, quando da retirada da fôrma. As fissuras surgiram nas faces superior e inferior nas posições mostradas na Figura 8.4.



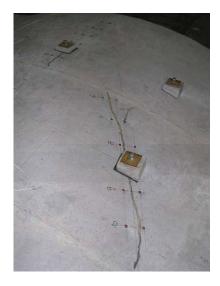
Estas fissuras surgiram durante o processo de retirada das fôrmas entre os módulos. A estrutura foi feita em três elementos, um central e dois extremos. Para provocar uma certa abertura nas juntas que separam os elementos, e facilitar a retirada da madeira, colocada na montagem da casca, foi feita uma movimentação na estrutura. A casca foi levantada, pelos apoios 1 e 2 (Figura 8.4). Foi feito um apoio provisório colocando-se tocos de madeira sob a estrutura, no elemento central, próximo à junta. Depois disso foi aliviada a tensão, nas cintas de içamento, provocando a descida, apenas, do elemento de extremidade, já que o elemento central se encontrava, provisoriamente, apoiado nos tocos de madeira. Com os primeiros movimentos nada se observou, porém ao fim da retirada das fôrmas ao se levantar um pouco mais o painel central, elevando-se a altura dos calços, observou-se as fissuras nas posições especificadas.

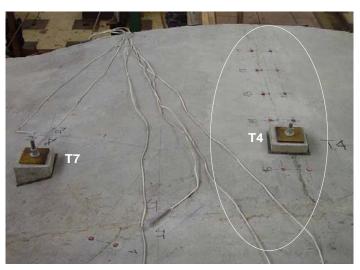
Essas fissuras inclinadas no painel central deveram-se ao apoio do trecho extremo da casca no trecho central ao longo da junta. A união entre os elementos, naquele momento, ocorria apenas pela aderência criada pela fôrma de madeira das juntas e pela resistência dos tubos de alumínio, presentes na estrutura, para passagem dos fios de protensão. As fissuras tiveram uma abertura variável com um valor máximo de 0,5 mm.Na Figura 8.5 é mostrada a fissuração existente na face inferior da casca, junto ao tirante T8.





Na Figura 8.6.a pode ser observada a fissuração existente na face superior da casca, junto ao tirante T2. A fissura é mostrada com o tratamento que recebeu, podendo-se notar a cola epoxídica utilizada. Longitudinalmente, também surgiram fissuras nas faces superior e inferior, próximas ao tirante T4 conforme pode ser observado na Figura 8.6.b. A fissura longitudinal passa pelo tirante T4 e chega até a junta, e é uma fissura típica de flexão em um balanço, sugerindo que em algum momento da movimentação da peça ocorreu uma situação de balanço e o peso próprio das abas laterais, que são em argamassa maciça, provocou a fissura.





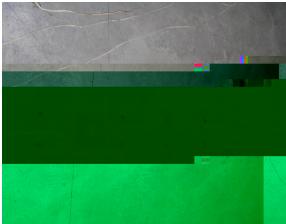
Para atenuar o efeito desses danos no funcionamento estrutural foram tomadas as

seguintes providências, imediatamente após se detectar a existência das fissuras:

- Sobre as fissuras, na face superior, foi escorrida cola líquida Loctite 496, a base de éster de cianoacrilato, que se destina a colar materiais frágeis.
- Sobre as fissuras, nas faces superior e inferior, foi passada uma cola à base de resina epoxídica, tipo Araldite.

O aspecto dessas intervenções na estrutura pode ser visto na Figura 8.7.





Para se fazer uma avaliação das regiões junto às fissuras pré-existentes foi feita uma análise das regiões fissuradas a partir de resultados obtidos na modelagem da estrutura feita no programa SAP2000. Resumidamente, tem-se:

- Face superior: As tensões S11 e S22, respectivamente longitudinais e transversais ao eixo longitudinal da casca são de compressão em toda a região onde se estende a fissura.
- Face inferior: As tensões de tração ficam restritas, praticamente, à região de aplicação da carga sob os tirantes.

8.2. Concretagem

No dia 07 de Outubro de 2005 foi feita a concretagem da estrutura seguindo, os mesmos procedimentos observados quando da execução da casca monolítica. Os principais fatos relacionados à essa concretagem estão listados a seguir:

1) Duração dos serviços: uma hora e cinquenta minutos.

- 2) Espalhamento da argamassa: 230 mm.
- 3) Traço empregado: Adotou-se o mesmo traço empregado na casca monolítica. Devido à umidade da areia, da ordem de 3,5%, a quantidade de água foi ajustada a partir do primeiro traço dosado. Neste primeiro traço foi adotado a relação água/(cimento + cinza volante) de 0,321, o mesmo adotado na casca monolítica. Verificou-se que esse traço estava muito fluido com alto teor de exsudação. Ele foi aplicado na aba lateral. Para os demais traços a quantidade de água foi reduzida em 11,7%. Os demais materiais foram adicionados respeitando a relação seguinte:

Relação cimento/areia: 0,33 ; teor de cinza volante: 30% do peso do cimento ; teor de superplastificante à base de policarboxilato: 0,50 ; teor de fibra metálica : 0,51% do volume total.

- 4) Foram utilizados 930 litros de argamassa. Com essa quantidade foi concretada toda a estrutura e mais 19 corpos de prova cilíndricos, para ensaio de compressão, de 50 mm x 100 mm e 10 corpos de prova, em forma de placa com 400 mm x 100 mm x 20 mm, para ensaios de flexão.
- 5) Seqüência de execução da casca: Inicialmente foi preenchida a viga de borda, fazendo-se a vibração da argamassa com vibrador de agulha. Em seguida foram preenchidas as juntas entre os tijolos com emprego de colher de pedreiro. A seguir foi executada a viga de borda, do outro lado, e finalmente a capa superior de 15 mm de espessura.
- 6) Execução da juntas entre os elementos: Após a retirada das peças de madeira colocadas nas juntas entre elementos, que demandou bastante trabalho, a estrutura ficou preparada para a segunda fase de concretagem que compreendia a concretagem da junta entre elementos e dos trechos onde foram colocados os pinos de cisalhamento (Figura 8.8). Foram feitos dois traços:um para preenchimento das regiões da viga de borda onde foram colocados os pinos de cisalhamento e outro para a junta entre os elementos. Esses traços se diferenciaram apenas pela quantidade de fibras metálicas adicionadas ao traço. No caso da região dos pinos de cisalhamento (Figura 8.9.a e Figura 8.9.b) foi adotado um teor de 2% de taxa de fibra metálica e no caso da junta entre os elementos se manteve a mesma quantidade adotada na argamassa da casca propriamente dita, ou seja, 0,51% (40 kg/m

cisalhamento. A presença da fibra metálica reduz a retração da argamassa aumentando a aderência. A areia empregada foi uma areia mais fina que a adotada na casca (primeira fase de concretagem). Naquela fase de concretagem adotou-se uma areia com dimensão passante na peneira de 48 mm. Na segunda fase utilizou-se uma areia com dimensão máxima passante na peneira de 23,6 mm. O uso dessa areia mais fina teve o intuito de melhorar a adesão com o concreto da primeira fase de concretagem diminuindo a porosidade da argamassa, e dando uma característica de graute, com um aumento da resistência à compressão.







Os traços empregados para as argamassas se mostraram eficientes propiciando um fácil enchimento das juntas e regiões dos pinos de cisalhamento, com uma excelente

trabalhabilidade. O aspecto final dessa concretagem pode ser observado na Figura 8.10.





Na argamassa utilizada para concretagem da junta entre elementos e da região dos pinos de cisalhamento foi diminuída a relação areia/cimento de 3,3 para 2,5 tornando a argamassa mais rica em cimento. Também foi aumentado o teor de superplastificante para reduzir a relação água/(cimento+cinza volante) e propiciar uma boa trabalhabilidade da argamassa. O traço empregado foi o seguinte:

- Relação cimento/areia = 0,40
- Teor de cinza volante = 30% de substituição do peso do cimento
- Relação água/cimento = 0,25^{ix}
- Teor de superplastificante = 1%
- Teor de fibra metálica = 0,51% (Juntas) e 2,0% (Região dos pinos de aço).
- Na região dos pinos de cisalhamento a argamassa apresentou uma boa consistência e trabalhabilidade. A argamassa com esse teor de fibra metálica fica "pesada" com uma forte adesão entre os materiais, oferecendo resistência à manipulação com colher de pedreiro. Ficou fácil de ser adensada preenchendo bem os vazios.
- Na região das juntas a consistência da argamassa ficou um pouco mais fluida que a utilizada na concretagem da casca. Como o contacto com o tijolo era pequeno houve uma perda reduzida de água da argamassa para o tijolo. A exsudação foi mínima, praticamente imperceptível garantindo uma boa qualidade da argamassa no bordo superior da casca.

173

^{ix} Esse fator água/cimento é fictício, pois temos a quantidade de água presente no superplastificante e na areia.

Aproximadamente três horas após o final de cada concretagem de junta foi colocado um colchão de areia molhada sobre as áreas concretadas. Após 2,5 horas do fim da última concretagem foram colocados cobertores sobre a região concretada para manter a umidade. A cura úmida foi mantida por 10 dias (Figura 8.11).



Para se manter rigorosamente a característica de junta seca, sem nenhum travamento entre os elementos, foi feita uma concretagem prévia das extremidades dos vazados dos tijolos, adjacentes às juntas, até uma profundidade de 2,5 cm. Assim procedendo, ficou garantido que a ligação entre os elementos se dava pela aderência entre a argamassa da primeira fase e a da segunda fase, além dos fios de protensão nas abas laterais. Dessa forma, por ocasião da concretagem das juntas entre elementos, os tijolos adjacentes à essas juntas já estavam com as extremidades dos vazados dos tijolos preenchidos com uma argamassa endurecida.

8.3. Resultados dos ensaios de corpos de prova

Foram retirados corpos de prova para ensaios à compressão (cilindros de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura) e corpos de prova para ensaios à flexão (placas de 100 mm x 400 mm, com espessura variável, em torno de 20 mm). Os ensaios foram feitos na prensa Shimadzu, de 1000 kN, do Laboratório de Estruturas da COPPE, utilizando velocidade de ensaio de 0,3 mm/minuto (com controle de deslocamentos). Na Tabela 8.1 são apresentados os resultados dos ensaios realizados em amostras retiradas da concretagem da casca (primeira fase de concretagem) e na Tabela 8.2 são apresentados

os resultados dos ensaios realizados em amostras retiradas da concretagem das juntas entre elementos (segunda fase de concretagem). No Gráfico 8.1 é apresentada a representação gráfica dos valores constantes da Tabela 8.1 e da Tabela 8.2. Nota-se que a resistência da argamassa das juntas entre elementos é maior que da casca pela alteração do traço empregado com redução da relação água/cimento e alteração no diâmetro da areia utilizada..

Idade (dias)	Cargas de ruptura à compressão (kN)	Tensão de ruptura à compressão (MPa)	Tensão de ruptura de tração na flexão (MPa)
3 dias	46,0 ; 45,5 ; 60,0	25,7	
8 dias	83,5 ^x ; 107,0 ;117,0	57,0	
14 dias	88,3 ^{xi} ; 120,4 ; 112,7	59,4	
20 dias	96,0 ; 119,0 ; 121,5	61,2	
28 dias	135,7 ; 120,7 ; 117,0	63,4	5,96
67 dias ^{xii}	132,2 ; 121,6 ; 133,7	65,8	
73 dias			6,85

Idade (dias)	Cargas de ruptura à compressão (kN)	Tensão de ruptura à compressão (MPa)	Tensão de ruptura de tração na flexão (MPa)
3 dias	66,4; 56,4; 52,6	29,8	
8 dias	109,6; 114,7; 111,4	111,9	
30 dias	138,5; 142,5	71,7	
49 dias ^{xiii}	104,6 ^{xiv} ; 140,8	71,8	
56 dias ^{xv}	127,5 ; 133,0 ; 130,3	66,5	9,41

-

^x Corpo de prova que teve fator água/cimento mais elevado

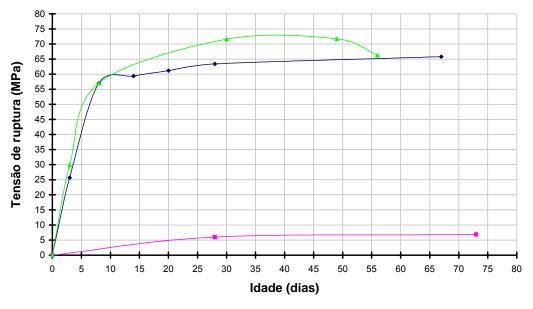
xi Corpo de prova que teve fator água/cimento mais elevado

xii Ensaio realizado, nas amostras,no dia do ensaio da casca

xiii Ensaio realizado nas amostras, no dia do ensaio da casca.

xiv Corpo de prova com capeamento irregular. Valor desprezado.

xv Corpos de prova da região dos pinos de cisalhamento com porcentagem maior de fibra metálica.



- Resistência à compressão Argamassa da Casca
- -- Resistência à tração Argamassa da Casca
- Resistência à compressão Argamassa da Junta entre Elementos

8.4. Protensão

A unidade de protensão adotada, fios de 8.0 mm de diâmetro - Aço CP150RN, foi escolhida em função da esbeltez da peça, da disponibilidade comercial e da possibilidade de se usar um macaco para protensão existente no Labest, fabricado pela CCL. A protensão foi não-aderente, utilizando-se como bainha, tubos de alumínio de 12.7 mm de diâmetro, passantes pelos vazados dos tijolos. Foram estudadas duas alternativas para escolha da protensão nas abas laterais (incluindo a viga do vale). Uma primeira alternativa previa o emprego de fios de protensão com pequenas curvaturas, no plano vertical, para melhor aproveitá-lo na redução da deformabilidade das abas laterais e também utilizá-lo como armadura de flexão. A segunda opção, que foi a escolhida, previa o emprego de fios retos passando no centróide da seção transversal, alternativa essa mais compatível com uma solução estrutural em elementos pré-moldados.

A determinação do número de fios a serem empregados foi feita em bases não muito rígidas, uma vez que existiam muitas incertezas sobre o funcionamento estrutural. A carga limite de protensão para o fio de 8.0 mm — Aço CP150 RN é de , aproximadamente, 55,0 kN. Por precauções de ordem técnica e de segurança, tendo em vista que a protensão seria executada ao nível da laje de reação do LABEST, local de circulação de pessoas, limitou-se a carga no fio ao valor de 45 kN, aproximadamente,

60% de sua carga de ruptura nominal. Para definir o nível de protensão a ser aplicado tomou-se por base os valores usuais utilizados em projetos de lajes protendidas, onde o valor da tensão média de protensão ($P_{\scriptscriptstyle \infty}/A_{\scriptscriptstyle c}$) é da ordem de 2,0 MPa e o valor máximo é da ordem de 3,5 MPa. Para a protensão da (aba lateral + viga do vale) em que se tem uma seção transversal de \approx 316 cm², a adoção de dois fios de protensão daria uma tensão média de:

$$\sigma_p = \frac{9000 Kgf}{316cm^2} = 28.5 kgf/cm^2 (2.9MPa).$$

Sabe-se que a força de protensão vai ter um certo espraiamento, a partir da ancoragem, o que fará com que a tensão atinja um valor menor que 2,85 MPa.

Para os fios colocados ao longo da largura da casca, considerando-se que a solução adotada levou ao número de 1Φ 8.0 mm a cada 3 tijolos, e considerando-se, ainda, somente a presença da argamassa, tem-se: a soma da área da argamassa da capa superior e das juntas entre tijolos é de 133 cm², o que daria uma tensão média de :

$$\sigma_p = \frac{4500 Kgf}{133 cm^2} = 33.8 kgf/cm^2 (3.4 MPa)$$

Essa tensão é bastante inferior à resistência do tijolo cerâmico que é de 14,6 MPa, medida na área líquida, o que garante que há uma segurança grande em termos de risco de ruptura do tijolo durante a protensão. Ademais, a tensão de compressão real no compósito é inferior à 3,4 MPa, tendo em vista que a força será distribuída, segundo os módulos de elasticidade dos materiais, entre a argamassa e o tijolo cerâmico. Na outra situação limite, considerando-se que a força de protensão se dissiparia uniformemente pelo tijolo cerâmico e pela argamassa, e sabendo-se que a área líquida da seção transversal do tijolo é de 51,9 cm², tem-se:

$$\sigma_p = \frac{4500 Kgf}{(133 + 51.9x3)cm^2} = 15.5 kgf/cm^2 (1.6MPa)$$

Mesmo nestas condições, uma tensão de 1,6 MPa é um valor razoável para produzir o fechamento das juntas, na eventualidade, de ser necessária esta providência durante o ensaio. Sabe-se, ainda que existe uma reserva de, aproximadamente, 22% para aumento da força de protensão.

Foram, então, adotados quatro fios situados nas abas laterais e quatro distribuídos

na casca (Figura 8.12). Os fios das abas laterais foram protendidos e os da casca foram deixados sem protensão para que, durante o ensaio, fosse avaliada a necessidade de protendê-los. A protensão dos fios da casca seria necessária caso a ligação entre os elementos, baseada na aderência, não funcionasse a contento.



A protensão foi feita utilizando-se um macaco da CCL destinado a fios de 7.0 mm. Através de testes preliminares verificou-se a viabilidade de utilizá-lo com fios de 8.0 mm adaptando-se a região da extremidade do macaco. Na parte traseira do macaco foi utilizado o mesmo aparato de cunha e bloco de ancoragem para fixar o fio de protensão e promover seu alongamento (Figura 8.13).





A pressão máxima aplicada foi de 4500 kgf/cm² mantida enquanto se promovia a cravação manual das cunhas. Como o macaco é destinado à protensão de fios de 7.0 mm de diâmetro, o bico não serve para encunhar o fio de 8.0 mm e teve que se usar uma peça, utilizada na descravação de fios, para que se procedesse a cravação manual utilizando-se esse dispositivo (Figura 8.14.a). Na outra extremidade a ancoragem utilizada foi do tipo passiva, utilizando-se o mesmo sistema empregado no lado da ancoragem ativa. Foram feitas leituras de alongamentos para se acompanhar o desenvolvimento da protensão (Figura 8.14.b). A pressão de 4500 kgf/cm² corresponde a aproximadamente 45

kN de força em cada fio. A calibração do manômetro da bomba de protensão foi feita utilizando uma célula de carga de 12,5 kN



8.5. Içamento

O içamento da estrutura foi feito empregando o mesmo sistema utilizado na movimentação da casca monolítica. Foram utilizadas cintas que ligadas à talha do laboratório de estruturas fizeram o transporte da estrutura para o local do ensaio (Figura 8.15). A geometria da casca foi projetada de tal forma que possibilitasse a colocação de um tirante na direção transversal, na posição das alças de içamento, caso houvesse necessidade durante o transporte da peça. Fazendo a análise estrutural para esta situação, com a casca pendurada em quatro pontos, verificou-se que os esforços eram inexpressivos, face à resistência da estrutura.



No local destinado ao ensaio a estrutura foi colocada sobre os apoios não tendo havido necessidade de fazer adaptações nos aparelhos de apoio (Figura 8.16).



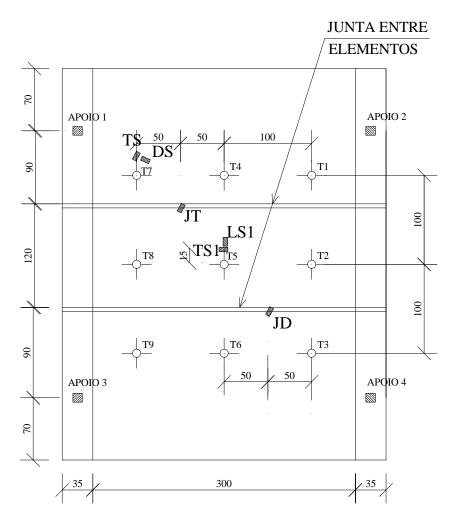
8.6. Instrumentação

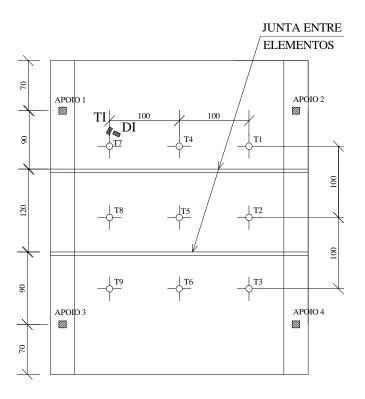
Como receptor dos sinais emitidos pelos transdutores de deslocamentos e pelos extensômetros foram empregados dois condicionadores de sinais. O primeiro da marca Kiowa modelo DPM601B, com 15 canais disponíveis, acoplado ao sistema de aquisição de dados AqDados da Lynx, instalado num "notebook". O segundo, um condicionador de sinais da Lynx, de 16 canais, ligado à um sistema de aquisição de dados AqDados instalado num microcomputador de mesa (Figura 8.17).



Os dois sistemas foram interligados através de um dos canais, no caso DV1, com medidas em volts, que fez a ponte entre eles de tal maneira, que a variável tempo se tornasse comum aos dois sistemas.

Os extensômetros elétricos de resistência foram posicionados na estrutura, da forma mostrada na Figura 8.18 (extensômetros superiores) e na Figura 8.19 (extensômetros inferiores), a partir da análise do comportamento da estrutura observado no ensaio da casca monolítica. Como as fissuras principais, observadas no ensaio da casca monolítica, partem dos apoios em direção à parte central da casca, foram colocados extensômetros na direção diagonal, em relação aos eixos horizontal e vertical, próximo ao apoio 1 (DS e DI) e na direção perpendicular (TS e TI), nas faces superior e inferior. No centro da casca próximo ao tirante T5, foram colocados dois extensômetros na face superior, na direção longitudinal (LS1) e transversal (TS1). Para avaliar as tensões na região das juntas foram colocados extensômetros atravessando as duas juntas (JT e JD). Como a direção principal de tensões é oblíqua em relação aos eixos longitudinal e transversal, os extensômetros JT e JD foram posicionados de forma oblíqua em relação ao eixo longitudinal da casca.





Na Figura 8.20 são mostrados os extensômetros colados na face inferior da casca, sobre os tijolos cerâmicos, nas proximidades do tirante T7.



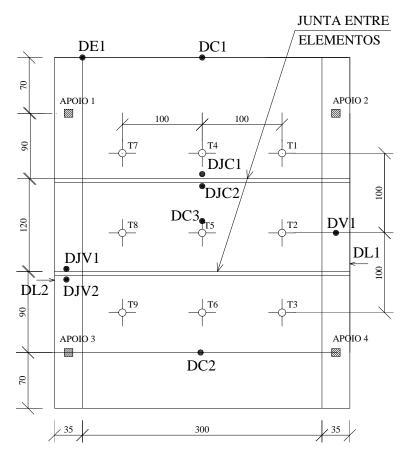


Na Figura 8.21 são mostrados os extensômetros colados na face superior da casca junto ao tirante T5 (Figura 8.21.a) e na junta entre elementos (Figura 8.21.b). Nesta mesma figura pode ser verificada a excelente qualidade do resultado da concretagem das juntas tendo havido uma aderência irreparável entre as duas fases de concretagem.





Foram utilizados transdutores de deslocamentos eletro-eletrônicos nas posições mostradas na Figura 8.22. Esses transdutores foram todos da marca Kyowa, dos tipos especificados na Tabela 8.3. Nesta tabela também são discriminadas as constantes dos aparelhos.



Aparelhos	Constante, em mm/µs	Tipo
DC1	0,015	Haste – 50 mm
DJC1	0,004995	LVDT – 50 mm
DJC2	0,004998	LVDT – 50 mm
DC3	0,004997	LVDT – 50 mm
DV1	0,0324	Haste – 100 mm
DJV1	0,002001	LVDT – 20 mm
DJV2	0,0020	LVDT – 20 mm
DC2	0,0153	Haste – 50 mm
DL1	0,001999	LVDT – 20 mm
DL2	0,001999	LVDT – 20 mm

Os transdutores DJC1 e DJC2 (Figura 8.23.a), e DJV1 e DJV2 (Figura 8.23.b) foram posicionados para detectar eventuais deslocamentos transversais relativos, entre dois elementos de casca.





Os transdutores de deslocamentos laterais DL1 e DL2 (Figura 8.25) foram posicionados para medir os deslocamentos laterais da casca e detectar um eventual deslocamento relativo, entre dois elementos, devido ao empuxo lateral.

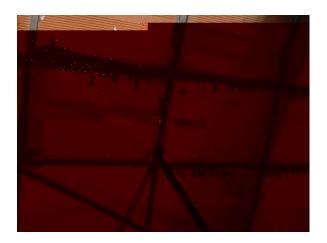


8.7. Ensaio

O ensaio foi iniciado fazendo o nivelamento da grelha metálica situada no subsolo e conectada aos tirantes. Para tal, foram utilizados os quatro macacos de rosca nos quais a grelha se apóia quando os tirantes estão descarregados. Em seguida os extensores foram sendo ajustados de tal maneira, que a carga de peso próprio da grelha metálica e demais acessórios fosse sendo transferida à estrutura de forma lenta. A partir do momento em que os macacos de apoio da grelha metálica foram liberados a carga começou a ser aplicada ao macaco hidráulico que agindo contra a laje de reação do laboratório de estruturas transferia essa carga para a grelha metálica, que por sua vez, através dos tirantes, solicitava a estrutura ensaiada. O peso total do sistema de cargas era de 7,5 kN. O acionamento do macaco foi feito por um sistema hidráulico, a ele conectado. A pequenos intervalos, o carregamento era interrompido e fazia-se uma uniformização das cargas nos nove tirantes através dos extensores. No início do ensaio com carga de aproximadamente 40 kN ouviu-se um pequeno estalo e observou-se uma fissura longitudinal ao longo da linha do topo da casca, na região inferior, denotando ter havido uma acomodação nos apoios. Com uma carga de 55 kN foi feito o descarregamento da estrutura.

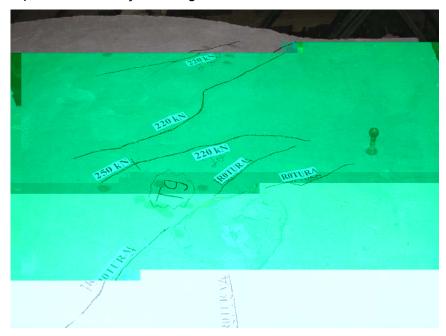
Com uma carga total de, aproximadamente, 180 kN nos nove tirantes observou-se o aparecimento das primeiras fissuras na casca na superfície inferior (Figura 8.26).

Observa-se na figura Figura 8.26.a a região que foi pré-fissurada durante a movimentação de retirada da casca da fôrma, vendo-se a cola epoxídica que foi aplicada. Verificou-se que essa pré-fissuração não induziu uma formação de fissuras sobre a região colada.

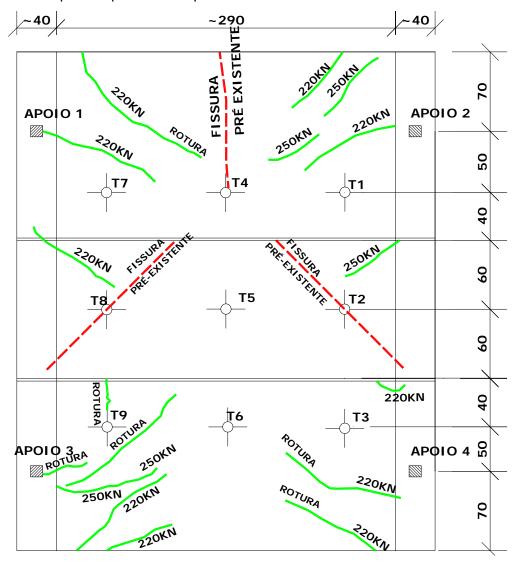




Com uma carga total de 220 kN, aproximadamente, foi observado o aparecimento das primeiras fissuras na face superior da casca. Com uma carga total de 250 kN foi observado o aparecimento de outras fissuras, em direções aproximadamente paralelas às das primeiras. A Figura 8.27 apresenta uma fotografia feita após o ensaio, onde é mostrado o aspecto da fissuração na região do tiranteT9.



Na Figura 8.28 é apresentado um aspecto geral da fissuração ocorrida na face superior da casca, notando-se o padrão de fissuração esperado com fissuras oblíquas partindo do apoio e das regiões próximas. Observa-se que algumas fissuras se formaram nas proximidades da junta pois esta região é um ponto rígido da estrutura em relação ao elemento central que se apoia nesses pontos.



Na região do tirante T9, ocorreu um puncionamento ao final do ensaio (Figura 8.27), provocado pela concentração de carga nesse tirante e pela insuficiente área de apoio das sapatas de argamassa que fizeram a transferência de carga dos tirantes para a estrutura. Essas sapatas foram projetadas com dimensões em planta de 150 mm x 150 mm, baseado numa capacidade de carga da casca, inicialmente prevista, que se verificou posteriormente, ser bem superior.

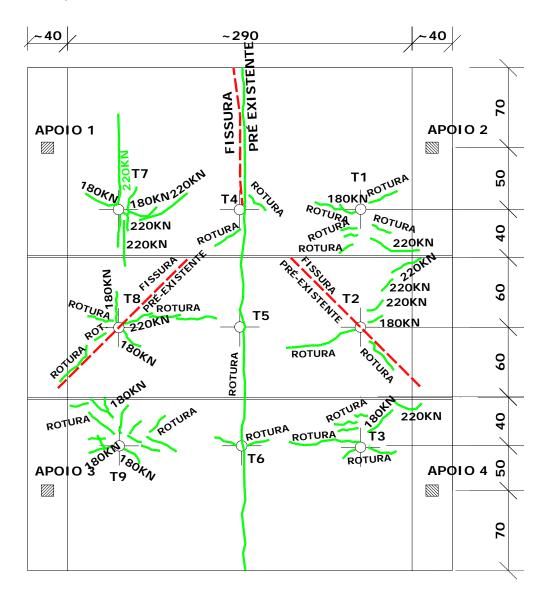
Com a carga total de 220 kN, nas proximidade dos tirantes T2 e T8, surgiram fissuras (Figura 8.29), aproximadamente, paralela às primeiras fissuras observadas. Essas fissuras partem da junta entre elementos, próxima à região dos pinos de cisalhamento, e se desenvolvem de forma oblíqua em direção ao centro da casca.



Na face inferior da casca, de maneira geral, foram observadas fissuras que se desenvolveram de forma oblíqua tendo como pólo o orifício de passagem dos tirantes. Nessas regiões de aplicação de carga surgem esforços secundários de flexão que contribuem para a fissuração na face inferior. Apenas para as regiões dos tirantes de canto T7 e T9 foi observado que as primeiras fissuras que surgiram, para a carga aproximada de 180 kN, tinha a direção da linha que une o apoio da casca, mais próximo, ao tirante. Para uma carga de 220 kN, aproximadamente, observou-se o prolongamento da fissuração existente e o aparecimento de novas fissuras (Figura 8.30).



Na Figura 8.31 é apresentado o padrão de fissuração na face inferior da casca, após o ensaio. Observa-se a fissuração na região dos tirantes e a fissura longitudinal, no centro da casca, ao longo de toda a estrutura, cuja ocorrência se deu nas proximidades da ruptura da peça.



Na Figura 8.32 observam-se as fissuras ocorridas na região dos tirantes T2 e T3. Verifica-se que nas proximidades do T2, por ocasião da ruptura da peça, surgiu uma fissura que acompanhou a direção da fissura pré-existente, devida à movimentação brusca da peça para retirada da fôrma de madeira, entre os elementos de casca.



Com uma carga total nos tirantes de 250 kN, aproximadamente, observou-se a abertura nas juntas de concretagem que ligam os elementos de casca, na região das abas laterais. A abertura observada foi na região inferior (Figura 8.33) denotando falta de armadura de flexão, pois, nesta seção, só havia o fio de protensão no centróide da seção e as armaduras de 20.0 mm de diâmetro, atuando como pinos de cisalhamento. Essas armaduras se estenderam por 12 cm de cada lado da junta, ou seis vezes o diâmetro da barra, para cada lado. Em casos semelhantes, para melhorar o comportamento estrutural dessas juntas, seria possível colocar mais um fio de protensão na viga de borda, ou fazer passar o fio existente mais próximo do bordo inferior, na região da junta.

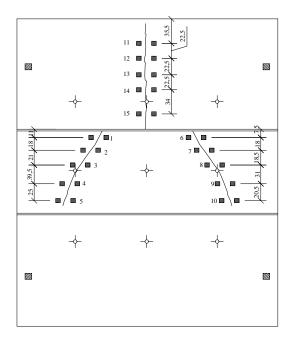


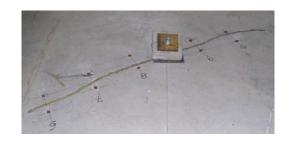
Observou-se também que durante o ensaio a carga no tirante T9 esteve sempre maior que nos outros tirantes, necessitando relaxar o extensor, ligado à esse tirante, quando das interrupções no carregamento, para as tentativas de uniformização das cargas nos tirantes. Ao final do ensaio o puncionamento ocorreu na região desse tirante T9 (Figura 8.34).



Foi observado que, quando a carga total nos tirantes estava se aproximando do valor máximo (carga última), as cargas nos tirantes T2 e T8 estavam sempre inferiores aos demais. Até um certo valor de carga, foi possível se fazer o equilíbrio nos tirantes através de ajustes nos extensores. Para cargas mais altas não foi mais possível fazer esse equilíbrio estando os extensores muito resistentes ao giro. Essas carga menores nos tirantes T2 e T8 devem-se ao fato dessas regiões serem mais flexíveis.

Com a utilização do equipamento "Tensotast" foram feitas medições das deformações ocorridas, na capa superior da casca, na direção normal às fissuras préexistentes, ao longo do seu comprimento. Foram feitas quinze marcações, cinco em cada fissura conforme pode ser observado na Figura 8.35 e na Figura 8.36.





	Leituras nos pontos marcados na estrutura (Figura 8.35)							
Carga		Pontos de medição com o Tensotast						
(kN)	1	1 2 3 4 5 6 7 8						
0,0	2578	2563	2622	2503	2496	2600	2642	2604
36,0	2577	2555	2590	2483	2410	2665	2704	2601
120,0	2562	2560	2561	2464	2417	2597	2669	2567
160,0	2522	2547	2538	2452	2465	2596	2615	2549
300,0	2442	2553	2522	2598	2538	2585	2674	2593
ΔL^{xvi}	-26	-16	-84	-51	-31	-4	-27	-55
ΔL^{xvii}	-136	-10	-100	+95	+42	-15	+32	-11

	Leituras nos pontos marcados na estrutura (Figura 8.35)						
Carga		Pontos de medição com o Tensotast					
(kN)	9	10	11	12	13	14	15
0,0	2547	2570	2439	2608	2490	2659	2622
36,0	2547	2570	2439	2608	2490	2659	2622
120,0	2523	2567	2417	2608	2441	2630	2529
160,0	2529	2578	2401	2590	2419	2548	2429
300,0	2645	2742	2376	2379	2412	2430	2490
ΔL^{xviii}	-18	+8	-38	-18	-71	-111	-193
ΔL^{xix}	+98	+172	-63	-229	-78	-229	-132

xvi Diferença de leituras entre a carga de 0,0 kN e a carga de 160,0 kN

192

^{xvii} Diferença de leituras entre a carga de 0,0 kN e a carga de 300,0 kN

 $^{^{}m xviii}$ Diferença de leituras entre a carga de 0,0 kN e a carga de 160,0 kN

xix Diferença de leituras entre a carga de 0,0 kN e a carga de 300,0 kN

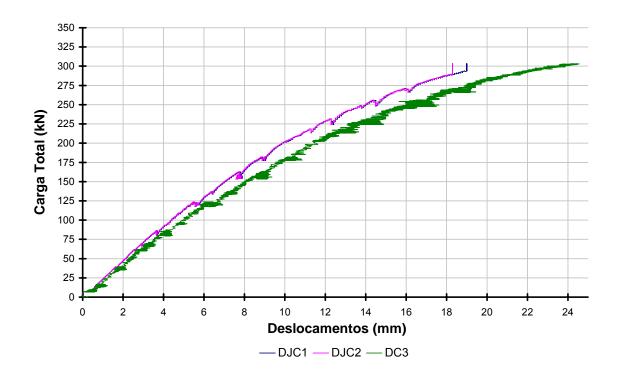
Na Tabela 8.4 e na Tabela 8.5 foi determinada a diferença entre as leituras com cargas de 0 kN e 160 kN, como referência mais importante, pois, nesse intervalo, a estrutura ainda tem comportamento elásico-linear. A diferença entre as leituras com cargas de 0 kN e 300 kN serve como um dado complementar, para se ter as deformações até a carga última. As leituras têm precisão de milésimos de mm e a distância entre os pontos de medida é de 100 mm. Até os registros da leitura com 160 KN observa-se que houve encurtamento, entre os pontos escolhidos, apesar de haver uma oscilação em alguns pontos de medida, ao longo do carregamento. Apenas no ponto número 10 de medida observou-se um resultado final positivo denotando um alongamento nessa direção e por consequência, a presença de tensões de tração. Apesar de ser um valor baixo de alongamento verificou-se que ao final do ensaio foi nesse ponto que se observou o maior valor de alongamento. Nota-se que nos pontos de medição de números 4, 5, 9 e 10 mais próximos dos tirantes T3 e T9 onde se deu a ruptura final é onde surgem os maiores alongamentos, na ruptura, denotando que os esforços nesses pontos estavam sendo influenciados pelo comportamento estrutural no estado limite último, onde expressivas tensões de flexão surgiram na face inferior da estrutura junto aos tirantes T3 e T9. Verificou-se, todavia, que as fissuras pré-existentes na estrutura, devidas à movimentação feita para retirada da fôrma entre os elementos, não influenciaram o comportamento estrutural e pôde-se assim tomar como aceitável os resultados obtidos no ensaio da casca.

8.8. Resultados do Ensaio

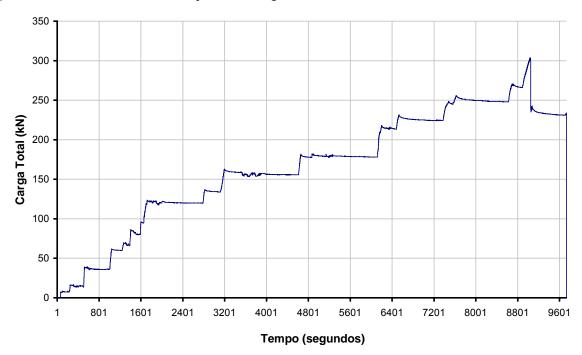
Na Figura 8.22, anteriormente apresentada, estão representadas as posições escolhidas para os transdutores de deslocamentos.

No Gráfico 8.2 apresentado a seguir verifica-se um comportamento excelente da junta entre elementos. Os transdutores de deslocamentos DJC1 e DJC2, colocados de um lado e de outro de uma das juntas entre os elementos, registraram medidas de deslocamentos, praticamente, iguais do início ao fim do ensaio. O deslocamento no centro da casca, DC3, como esperado é maior que os medidos pelos transdutores DJC1 e DJC2.

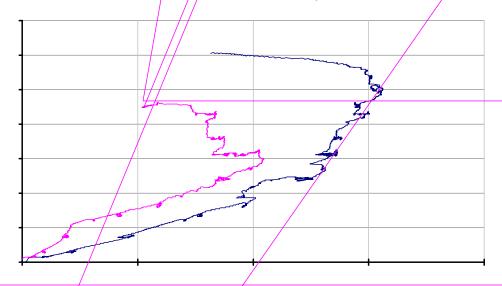
Observa-se que até uma carga total de, aproximadamente, 175 kN que corresponde ao início das fisuras observadas, há um comportamento linear. A partir daí há uma perda de rigidez, provocada pela fissuração da casca, e o comportamento passa a ser visivelmente não-linear.

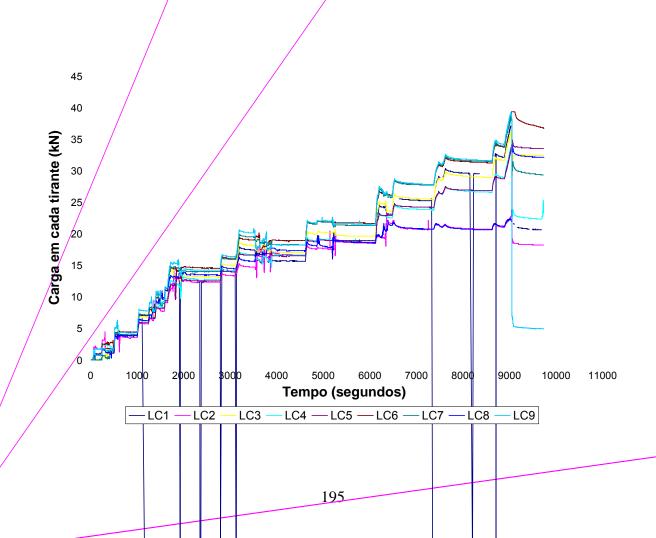


O Gráfico 8.3 apresenta a evolução da carga total, nos tirantes, com o tempo, observando-se os patamares que registram o tempo que o carregamento é interrompido para se tentar uma uniformização nas cargas nos tirantes.



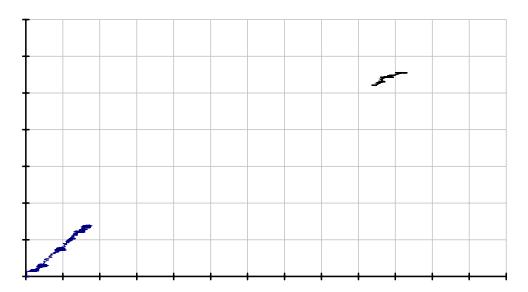
Pelo que mostra o Gráfico 8.4 os deslocamentos laterais da casca devidos ao empuxo são irrisórios, chegando ao valor máximo de menos que 0,8 mm, demonstrando que a rigidez das abas laterais foi suficiente, assim como caracterizando um bom funcionamento dos pinos de cisalhamento colocados nas juntas.

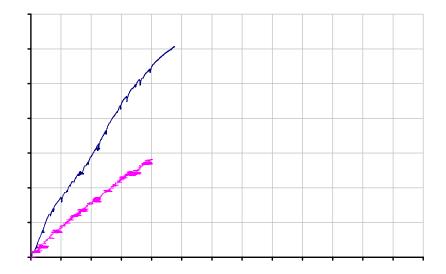




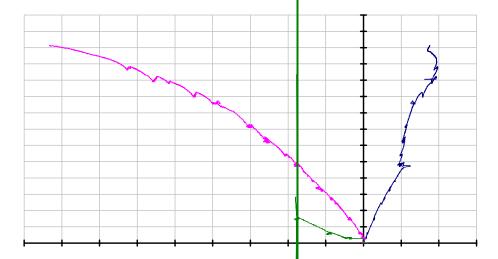
O Gráfico 8.5 apresenta a evolução das cargas nos tirantes com o tempo. Observase que para um valor total da carga nos tirantes até, aproximadamente, 200 kN há uma relativa uniformização das cargas. A partir deste ponto, começa haver uma dificuldade maior de uniformização em função da fissuração que vai alterando a rigidez da estrutura, provocando deslocamentos diferenciados e modificando a geometria inicial indeformada. Nota-se que a carga nos tirantes T6 e T9 atinge valores bem maiores que os tirantes T2 e T8 que estão no centro da casca numa região mais flexível.

O Gráfico 8.6 apresenta uma comparação entre os deslocamentos medidos no centro da casca (DC3) e no centro da viga de borda (DV1). Observa-se que os gráficos são, aproximadamente, paralelos, sendo que o centro da casca é mais flexível.





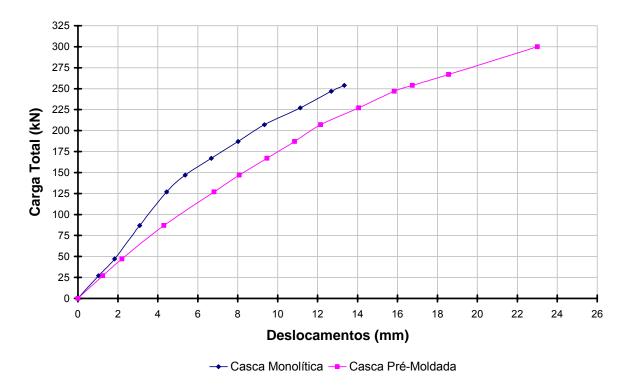
praticamente, sobre uma linha ligando o apoio 1 com o tirante T7 acusou leituras positivas indicando tensões de tração naquela direção o que era esperado, e que tinha sido comprovado pelos resultados do ensaio da casoa monolítica que apresentaram as primeiras fissuras, aproximadamente, nessa posição e direção. Os outros extensômetros acusaram tensões de compressão, com o maior valor absoluto, ocorrendo na direção radial, no centro da casca. Observa-se que no inídio do carregamento, até uma carga total, aproximada, de 100 kN há, praticamente, uma variação linear carga vs. deformação específica. A partir desse ponto as deformações clescem numa taxa menor, indicando uma redução no efeito de membrana, havendo uma influência maior de esforços de flexão. A partir de 200 kN, aproximadamente, a deformação específica, praticamente, não cresce. Já o extensômetro DS, colocado na direção normal ao TS,indica tensões de compressão, na linha que une os tirantes de canto (T1, T3, T7 e T9) ao apoio 1. Apresenta uma evolução carga vs. deformação específica, praticamente linear, entrecortada por patamares que representam a interrupção no carregamento.O extensômetro LS1 colocado na direção longitudinal, no centro da casca, registra tensões de compressão com valores baixos e praticamente, constantes ao longo do carregamento.



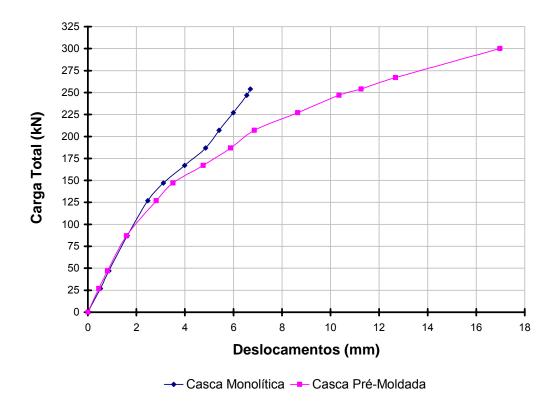
pois são visíveis as fissuras formadas nessa região. A técnica de colagem de extensômetros em superfície cerâmica requer cuidados especiais. CAMACHO (1995) realizou ensaios em tijolos cerâmicos com uso de extensometria. No entanto, utilizou uma técnica para colagem dos extensômetros recomendada por pesquisadores de mecânica das rochas que lidam com material similar. No caso presente, havia um outro fator negativo, pois, a colagem foi feita contra a gravidade.



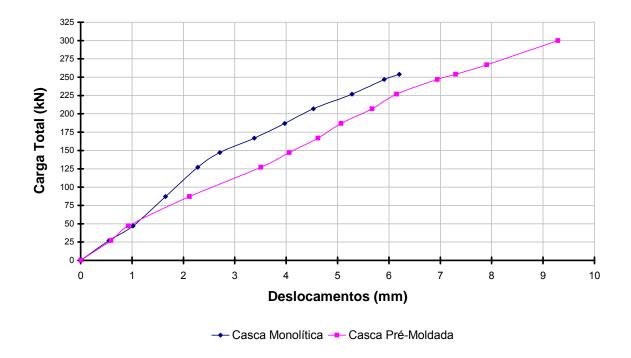
8.9. Comparação entre alguns resultados do ensaio da casca monolítica e da casca moldada em elementos



O Gráfico 8.10 mostra que a rigidez inicial da casca monolítica é maior que a da casca moldada em elementos. A partir do carregamento correspondente ao início das fissuras visíveis na casca monolítica, valor próximo de150 kN, as rigidezas tornam-se próximas e as curvas ficam, práticamente paralelas. A partir da carga próxima de 250 kN verifica-se uma queda mais brusca na rigidez da casca moldada em elementos, sendo que, para esse nível de carregamento a casca monolítica já estava próxima à ruptura. Para a casca monolítica poderia ser adotado, de forma aproximada, um diagrama bi-linear Carga x Deslocamento de 0 a 150 kN e de 150 kN até a ruptura e para a casca moldada em elementos um diagrama tri-linear de 0 a 125 kN, de 125 kN a 250 kN e de 250 kN até a ruptura.



b o



No Gráfico 8.12 é apresentada uma comparação entre os deslocamentos medidos, na ponta do balanço, para as duas cascas ensaiadas. Nota-se um comportamento similar àqueles observados nos outros pontos de comparação e mostrados no Gráfico 8.10 e Gráfico 8.11, em que se nota a maior rigidez da casca monolítica.

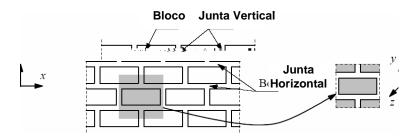
Em resumo, foi observado um excelente comportamento da estrutura moldada em elementos, o que dá uma boa base experimental para a proposta que será feita no capítulo 10 de pré-fabricação de cascas de alvenaria. Um aumento da rigidez da casca moldada em elementos poderia ser conseguida pelo aumento da rigidez à flexão das vigas de borda (abas laterais). Para tanto, contribuiria a colocação de fios (cordoalhas) de protensão mais próximos do bordo da estrutura, conforme já foi dito. Para vãos maiores, seis ou sete metros, que foram os normalmente empregados por Dieste nesse tipo de solução, poderia ser colocado um fio (cordoalha) adicional no dorso da casca para contribuir na ligação entre os elementos pré-moldados.

9. MODELAGEM NUMÉRICA DAS CASCAS DE ALVENARIA ENSAIADAS

9.1. Introdução

A análise de estruturas de cascas é complexa. Uma ferramenta importante é o método dos elementos finitos para modelagem por processo numérico-computacional. Nesse método os elementos podem ser subdivididos em camadas permitindo a simulação estrutural de superfícies de cascas com diferentes materiais. Para estruturas em alvenaria existem poucos modelos desenvolvidos. Essas estruturas podem ser classificadas como de comportamento frágil ou quase-frágil pois a argamassa que compõe a estrutura tem certas características de ductilidade introduzidas pela armadura passiva aderente ou pelas fibras metálicas dispersas na mistura. A principal causa da não-linearidade desses materiais é a fissuração, exigindo, numa modelagem mais completa da estrutura, a utilização de modelos elasto-plásticos com recursos para tratar a possibilidade de fissuração do material. São conhecidas duas maneiras principais de modelar uma estrutura de alvenaria, uma com a utilização do micro-modelo que pode ser de uma forma detalhada ou simplificada e outra utilizando o chamado macro-modelo.

O chamado micro-modelo detalhado (Figura 9.1) trata de forma separada os tijolos, as juntas de argamassa e as interfaces entre os materiais. O módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, as propriedades inelásticas dos blocos e das juntas são considerados. A interface tijolo-junta representa um plano de potenciais fissuras ou escorregamentos (perda de aderência bloco-argamassa).

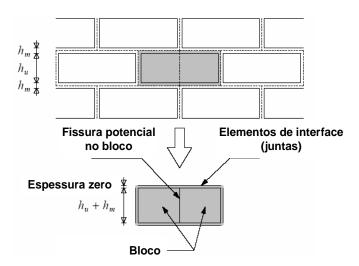


O chamado micro-modelo simplificado (Figura 9.2) considera que os tijolos se extendam até o meio das juntas de argamassa e essas juntas são consideradas de espessura igual a zero, sendo tratadas como elementos de interface ligando um tijolo a outro, ou seja, cada junta é considerada como a reunião de dois elementos de interface

bloco-argamassa e a própria junta de argamassa, numa chamada interface "média", enquanto os tijolos são expandidos para se manter inalterada a geometria. A alvenaria é assim considerada como um grupo de tijolos de comportamento elástico-linear limitados por linhas de fratura ou deslizamentos potenciais.

No chamado macro-modelo os tijolos, as juntas de argamassa e os elementos de interface tijolo-junta são tratados como um meio contínuo, homogêneo e anisotrópico.

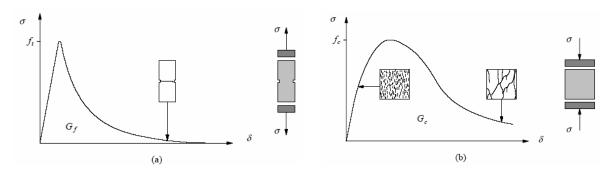
A modelagem da estrutura com o chamado micro-modelo é utilizada quando se deseja conhecer melhor o comportamento em trechos localizados da estrutura de alvenaria. É particularmente útil para análise de pequenas estruturas e o estudo de detalhes estruturais ou regiões localizadas onde a interação entre os tijolos e a argamassa das juntas é de especial interesse. Já a modelagem com o macro-modelo é aplicável na análise de estruturas maiores em que se pode utilizar um modelo mais prático em detrimento de um rigor maior no trato das interfaces entre os materiais.



Tanto o uso do micro-modelo quanto do macro-modelo exigem conhecimento de propriedades dos materiais que devem ser obtidas em experimentos de laboratório. As propriedades da alvenaria são afetadas por um grande número de fatores como: características dos materiais constituintes dos blocos e das juntas de argamassa, arranjo das juntas (juntas em linha ou defasadas), anisotropia dos tijolos, dimensões dos tijolos, espessura das juntas, qualidade da mão-de-obra, características reológicas dos materiais, etc. Devido às estas dificuldades apenas recentemente a comunidade de pesquisadores começou a se interessar em criar modelos numéricos refinados como alternativas a formulações empíricas. Há, ainda, um grande descompasso entre as informações

necessárias para uma boa elaboração dos modelos numéricos e os trabalhos desenvolvidos nos laboratórios, Além disso, diferentes métodos de ensaio criam dificuldades e incertezas para os pesquisadores no momento de reunir as informações necessárias. São identificadas, por exemplo, carências em informações importantes sobre o comportamento pós-pico e o regime de amolecimento^{xx} ("softening") das alvenarias (Figura 9.3).

O amolecimento é uma característica dos materiais frágeis como cerâmicas, argamassas, rochas, etc, que vão à ruptura devido a um processo de crescimento progressivo das fissuras internas. Mesmo antes do início do carregamento externo a argamassa contém micro-fissuras devidas à retração e o tijolo cerâmico contém incrustações e micro-fissuras devidas ao processo de resfriamento, em sua fabricação. Inicialmente, as micro-fissuras são estáveis, o que significa que elas só crescem com o aumento do carregamento. No entorno da carga de pico há uma aceleração na formação de fissuras e têm início as macro-fissuras. As macro-fissuras são instáveis, o que significa que a carga tem que cair para evitar um aumento descontrolado da fissuração. Num ensaio com deformação controlada o crescimento das macro-fissuras resulta num amolecimento e a concentração das fissuras em uma pequena zona, enquanto o restante da estrutura fica intacto (LOURENÇO, 1996).



(Fonte: LOURENÇO, 1996)

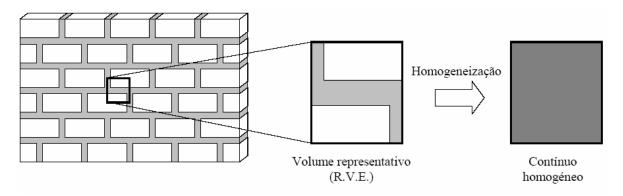
A aderência entre o tijolo e a argamassa das juntas é frequentemente o chamado ponto fraco nas estruturas de alvenaria. Dois fenômenos ocorrem nesta interface, um associado á ruptura por tração e outro à ruptura por cisalhamento.

xx Amolecimento é entendido como o decréscimo gradual da resistência mecânica, sob um aumento contínuo da deformação imposta à amostra do material ou à estrutura (LOURENÇO, 1996).

Pelo que foi relatado anteriormente percebe-se claramente as grandes dificuldades existentes para a modelagem de estruturas de alvenaria. Praticamente todos os fenômenos observáveis no comportamento dos materiais, em geral, ocorrem nestas estruturas. Tentativas recentes de bem representar o comportamento de estruturas em cascas de alvenaria armada com modelos em elementos finitos não tiveram o sucesso desejado, alertando para a necessidade de se aprofundar as pesquisas neste campo.

9.2. A homogeneização dos materiais em camadas

A técnica da homogeneização (Figura 9.4) foi aplicada, a princípio, na mecânica das rochas tratando o material como um meio estratificado. Posteriormente alguns autores aplicaram seus princípios na estruturas em alvenaria (GERRARD, 1982; PANDE, 1989 e outros).



(Fonte: LOURENÇO, 1996)

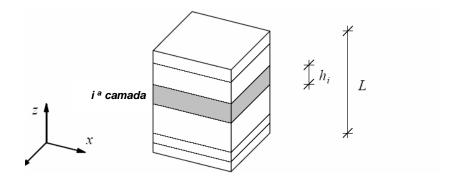
O processo é geralmente feito em duas etapas, sendo as juntas verticais e horizontais introduzidas sucessivamente. Neste caso a alvenaria pode ser considerada como um material composto em camadas o que simplifica o problema.

Vários processos matemáticos de diferentes complexidades são utilizados para resolver os problemas da homogeneização. Alguns autores como SALOMON (1968) e GERRARD (1982) usaram um enfoque de engenharia baseado na solução de um problema de valor de contorno para a célula básica (LOURENÇO, 1996).

O material em camadas é constituído como um sistema de camadas paralelas, cada uma delas considerada como composta de material elástico e isotrópico num primeiro enfoque ou elasto-plástico, alternativamente. Nesse processo um material

equivalente é proposto para determinação das propriedades elásticas da alvenaria. Parte de um sistema constituído de blocos cerâmicos e argamassa dispostos em camadas com comportamento elástico. Esse sistema é extendido para as alvenarias com dois tipos de juntas de argamassa, horizontais e verticais, que podem ser representadas por um material equivalente homogêneo, ortorômbico e de comportamento elástico. Com isso, expressões para as propriedades elásticas desse material são determinadas levando em consideração suas espessuras e propiciando o cálculo das tensões no bloco cerâmico e nas juntas de argamassa para atuação de um carregamento uniaxial.

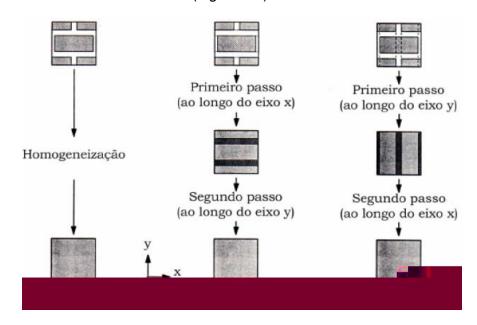
Dois enfoques são possíveis utilizando-se a técnica de homogeneização. Pode-se tratar considerando um estado plano de tensões ou fazendo-se uma análise tridimensional. No primeiro caso obtêm-se módulos de deformação E_x (E1) , E_x (E3) e G_{13} (G_{XY}). No segundo caso, análise tridimensional, obtém-se E_x (E1), E_x (E3) e G_{13} (G_{XY}). No caso esses valores baseiam-se no sistema de eixos especificado na Figura 9.5, em que xy define o plano da estrutura e z o eixo ao longo da espessura da peça. No caso da estrutura em casca, permanece a mesma convenção em que o eixo z tem a direção correspondente à espessura da casca. No caso da modelagem da estrutura no SAP2000 necessita-se adotar um valor para a espessura da casca em termos de efeito de membrana e em termos de efeito de flexão. Parte-se, nesse caso, da espessura real (nominal) da casca que é de 8,4 cm incluindo 1,5 cm de capa de argamassa. Obviamente, a técnica da homogeneização é adequada à alvenaria sem a capa de argamassa. Poderse-ia utilizar o material homogeneizado para o trecho da casca correspondente ao conjunto, bloco cerâmico + juntas de argamassa, fazendo-se uma composição de materiais com a capa em argamassa.



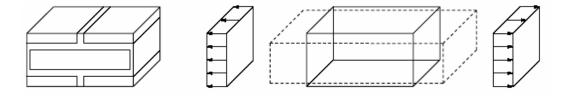
(Fonte: LOURENÇO, 1996)

Existem duas técnicas, a primeira, em que uma homogeneização é feita na

direção vertical () e em seguida na direção horizontal (), chamada de homogeneização na segunda técnica, se faz o caminho inverso, homogeneizando primeiramente na direção horizontal () e posteriormente na direção vertical (), chamada de homogeneização . Com estas duas técnicas obtêm-se resultados diferentes, mesmo no caso de uma análise linear e elástica (Figura 9.6).



Para calcular o módulo de elasticidade do material equivalente numa dada direção, x, por exemplo, a célula de alvenaria é sujeita á uma carga uniformemente distribuída nessa direção. Um campo de deslocamentos é imposto, na direção transversal, de tal maneira que se processe uma "macro-deformação" uniforme, da célula básica e do material equivalente, significando que os dois sistemas têm a mesma energia de deformação, podendo-se assim obter um único módulo de elasticidade "real" nesta direção. Procedimentos similares são feitos nas outras direções (Figura 9.7).



(Fonte: LOURENÇO, 1996)

Para cálculo no regime elástico-linear o processo de homogeneização com dois

passos conduz a bons resultados, mas, no caso de não-linearidade física (valores altos para) os erros são grandes. Aqui, é o módulo de elasticidade do bloco e é o módulo de elasticidade da argamassa. Com o progresso da fissuração da argamassa cai seu módulo de elasticidade, fazendo com que a relação cresça.

Na realidade, dependendo da direção do carregamento há uma degradação maior ou menor das juntas verticais e horizontais, acarretando diferentes relações nas juntas horizontais e verticais.

A imprecisão do processo de homogeneização no caso de análise não-linear pode ser atribuída ao fato da alvenaria não ser, exatamente, uma estrutura em camadas e à grande diferença entre a rigidez do tijolo e a da argamassa, que se observa normalmente.

Para utilização do macro-modelo deveriam ser consideradas as características de anisotropia do tijolo tanto no regime elástico quanto inelástico (endurecimento e amolecimento). Num enfoque alternativo podem ser calculadas as chamadas macro-propriedades da alvenaria baseado numa discretização real dos componentes. Estes macro-parâmetros servem como dados de entrada para uma análise com o macro-modelo.

No trabalho de OLIVEIRA (2005), a simulação com um modelo matemático dos painéis de alvenaria ensaiados utilizou o método dos elementos finitos e a seção transversal foi discretizada em camadas. O comportamento pós-fissura do concreto e dos tijolos foi simulado por um diagrama de amolecimento tri-linear definido pelos parâmetros de fratura destes materiais com base em resultados experimentais. Estudo prévio de Barros (OLIVEIRA, 2005) verificou que a tensão de tração correspondente ao início da fissuração, $\sigma_{\rm r}$, do concreto deverá ser menor que (expressão do CEB-FIP de 1993). No trabalho de OLIVEIRA (2005) foi adotado $\sigma_{\rm r}$ = 0,85 .

No caso das estruturas em casca cilíndricas ensaiadas no presente trabalho, a modelagem é mais simples devido à ausência de armadura passiva tanto na capa de argamassa quanto nas juntas entre tijolos. No trabalho de OLIVEIRA (2005) houve necessidade de adotar um modelo de endurecimento ("tension-stiffening") para simular a transferência de tensão de tração, pós-fissuração, nas camadas de concreto em contacto com as barras de aço. Também não é necessária a consideração do deslizamento por perda de aderência entre as barras de aço e o concreto.

9.3. Módulo de elasticidade da argamassa

Na Tabela 9.1 são apresentadas algumas expressões para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, propostas por normas técnicas e pesquisadores.

Tabela 9.1 - Expressões	para módulo de elasticidade	do concreto (NUNES, 2005)

Autor	Expressão	Observações
Carrasquillo et al	E 2200 (6 . 6000	E_{cs} = módulo secante
(1981)	$E_{cs} = 3320\sqrt{f_{cm}} + 6900$	$21 \text{ MPa} \le f_{cm} \le 83 \text{MPa}$
ACI 318 -02	$E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$	$E_c = \text{m\'odulo}$ secante para 0,45 $f_c^{'}$
		$E_{ci} = $ módulo tangente na idade
	(f) ^{1/3}	de 28 dias
CEB FIP MC 90	$E_{ci} = a_E E_{co} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$	a _E é função do tipo de agregado
CEB FIF MC 90	$E_{ci} = a_E 10000 f_{cm}^{V/3}$	(0,8 a 1,2)
		$E_{co} = 21500 \text{MPa}; \ f_{ck} \le 80 \text{MPa}$
		$f_{cm} = f_{ck} + 8$
		E_{cm} = módulo secante para
F.G. 00	$E_c = 9500 (f_{cm})^{1/3}$	$0,40 f_{ck}$
EC2 - 99		$f_{ck} \le 90 \text{ MPa}$
		$f_{cm} = f_{ck} + 8$
NBR 6118:2003	$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}}$	E_c = módulo tangente; j \geq 7 dias
TIZATO e	$E_c = 4250 f_{cm}^{1/2}$	E = módulo tangente
SHEHATA (1987)	$E_c = 1230 J_{cm}$	2, modio tangente

A NBR 8522/2003 fornece a seguinte expressão para cálculo do módulo de elasticidade tangente, na origem, do concreto:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} x 10^{-3}$$
 (9.1)

Onde σ = 30% de , em MPa e σ = (0,5 ± 0,1) MPa.

A partir dos resultados dos ensaios dos corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, moldados com as argamassas utilizadas na confecção dos painéis de alvenaria obteve-se uma boa amostragem para correlacionar o módulo de elasticidade com a tensão de ruptura dos corpos de prova. Na Tabela 9.2 são mostradas as tensões de ruptura dos corpos de prova e os módulos de elasticidade correspondentes. Esses módulos de elasticidade foram obtidos fazendo-se uma regressão linear no trecho inicial do diagrama tensão x deformação da argamassa

(comportamento práticamente linear). Para esse conjunto de amostras o cálculo do módulo de elasticidade da argamassa utilizou, na maioria dos casos, o trecho do diagrama compreendido entre as tensões de 10 MPa e 30 ou 35 MPa.

Tensão de ruptura à compressão	Módulo de elasticidade
(MPa)	(MPa)
45,2	25.125
53,0	30.355
50,6	31.319
53,1	32.579
56,0	36.284
51,9	31.748
54,2	31.051
48,03	28.100
48,0	22.704
62,13	35.827
56,02	24.104
53,48	32.452
53,0	29.405
42,07	29.448
46,9	28.987
60,6	31.609
56,02	30.527
57,55	32.126
55,0	35.351
53,0	31.146
50,5	33.238
70,0	40.667
72,0	42.664

Tomando como base a expressão da norma brasileira NBR6118 para a determinação do módulo de elasticidade do concreto:

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}}$$
 (9.2)

Faz-se uma correlação semelhante, considerando:

$$E_{\rm arg.} = K \sqrt{f_{\rm arg}}$$
 (9.3)

Nessa expressão _{arg} é a tensão de ruptura à compressão e o coeficiente determinado a partir da correlação entre a tensão de ruptura e o módulo de elasticidade da argamassa, a partir dos resultados obtidos (Tabela 9.3).

Tensão de ruptura à compressão	Coeficiente
45,2	3.737
53,0	4.170
50,6	4.403
53,1	4.471
56,0	4.849
51,9	4.407
54,2	4.218
48,03	4.055
48,0	3.277
62,13	4.545
56,02	3.220
53,48	4.438
53,0	4.039
42,07	4.540
46,9	4.233
60,6	4.060
56,02	4.079
57,55	4.235
55,0	4.767
53,0	4.278
50,5	4.677
70,0	4.860
72,0	5.028

Para determinar o valor de , médio, faz-se uma primeira média de todos os valores e em seguida uma segunda média desprezando-se os valores que se afastaram mais que 15% dessa primeira média. Assim procedendo obtém-se um valor médio para igual a 4353.

Nestes termos, é proposta a expressão 9.4 para correlacionar o módulo de elasticidade das argamassas com o valor de sua resistência à compressão ().

$$E_{\text{arg.}} = 4353\sqrt{f_{cm}}$$
 (9.4)

Para a primeira casca ensaiada, casca monolítica, que foi concretada dia 17 de Maio de 2005 e ensaiada dia 20 de Setembro de 2005, ou seja, 125 dias após a concretagem, foram retiradas amostras da argamassa e feitos ensaios à compressão centrada nas idades de 7, 14, 21 e 28 dias cujos resultados médios estão mostrados na Tabela 9.4.

Idade da argamassa (dias)	Tensão de ruptura (MPa)
7	43,2
14	53,7
21	64,5
28	52,4

Para os painéis de alvenaria foram retiradas amostras das argamassas empregadas e feitos ensaios à compressão até a idade de 136 dias (Tabela 9.5). Com esses resultados estabeleceu-se uma correlação entre as resistências à compressão em idades mais jovens e na idade de 125 dias.

Idade da	Tensão de ruptura da	Tensão de ruptura da
argamassa (dias)	argamassa das juntas (MPa)	argamassa da capa (MPa)
1	8,1	4,7
4	30,25	24,15
7	34,5	29,4
14	36,4	36,1
21	48,9	36,9
28	53,7	44,35
106	53,3	53,05
136	55,1	52,5

Nessa correlação foram desprezados alguns valores que ficaram em desacordo com o esperado para a evolução da resistência à compressão com o tempo. Assim procedendo obteve-se os seguintes coeficientes, para correlacionar a resistência à

compressão da argamassa aos 125 dias, com a resistência à compressão aos 7 dias, 14 dias e 21 dias.

- Resistência aos 125 dias ≈ 1,69 x resistência aos 7 dias
- Resistência aos 125 dias ≈ 1,46 x resistência aos 14 dias
- Resistência aos 125 dias ≈ 1,11 x resistência aos 21 dias

Não se tomou a resistência aos 28 dias dos corpos de prova da argamassa da casca monolítica pois esse resultado de 52,4 MPa ficou sob suspeita tendo em vista ter sido ele inferior àquele encontrado para 21 dias (64,5 MPa).

Empregando as correlações acima é obtido o valor estimado de 74,5 MPa para a resistência à compressão aos 125 dias.

Com isso, é feita uma estimativa do valor do módulo de elasticidade:

$$E_{\rm arg.} = 4353\sqrt{74.5}$$

Para a casca moldada em elementos, concretada dia 07 de Outubro de 2005 e ensaiada dia 13 de Dezembro de 2005, ou seja, 68 dias após a concretagem, foram retiradas amostras da argamassa e feitos ensaios à compressão centrada nas idades de 3, 8, 14, 20 e 28 e 67 dias cujos resultados médios são os mostrados na Tabela 9.6.

Idade (dias)	Tensão de ruptura à	
iuaue (uias)	compressão (MPa)	
3	25,7	
8	57,0	
14	59,4	
20	61,2	
28	63,4	
67	65,8	

Nesse caso tem-se o resultado da tensão de ruptura à compressão da argamassa, para a idade do ensaio da estrutura, ou seja, 68 dias. Neste caso o valor do módulo de elasticidade ficaria:

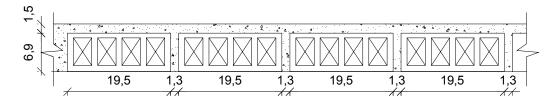
$$E_{\rm arg.} = 4353\sqrt{65,8}$$

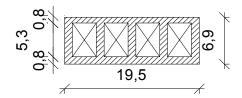
Para o módulo de elasticidade do tijolo cerâmico vazado, não foram obtidos resultados confiáveis. Houve uma tentativa de se utilizar transdutores de deslocamentos, mas, a sensibilidade não foi suficiente para se obter resultados aproveitáveis. De toda maneira, seriam resultados nominais, pois, seriam obtidos em corpos de prova (tijolos) vazados. Nas cascas de alvenaria ensaiadas foram colados alguns extensômetros elétricos de resistência, nos tijolos cerâmicos, que não tiveram, todavia, um comportamento confiável. A colagem de extensômetros elétricos de resistência em materiais cerâmicos exige uma técnica específica (Camacho, 1995).

9.4. Determinação das características elásticas da casca pelo processo do material equivalente em argamassa

Será considerado para módulo de elasticidade do tijolo cerâmico o valor de e para módulo de elasticidade da argamassa o valor do módulo secante obtido a partir do módulo tangente na origem pela expressão: $E_{\text{sec.}}$ = 0,85. $E_{\text{tg.}}$, com o valor médio do $E_{\text{tg.}}$ adotado entre aqueles obtidos nos ensaios: 37.572 MPa e 35.310 MPa (ítem 9.3). São determinadas as características geométricas, de um material equivalente, considerando a argamassa como material de referência. Para isso será feito o cálculo nas duas direções, longitudinal e transversal, da casca em que as características geométricas são distintas em vista da ortotropia do bloco cerâmico, assim como, diferentes módulos de elasticidade nas duas direções.

a. Direção longitudinal (Figura 9.8 e Figura 9.9):





Centro de gravidade:

$$\frac{\left(20,\!8.1,\!5.7,\!65+1,\!3.6,\!4.3,\!7\right)\!.E_{\rm arg.}+\left(19,\!5.6,\!9.3,\!45-4.3,\!85.5,\!15.3,\!45\right)\!.E_{\it tij.}}{\left(20,\!8.1,\!5+1,\!3.6,\!4\right)\!.E_{\rm arg.}+\left(19,\!5.6,\!9-4.3,\!85.5,\!15\right)\!.E_{\it tij.}}$$

Na expressão acima nota-se que a altura das juntas entre tijolos foi considerada com 6,4 cm uma vez que a talisca de madeira utilizada na fôrma, para separar os tijolos, têm 5 mm de espessura.

Para $Et_{ij.}$ = 4338 MPa (e $E_{arg.}$ = 30.974 MPa obtém-se: Y_{cg} = 6,30 cm. Será considerado um valor aproximado de Y_{cg} = 6,1 cm, que coincide com o topo dos vazados dos tijolos. Assim considerando, tem-se:

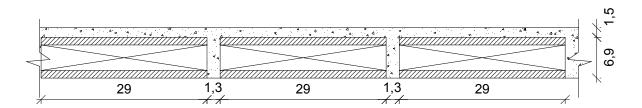
$$E.J_{z} = ((20,8.(2,4)^{3} \div 3) - (20,8.(0,90)^{3} \div 3) + (1,3.(0,90)^{3} \div 3) + (1,3.(5,50)^{3} \div 3))E_{arg.} + ((19,5.(6,0)^{3} \div 3) - (15,4.(5,15)^{3} \div 3) + (19,5.(0,90)^{3} \div 3))E_{tij.}$$

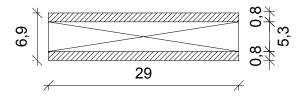
Para $E_{tij.}$ = 4338 MPa e $E_{arg.}$ = 30.974 MPa obtém-se: EJ_z = 8.124,53.10 3 MPa . cm 4

Em termos do material argamassa, tem-se: $J_z=262,3~\text{cm}^4$ e a espessura equivalente fica: 20,8 . h^3 /12 = 262,3 , donde: h=5,33~cm. Assim a espessura equivalente da casca considerada construída em argamassa é 5,33 cm. Para esforços de membrana, tem-se:

$$AreaEquiv. = \frac{E_{\text{arg.}}.A_{\text{arg.}} + E_{tijolo}.A_{tijolo}}{E_{\text{arg.}}}$$

b. Direção transversal (Figura 9.10 e Figura 9.11):





Centro de gravidade:

$$\frac{(1,3.6,4.3,7+30,3.1,5.7,65)E_{\text{arg.}} + (29.0,8.0,4+29.0,8.6,5)E_{tij.}}{53,77.E_{\text{arg.}} + 46,4E_{tij.}}$$

Para $E_{tij.}$ = 582 MPa (e $E_{arg.}$ = 30.974 MPa obtém-se: Y_{cg} = 6,98 cm. Assim considerando, tem-se:

$$E.J_z = ((30.3.(1.5)^3 \div 3) + (1.3.(6.40)^3 \div 3))E_{arg.} + ((29.0.(0.80)^3 \div 3) + 981.44)E_{tij.}$$

Para $E_{tij.}$ = 4500 MPa e $E_{arg.}$ = 73.700 MPa obtém-se:

Em termos do material argamassa, tem-se: J_z = 166,22 cm⁴ e a espessura equivalente fica: 30,3 . h³ /12 = 166,22 , donde: h = 4,04 cm. Assim a espessura equivalente da casca considerada construída em argamassa é 4,04 cm. Para esforços de membrana, tem-se:

a. Direção longitudinal:

- Espessura equivalente para esforços de membrana: h_{mem.} = 2,27 cm
- Espessura equivalente para esforços de flexão: h_{flx.} = 5,33 cm

b. Direção transversal:

- Espessura equivalente para esforços de membrana: h_{mem.} = 1,80 cm
- Espessura equivalente para esforços de flexão: h_{flx.} = 4,04 cm

c. Os valores adotados na modelagem da estrutura pelo método dos elementos finitos

serão as médias dos resultados obtidos em cada direção:

Espessura equivalente para esforços de membrana: h_{mem.} = 2,04 cm

Espessura equivalente para esforços de flexão: h_{flx.} = 4,69 cm

Nas regiões próximas às vigas de borda, onde houve engrossamentos da capa de

concreto, serão corrigidas as espessuras da casca. Na discretização por elementos

finitos, foram considerados aumentos de espessura em degrau, em três regiões da casca,

para representar esse aumento contínuo:

h = 9,1 cm, acrescentar 0,70 cm na capa de argamassa. Assim, tem-se:

h = 10,6 cm, acrescentar 2,2 cm na capa de argamassa. Assim, tem-se:

h = 12,4 cm, acrescentar 4,0 cm na capa de argamassa. Assim, tem-se:

Para consideração da ortotropia da casca será feita uma correção nos módulos de

elasticidade nas duas direções, mantidas as características geométricas, baseada nas

rigidezas da casca em têrmos de esforços de membrana e esforços de flexão. Como o

comportamento da estrutura é, básicamente de membrana será tomado como valor final

dos módulos de elasticidade da argamassa nas duas direções uma média ponderada

considerando noventa por cento correspondente aos esforços de membrana e dez por

cento correspondente à esforços de flexão, baseado na observação da influência desses

esforços na tensão normal em pontos críticos da casca. Assim fica:

Esforços de membrana:

Direção longitudinal: $E_{long.} = 30.974 \cdot 2,28/2,04 = 34.620 \text{ MPa}$

Direção transversal: E_{transv.} = 30.974 . 1,80/2,04 = 27.330 MPa

Esforços de flexão:

Direção longitudinal: $E_{long.} = 30.974 \cdot (5,33)^3/(4,69)^3 = 45.460 \text{ MPa}$

Direção transversal: $E_{transv.} = 30.974 \cdot (4,04)^3/(4,69)^3 = 19.800 \text{ MPa}$

218

Valores finais: $E_{long.}$ = 34.620.0,90 + 45.460.0,10 = 35.700 MPa $E_{transv.}$ = 27.330.0,90 + 19.800.0,10 = 26.580 MPa

9.5. Determinação das características elásticas da casca pelo processo da homogeneização

Aqui será considerado que a casca se constitui de um material elástico-linear anisotrópico. Na expressão 9.4 ($E_{\rm arg.}=4353\sqrt{f_{cm}}$) é fornecida uma estimativa para o valor do módulo de elasticidade da argamassa, tangente na origem, determinado em função dos resultados obtidos em ensaios, correlacionando o módulo de elasticidade com a resistência à compressão. Para a casca monolítica obteve-se: $E_{\rm arg.}=37.572$ MPa e para a casca pré-moldada: $E_{\rm arg.}=35.310$ MPa.

Nos cálculos seguintes será adotado o valor do módulo de elasticidade secante que pela norma brasileira NBR6118 é dado por: $E_{sec.} = 0.85.E_{tg.}$ Para o módulo de elasticidade tangente na origem, médio, de 36.440 MPa obtém-se o módulo de elasticidade secante: $E_{sec.} = 30.974$ MPa = 30,97 GPa.

Para o tijolo cerâmico vazado adota-se a relação , onde é a resistência à compressão do tijolo, medido na área líquida.

Para 14,46 MPa , encontra-se \approx 4338 MPa \approx 4,34 GPa (direção paralela aos furos dos blocos cerâmicos) e para 1,94 MPa , encontra-se \approx 582 MPa (direção normal aos furos dos blocos cerâmicos).

Será adotado o valor de 0,20 para o coeficiente de Poisson da argamassa e do tijolo cerâmico.

Com base nos trabalhos de PANDE (1989, 1994) foi feita uma planilha eletrônica para determinar as constantes elásticas do material equivalente. A formulação fornecida por PANDE (1989,1994) baseia-se no processo de homogeneização da alvenaria, considerando o material como elástico-linear.

Na Tabela 9.7 e na Tabela 9.8 são apresentados os valores das constantes elásticas do material equivalente obtidos a partir da planilha eletrônica

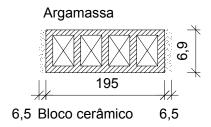
Constantes Elásticas					
Módulos de Elasticidade	Coeficiente de Poisson	Correspondência no			
(MPa)	Coefficiente de Poisson	programa pelo MEF			
$E_Z = 7115$	$v_{yx} = 0.158$	E_3 ; v_{21}			
E _x = 6279	$v_{xz} = 0,177$	E_1 ; V_{13}			
E _Y = 5896	$v_{yz} = 0.166$	E_2 ; v_{23}			

Constantes Elásticas					
Módulos de Elasticidade	Coeficiente de Poisson	Correspondência no			
(MPa)	Coenciente de Poisson	programa pelo MEF			
$E_Z = 3748$	$v_{yx} = 0.051$	E_3 ; V_{21}			
E _x = 2610	$v_{xz} = 0.139$	E_1 ; V_{13}			
E _Y = 2076	$v_{yz} = 0,111$	E_2 ; V_{23}			

No caso presente é necessária uma adaptação tendo em vista a existência da capa superior de argamassa. O processo tradicional de homogeneização da alvenaria é aplicado a estruturas de alvenaria sem revestimentos.

a. Direção longitudinal:

Uma célula-básica da casca, nessa direção, é representada na Figura 9.12.



- Área líquida: $143,52 82,68 = 60,84 \text{ cm}^2$ (excluindo a capa superior).
- Espessura, em material equivalente, para efeitos de membrana:

$$h_{memb}^{equiv.}$$
 = 6,9 x 60,84/143,52 = 2,93 cm.

• Espessura, em argamassa, para efeitos de membrana (combinando a parte abaixo da capa superior, em material equivalente, com a capa superior em argamassa):

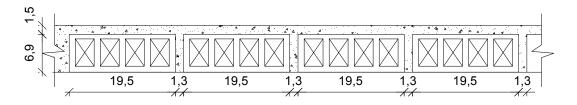
$$h_{memb.}^{\text{arg.}} = \frac{2,93.6,28+1,5.30,97}{30.97} = 2,09 \text{ cm}$$

- Espessura, em material equivalente, para efeitos de flexão (Figura 9.12).
- Momento de inércia da área bruta em material equivalente:

I (área bruta) = 20,8 x (6,9)³/12 = 569,42 cm⁴
I (vazios) = 4 x 3,9 x (5,3)³/12 = 193,54 cm⁴
I (área líquida) = 375,88 cm⁴

$$h_{flexão}^{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12.(375,88)}{20,8}} \approx 6,0 \text{ cm}$$

• Espessura, em argamassa, para efeitos de flexão (combinando a parte em material equivalente, com a capa superior em argamassa), Figura 9.13:



• Centróide:
$$Y_{cg} = \frac{20,8.1,5.30,97.6,75 + 20,8.6,0.6,28.3,0}{20,8.1,5.30,97 + 20,8.6,0.6,28} = 5,07cm$$

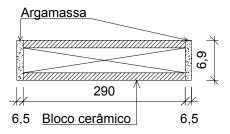
Momento de inércia:

$$EI_{z} = \frac{(2,43)^{3}.20,8.30,97}{3} - \frac{(0,93)^{3}.20,8.30,97}{3} + \frac{(0,93)^{3}.20,8.6,28}{3} + \frac{(5,07)^{3}.20,8.6,28}{3} = 8617,85cm^{4}$$

$$h_{flexão}^{arg\ amassa} = \sqrt[3]{\frac{(8617,85/30,97).12}{20,8}} \approx 5,43 \text{ cm}$$

b. Direção transversal:

Uma célula-básica da casca, nessa direção, é representada na Figura 9.14.



Para essa direção:

- E_x = 2610 MPa = 2,61 GPa (material equivalente)
- $E_{\rm arg.} = 30,97 \, \text{GPa}.$
- Área bruta: $30,3 \times 6,9 = 209,07 \text{ cm}^2$ (excluindo a capa superior).
- Área líquida: 209,07 153,7 = 55,37 cm² (excluindo a capa superior).
- Espessura, em material equivalente, para efeitos de membrana:

$$h_{memb}^{equiv.}$$
 = 6,9 x 55,37/209,07 = 1,83 cm.

• Espessura, em argamassa, para efeitos de membrana (combinando a parte em material equivalente, com a capa superior em argamassa):

$$h_{memb.}^{\text{arg.}} = \frac{1,83.2,61+1,5.30,97}{30,97} = 1,65cm$$

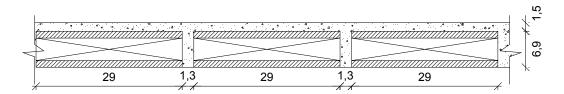
- Espessura, em material equivalente, para efeitos de flexão: Figura 9.14.
- Momento de inércia da área bruta em material equivalente:

I (área bruta) = 30,3 x (6,9)³/12 = 829,49 cm⁴
I (vazios) = 30,3 x (5,3)³/12 = 375,91 cm⁴
I (área líquida) = 453,57 cm⁴

$$h_{flexão}^{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12.(453,57)}{20,8}} \approx 5,64 \text{ cm}$$

• Espessura, em argamassa, para efeitos de flexão (combinando a parte em

material equivalente, com a capa superior em argamassa), Figura 9.15.



• Centróide:
$$Y_{cg} = \frac{30.3.1,5.30,97.6,39 + 30,3.5,64.2,61.2,82}{30,3.1,5.30,97 + 30,3.5,64.2,61} = 5,53cm$$

Momento de inércia:

$$EI_z = \frac{(1,61)^3.303.3097}{3} - \frac{(0,11)^3.303.3097}{3} + \frac{(0,11)^3.303.2,61}{3} + \frac{(5,53)^3.303.2,61}{3} = 5762,98 \text{ cm}^4$$

$$h_{flexão}^{arg amassa} = \sqrt[3]{\frac{(5762,98/30,97).12}{30,3}} \approx 4,19 \text{ cm}$$

• Direção longitudinal: $h_{memb.}^{arg.} =$; $h_{flexão}^{arg amassa} =$

Coeficientes de Poisson do material equivalente:

$$v_{12} = 0,114$$
 $v_{13} = 0,158$
 $v_{23} = 0,140$

• Direção transversal: $h_{memb.}^{arg.} =$; $h_{flexão}^{arg. amassa} =$

Coeficientes de Poisson do material equivalente:

$$v_{12} = 0.051$$
 $v_{13} = 0.139$
 $v_{23} = 0.111$

• Coeficiente de Poisson da argamassa: v = 0.20

Como dados de entrada no programa em elementos finitos serão adotados valores médios, para as espessuras equivalentes, entre os obtidos nas direções longitudinal e transversal e para coeficiente de Poisson a média, em cada direção, entre o valor do material equivalente e da argamassa. Para valores finais dos coeficientes de Poisson será

tomada a média entre os valores nas duas direções. Assim procedendo, tem-se:

$$h_{memb}^{arg.} = 1,87cm$$
 ; $h_{flex\tilde{a}o}^{arg.amassa} = 4,81cm$

$v_{12} = 0,153$	
$v_{13} = 0,180$	
$v_{23} = 0,170$	

Para consideração da ortotropia da casca será feita uma correção nos módulos de elasticidade nas duas direções, mantidas as características geométricas, baseada nas rigidezas da casca em têrmos de esforços de membrana e esforços de flexão. Como o comportamento da estrutura é, básicamente de membrana será tomado como valor final dos módulos de elasticidade da argamassa nas duas direções uma média ponderada considerando noventa por cento correspondente aos esforços de membrana e dez por cento correspondente à esforços de flexão, baseado na observação da influência desses esforços na tensão normal em pontos críticos da casca. Assim fica:

a. Esforços de membrana:

Direção longitudinal: $E_{long.}$ = 30.970 . 2,09/1,87 = 34.614 MPa

Direção transversal: $E_{transv.} = 30.970 . 1,65/1,87 = 27.326 MPa$

b. Esforços de flexão:

Direção longitudinal: $E_{long.} = 30.970 \cdot (5,43)^3/(4,81)^3 = 44.556 \text{ MPa}$

Direção transversal: $E_{transv.} = 30.970 \cdot (4,19)^3/(4,81)^3 = 20.471 MPa$

Valores finais: $E_{long.}$ = 34.614.0,90 + 44.556.0,10 = 35.610 MPa

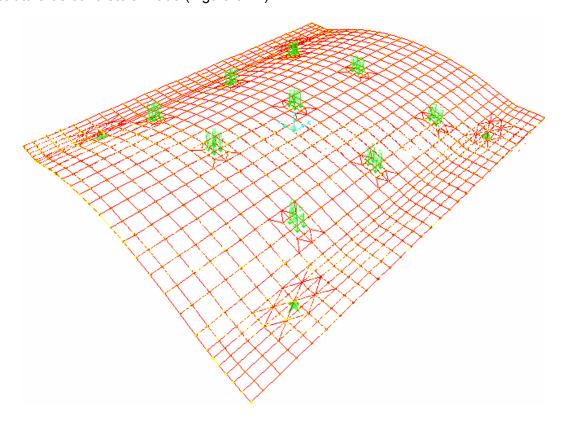
 $E_{transv.}$ = 27.326.0,90 + 20.471.0,10 = 26.640 MPa

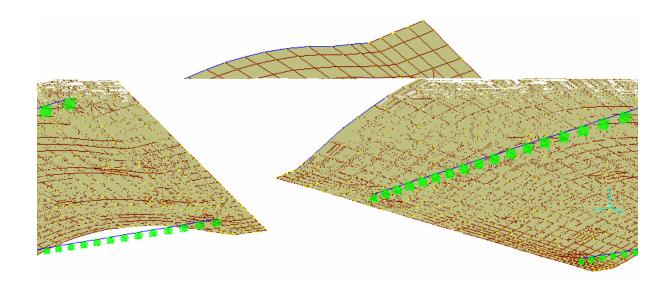
Comparando-se os dois procedimentos adotados para determinação das características elásticas do material equivalente mostrados nos ítens 9.5 e 9.6 verifica-se que ambos fornecem valores muito próximos para as espessuras determinadas para esforços de membrana e de flexão, assim como, para os módulos de elasticidade nas direções longitudinal e transversal. Foi feita a análise pelo método dos elementos finitos utilizando-se o programa comercial SAP2000 com os dois processos de determinação das características elásticas do material da casca. No caso do processo do material equivalente em argamassa êle está identificado nos gráficos apresentados a seguir como

SAPequivalente e no caso do processo da homogeneização como SAPhomogeneização.

9.6. Modelo em elementos finitos para análise na fase elásticolinear

Na Figura 9.16 é apresentada a malha de elementos finitos adotada para a análise da casca no programa SAP2000. Foi feita uma discretização mais elaborada nas regiões de introdução de carga que são os locais dos tirantes e dos aparelhos de apoio. Os elementos utilizados foram os de casca fina e nas regiões de borda foram adotados elementos de viga para simular o comportamento das vergas de concreto armado. Foi feita uma análise linear e uma não-linear geométrica utilizando o processo Δ . A diferença nos resultados foi mínima denotando que na fase inicial do carregamento, antes do aparecimento das fissuras, o comportamento estrutural é sensívelmente elástico-linear. Na região dos tirantes foi adotada uma carga uniformemente distribuída nos quatro elementos próximos para representar a ação do carregamento sobre as estruturas ensaiadas. Os apoios são ligados transversalmente por um perfil metálico composto por dois perfis tipo "U" soldados. Esse perfil metálico se apoia contínuamente na meso-estrutura de concreto armado (Figura 9.17).



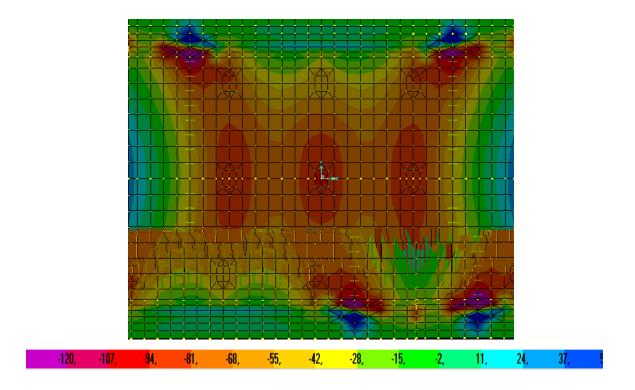


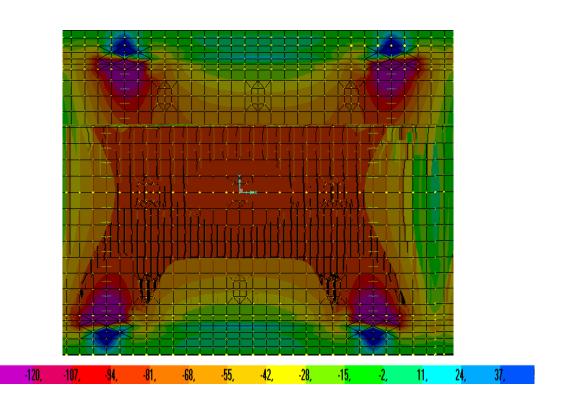
Na Figura 9.19, Figura 9.20 , Figura 9.21 e Figura 9.21 são mostrados os esforços de membrana nas direções longitudinal e transversal para o carregamento transmitido pela ação dos tirantes, comparado com a mesma carga total resultante representada por uma carga uniformemente distribuída na região da casca entre os apoios (área de 3,0 m x 3,0 m). Observa-se uma certa diferença nas distribuição dos esforços sem que haja diferenças sensíveis nos valores numéricos. De toda maneira, as cargas transmitidas pelos tirantes provocam na estrutura alguns esforços localizados de flexão. Como foi visto nos capítulos 7 e 8 a carga de ruptura foi provocada por puncionamento, efeito característico de cargas concentradas ou distribuídas em pequenas áreas como é o caso. É conhecida a dificuldade de produzir carregamentos uniformemente distribuídos sobre superfícies curvas como as cascas.

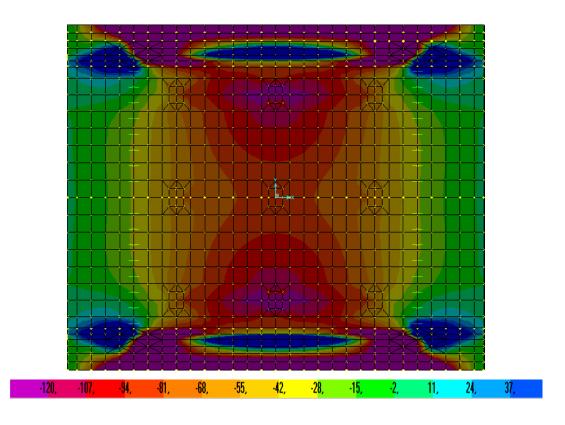
Os resultados apresentados nos gráficos mostrados a seguir correspondem à análise não-linear geométrica da estrutura que conduziu à resultados muito próximos da análise linear.

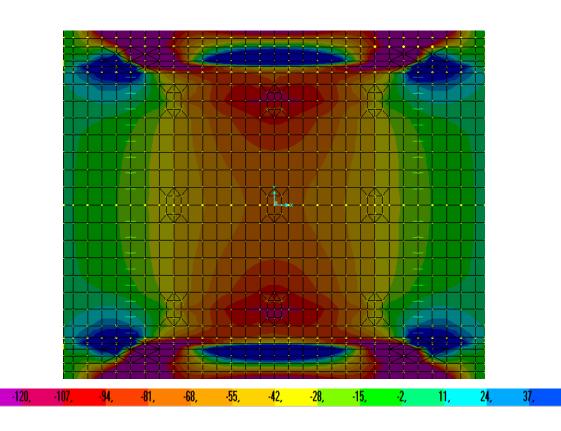
A estrutura ensaiada, mesmo sendo uma casca com grande abatimento (pequena curvatura), apresentou um comportamento em que os esforços de membrana foram preponderantes em comparação com os esforços de flexão.

Em vista dessa pequena curvatura da casca os esforços nos apoios foram grandes fornecendo valores próximos de 140 kN (em cada um dos quatro apoios) nas proximidades da ruptura. Essa expressiva força nos apoios exigiu reparos nos aparelhos metálicos conforme foi descrito no capitulo 7.

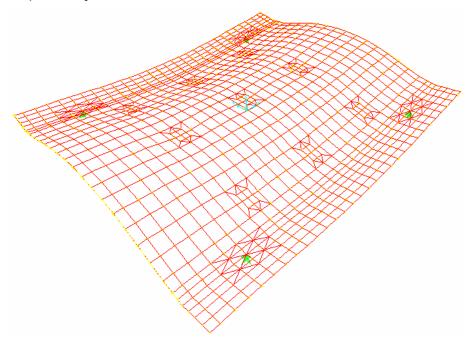








Na Figura 9.22 é mostrado o aspecto do campo de deslocamentos transversais da casca obtido para a ação dos tirantes sobre a estrutura.

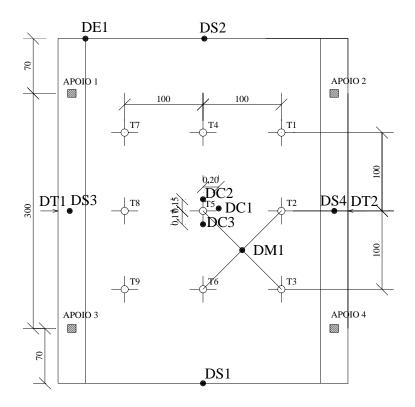


9.7. Análise dos Resultados

Para efeito de comparação entre os resultados obtidos nos ensaios e aqueles encontrados na modelagem estrutural foram adotados como referência os valores de deslocamentos medidos no centro da casca, pois para a casca monolítica foram feitas três medições com transdutores de deslocamentos, nessa região (Figura 9.23), o que caracteriza essas medidas como as mais confiáveis. Ademais, essa é uma referência usual, para análise do comportamento da estrutura. Essa correlação apresentou resultados razoáveis (modelo teórico mais rígido que o experimental) para uma carga total na estrutura até um valor aproximado de 150 kN^{xxi} conforme pode ser observado no Gráfico 9.1. A partir deste valor de carga, observou-se uma dispersão maior entre os resultados obtidos, no modelo numérico, e no ensaio. Para este valor de carga total, provávelmente, se iniciou a fissuração da casca o que foi visível, no ensaio, para um valor da carga total da ordem de 170 kN. A partir de uma carga total da ordem de 150 kN, conforme pode ser observado no Gráfico 9.1, há uma mudança na inclinação da tangente

xxi Entende-se por carga total a soma de todas as cargas nos tirantes. É a carga aplicada, através do macaco hidráulico, na estrutura.

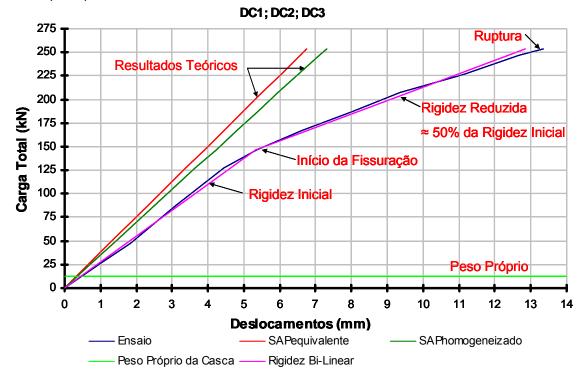
à curva representada, que mostra um comportamento aproximadamente elástico-linear até uma carga aproximada de 150 kN e outra inclinação a partir deste valor e até a carga aproximada de 200 kN para a qual se observou a abertura de fissuras em outras posições diminuindo ainda mais a rigidez da estrutura. Da carga aproximada de 200 kN, até a ruptura observa-se uma nova variação na inclinação da tangente à curva (Gráfico 9.1). Para o ponto de medição denominado DM1 (entre o centro da casca e a viga de borda) houve uma boa concordância entre o modelo teórico e os resultados experimentais até uma carga aproximada de 150 kN. Observou-se uma discrepância maior nas medidas feitas na ponta do balanço, principalmente na região central. Para melhor representação do comportamento estrutural seria necessária uma análise não-linear da estrutura.



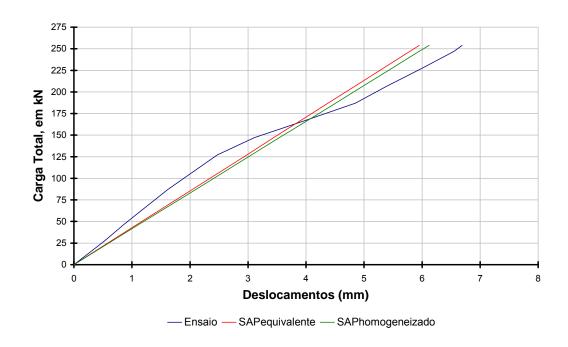
As medidas foram feitas para as cargas totais sobre a casca com os valores de 27 kN, 47 kN, 87 kN, 127 kN, 147 kN, 167 kN, 207 kN, 247 kN, 254 kN procurando bem avaliar o comportamento da estrutura ao longo do carregamento. O carregamento total na casca foi representado por cargas uniformemente distribuídas, aplicadas nas regiões dos tirantes, nas áreas correspondentes às sapatas empregadas para transmitir a carga dos tirantes para a estrutura. Essas áreas no modelo ficaram com dimensões de 15 cm x 17 cm e na realidade, na peça ensaiada, tinham dimensões de 15 cm x 15 cm.

9.7.1. Casca Monolítica

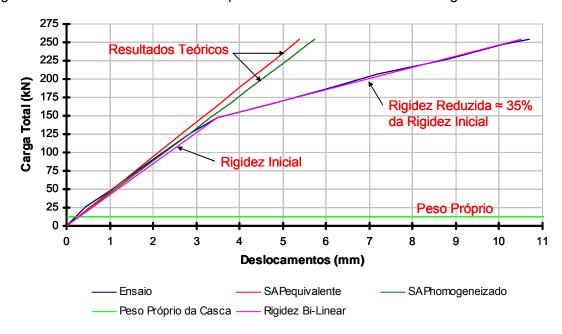
No Gráfico 9.1 e até o Gráfico 9.5 é feita uma comparação entre os resultados obtidos no ensaio com aqueles encontrados na modelagem pelo método dos elementos finitos (MEF).



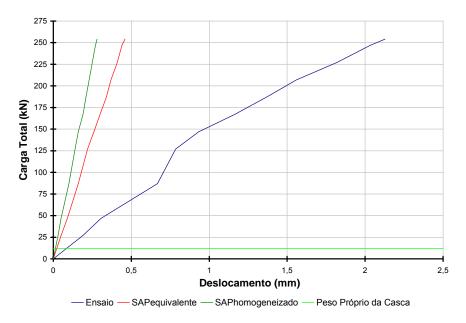
No Gráfico 9.1 é representada a variação dos deslocamentos no centro da casca (DC1, DC2 e DC3). São mostrados os gráficos correspondentes à modelagem pelo MEF determinando-se as características elásticas e geométricas da casca pelos dois processos apresentados, o processo do material equivalente (SAPequivalente) e processo da homogeneização (SAPhomogeneizado). Para uma análise qualitativa foi traçada a curva SAPrigidez_reduzida em que se procurou ajustar os valores da rigidez extensional da casca de tal maneira que os resultados teóricos obtidos no modelo pelo MEF se aproximassem dos valores obtidos no ensaio. Para tanto, no intervalo de carga entre 0 e 147 kN foi considerada uma rigidez extensional correspondente à 50% daquela considerada na análise denominada SAPhomogeneizado. No intervalo de carga entre 147 kN e 207 kN foi considerada uma rigidez extensional correspondente à 32,5 % daquela considerada na análise denominada SAPhomogeneizado. Finalmente, no intervalo de carga entre 207 kN e a ruptura foi considerada uma rigidez extensional correspondente à 22,5 % daquela considerada na análise denominada SAPhomogeneizado.



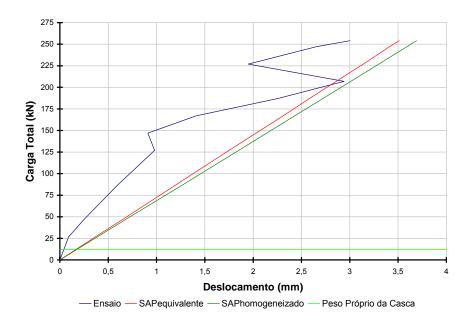
O Gráfico 9.2 apresenta a variação dos deslocamentos no centro da viga de borda (DS3 e DS4). Observa-se que o modelo teórico se apresentou menos rígido que a peça ensaiada, para os primeiros carregamentos. Houve uma proximidade maior entre os valores, nesse caso, que a observada no centro da casca. A partir de uma carga de ≈180 kN observou-se uma redução na deformabilidade da viga, talvez devida ao menor valor de carga observada nos tirantes T2 e T8 próximos do meio do vão dessa viga de borda.



Para os deslocamentos num ponto da estrutura entre o centro da casca e a viga de borda, DM1 Gráfico 9.3), observa-se que para os primeiros carregamentos há uma boa correlação entre os resultados teóricos e experimentais, havendo dispersão à partir de uma carga próxima de 150 kN.



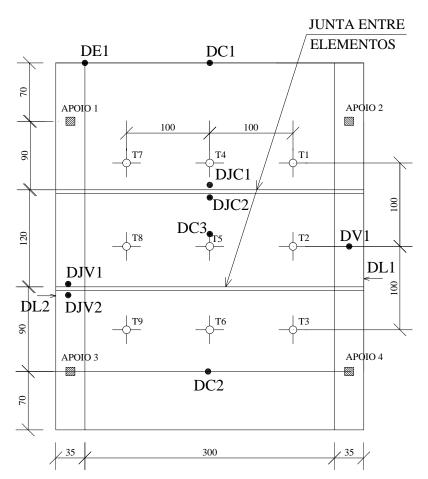
No Gráfico 9.4 nota-se uma diferença expressiva entre os deslocamentos medidos no ensaio e aqueles obtidos no modelo pelo MEF, para a extremidade do balanço (DS1 e DS2). Novamente, o modelo teórico se mostra mais rígido que a peça ensaiada.



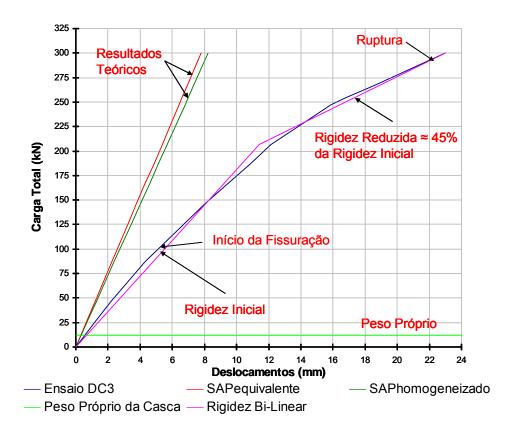
Pelo Gráfico 9.5 observa-se que o deslocamento na ponta do balanço (de baixo para cima) da viga de borda (DE1) obtido no modelo pelo MEF é maior que o verificado no ensaio. Tal resultado é compatível com o que foi observado no meio do vão da viga de borda (ver Gráfico 9.2) em que o deslocamento encontrado no modelo pelo MEF (de cima para baixo) apresentou valor maior que o observado no ensaio.

9.7.2. Casca Pré-moldada

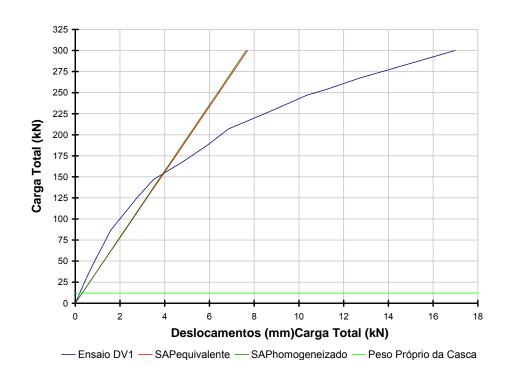
No Gráfico 9.6 até o Gráfico 9.10 procura-se aferir o comportamento da casca, com o aumento da carga total na estrutura, comparando-se os resultados obtidos no ensaio com aqueles encontrados no modelo feito pelo MEF. Na Figura 9.24 está mostrado o posicionamento dos medidores de deslocamentos. A nomenclatura usada, corresponde à modelagem pelo MEF onde foi considerado o efeito da protensão. Como os fios são retos e não-aderentes à argamassa, a protensão foi simulada como uma carga concentrada, horizontal, aplicada na posição das ancoragens dos fios.



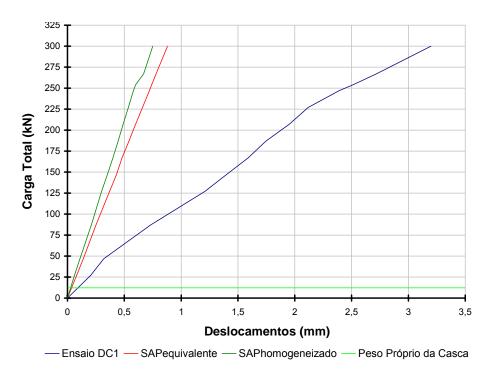
Carga Total	DC1	DC2	DC3	DV1	DJC1	DJC2	DJV1	DJV2
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
27,0	0,59	1,55	1,24	0,45	1,18	1,18	0,31	0,37
47,0	0,93	2,27	2,21	0,81	2,03	2,01	0,51	0,64
87,0	2,12	4,57	4,31	1,59	3,89	3,86	1,10	1,35
127,0	3,51	7,19	6,82	2,82	5,98	5,94	2,26	2,72
147,0	4,06	8,28	8,08	3,51	6,93	6,88	2,86	3,43
167,0	4,62	9,68	9,46	4,75	8,16	8,10	3,98	4,77
207,0	5,67	12,11	12,16	6,86	10,5	10,5	6,11	6,73
247,0	6,94	16,10	15,84	10,35	13,9	13,9	9,62	10,48
254,0	7,30	17,16	16,75	11,26	14,3	14,3	10,41	11,35
300,0	9,29	22,50	23,0	16,98	19,0	18,3	6,15	7,19



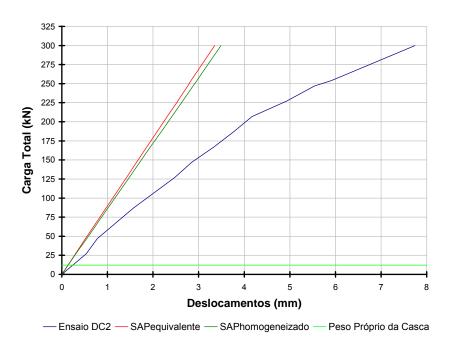
O Gráfico 9.6 representa a variação dos deslocamentos no centro da casca (DC3) com a evolução do carregamento. Como já foi observado a casca moldada em elementos é menos rígida que a casca monolítica acarretando uma dispersão maior entre os resultados de deslocamentos obtidos no modelo teórico e aqueles encontrados no ensaio.

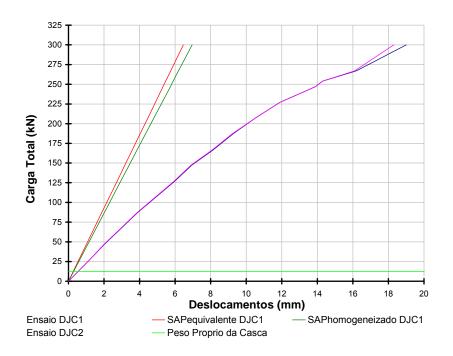


Pelo Gráfico 9.7 verifica-se que similarmente ao ocorrido na casca monolítica aqui também (meio do vão da viga de borda – DV1) o modelo teórico apresentou maiores deslocamentos que os observados no ensaio, para os primeiros níveis de carregamento.

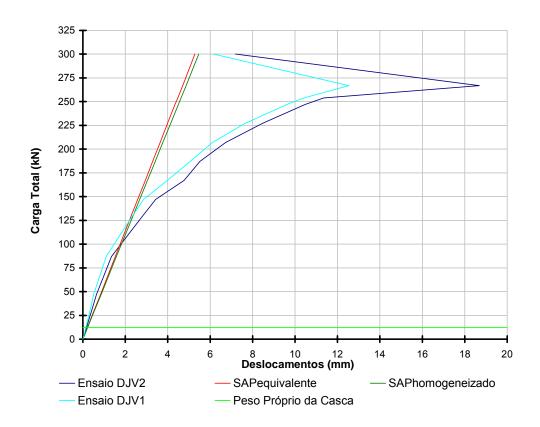


No Gráfico 9.8 verifica-se que similarmente ao ocorrido na casca monolítica aqui também foi nesse ponto, no balanço, que se observaram as maiores discrepâncias entre os resultados do modelo teórico e os observados no ensaio. Pelo Gráfico 9.9 observa-se que também nesse ponto (DC2) os deslocamentos fornecidos pelo modelo teórico são menores que os observados no ensaio.





Pelo Gráfico 9.10 verifica-se o bom comportamento da ligação entre elementos.Os deslocamentos de um lado (DJC1) e do outro (DJC2) são, práticamente iguais ao longo de todo o ensaio, observando-se uma dispersão nos resultados apenas para as cargas últimas.

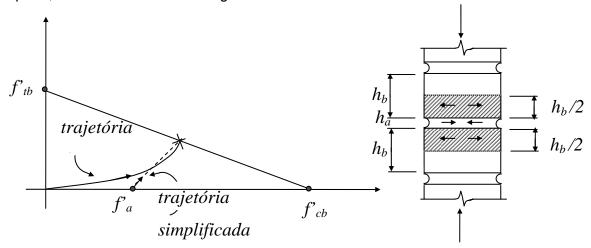


Pelo Gráfico 9.11 verifica-se que para os primeiros carregamentos há uma boa concordância nos resultados teóricos e experimentais. Verifica-se, também, que houve um deslocamento relativo, da ordem de 5 mm, de um lado (DJV1) e de outro (DJV2) da junta entre elementos o que justifica, em parte, a maior deformabilidade da casca moldada em elementos. Esse deslocamento relativo ocorreu, em parte, devido à colocação do fio de protensão da viga de borda no centróide da seção. Como já foi dito, numa aplicação em uma peça de dimensões maiores os fios (cordoalhas) de protensão seriam distribuídos de forma a existir alguma armadura ativa próxima ao bordo inferior da seção.

No Capítulo 11, nas conclusões, são feitas análises complementares sobre essas correlações obtidas entre o modelo teórico e os resultados dos ensaios.

9.8. Critérios de ruptura

No caso de painéis de alvenaria sujeitos à carga de compressão uni-axial, que induz tensões de tração, nos tijolos, nas outras duas direções, um critério de ruptura geralmente utilizado é o critério de Hilsdorf (La ROVERE, 2002) que admite que a ruptura da alvenaria comprimida axialmente ocorre ao mesmo tempo nos blocos sob tração-compressão e na argamassa sob estado tri-axial de compressão. Para os blocos utiliza-se o critério de Coulomb para material frágil, ou seja uma curva linear como envoltória de ruptura, conforme mostrado na Figura 9.25.



Considerando que, para cada junta de argamassa as tensões laterais de tração correspondentes nos blocos distribuem-se até a metade da unidade superior e inferior, conforme mostra a figura acima, obtém-se, a partir do equilíbrio de forças na horizontal, $\sum F_x = 0 :$

Donde:
$$\sigma_{xb}\,h_b\,l=\sigma_{xa}\,h_a\,l$$

$$\sigma_{xb}=\frac{h_a}{h_b}\sigma_{xa} \tag{9.5}$$

onde é a altura da junta de argamassa, é a altura do bloco e é a dimensão transversal do bloco (espessura no caso de bloco vazado de concreto).

A equação que define a reta limite de ruptura do critério de Coulomb para o bloco sob tração-compressão, mostrada na Figura 9.25, é:

$$\sigma_{xb} = f'_{tb} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_{cb}} \right) \tag{9.6}$$

Para a resistência da argamassa sob estado tri-axial de compressão, Hilsdorf adotou a equação extraída dos ensaios de Richart et al. para concreto:

$$\sigma_{y} = f'_{a} + C\sigma_{xa}$$

$$\therefore \sigma_{xa} = \frac{\sigma_{y} - f'_{a}}{C}$$
(9.7)

onde é um parâmetro que leva em conta o aumento na resistência axial à compressão devido ao confinamento lateral (Richart et al. obtiveram = 4,1).

Substituindo-se a eq. (9.7) na eq. (9.5), obtém-se:

$$\sigma_{xb} = \alpha \left(\sigma_y - f_a' \right) \; ; \quad \alpha = \frac{h_a}{h_b C}$$
 (9.8)

Igualando-se agora a eq. (9.6) com a eq. (9.8), chega-se a:

$$f'_{tb}\left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_{cb}}\right) = \alpha\left(\sigma_y - f'_a\right) : \sigma_y = f'_{cb} \times \frac{f'_{tb} + \alpha.f'_a}{f'_{tb} + \alpha.f'_{cb}}$$

A tensão média da alvenaria na ruptura, ou seja sua resistência à compressão,

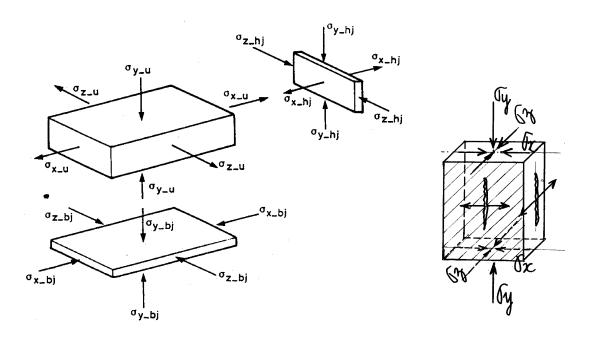
é dada pela expressão: $f_m' = \frac{\sigma_y}{K_1}$

onde ₁ é um coeficiente para levar em conta a não-uniformidade de distribuição de tensões laterais. Hilsdorf obteve para ₁ valores entre 1,1 e 2,5 a partir de ensaios experimentais em prismas de alvenaria, utilizando diversos tipos de tijolos e de argamassa.

Com o emprego de expressões derivadas da técnica da homogeneização aplicada às estruturas de alvenaria, pode-se determinar um material homogêneo que simula o comportamento da alvenaria composta por blocos e argamassa. Essa técnica fornece o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material homogeneizado nas três direções. Também se pode determinar as tensões no bloco e nas juntas de argamassa, longitudinais e transversais.

No caso das aplicações feitas neste trabalho adotou-se uma combinação heterodoxa em têrmos de alvenaria estrutural pois combinou-se argamassas de alta

resistência com blocos cerâmicos comuns, de reduzida resistência à compressão. Com isso, os modelos de ruptura normalmente adotados deverão ser adaptados à essa situação não usual. Neste caso, como o módulo de elasticidade da argamassa é maior que o do bloco cerâmico a argamassa das juntas estará sujeita à tração, na direção transversal ao carregamento e os blocos sofrerão um confinamento nas extremidades. Os blocos, desta feita, estarão sujeitos à uma situação similar à que experimentam nos ensaios à compressão simples de blocos isolados (Figura 9.26).



No caso das estruturas em cascas a situação é mais complexa que aquela estudada em paredes e painéis de alvenaria. Ensaios de compressão bi-axial deverão ser feitos para determinar a resistência à tração indireta da alvenaria, em direções oblíquas às juntas. Neste caso também se associam efeitos de flexão apesar de serem bem menos importantes que os esforços de membrana.

Na Tabela 9.10 são apresentados alguns resultados das medidas feitas nos extensômetros colados na casca monolítica ensaiada, para valores de carga total nos tirantes de 87 KN e 247 kN. Observa-se que utilizando-se os valores obtidos na extensometria obteve-se módulos de elasticidade para a argamassa da capa compatíveis com os encontrados nos ensaios feitos em corpos de prova. Para os extensômetros colados na face inferior (blocos cerâmicos) os resultados não foram bons.

Para carga total nos tirantes de 87 kN								
Extensômetro	Deformação Específica (Ensaio) (μS)	Tensão na simulação pelo MEF (MPa)	Módulo de elastic. do material (MPa)					
	Face superior - Argamassa							
LS1	-120	-3,50	29166 ^{xxii}					
LS2	-107	-2,60	24300 ¹					
LS3	-100	-2,60	26000 ¹					
TS1	-100	-2,70	27000 ¹					
TS2	-100	-2,70	27000 ¹					
Face inferior – Tijolo e Junta								
LI1(junta)	+23	-0,35	XXIII					
LI2	Extensômetro não funcionou							
LI3	+2	-1,20	2					
TI1	Extensômetro não funcionou							
TI2	+2	-0,95	2					
Para carga total nos tirantes de 247 kN								
Extensômetro	Deformação Específica	Tensão na simulação	Módulo de elastic. do					
Laterisometro	(Ensaio) (μS)	pelo MEF (MPa)	material (MPa)					
Face superior - Argamassa								
LS1	-330	-9,60	29091*					
LS2	-290	-7,50	25862*					
LS3	-280	-7,50	26786*					
TS1	-330	-7,60	23030*					
TS2	-330	-7,60	23030*					
Face inferior – Tijolo e Junta								
LI1(junta)	+75	-1,40	**					
LI2	Extensômetro não funcionou							
LI3	+64	-3,50	**					
TI1	Extensômetro não funcionou							
TI2	-24	-2,80	116667***					

⁻

^{*}Estes valores para o módulo de elasticidade da argamassa são próximos àqueles obtidos nos ensaios feitos em corpos de prova de argamassa.

^{**}A extensometria acusou uma pequena tração (valores positivos) e no modelo aparecem tensões de compressão.

^{***} valor alto para o tijolo cerâmico.

10. PRÉ-FABRICAÇÃO DE CASCAS DE ALVENARIA

10.1. Introdução

A indústria de pré-moldados tende a ocupar uma parcela mais significativa do mercado da construção civil face às necessidades cada vez maiores de modernizar os processos construtivos, com a intenção, não só, de reduzir custos e prazos de execução, mas também de atender propósitos mais modernos como: diminuir as interferências no local da obra, diminuir o desperdício de materiais, melhorar a qualidade final do produto, com materiais mais bem controlados e maior rigor na geometria das peças, dentre outros. A esses objetivos soma-se mais um, de crucial importância nos dias de hoje, que é a necessidade de diminuição do impacto ambiental gerado pela construção civil, tanto do ponto de vista da obtenção das matérias primas, como dos resíduos gerados. Sob este aspecto, uma construção pré-fabricada pode ser menos impactante ao meio ambiente, por permitir um melhor controle do processo construtivo.

Essas medidas têm reflexo direto na confiabilidade estrutural. O que se perde, em contrapartida, é uma liberdade maior de formas e do ponto de vista estrutural, na maioria das vezes, a característica de monoliticidade da estrutura tornando-a menos hiperestática e até mesmo isostática. Além disso uma construção pré-fabricada é muito menos flexível a alterações no projeto, durante o andamento da obra. Os sistemas de pré-fabricação, tradicionalmente utilizados em estruturas de concreto armado e protendido, são também utilizados com outros materiais como a alvenaria (Figura 10.1).



(Fonte:Oliveira, 2005)

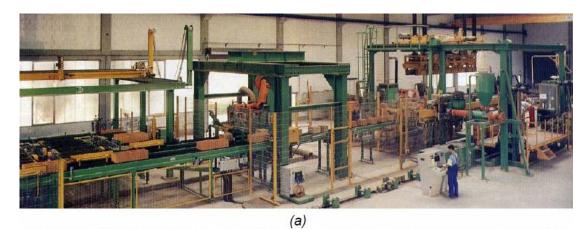
O sistema de pré-fabricação na construção civil tornou-se mais efetivo logo após a primeira guerra mundial e fracassou, de início, devido ao insuficiente aparato tecnológico existente, na época. Após a segunda guerra mundial por necessidades óbvias de reconstrução com prazos curtos houve um novo impulso a este processo construtivo. A idéia da pré-fabricação é antiga, Incas, Egípcios, Gregos e Romanos já pensavam na repetição de peças como um meio de racionalizar o processo construtivo (OLIVEIRA, 2005).

Pode-se citar algumas vantagens da pré-fabricação:

- Assegura uma melhoria no acabamento da estrutura e no controle de qualidade, principalmente, nos locais de operários de baixa qualificação.
- Representa uma grande economia de mão-de-obra pela execução em série que é uma característica dos produtos industrializados. Essa é uma vantagem relativa, pois em alguns países e em algumas regiões há escassez de trabalho e, numa visão mais humanística, que era uma das preocupações maiores de Eládio Dieste, deixa de ser uma vantagem.
- A montagem das coberturas pré-fabricadas com utilização de gruas acelera o processo construtivo que tem repercussão econômica direta.
- Aumenta a segurança no trabalho porque este sistema diminui o número de operários e de operações executadas no local da obra.

A utilização de elementos pré-fabricados tem como objetivos, dentre outros, a substituição da fôrma e escoramento, que são partes bastante onerosas de todo o processo construtivo e que demanda muita mão-de-obra. Para obras isoladas e de forma individualizada a execução convencional, sem pré-fabricação, deverá ser a preferida. Como em todo processo de pré-fabricação a vantagem se dá com a repetição.

Um fator moderno a ser acrescentado ao estudo da pré-fabricação é a automatização cada vez maior dos processos construtivos e a tendência nos países mais ricos da utilização, cada vez maior, da robótica nas fábricas de pré-moldados. Na Figura 10.2 é mostrado um sistema automatizado de pré-fabricação de painéis de alvenaria. Na Figura 10.3 é mostrado o esquema de montagem dos painéis com utilização de gruas.









(Fonte:Oliveira,2005)





(Fonte:Oliveira,2005)

10.2. Processos de pré-fabricação

A pré-fabricação dos elementos de cascas cilíndricas múltiplas de alvenaria cerâmica poderá ser feita em centrais de pré-fabricação ou mesmo no próprio local da obra dependendo das distâncias, disponibilidades de espaço e número de peças a serem fabricadas. Estudos e ensaios estão sendo feitos em vários centros de pesquisa no mundo (Figura 10.4).



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Pode-se citar algumas vantagens da pré-fabricação de cascas com utilização de alvenaria cerâmica:

- São coberturas leves por serem laminares, de pequna espessura e de material cerâmico (o peso da cerâmica é de 25% a 35% menor que o do concreto), o que leva a um alívio nos elementos de apoio e nas fundações.
- Ao associar o item anterior com o baixo preço da cerâmica chega-se a uma relação preço/peso muito competitiva comparando-se com outras tipologias e outros materiais.
- Estas construções apresentam um elevado conforto higrotérmico devido às excelentes propriedades físicas da cerâmica em controlar a temperatura e a umidade ambiental.
- É uma solução ecologicamente vantajosa: a produção de blocos cerâmicos consome menos energia que a do aço e do concreto, sua componente principal a argila é

abundante na natureza e sua extração não é contaminante. Além disso as coberturas cerâmicas podem ser recicladas e uma vez demolidas podem servir de agregados para novas construções.

- Não se requer, em geral, nenhum tratamento da superfície pelo satisfatório aspecto dos blocos cerâmicos, de grande qualidade cromática.
- A necessidade de manutenção é mínima devido à estabilidade química da cerâmica e os reparos localizados são de fácil execução pela característica modular dos blocos cerâmicos. No caso da cerâmica estar exposta requer uma envernização.
- Oferecem uma excelente resistência ao fogo e, em geral, um bom comportamento frente às solicitações de origem térmica e reológica.
- As cascas de alvenaria exibem uma notável qualidade arquitetônica e seriam parte de novas tendências que surgem, favoráveis ao retorno da utilização das coberturas curvas.

A proposta de pré-fabricação de cascas de alvenaria tem o objetivo de agregar as vantagens deste sistema construtivo àquelas devidas à continuidade estrutural. Ao se fazer a liberação total do escoramento só ao final do processo construtivo, fica preservada a característica de monoliticidade, tal qual ocorre numa casca moldada no local (Figura 10.5).



As estruturas em forma de cascas propiciam um melhor conforto térmico que os espaços cúbicos. Elas têm uma superfície menor que esses espaços cúbicos, para um mesmo volume. Em ambientes quentes é uma superfície menor que fica aquecida e ao trocar calor com o ar a temperatura ambiente fica mais agradável. Nos climas frios, essa forma também é uma vantagem por ser uma área menor a ser aquecida.

A idéia de aproveitar o legado de Eládio Dieste e ampliar sua vertente ligada à facilidade de pré-fabricação tem sido difundida em vários países, notadamente, da Europa central. Existe hoje um projeto financiado por uma Comissão Européia (ISO-BRICK, 2003), que agrega vários países, por meio do qual se pretende desenvolver os aspectos industriais e técnicos que permitam promover a construção de cascas em alvenaria armada, melhorando os aspectos técnicos e econômicos, e recorrendo a processos construtivos de pré-fabricação parcial e total (OLIVEIRA,2005). Há um esforço conjunto dos centros de pesquisa e de empresas que trabalham com materiais destinados às construções em alvenaria, para desenvolver estudos, pesquisas, ensaios experimentais e execução de protótipos, destinados a criar uma base sólida de dados para dar sustentação ao desenvolvimento dos sistemas pré-fabricados em alvenaria, mais destacadamente, cascas de alvenaria.

Podem ser classificados dois tipos de pré-fabricação: a pré-fabricação parcial e a pre-fabricação total. Entende-se como pré-fabricação parcial quando a estrutura é concluída no local da obra e pré-fabricação total quando a maior parte da construção é feita na fábrica e no local é feita apenas a montagem. No campo da pré-fabricação parcial de cascas de alvenaria a empresa espanhola Hispalyt tem oferecido apoio às pesquisas e experimentos destinados a dar suporte técnico a esse sistema construtivo (Figura 10.6).



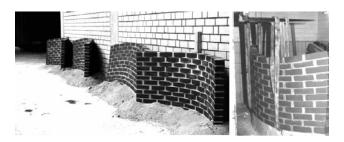
(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

O sistema construtivo em cascas de alvenaria, tal qual foi proposto por Eládio Dieste, foi extensamente utilizado, principalmente, em alguns países da América do Sul, notadamente, Uruguai e Brasil. Apesar de reconhecidos fatores positivos, este processo

construtivo foi, praticamente, abandonado por demandar extensa utilização de mão-deobra e pelas dificuldades inerentes à execução de estruturas de formas curvas. A nova arquitetura internacional surgida a partir dos anos 90 apresenta tendências ao retorno das formas curvas e a uma utilização de superfícies não-convencionais. Além disso, o valor plástico do tijolo cerâmico à vista tem sido muito destacado, nos tempos atuais. Assim sendo, está sendo previsto um mercado apreciável para a construção de coberturas curvas com tijolo cerâmico aparente, uma vez resolvidos os problemas inerentes à préfabricação dessas estruturas. Com esse objetivo, um modelo de pré-fabricação total destas estruturas tem sido estudado no âmbito do projeto europeu ISO-BRICK. O projeto conta com a colaboração de empresas e centros de pesquisa da Alemanha, Bélgica, Espanha, Itália e Portugal. Estão sendo estudadas, ainda, propostas de pré-fabricação parcial para cascas de curvatura simples, que incluem a tentativa de se otimizar a forma e a resistência dos materiais utilizados.

10.2.1. Técnica do "monocoque" de tijolo

No Instituto Tecnológico da Universidade de Hannover, sob a coordenação de Martin Speth, na Alemanha (Oliveira, 2005), estão sendo feitos protótipos (Figura 10.7) com construção em módulos e ausência de armadura entre os blocos cerâmicos. Sabe-se que a proteção dessa armadura é um dos pontos críticos da técnica proposta por Eládio Dieste. Os segmentos de alvenaria são construídos com argamassas de alta resistência e elevada aderência ao tijolo e colocados sobre um colchão de areia para a cura.



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

As abóbadas são formadas unindo-se os elementos, pelas extremidades, com argamassa. As juntas entre elementos têm 25 mm de espessura. Foram feitos arcos com até 16,0 m de vão. A abóbada é montada das extremidades para o centro sobre um escoramento (Figura 10.8).





(Fonte: SPETH, 1999)

10.2.2. Pré-fabricação parcial – Sistema Sarrablo ("Flex-Brick")

O processo a seguir relatado foi desenvolvido, inicialmente, na Universidade Politécnica da Catalunha por SARRABLO (2002). Inicialmente, a proposta é utilizar esse sistema em cascas de curvatura simples e vão menor que 15,0 metros. Compõe-se das seguintes etapas:

a. Pré-fabricação das faixas de cascas, planas e flexíveis

Sobre uma mesa rígida é colocado um filme de polipropileno com adesivo nas duas faces. Sobre o filme é colocada uma grelha de armadura passiva com espaço entre as barras igual ao tamanho dos tijolos. Os tijolos ficam aderentes ao filme plástico. As dimensões dos tijolos são de 240 mm x 100 mm, com espessuras de 45 mm ou 60 mm. A resistência à compressão, na direção dos furos, é superior a 10,0 MPa, medida na área bruta. Entre a mesa e a face inferior do filme plástico é colocada uma camada de espuma para melhorar o contacto do tijolo com o filme. Sobre os tijolos é colocada uma tela metálica, tipo malha "deploye", fixada nas armaduras passivas (Figura 10.9).





(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

b. Transporte da faixas flexíveis e montagem da casca

As faixas flexíveis são transportadas para o local de destino (Figura 10.10.a), arqueadas com a forma final pretendida, sobre um escoramento leve (Figura 10.10.b), e feita a justaposição de várias faixas. As faixas são ligadas entre si através de armaduras colocadas nas juntas entre os elementos cerâmicos.





(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

c. Execução da concretagem complementar

Finalizando o processo construtivo é feita uma concretagem complementar, de argamassa ou micro-concreto, que preenche as juntas entre tijolos e acrescenta uma capa superior (Figura 10.11). Para dar o aspecto final à estrutura é retirado o filme plástico de polipropileno.



(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

Esse sistema já possibilitou executar coberturas de 8,0 metros de vão com 7,5 cm de espessura, sendo 4,5 cm da parte pré-fabricada e 3,0 cm da capa concretada no local.

SARRABLO (2002), o autor do processo construtivo, sugere as seguintes vantagens do sistema, de pré-fabricação com elementos flexíveis ("Flex-Brick"):

- Permite a livre escolha da curvatura a ser feita, elegendo qualquer parâmetro de flecha e corda. Além da ilimitada oferta de curvaturas esta vantagem também beneficia o fabricante ou construtor pois evita a necessidade de um grande número de formas que com as inúmeras variações das curvaturas possíveis ocupariam muito espaço num pátio de pré-fabricação.
- Permite a continuidade da armação entre os elementos pré-fabricados na direção de sua geratriz, ou seja, deixa de atuar somente como uma sucessão de arcos para se conseguir uma monoliticidade que faz com que a estrutura resista a flexões na direção de sua geratriz e assim é capaz de trabalhar com poucos apoios funcionando como uma viga de grande altura. Esta propriedade dá ganhos econômicos à construção porque permite maiores vãos com menores custos com pilares e fundações.
- Permite a continuidade da estrutura na direção da diretriz nos casos em que se precise de vãos transversais maiores.
- A tela de aço colocada na capa superior representa um reforço á estrutura frente ao puncionamento e aos esforços cortantes
- A tela de aço colocada na capa superior oferece uma grande superfície de aderência com a argamassa da capa possibilitando uma maior coesão entre os materiais e fornecendo uma maior resistência ao cisalhamento horizontal.

Para avaliar o comportamento de estruturas feitas por este processo foram ensaiadas seis cascas em arco no laboratório da Escola Politécnica Superior de Girona e no laboratório de Tecnologia Estrutural da Universidade Politécnica da Catalunha, em Barcelona. A carga aplicada linear ao longo da largura e posicionada a ¼ do vão, atingindo o valor de 20,0 kN, na ruptura, tendo sido observado que a ruptura é dúctil.

Para se testar o sistema construtivo, de forma mais ampla, foi construído um protótipo, numa das entradas de uma fábrica, na cidade de Bari, na Itália. Na Figura 10.12 é mostrado o sistema de transporte das faixas flexíveis da mesa de confecção para o setor de armazenagem.



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

Na Figura 10.13.a é mostrada a estrutura das faixas flexíveis já posicionada aguardando a concretagem das juntas e da capa superior e na Figura 10.13.b vê-se o sistema de escoramento adotado. Este escoramento está particularmente reforçado por ser um local de tráfego de caminhões.

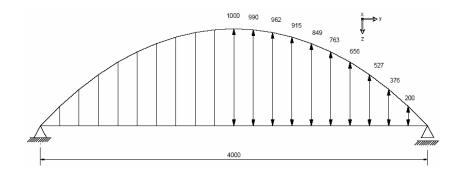


(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

10.2.3. Pré-fabricação total – Ensaios na Universidade do Minho.

Um modelo da chamada pré-fabricação total de cascas de alvenaria foi construído e ensaiado na Universidade do Minho, em Portugal (OLIVEIRA, 2005).

A geometria da casca foi em catenária com 4,0 m de corda, 1,0 m de flecha e 1,0 m de largura (Figura 10.14).



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

a. Montagem do ensaio (OLIVEIRA, 2005).

Foram adotados espaçadores de borracha entre os tijolos que foram assentes sobre uma borracha para evitar que a nata do concreto penetrasse por baixo dos tijolos. Para evitar que a argamassa penetrasse em demasia nos vazados dos tijolos, neles foi colocado poliestireno expandido (Figura 10.15 (a)).

Nas juntas longitudinais foi colocada uma barra de Φ 8.0 mm e a cada duas juntas transversais uma barra de Φ 6.0 mm. A 10 mm da face superior dos tijolos foi colocada uma tela eletrossoldada de Φ 3.0 mm a cada 5.0 cm. Foi utilizado um micro-concreto (Figura 10.15 (b)) em cuja composição foi utilizada cinza volante e relação água/cimento de 0,54. A resistência média a compressão, aos 28 dias de idade, foi de 29,22 MPa e à tração na flexão de 4,69 MPa.





(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

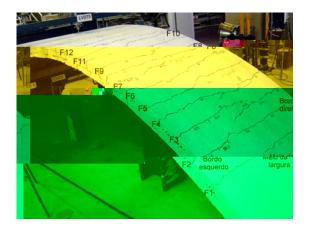
A carga foi aplicada de forma distribuída na largura da casca a $\frac{1}{4}$ do vão, a 1,0 m do apoio móvel e a 3,0 m do apoio fixo (Figura 10.16). No chamado apoio fixo, as translações estavam impedidas e a rotação livre. No chamado apoio móvel, somente as translações verticais estavam impedidas. Foram colocados tirantes de Φ 10.0 mm de cada lado da casca, ligando os apoios.



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

b. Resultados dos ensaios (OLIVEIRA, 2005)

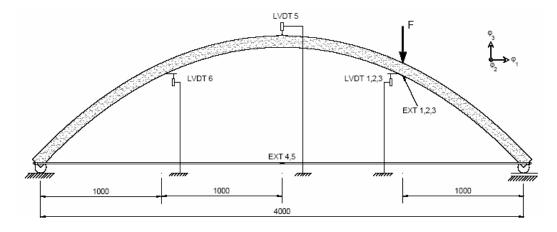
No final do ensaio foram observadas 14 fissuras principais na face superior da casca e se distribuem da região próxima ao apoio fixo até o centro da casca. A primeira fissura visível surgiu com uma carga de 17 kN na região próxima a ¼ do vão no lado oposto ao da aplicação da carga (Figura 10.17).



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

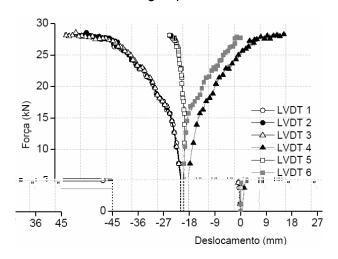
A estrutura apresentou comportamento dúctil e a armadura longitudinal entrou em escoamento para uma carga próxima de 27 kN. Neste ponto o ensaio foi encerrado. A

posição dos transdutores de deslocamentos está mostrada na Figura 10.18.



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

Na Figura 10.19 é mostrada a variação dos deslocamentos verticais medidos nos transdutores de deslocamentos com a carga aplicada.



(Fonte:OLIVEIRA, 2005)

PALÁCIO (2003a, 2003b) realizou um estudo numérico não linear, em elementos finitos, utilizando o programa DIANA, das cascas ensaiadas por SARRABLO (2002). Estas cascas tinham uma espessura total de 75 mm, a mesma geometria e o mesmo vão da casca ensaiada por OLIVEIRA (2005). A simulação numérica não representou bem os resultados experimentais. A justificativa apresentada por Palácios e outros é de que a resistência à tração e o comportamento do aço exercem grande influência na resistência da casca de alvenaria armada, sugerindo um estudo mais criterioso da aderência aço/argamassa (OLIVEIRA, 2005).

10.2.4. Elementos pré-moldados utilizados em uma nova cobertura de um dos pavilhões dos armazéns da CEASA/RJ.

Essas estruturas projetadas por Eládio Dieste apresentaram problemas estruturais devidos à sua má conservação e posteriormente à ação de incêndios que comprometeram a estrutura ao atacar principalmente a região dos vales das cascas múltiplas onde se encontravam parte dos fios de protensão.

Simplificadamente, a estrutura da cobertura de um pavilhão se compõe de 25 cascas cilíndricas associadas com corda (largura projetada) de 7,0 metros, altura máxima (flecha) de 2,35 metros e longitudinalmente com dois balanços de 7,0 metros e vão entre pilares de 35,0 metros (Figura 10.19). A estrutura original (lado direito da Figura 10.20),foi construída com tijolos cerâmicos vazados de 6,0 cm de espessura com uma capa superior de argamassa de cimento e areia com 2,0 cm de espessura.



(Fonte: PÁSQUA, 2005)

 Intervenção realizada na estrutura deteriorada da cobertura de um dos pavilhões no qual foram mantidas as características originais das cascas de alvenaria

O projeto de recuperação estrutural ficou à cargo da COPPETEC (BATTISTA, 2001). A deterioração da estrutura era generalizada nos vários materiais componentes: argamassa, tijolos e armaduras de aço passivo e de protensão. A capa de argamassa porosa, no dorso da casca, encontrava-se deteriorada e a malha de armadura eletrosoldada, assim como os fios de protensão com forte corrosão. O estado de corrosão era mais severo no dorso das cascas cilíndricas, especialmente, na região central (meio do vão) e balanço onde houve perda de protensão devido a ruptura de fios de aço duro por efeito de corrosão sob tensão. Houve ainda perda adicional de protensão, por corrosão, no vão central na região chamada de vale da casca.

b. Intervenção realizada na estrutura com substituição de parte da estrutura por elementos pré-moldados de concreto.

No ano de 2003 a cobertura de um outro, dos muitos pavilhões dos armazéns da CEASA/RJ foi, também, atingida por um incêndio, tendo sido destruída quase 50% de sua extensão. Para reconstruir essas coberturas foram utilizados elementos pré-moldados de concreto armado solidarizados por protensão. Buscou-se com concreto estampado tornar essa nova estrutura com aspecto o mais similar possível à estrutura original de Eládio Dieste (Figura 10.21). O projeto (PÁSQUA, 2005) em pré-moldado de concreto armado se compunha de elementos tipo asa de gaivota (Figura 10.22), executados com uma técnica que exigiu escoramento extensivo (Figura 10.21). Essa solução, entretanto, não se caracteriza como casca pré-moldada em alvenaria cerâmica e, portanto, não é aqui descrita em detalhes.



(Fonte: PÁSQUA, 2005)





(a) (b)

(Fonte: PÁSQUA, 2005)

10.3. Proposta de um novo sistema construtivo com préfabricação de cascas cilíndricas de alvenaria cerâmica

10.3.1. Comentários iniciais

O presente trabalho, desenvolvido no Laboratório de Estruturas da COPPE-UFRJ, foi dirigido desde o início, em 2002, à investigação do comportamento e desempenho de cascas cilíndricas de alvenaria monolíticas tal como as de Eládio Dieste e, com base no conhecimento assim adquirido, ao desenvolvimento de um sistema de pré-fabricação dessas cascas.

A partir das observações feitas nos ensaios em cascas cilíndricas de alvenaria apresentados no capítulo 7 e capítulo 8, deste trabalho, é aqui proposto um sistema de pré-fabricação dessas cascas. Dentre as investigações feitas em outros centros de pesquisa, sumariamente descritas no ítem anterior, a técnica do "monocoque" de tijolos é a que mais se aproxima da presente proposta, na qual as abóbodas de alvenaria são executadas sem armadura passiva.

10.3.2. Avaliação das técnicas propostas no exterior

A técnica do "monocoque" de tijolos, desenvolvida na Universidade de Hannover (OLIVEIRA, 2005), não foi, entretanto, aplicada a estruturas de casca mas sim à arcos fabricados com tijolos cerâmicos estruturais mas sem utilização de capa superior de argamassa, tal como a utilizada no presente trabalho de alta resistência com fibras metálicas.

O processo chamado de pré-fabricação parcial proposto por SARRABLO (2002) tem aspectos muito interessantes como a possibilidade de se executar, praticamente, a forma estrutural que se desejar, mas mantém a técnica de se utilizar armaduras passivas, tanto nas juntas entre tijolos como na capa superior de argamassa, além de exigir o uso de escoramento, mesmo que seja um escoramento leve.

No caso dos modelos ensaiados na Universidade do Minho, direcionados à técnica de pré-fabricação total, na qual as peças são totalmente executadas na fábrica, os elementos pré-moldados guardam muita semelhança com os propostos por SARRABLO (2002), no tocante aos materiais empregados e armaduras utilizadas.

Verificou-se, para esses elementos pré-moldados, que a armadura em tela, utilizada na capa superior, quando colocada muito próxima ao tijolos, é prejudicial à estrutura, pois leva à perda de aderência entre a capa de argamassa e o tijolo cerâmico,

além de estarem susceptíveis à corrosão, tanto quanto, a armadura colocada nas juntas entre fieiras de tijolos. Para oferecer às armaduras colocadas nessas juntas uma proteção maior é necessário uma preocupação construtiva a mais com relação ao seu cobrimento. Foi utilizada uma espessura de junta entre tijolos de 25 mm, valor alto, mas necessário para acomodar as armaduras e dar proteção contra corrosão. Ademais, a colocação de armaduras na capa superior exige espessuras maiores de argamassa pelos mesmos motivos. Adicionado ao uso de tijolos cerâmicos estruturais, mais caros e pesados, por necessitar de espessuras de paredes maiores, o emprego de espessuras de argamassa maiores, tanto nas juntas quanto na capa, acaba por tornar a estrutura mais pesada, dado importantíssimo quando o objetivo é a pré-fabricação. Nas cascas com grandes curvaturas grandes verificou-se, também, uma certa dificuldade de dobramento das barras das juntas e a necessidade de fixações adicionais para mantê-la na posição.

10.3.3. Sistema Construtivo e de Pré-fabricação Proposto

No sistema construtivo aqui proposto é totalmente abolida a utilização de armaduras passivas nas cascas. Óbviamente, a armadura passiva está presente, nas estruturas de apoio, pilares e vigas dos vales entre as cascas cilíndricas múltiplas. No entanto, com o emprego da protensão nas vigas dos vales a taxa de armadura passiva pode ser bastante reduzida, além de propiciar vigas mais esbeltas.

O sistema tira vantagem da utilização de tijolos cerâmicos comuns (empregados em painéis de vedação), mais leves, baratos, e facilmente encontrados no comércio e de uma argamassa cimentícea de alto desempenho (Capítulo 4) adicionada de fibras metálicas para melhorar as propriedades mecânicas e de resistência.

10.3.2. Descrição geral do sistema construtivo

O sistema construtivo proposto é direcionado às estruturas de cobertura, em cascas cilíndricas múltiplas, tal como as projetadas por Eládio Dieste, as quais apresentam os seguintes elementos estruturais:

- Estruturas de cintamento e de fundação dos pilares, em concreto armado;
- Pilares de concreto armado;
- Vigas dos vales pré-fabricadas em concreto armado e protendido;
- Módulos de casca cilíndrica de alvenaria cerâmica pré-fabricados.

a. Estruturas de cintamento e de fundação dos pilares

Essas estruturas são similares àquelas utilizadas nas estruturas moldadas no local.

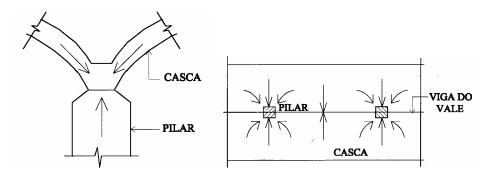
b. Pilares

Os pilares poderão ser pré-moldados ou moldados no local, não sendo nenhuma dessas opções determinante no processo construtivo. Os pilares são solicitados por esforços axiais, esforços cortantes e principalmente por momentos fletores. Nas cascas extremas os pilares podem ser também solicitados por momento torçor gerado pela ação do vento agindo de forma excêntrica na estrutura (Figura 10.23).



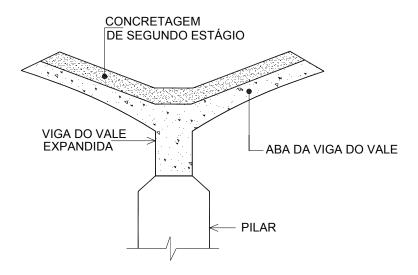
(Fonte: OLIVEIRA, 2005)

A ligação do pilar (Figura 10.24) com a viga do vale é uma região da estrutura com um estado de tensões complexo, que requer, no projeto e na execução, cuidados especiais.

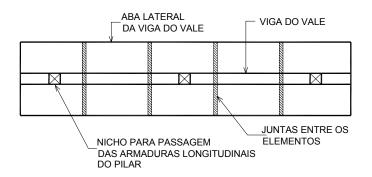


a. Vigas do vale

As vigas do vale podem ser pré-moldadas ou moldadas no local. Nos dois casos deverá ser feita uma concretagem em segunda etapa, ou segundo estágio, para se fazer a ligação com os módulos das cascas pré-moldadas (Figura 10.25). Na Figura 10.25 a viga do vale é apresentada com uma seção na forma de que permite vãos grandes e aumenta a resistência da seção na fase inicial do processo construtivo.

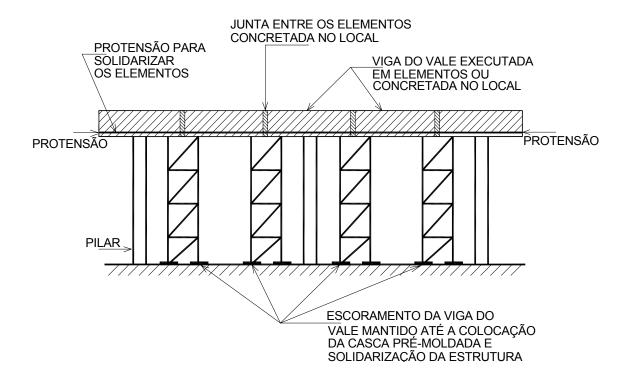


No caso da pré-moldagem será deixado um nicho na viga (Figura 10.26) nas regiões de contacto com os pilares para acomodação da armadura longitudinal dos pilares e posterior solidarização da estrutura com uma concretagem de segundo estágio. A viga do vale poderá ser dividida em elementos, dependendo do vão a ser vencido, uma vez que ela será solidarizada pelo emprego da protensão longitudinal.



A viga do vale será mantida escorada até o final do processo (Figura 10.27), para que, após a união dos módulos e protensão, se tenha o efeito de cascas monolíticas

múltiplas, permitindo a sua execução em elementos pré-moldados. Observa-se que no processo construtivo aqui proposto apenas a viga do vale (em pré-moldados ou moldado no local) necessita de escoramento.



Para estruturas não muito longas, na direção longitudinal, a viga do vale poderá ser pré-moldada com o comprimento total e nesse caso poderá ser feita a primeira etapa de protensão com emprego de pré-tensão.

No caso de estruturas longas, na direção longitudinal, e caso seja adotada a prémoldagem, esta deverá ser executada por trechos. A continuidade longitudinal será garantida através da utilização de cabos de protensão colocados na parte inferior da seção cujas bainhas serão deixadas vazias durante a concretagem e primeira fase de protensão. Estes cabos de continuidade serão executados com pós-tensão, na região do vale da casca onde o esforço mais importante é o axial. Os momentos são secundários e em certas regiões são resíduais. Na junção da casca com a viga do vale, o esforço axial total a ser considerado na viga é a soma do esforço longitudinal de membrana na região junto à viga com o esforço axial na viga do vale. A viga do vale tem uma seção transversal na forma trapeizodal ou em quando se incorpora à sua seção resistente, abas laterais correspondentes à parte da estrutura da casca (Figura 10.24 e Figura 10.25).

Com a finalidade de se fazer uma avaliação do valor da protensão das vigas do vale tomou-se como referência o projeto da cobertura dos armazéns da CEASA/RJ (BATTISTA, 2001).Esta estrutura tem vão transversal de 7,0 metros (corda) e vão longitudinal, entre pilares, de 35,0 m (Figura 10.28).



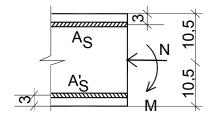
(Fonte: Battista, 2001)

Fazendo-se a análise pelo método dos elementos finitos, com a consideração da ortotropia e com a seção da viga do vale considerada trapezoidal, obteve-se os seguintes esforços, para a ação do peso próprio:

- Seção na ligação com o pilar no trecho em balanço:
- Seção do meio do vão, entre pilares:

Considerando uma sobrecarga mínima de 0.5 kN/m^2 sobre a casca, os valores dos esforços sofrerão um acréscimo de aproximadamente 50% pois o peso próprio corresponde à uma carga distribuída de 1.0 kN/m^2 (para h = 8 cm).

Será considerada uma seção resistente retangular que seja equivalente, em termos de inércia, à seção trapezoidal da viga do vale cuja base varia de 15 para 27 cm e altura de 13 cm. Essa seção trapezoidal tem inércia de I = 3,74.10-5 m⁴ o que fornece uma seção retangular equivalente de 20,5 cm x 13 cm (Figura 10.29). Será adotado f_{ck} = 15,0 MPa.



O coeficiente de majoração das cargas é γ_c = 1,4. Será agregado um coeficiente majorador de 1,5 para computar a sobrecarga de 0,5 kN/m².

Seção na ligação com o pilar no trecho em balanço: Força normal é de compressão

$$\Delta A_{st} = \frac{563}{0,815.10.43,5} + \frac{5723}{7 \times 43,5} - \frac{645}{43,5} = 5,6cm^{2}$$

$$\frac{5723}{7 \times 43,5}$$

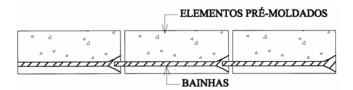
- Seção do meio do vão, entre pilares:
- N = 489 kN (Tração)

Para uma estimativa da protensão, se for adotada uma força de protensão da ordem de 70% da força de tração máxima, obtém-se: Protensão \approx 343 kN \approx 3 cordoalhas de 12.7 mm.

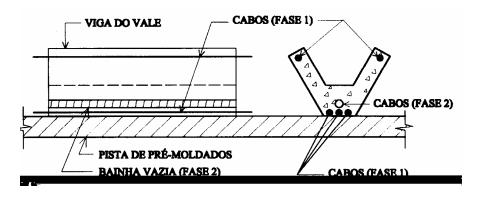
Caso esteja sendo usada a pré-moldagem da viga do vale, poderiam ser feitas duas etapas de protensão: 2 cordoalhas protendidas no canteiro (para permitir o transporte e movimentação da peça) e 1 cordoalha protendida no local da obra.

A cordoalha da segunda etapa seria colocada em uma bainha deixada vazia durante a fabricação das peças no canteiro (Figura 10.30). No caso mais usual da viga do

vale ser executada em trechos a protensão nas três cordoalhas só seria aplicada ao final da montagem.



No caso de pré-tensão, como as cordoalhas têm um traçado reto passando pelo fundo da viga, geralmente há necessidade de cordoalhas complementares colocadas na parte superior de tal forma a reduzir a excentricidade da dorça resultante de protensão na extremidade da viga (Figura 10.31).



b. Cascas Cilíndricas

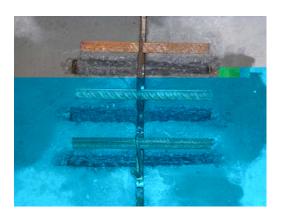
A parte mais importante do processo de pré-fabricação refere-se à pré-moldagem das cascas de alvenaria, motivo maior do processo construtivo.

No caso das cascas isoladas, de um só vão à direção transversal, os elementos pré-moldados incluem as abas laterais (Figura 10.32). No local da obra será feita então a consolidação da estrutura, ligando as várias peças pré-moldadas. Na Figura 10.32 é mostrado o aspecto da estrutura executada no Labest - COPPE, cujo ensaio está descrito no capítulo 8 deste trabalho. O processo executivo adotado procurou simular o procedimento normalmente utilizado num processo de pré-fabricação. Os bons resultados obtidos no ensaio experimental mostram a viabilidade técnica do processo construtivo aqui proposto.



Essa ligação entre as peças foi efetivada com a concretagem da junta entre elementos (Figura 10.33.a). Nas abas laterais serão colocados pinos de cisalhamento para auxiliar a transmssão dos esforços cortantes entre os elementos(Figura 10.33.b).





As dimensões destas estruturas de borda (aba lateral e viga do vale) serão determinadas em função dos esforços atuantes. No ensaio apresentado no capítulo 8 deste trabalho verificou-se que apenas para cargas muito elevadas, perto da ruptura, houve a abertura das juntas entre elementos de bordo. Nestas juntas a armadura, composta por pinos de cisalhamento, tem a única função de transmitir esforços cortantes, não estando capacitada para funcionar como armadura de flexão. O fio de protensão,

colocado no centro da viga do vale, contribui para manter a junta fechada para esforços de flexão causados pelo carregamento atuante.

Deve-se observar que, práticamente, a totalidade do carregamento atuante nessas cascas se deve ao seu peso próprio, bastante inferior (cerca de 13 vezes) menor que o carregamento aplicado no ensaio para levar a casca à ruptura. Se for considerada sómente a área onde efetivamente as cargas dos tirantes foram aplicadas à estrutura (área de 3,0 m x 3,0 m), a carga de ruptura passa a ser, aproximadamente, 20 vezes maior que o peso próprio da casca.,

O comprimento dos módulos pré-moldados cilíndricos será definido em função do peso do módulo e da disponibilidade de equipamentos para movimentação e montagem. No caso da casca utilizada nos ensaios feitos e relatados neste trabalho, o peso próprio da estrutura da casca (sem considerar as abas laterais) foi de, aproximadamente, 1,35 kN/m².

No caso da execução de estruturas compostas por cascas múltiplas o processo de pré-fabricação e construção demandará um número de etapas função do grau de complexidade da estrutura.

Nas cascas múltiplas, as regiões de tratamento mais complexo são as de ligação da viga do vale com os pilares onde há mudança acentuada de inércia e com os módulos pré-moldados de casca, onde há mudança acentuada na forma geométrica na transição da viga do vale para a casca.

A pré-moldagem da casca de alvenaria seguirá os procedimentos adotados na execução do modelo com três módulos ensaiado no Labest-COPPE (capítulo 8 deste trabalho).

Algumas melhorias poderiam ser feitas:

- Utilização de fôrmas metálicas. A opção por empregar uma fôrma metálica em substituição à fôrma em madeira vai depender do número de peças iguais a serem feitas, já que adaptações em fôrmas metálicas são muito trabalhosas;
- Utilização de separadores entre os tijolos mais eficientes. Nas peças ensaiadas no Labest/COPPE foram utilizadas taliscas de madeira em compensado com 6.0 mm de espessura e largura de 13.0 mm (largura da junta entre tijolos) (Figura 10.34.a). No caso do emprego de fôrmas metálicas poderiam ser utilizadas fitas

metálicas no lugar das taliscas de madeira. Seria dada uma certa folga nos espaçamentos entre estas fitas metálicas para acomodar pequenas diferenças de geometria dos tijolos. Ensaios feitos em Portugal (OLIVEIRA, 2005) utilizaram espaçadores de borracha (Figura 10.34.b), que seria outra alternativa.





- Melhoria do processo de colocação de poliestireno expandido nas extremidades dos tijolos. Torná-lo menos dependente de mão-de-obra.
- Para peças de curvatura reduzida, utilizar uma argamassa mais fluida para facilitar a concretagem da junta entre os tijolos.

A capa superior de argamassa com adição de fibras metálicas poderá, alternativamente, ser feita com fibras vegetais, como o sisal, que são soluções melhores do ponto de vista ambiental. Estudos têm sido feitos nesse tema, já havendo bons resultados de utilização de fibras vegetais combinadas com argamassas de cimento e cerâmica moída (Melo Filho, 2005).

10.3.3. Ligação da casca pré-moldada com a viga do vale

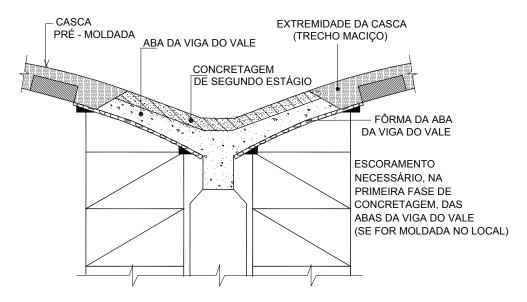
Conhecida a técnica de execução das cascas pré-moldadas de alvenaria cerâmica, o problema maior que se apresenta é a ligação entre a casca pré-moldada e a viga do vale. As cascas utilizadas nos ensaios realizados no Labest-COPPE tinham um peso próprio de 1,35 kN/m² e eram compostas de tijolos cerâmicos vazados, utilizados em painéis de vedação, com juntas entre tijolos de 1,3 cm e uma capa superior de argamassa de 1,5 cm. Vê-se que são estruturas leves, de fácil transporte e solicitam pouco os pontos de apoio (pilares e fundações).

Para se ter uma ordem de grandeza dos valores dos esforços no contacto da casca pré-moldada com a viga do vale, considera-se uma estrutura em cascas múltiplas,

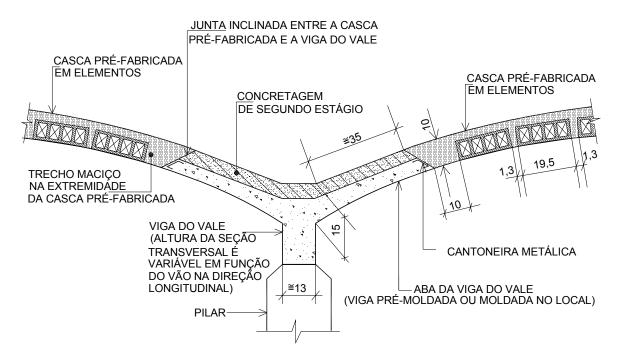
com vão (corda do arco) de 7,0 m. Este é o vão das coberturas dos armazéns da CEASA/RJ. Considerando-se para as abas da viga do vale um comprimento de 0,45 m, o vão de eixo a eixo de apoio da casca ficaria reduzido de 7,0 m para 6,10m.

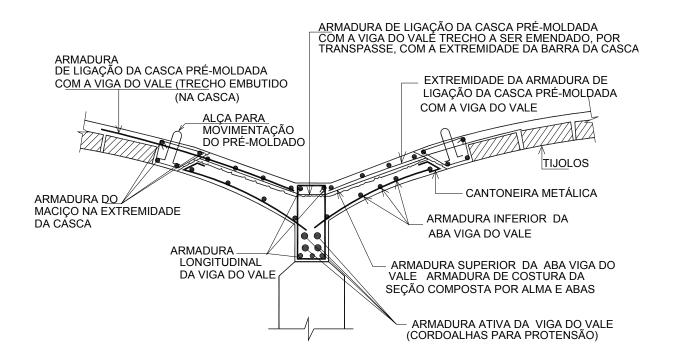
A Norma Brasileira NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado recomenda no item 5.2.3.5 a utilização de um coeficiente majorador das ações devido ao efeito dinâmico que ocorre no transporte e posicionamento das peças pré-moldadas, criando a chamada solicitação estática equivalente. É recomendado, neste caso, um coeficiente β_a = 1,3. Assim sendo, a solicitação estática equivalente, ficaria: g_e = 1,35 x 1,3 = 1,8 kN/m². Para um vão entre apoios de 6,10 metros, corresponderia à uma carga no apoio provisório da casca pré-moldada, nas extremidades das abas da viga do vale de: 1,8 x 3,05 = 5,4 kN/m. Para um balanço de 45 cm de comprimento (aba da viga do vale), tem-se: momento fletor de 2,43 kNm/m e esforço cortante de 5,4 kN/m. Estes valores são muito pequenos para a estrutura em questão, e exigiria armadura mínima para o momento fletor, sem necessidade de armadura para o esforço cortante (considerando uma aba da viga do vale variando de 5 cm para 10 cm e um concreto com

= 25,0 MPa Estes esforços correspondem à aba da viga do vale livre do escoramento. No processo aqui proposto, o escoramento da viga do vale só é retirado após a consolidação da casca pré-moldada, o que faz com que a viga do vale só seja solicitada quando já tiver a estrutura da casca incorporada (Figura 10.35). Os cálculos mostram que a estrutura proposta tem a característica de grande leveza, tendo no máximo um peso próprio igual à metade do peso de uma solução em concreto armado.



Após o apoio dos módulos de casca pré-moldada na viga do vale é feito o segundo estágio de concretagem (complemento superior da viga do vale). A Figura 10.36 apresenta um corte transversal típico, da ligação entre a casca pré-moldada e a viga do vale. A Figura 10.37 apresenta um detalhamento, em corte transversal, das armaduras necessárias nesta região. Observa-se nessas figuras a junta inclinada de ligação entre os elementos. Para se prever possíveis imprecisões no tamanho das peças, as cascas poderão ser pré-fabricadas com um comprimento um pouco menor que o tamanho do vão, deixando alguns centímetros (na junção com a viga do vale) para serem concretados no local.





f) Transporte e Montagem

A movimentação das peças será feita de forma similar ao procedimento adotado para os modelos ensaiados no Labest-COPPE (Figura 10.38), devendo ser avaliada a necessidade de colocação de tirantes, entre os pontos de apoio, para absorver os empuxos laterais, que dependerão do vão transversal (corda) e da curvatura do módulo de casca cilíndrica. Serão utilizadas gruas ou guindastes móveis para o transporte, movimentação e montagem das peças pré-moldadas.



Deve-se evitar ao máximo a utilização de procedimentos que se choquem com a padronização das peças. Para os vãos de extremidade a solução da casca pré-moldada seria a mesma, apenas a viga do vale e os pilares deverão ser dimensionados para o empuxo lateral devido à forma curva.

Em cascas com balanços grandes na direção longitudinal será necessário, eventualmente, utilizar protensão também na casca, além da normalmente adotada nas abas laterais (Figura 10.39). Como a solução estrutural é feita com elementos prémoldados seria necessário, apenas, projetar elementos especiais, para os balanços, que teriam uma armadura ativa (para protensão) adicional. No sentido longitudinal, caso haja necessidade, dependendo do comprimento do balanço, seriam adotadas ancoragens de emenda para dar continuidade à protensão.



Alternativamente, dependendo do tamanho do balanço e da rigidez à flexão da casca, pode-se solucionar o problema colocando uma armadura passiva na região do balanço adotando-se barras nas juntas entre fieiras tijolos, ou melhor, na capa superior de argamassa. Caso não seja conveniente colocar armaduras na capa superior, para não ter que aumentar sua espessura, as armaduras adicionais poderão ser colocadas apenas nas juntas entre os tijolos, que terão uma espessura maior (no caso dos ensaios feitos no Labest/COPPE essa espessura foi de 13 mm) para garantir o cobrimento das armaduras. A adoção de espessuras de juntas diferenciadas teria um pequeno reflexo na estética da cobertura, já que causaria um desalinhamento entre os tijolos, exigindo um certo cuidado, sob o ponto de vista arquitetônico.

Alguns esquemas estruturais vão se formando ao longo do processo de montagem e construção:

- Para os elementos pré-moldados colocados no local: A estrutura funciona, a princípio, como uma casca cilíndrica bi-apoiada nas vigas dos vales.
- Após a concretagem de segundo estágio, na parte superior da viga do vale, tem-se uma situação próxima da definitiva, porém, sendo mantidas as escoras na viga do vale.
- Após a cura do concreto das ligações entre os módulos de cascas prémoldados e entre esses e as vigas dos vales, e após a protensão dessas vigas e a retirada de suas escoras, a estrutura de cascas múltiplas entra em serviço.

10.3.4. Comentários finais

O processo de pré-fabricação, aqui proposto, tem algumas características importantes que devem ser destacadas, assim como, deve-se fazer uma avaliação comparativa, tendo em vista os demais processos já propostos e que foram relatados no item 10.2.

A marca maior do processo proposto é a ausência de armadura passiva. A existência de armadura passiva acarreta: aumento da mão-de-obra de execução; maior probabilidade de deterioração da estrutura por corrosão dessas armaduras; alguns comprometimentos no funcionamento estrutural, como por exemplo, a redução da aderência tijolo-capa de argamassa caso a tela metálica, colocada na capa superior, seja posicionada sobre os tijolos; dificuldades maiores para uma modelagem mais sofisticada da estrutura devidas à necessidade de consideração da armadura passiva no modelo estrutural, tanto nas juntas quanto na capa superior.

Dentre os processos citados no item 10.2 aquele que tem mais similitudes como o aqui proposto é o chamado de técnica do "monocoque" de tijolo. Nesse processo, proposto em 1995, não se empregam armaduras passivas, porém, o que se tem notícia é que as aplicações foram feitas com alvenaria sem a capa superior de argamassa e os tijolos são estruturais. Os protótipos foram idealizados como arcos e não como cascas. Nesse processo também se utilizam argamassas de alta resistência à compressão com boa aderência aos tijolos. Não se tem notícia do emprego de fibras metálicas nessa argamassa.

Quanto ao chamado sistema "Flex-Brick", proposto por Sarrablo, em 2002 (OLIVEIRA, 2005), sua característica principal é a flexibilidade de formas que permite o processo, além da leveza das peças , que são importantes para efeito de movimentação e transporte. Os pontos negativos dessa técnica se referem à necessidade de utilização de um escoramento extensivo, mesmo que leve, e de uma concretagem complementar, de substancial volume, feita na obra. Além disso, apresenta outras desvantagens dos processos que utilizam armaduras passivas, tanto nas juntas entre elementos quanto na capa superior. Estruturas executadas com essa técnica serão mais pesadas que aquelas executadas com o processo proposto neste trabalho, já que utilizam tijolos cerâmicos estruturais (com paredes espessas), juntas entre blocos com 25 mm de espessura, prrenchidas com a mesma argamassa que constitui a capa superior da casca com 30 mm de espessura.

O processo de pré-fabricação proposto por OLIVEIRA e outros (OLIVEIRA, 2005), utiliza, praticamente, os mesmos materiais empregados no sistema "Flex Brick", com suas vantagens e desvantagens. A maior diferença entre esses processos é que o primeiro é um sistema de pré-fabricação total, no qual a capa de argamassa é concretada ao mesmo tempo em que as juntas os blocos cerâmicos. Não são, por conseqüência, necessários escoramentos extensivos. O processo, no entanto, contém as desvantagens, já citadas, referentes ao peso próprio da estrutura e a presença de armaduras passivas.

No caso do processo utilizado na reconstrução de partes da cobertura dos armazéns da CEASA/RJ (PÁSQUA, 2003), ele é, na realidade, um sistema de préfabricação de peças em concreto armado-concreto protendido. O método executivo guarda similitudes com o aqui proposto com uma peça pré-moldada em forma de asa de gaivota, fazendo a função da viga do vale. A casca foi feita em concreto armado – concreto protendido, com uma espessura variando de 9 a 14 cm, com uma espessura média de 11,5 cm e o correspondente peso próprio de 2,9 kN/m². Mesmo considerando que a técnica aqui proposta requer a execução de abas da viga do vale, em concreto armado, ela teria, aproximadamente, metade do peso próprio da solução utilizada na CEASA/RJ. Quanto à continuidade estrutural, na direção longitudinal da casca, o processo proposto por PÁSQUA, 2003 utiliza cabos de protensão colocados na casca, na sua parte superior.

No caso da técnica aqui proposta que não utiliza armaduras passivas, faz uso de tijolos cerâmicos comuns e a continuidade entre os módulos se dá com a protensão

apenas nas vigas dos vales, contando com a excelente aderência, entre módulos, entre a argamassa do elemento pré-moldado e a argamassa das juntas, obtida com os procedimentos utilizados nos ensaios realizados no Labest/COPPE. A protensão nas vigas dos vales, além de efetivar a ligação entre elementos pré-moldados na direção longitudinal, diminui a deformabilidade das vigas dos vales, aumenta a durabilidade e reduz a armadura passiva necessária.

Em resumo, o processo de pré-fabricação construtivo aqui proposto apresenta-se como uma viável alternativa para se executar coberturas em formas de cascas cilíndricas associadas trazendo algumas vantagens em relação a outras propostas relatadas na literatura técnica.

A construção de um protótipo em escala geométrica 1:1 seria muito oportuna para aprimorar o processo construtivo e a técnica de pré-fabricação propostas, além de propiciar, com os resultados dos testes de carga, um refinamento da modelagem numérica computacional das estruturas de cascas cilíndricas múltiplas de alvenaria cerâmica.

11. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

11.1. Resumo e conclusões

No que segue são apresentadas conclusões baseadas nos resultados obtidos nos ensaios experimentais e das modelagens numérico-computacionais das estruturas de casca cilíndrica de alvenaria cerâmicas.

Dois modelos de estruturas em casca de alvenaria cilíndrica foram ensaiadas até a ruptura a primeira delas executada de forma monolítica e a segunda em elementos prémoldados.

A modelagem numérica e a análise do comportamento de estruturas de alvenaria são de alta complexidade devido ao material heterogêneo combinado com o comportamento não linear e descontinuidades das ligações tijolo-argamassa. Acrescentese a isso a possibilidade de fissuração dos materiais o que exige programas de análise estrutural bastante sofisticados. Tem sido utilizado o programa DIANA para essas análises tanto no Brasil como no exterior. Resultados recentes obtidos por Palácios e outros (OLIVEIRA, 2005) confirmam a dificuldade de se obter uma boa concordância de valores entre os resultados dos ensaios e aqueles obtidos em modelagens numérico computacionais. Os resultados numéricos mostram, influência da resistência à tração do material composto empregado nessas cascas. O comportamento pós-pico das cascas não é bem representado pelo modelo numérico. No caso das cascas ensaiadas no presente trabalho, devido à ausência de armadura passiva na estrutura, há uma simplificação na modelagem numérica em relação às outras técnicas apresentadas. Mesmo nesse caso, entretanto, estudos aprofundados serão necessários para se conseguir uma modelagem teórica-numérica adequada.

Os primeiros ensaios realizados em paredes de alvenaria mostraram que as armaduras passivas colocadas nas juntas longitudinais e transversais dos tijolos não conferem à estrutura notáveis ganhos de resistência à compressão. Essas armaduras serão importantes nos casos de esforços de tração que podem ocorrer em certas estruturas em casca, especialmente nas regiões de balanço.

A segunda série de experimentos foi feita em pequenos painéis de alvenaria ensaiados à compressão uni-axial. Verificou-se que a resistência à compressão do painel

é fortemente influenciada pela resistência do tijolo e não, tão expressivamente, pela argamassa de alta resistência presente nas juntas entre tijolos e na capa externa. O que caracteriza a ruptura em cascas de alvenaria, tais quais as ensaiadas neste trabalho, é a tração diagonal que surge nas proximidades dos apoios. Nessa região se formam bielas de compressão em direção aos apoios e transversalmente surgem tensões de tração. Para se determinar a resistência à tração do compósito (tijolos + juntas entre tijolos + capa de argamassa) seria necessária a realização de ensaios de painéis à flexão (resistência à tração na flexão) e ensaios de compressão bi-axial em painéis para se determinar, inclusive, a resistência à tração numa direção oblíqua às juntas entre os tijolos.

Os ensaios principais e motivo maior desse trabalho foram feitos em duas cascas cilíndricas de alvenaria cerâmica: uma monolítica e outra composta por elementos prémoldados. Verificou-se a excelente capacidade de carga dessas estruturas, em ambas, as linhas de ruptura ocorreram para cargas bastante elevadas, além das expectativas baseadas nas verificações teóricas da resistência.

As linhas de ruptura nessas duas cascas cilíndricas abatidas (de pequena curvatura), foram iniciadas para cargas em torno de 55% da carga última nas regiões próximas aos apoios pontuais e se propagaram para a linha central do dorso da casca, num padrão clássico, esperado, de mecanismo de ruptura. A carga última está associada ao colapso por puncionamento da casca num dos pontos de ancoragem dos tirantes.

O excelente comportamento das uniões executadas entre os elementos prémoldados, vertendo argamassa nas juntas frias dispensou a utilização de fios de protensão que foram deixados preparados para uma eventual necessidade. Verificou-se uma excelente aderência entre as argamassas de diferentes idades e a estrutura composta por elementos pré-moldados se comportou muito próximamente da estrutura monolítica. Para cascas com vãos maiores, da ordem dos utilizados por Eládio Dieste, que eram de seis a sete metros é recomendável a colocação de um fio de protensão inu dorsocianunus prio umoldadoAada

proposto às normas brasileiras poderia ser empregado um bloco cerâmico de paredes mais espessas com uma resistência à compressão mínima de 4,5 MPa. Para melhor caracterizar os materiais utilizados poderiam ser feitos ensaios de aderência entre o tijolo e a argamassa, ensaios de retenção de água da argamassa e de absorção de água pelos tijolos por capilaridade.

Nas cascas ensaiadas a relação ficou no entorno de dez, o que comprovou, também por este indicador, a excelente capacidade de carga da estrutura e a validade da modelagem numérica feita para fins de projeto. As sobrecargas nas coberturas são, práticamente inexistentes e essa relação mostra que a estrutura poderia ser ainda mais esbelta mesmo se pensando em vãos reais da ordem de seis a sete metros.

Quanto às correlações teórica-experimentais do comportamento até a ruptura, as dificuldade maiores referem-se à uma adequada modelagem dessas estruturas de cascas em alvenaria tanto na fase de pré-fissuração quanto na fase de pós-fissuração.

A análise dessas correlações mostrou que em alguns casos ela se mostra muito boa e em outros casos ela é pobre.

Dentre as causas mais prováveis das correlações, em alguns casos, não se mostrarem satisfatórias, podem-se citar:

- As diferenças de rigidez aparente observadas entre o que foi considerado no modelo teórico e o que foi verificado nos ensaios devem-se, provávelmente, à desvios geométricos na forma da casca que não foram considerados na modelagem numérica. Um eventual acréscimo do abatimento da casca (diminuição da curvatura) leva a aumentos nos deslocamentos nessas regiões localizadas, principalmente, quando estão próximas dos pontos de aplicação das cargas, como é o caso da região central da casca. As variações das rigidezas localizadas são notórias observando-se as leituras dos tirantes de carga. Conforme já foi relatado, os tirantes próximos à viga de borda, na região central da casca (T2 e T8), acusaram ao longo do ensaio valores de carga notadamente menores que nos outros pontos.
- Deformabilidade dos apoios: os apoios das estruturas ensaiadas feitas em rótulas esféricas são fortemente solicitados à cargas lateriais devido à pequna curvatura da casca. A soma das ações laterais sobre os apoios é da ordem de 2,3 vêzes a soma das cargas transversais. Com esses valores de forças nos apoios pequenos deslocamentos e deformações ocorrem, refletindo diretamente nos deslocamentos

transversais. Uma comprovação desse fato foi o ocorrido no pré-ensaio em que a rótula esférica escapou do berço, havendo necessidade de se fazer uma contenção lateral. Sabe-se que que folgas milimétricas podem ocorrer nesses aparelhos de apoio.

- Necessidade de melhoramentos nas avaliações das propriedades físicas dos materiais empregados, assim como, da própria modelagem utilizando o extenso banco de dados obtido com as dezenas de ensaios feitos, neste trabalho, para a caracterização dos materiais.
- O No modelo teórico é admitida a perfeita aderência entre a argamassa e o bloco cerâmico. Sabe-se que devido à retração da argamassa podem ocorrer perdas de aderência entre os dois materiais. Como esse fenômeno ocorre na estrutura descarregada êle afeta a precisão do modelo de cálculo mesmo no início do carregamento.
- Necessidade de uma melhor investigação do real papel do bloco cerâmico no comportamento estrutural, assim como, da própria casca nervurada de argamassa no comportamento dessa estrutura mista.

11.2. Sugestões para futuros trabalhos de pesquisa

São apresentadas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa que possam contribuir e dar continuidade ao tema de estruturas em alvenaria cerâmica:

- Realizar novos ensaios em modelos estruturais fabricados na escala protótipo para fornecer mais subsídios para o melhor entendimento do comportamento estrutural de cascas de alvenaria cerâmica;
- Realizar ensaios para caracterização da resistência à tração pura e resistência à tração na direção oblíqua às juntas entre tijolos (ensaios de compressão biaxial em painéis) do compósito formado pela argamassa e os tijolos cerâmicos;
 - Estudar com mais profundidade as técnicas de pré-fabricação para

adequá-las aos recursos atuais e tornar o processo mais simples;

- Estudar melhor a composição da argamassa fibrosa utilizando outros materiais finos, em substituição de parte do volume de cimento Portland, e analisar o desempenho da argamassa com outras porcentagens de fibras metálicas ou com a adição de fibras minerais ou orgânicas;
- Desenvolver um modelo matemático numérico para análise até a ruptura de estruturas de cascas de alvenaria cerâmica, observando as possíveis causas dos desvios observados nas correlações teórica-experimentais citadas na seção 11.1 e levando em conta as propriedades do material composto, os mecanismos de fissuração e os seus efeitos até o colapso estrutural.
- Modelar as estruturas ensaiadas pelo método dos elementos finitos utilizando programas mais adequados como o DIANA.
- Fazer uma avaliação dos efeitos de variações de temperatura nessas estruturas de alvenaria.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 1999, , 5ed., São Paulo: ABCP, 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984,

. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, . Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, Componentes Cerâmicos. Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação Terminologia e requisitos . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, Componentes Cerâmicos. Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural Terminologia e requisitos . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, Componentes Cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação Métodos de ensaio . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1985, . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, Calda de Cimento para Injeção Determinação da Resistência à Compressão: . Rio de Janeiro.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1990,
 . Detroit.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING, 1952, "Design of Cylindrical Concrete Shell Roofs".

 , n. 31, New York: American Society of Civil Engineering.
- BALTHAR, V. C. B., 2004,

 . Dissertação de M.Sc., COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BATTISTA, R. C., BATISTA, E. M., 2001,

 . Rio de Janeiro: Fundação COPPETEC/UFRJ.
- BATTISTA, R. C., PFEIL, M. S., CARVALHO, E. M. L., OLIVEIRA, V. M. B., 2001,

 . Rio de Janeiro: Fundação COPPETEC/UFRJ.

- BILLINGTON, D. P., 1965, , 2 ed. New York: McGraw-Hill Ltda.
- BRANDÃO, J. H., 2005,

 . Tese de D.Sc., PEC-COPPE/Universidade
 Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CAMACHO, J. S., 1995,

 Tese de D.Sc., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, S.P., Brasil.
- COMITÉ EUROPEAN DU BÉTON FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE, 1991, "Model Code 1990", , n. 203, pp. 2-38.
- CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES, 2001, , 4 ed. Sevilla: Dirección General de Arquitectura y Vivienda, Junta de Andalucia.
- CORDEIRO, G. C., 2006,

 . Dissertação de D.Sc.,
 COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DRYSDALE, R. G., HAMID, A. A., HEIDEBRECHT, A. C., 1979, "Tensile Strength of Concrete Masonry", , n. ST7, pp. 1261-1276.
- EUROCODE 6 PART 1-1, 1996, . Bruxelas.
- FORMAGINI, S., 2005,

 . Dissertação de D.Sc., COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GERRARD, C. M., 1982, "Equivalent Elastic Module of a Rock Mass Consisting of Orthorhombic Layers", acts, v. 19, pp. 9-14.
- GERRARD, C. M., 1982, "Elastic Models of Rock Masses Having One, Two and Three Sets of Joints", acts, v. 19, pp. 15-23.
- GIBSON, J. E., 1968, , 2 ed. London: E&FN Spon.
- GRIMN, C. T., 1975, "Brick Masonry Shells", v. 101, n. ST1, pp.79-95.
- HENDRY, A. W., SINHA, B. P., DAVIES, S. R., 1997, , 3 ed. London: E&FN Spon.
- La ROVERE, H.L., 2002, . Publicação do Departamento de Engenharia Civil da U.F.S.C., Florianópolis, S.C., Brasil.

- LOURENÇO, P. B., 1996, "Computational Strategies for Masonry Structures", Netherlands,
- LOURENÇO, P. B., ROTS, J. G., BLAAUWENDRAAD, J., 1995, "Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling", , v. 40, n. 4, pp. 313-340.
- LOURENÇO, P. B., ZUCCHINI, A., 2002, "Um modelo com micro-estrutura para homogeneização da alvenaria", , Madrid, Espanha.
- MELO FILHO, J. A., 2005,

 . Tese de D.Sc., PEC-COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- NUNES, F. W. G., 2005,
 Dissertação de M.Sc., COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- OLIVEIRA, J. T., 2005, . Dissertação de D.Sc., Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- PAGE, A. W., 1978, "Finite Element Model for Masonry", , n. ST8, pp. 1267-1285.
- PALÁCIO K., LOURENÇO, P. B., BARROS, J., 2003, "Numerical Modeling of Single Shell Roots", Guimarães, Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
- PALMA, A. M. M., 2002, "Más con menos: elementos gráficos para un estudio de las variaciones de las bóvedas aligeradas de fabrica (tabicadas)". In:

, La Coruña.

- PANDE, G. N., KRALJ, B., MIDDLETON, J., 1994, "Analysis of the compressive strength of masonry given by the equation $f_k = K(f_b)^{\alpha} (f_m)^{\beta}$ ", , v. 71, n. 1/4, pp. 7-12.
- PANDE, G. N., LIANG, J. X., MIDDLETON, J., 1989, "Equivalent elastic moduli of brick masonry", , n. 8, p. 243-265.
- PÁSQUA, L. R., GRAZIANO, F., OGGI, F., 2005, . Rio de Janeiro: RR Compacta Engenharia, Restauração e Recuperação.
- PEDRESCHI, R., 2000, , 2 ed. London: Thomas Telford.
- PIMENTA, M.P., 2003,
 Proposta de tese D.Sc., COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- PONS, J. C., 1991, , Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales Y Puertos.
- SANTOS, P.S. ,1989, Vol.1, 2ed., São Paulo: Edgard Blücher.
- SAHLIN, S., 1973, , 2 ed. New Jersey: Englewood Cliffs.
- SARRABLO, V., 2003, "Prefabricados para cubiertas caminares de cerâmica armada malla flexible de ladrillos como semi-prefabricado colaborante",
- TIMOSHENKO, S. P., KRIEGER, S. W., 1959, , 2 ed. New York: McGraw-Hill Ltda.
- TORRECILLA, A. J., PÉREZ, M. P. R., 1996, , 2 ed. Sevilla: Junta de Andalucia.
- TEDESKO, A., 1961, "Multiple Ribless Shells", n. ST7, pp. 107-124.
- VELASCO, R. V., 2006,
 - Proposta de dissertação de D.Sc., COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- VIEIRA, S.R., REGATTIERI, C.E., BAALBAKI, M., 1997, "Estudo sobre concreto de alto desempenho com cimento CPIII-40 Votoran", , São Paulo, S.P., Brasil.
- WEBER, M. K., BARBOUTIS, C., KRANAS, B., ZOMBOU, A., 1998, "Experimental research on the compressive strength of masonry repairs in Acheiropoietus Church, Thessalonik", v. 76, n. 18, pp. 353-356.

Livros Grátis

(http://www.livrosgratis.com.br)

Milhares de Livros para Download:

<u>Baixar</u>	livros	de	Adm	<u>inis</u>	tra	ção

Baixar livros de Agronomia

Baixar livros de Arquitetura

Baixar livros de Artes

Baixar livros de Astronomia

Baixar livros de Biologia Geral

Baixar livros de Ciência da Computação

Baixar livros de Ciência da Informação

Baixar livros de Ciência Política

Baixar livros de Ciências da Saúde

Baixar livros de Comunicação

Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE

Baixar livros de Defesa civil

Baixar livros de Direito

Baixar livros de Direitos humanos

Baixar livros de Economia

Baixar livros de Economia Doméstica

Baixar livros de Educação

Baixar livros de Educação - Trânsito

Baixar livros de Educação Física

Baixar livros de Engenharia Aeroespacial

Baixar livros de Farmácia

Baixar livros de Filosofia

Baixar livros de Física

Baixar livros de Geociências

Baixar livros de Geografia

Baixar livros de História

Baixar livros de Línguas

Baixar livros de Literatura

Baixar livros de Literatura de Cordel

Baixar livros de Literatura Infantil

Baixar livros de Matemática

Baixar livros de Medicina

Baixar livros de Medicina Veterinária

Baixar livros de Meio Ambiente

Baixar livros de Meteorologia

Baixar Monografias e TCC

Baixar livros Multidisciplinar

Baixar livros de Música

Baixar livros de Psicologia

Baixar livros de Química

Baixar livros de Saúde Coletiva

Baixar livros de Serviço Social

Baixar livros de Sociologia

Baixar livros de Teologia

Baixar livros de Trabalho

Baixar livros de Turismo