

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Jullion Nicolas Sperotto

**EDIFICAÇÕES MULTIFAMILIARES SEM DISPOSITIVO DE
LIGAÇÃO SUPERIOR ALVENARIA-ESTRUTURA: ANÁLISE
DO SISTEMA CONSTRUTIVO**

Porto Alegre
dezembro 2009

JULLION NICOLAS SPEROTTO

**EDIFICAÇÕES MULTIFAMILIARES SEM DISPOSITIVO DE
LIGAÇÃO SUPERIOR ALVENARIA-ESTRUTURA: ANÁLISE
DO SISTEMA CONSTRUTIVO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

**Orientadores: Roberto Domingo Rios
 Ruy Alberto Cremonini**

Porto Alegre
dezembro 2009

JULLION NICOLAS SPEROTTO

**EDIFICAÇÕES MULTIFAMILIARES SEM DISPOSITIVO DE
LIGAÇÃO SUPERIOR ALVENARIA-ESTRUTURA: ANÁLISE
DO SISTEMA CONSTRUTIVO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelos Professores Orientadores e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de dezembro de 2009

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS
Orientador

Prof. Ruy Alberto Cremonini
Dr. pela EPUSP
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Ruy Alberto Cremonini (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Justina e Leonildo, e a todas as pessoas que sempre me apoiaram, e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, pela vida.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, seus docentes e funcionários, que permitiram a realização de um dos meus objetivos de vida.

Agradeço ao Prof. Ruy Alberto Cremonini e ao Prof. Roberto Domingo Rios, orientadores deste trabalho, pela atenção e tempo disponibilizado para o desenvolvimento do mesmo.

Agradeço à Profa. Carin Maria Schmitt pelo apoio e dedicação para com os seus alunos das disciplinas Trabalho de Diplomação I e Trabalho de Diplomação II.

Agradeço à minha família, minha mãe Justina, meu pai Leonildo, e meus irmãos Jhonatan e Jeison, pelo apoio em todos os momentos de minha vida.

Agradeço à minha namorada Vanessa, pela compreensão e carinho dedicados a mim.

Agradeço à equipe do escritório de arquitetura CASA COMCRETA , em especial ao arquiteto Fernando, e às construtoras Elite e VF Roncato, em especial aos mestres Fioravante Girelli e Ivo Girelli, que muito me ensinaram dentro do canteiro de obras.

Agradeço a todas as pessoas, amigos e colegas, que de alguma forma contribuíram para minha formação acadêmica e enriquecimento pessoal.

Não sabendo que era impossível, foi lá e fez.

Jean Cocteau

RESUMO

SPEROTTO, J. N. **Edificações Multifamiliares sem Dispositivo de Ligação Superior Alvenaria-Estrutura:** análise do sistema construtivo. 2009. 83 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

No presente trabalho é apresentado um sistema construtivo de edificações multifamiliares com estrutura em concreto armado e alvenarias de vedação. O diferencial deste sistema reside no fato de as alvenarias serem executadas antes das vigas e lajes do pavimento superior. Após a conclusão das paredes divisórias e de vedação, os elementos estruturais são concretados apoiados nas alvenarias. Teoricamente, com as deformações impostas pelas vigas (flechas), a curto e a longo prazo, poderia se afirmar que o sistema construtivo em questão é inviável. Porém, o que se observou na prática foi um sistema muito eficaz, que até o presente momento não gerou manifestações patológicas, nem nas alvenarias e nem na estrutura. Com isso, buscou-se levantar quais os condicionantes de projeto e execução que permitem que o sistema seja viável, de maneira a não apresentar problemas à edificação. Para tal, iniciou-se com a pesquisa bibliográfica, sempre abordando temas relacionados às alvenarias de vedação e estruturas portantes, como a ligação superior entre estes elementos e as deformações, principalmente as ocorridas ao longo do tempo, fenômeno do concreto conhecido como fluência. A partir de então, vistoriou-se dois edifícios em uso, que foram concebidos e executados neste sistema construtivo. Além disso, dois edifícios em execução foram acompanhados. Estas obras adotam o mesmo sistema para a execução de alvenarias e estrutura. Com o acompanhamento das obras foi possível descrever todo o processo executivo do sistema, e em conjunto com a avaliação de projetos estruturais e arquitetônicos, caracterizar estes empreendimentos. Com isso, descreveram-se os possíveis condicionantes que são determinantes para que não haja problemas com estas edificações.

Palavras-chave: alvenarias de vedação; ligação alvenaria-estrutura; deformações estruturais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: diagrama das etapas da pesquisa	15
Figura 2: encunhamento com componentes cerâmicos	23
Figura 3: preenchimento com argamassa expansiva	23
Figura 4: encunhamento com aplicação da espuma de poliuretano	24
Figura 5: concreto bombeado	29
Figura 6: cura úmida por aspersão	31
Figura 7: detalhe das cunhas de madeira	33
Figura 8: escoramento em madeira	33
Figura 9: escoras remanescentes	34
Figura 10: lançamento e adensamento do concreto	38
Figura 11: nivelamento da laje	38
Figura 12: locação dos pilares no pavimento	38
Figura 13: verificação do prumo	38
Figura 14: marcação e assentamento de blocos da primeira fiada da alvenaria	40
Figura 15: verificação do prumo da parede	40
Figura 16: recebimento de argamassa no pavimento	41
Figura 17: ferro-cabelo	42
Figura 18: tela soldada	42
Figura 19: fôrmas de vigas e laje	43
Figura 20: canaletas para passagem das tubulações elétricas	43
Figura 21: cantoneira metálica utilizada na união de painéis	44
Figura 22: bloco cerâmico de vedação 11 furos	45
Figura 23: bloco cerâmico de vedação 6 furos	45
Figura 24: argamassa produzida em obra	48
Figura 25: Solar Botafogo	50
Figura 26: Spazio 17	51
Figura 27: maquete eletrônica Neo Centro Empresarial	52
Figura 28: maquete eletrônica Jardim Pacífico	52
Figura 29: verificação via Ftool da deformada da V21 do edifício Spazio 17	57
Figura 30: relação tensão-deformação para alvenaria	62
Figura 31: verificação via Ftool da deformada da V3 do edifício Spazio 17 considerando alvenaria como mola	64

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: tolerâncias dimensionais individuais relacionadas à dimensão efetiva do bloco	18
Quadro 2: resistência à compressão de blocos cerâmicos de vedação	18
Quadro 3: classificação de argamassas quanto à resistência à compressão	19
Quadro 4: relação entre traços correntes de argamassa e a classe de resistência	19
Quadro 5: possíveis situações para o planejamento da fixação da alvenaria à estrutura .	25
Quadro 6: recomendações para a fixação da alvenaria	25
Quadro 7: limites para deslocamentos	26
Quadro 8: resultado do ensaio para resistência à compressão dos blocos cerâmicos de vedação 9x9x19 cm	46
Quadro 9: resultado do ensaio para resistência à compressão dos blocos cerâmicos de vedação 9x14x19 cm	47
Quadro 10: parte de relatório de desempenho mecânico do concreto	49
Quadro 11: ciclos de concretagem	54
Quadro 12: flechas imediatas e deslocamentos limites	58
Quadro 13: fatores de forma δ	60
Quadro 14: resistências características à compressão da alvenaria	61
Quadro 15: módulos de elasticidade e constantes de mola para cada tipo de bloco	63
Quadro 16: módulos de deformação da alvenaria	63
Quadro 17: deformações imediatas considerando a alvenaria como mola	65
Quadro 18: valores do coeficiente ξ em função do tempo	66
Quadro 19: flechas diferidas ao longo do tempo	67
Quadro 20: deformações para as vigas de transição do edifício Spazio 17	68
Quadro 21: tensões atuantes nas alvenarias para espaçamento de molas de 1,0m	69

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 MÉTODO DE PESQUISA	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	13
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	13
2.2.1 Objetivo Principal	13
2.2.2 Objetivos Secundários	13
2.3 DELIMITAÇÕES	14
2.4 LIMITAÇÕES	14
2.5 DELINEAMENTO DA PESQUISA	14
3 ALVENARIAS DE VEDAÇÃO	17
3.1 PRINCIPAIS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO	17
3.1.1 Blocos cerâmicos	17
3.1.1.1 Características geométricas dos blocos	17
3.1.1.2 Características mecânicas	18
3.1.2 Argamassa de assentamento.....	18
3.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO	20
3.2.1 Encunhamento Rígido	22
3.2.2 Encunhamento Flexível	24
4 A ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO	26
4.1 CONCRETO	27
4.1.1 Dosagem de Concretos	29
4.1.2 A Cura do Concreto	30
4.2 ARMADURAS	35
5 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO	36
5.1 CONCRETAGEM DAS LAJES DE PISO DO PAVIMENTO	37
5.2 MONTAGEM DE FÔRMAS E ARMADURAS DE PILARES	38
5.3 CONCRETAGEM DOS PILARES	39
5.4 DESFORMA DOS PILARES	39
5.5 MARCAÇÃO DA PRIMEIRA FIADA DA ALVENARIA	39
5.6 ELEVÇÃO DA ALVENARIA	40
5.7 MONTAGEM DAS FÔRMAS DE VIGAS E LAJES	42

6 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS	45
6.1 BLOCOS CERÂMICOS	45
6.2 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	47
6.3 CONCRETO	48
7 CARACTERIZAÇÃO DOS EMPREENDIMENTOS	50
7.1 SOLAR BOTAFOGO	50
7.2 SPAZIO 17	51
7.3 NEO CENTRO EMPRESARIAL	51
7.4 JARDIM PACÍFICO	52
8 DESCRIÇÃO DOS POSSÍVEIS CONDICIONANTES	53
8.1 CICLOS DE CONCRETAGEM	53
8.2 ANÁLISE DOS PROJETOS ESTRUTURAIS	54
8.2.1 Seleção das vigas estudadas e definição dos carregamentos.....	55
8.2.2 Comparação da área de aço das vigas	55
8.2.3 Cálculo das deformações	55
8.2.3.1 Análise das deformações desconsiderando a alvenaria como apoio	56
8.2.3.2 Análise das deformações considerando alvenaria como apoio	58
8.2.4 Análise das tensões atuantes nas alvenarias	68
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	70
REFERÊNCIAS	72
ANEXO A	74
ANEXO B	77
ANEXO C	79
ANEXO D	82

1 INTRODUÇÃO

Em se tratando de sistemas construtivos, o que se tem, atualmente, é uma grande expansão da alvenaria estrutural, com o aprimoramento e a intensificação das linhas de pesquisa que tratam deste assunto. Paralelamente a isto, tem-se o sistema tradicional, com estrutura em concreto armado e alvenarias de vedação. Estas alvenarias têm como funções principais vedar e dividir ambientes, mas também desempenham outras funções, como isolamento térmico e acústico e resistência ao fogo, por exemplo. Com a aplicação dos princípios da racionalização, que leva à redução de perdas no processo, o sistema considerado tradicional também está em destaque na indústria da construção civil.

O sistema analisado neste trabalho propõe a construção de edificações de múltiplos pavimentos em alvenaria sem função estrutural e, simultaneamente, sem dispositivo de ligação superior alvenaria-estrutura, conhecido como encunhamento. As alvenarias são elevadas após a execução dos pilares no pavimento, e a concretagem das vigas é semelhante ao processo de concretagem das cintas de amarração nas alvenarias estruturais. Porém, neste caso, as alvenarias são executadas com blocos cerâmicos de vedação, ou seja, sem função de absorver os carregamentos impostos pela estrutura. Além disso, os pilares não são eliminados.

Sabe-se que o encunhamento é uma etapa da execução das alvenarias sem função estrutural, que tem por finalidade garantir a ligação superior entre a estrutura e a alvenaria. Dessa forma, deseja-se que a estrutura em concreto armado e as paredes em blocos cerâmicos trabalhem de forma harmônica, principalmente nas zonas de encunhamento, comumente identificadas como regiões problemáticas nas alvenarias pelo aparecimento de manifestações patológicas.

A NBR 8545 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984), intitulada **Execução de Alvenaria sem Função Estrutural de Tijolos e Blocos Cerâmicos**, não cita casos onde o encunhamento pode ser dispensado. Frente a isso, pode-se dizer que o método construtivo analisado vai contra os princípios desta Norma, bem como da bibliografia relacionada, no que diz respeito à ligação superior entre a alvenaria e a estrutura.

Contudo, o que se tem verificado na prática, nas obras avaliadas neste trabalho, é que é possível construir com estrutura em concreto armado e fechamento em alvenaria de vedação sem encunhar, e sem a ocorrência indesejada de problemas. Assim, neste estudo verificaram-se as possíveis razões da não ocorrência de manifestações patológicas, citadas pela bibliografia, nas obras executadas através do sistema construtivo em questão. Para isso, obras já concluídas e concebidas neste sistema construtivo foram vistoriadas. Também ocorreu o acompanhamento de duas obras em execução em Porto Alegre, através de visitas aos canteiros de obra. Os projetos estruturais e arquitetônicos destas edificações também foram analisados.

As etapas de trabalho e os objetivos do mesmo estão descritos no capítulo 2, intitulado Método de Pesquisa. Já os tópicos importantes da revisão bibliográfica estão descritos nos capítulos 3 e 4. O primeiro trata das alvenarias de vedação e seus componentes, e o segundo da estrutura em concreto armado. No capítulo 5 é descrito o sistema construtivo avaliado, envolvendo as etapas de montagem de formas e armaduras, concretagens de elementos estruturais e elevação da alvenaria. O capítulo 6 tem a finalidade de descrever os materiais empregados no sistema, os quais são os blocos cerâmicos, a argamassa de assentamento e o concreto. Os empreendimentos avaliados no presente trabalho são caracterizados no capítulo 7, que apresenta uma breve descrição de cada um. No capítulo 8 desenvolve-se o trabalho de análise das deformações de vigas considerando ou não a alvenaria como apoio. Por fim, no capítulo 9 são apresentadas as considerações finais e alguns comentários.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: quais são os condicionantes de projeto e execução para que edificações de múltiplos pavimentos construídas com estrutura em concreto armado e alvenaria de vedação, sem utilização de dispositivo de ligação superior alvenaria-estrutura, não apresentem manifestações patológicas?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a verificação de quais os condicionantes de projeto e execução que fazem com que obras com estrutura em concreto armado e alvenaria de vedação, sem dispositivo de ligação superior alvenaria-estrutura, não apresentem manifestações patológicas, como prevê a bibliografia.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) descrição do processo construtivo que não adota encunhamento da alvenaria de vedação e divisória;
- b) caracterização dos empreendimentos analisados;
- c) definição de um roteiro de cálculo para análise das deformações estruturais considerando a alvenaria de vedação como apoio.

2.3 DELIMITAÇÕES

O estudo ficou delimitado a edificações de no máximo nove pavimentos e executadas na cidade de Porto Alegre, no estado do Rio Grande do Sul, por duas construtoras.

2.4 LIMITAÇÕES

A pesquisa ficou limitada à avaliação dos projetos estruturais de apenas dois empreendimentos já concluídos, e ao acompanhamento de dois edifícios em fase de execução, utilizados para a descrição do sistema construtivo. A avaliação estrutural limitou-se em considerar apenas as ações verticais atuantes na estrutura. Além disso, é limitação do trabalho o fato de o tempo de uso das edificações concluídas ser relativamente curto para se analisar as deformações da estrutura a longo prazo. O empreendimento mais antigo foi entregue a menos de dois anos

2.5 DELINEAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa foi desenvolvida conforme etapas apresentadas a seguir:

- a) revisão bibliográfica;
- b) análise de projetos estruturais das edificações estudadas;
- c) acompanhamento das obras das edificações em execução;
- d) vistorias aos empreendimentos já concluídos e entregues aos proprietários;

- e) caracterização dos empreendimentos avaliados e descrição do processo construtivo;
- f) caracterização dos blocos utilizados através de ensaios;
- g) descrição dos condicionantes que podem ser responsáveis pela não ocorrência de manifestações patológicas no sistema sem dispositivo de ligação superior alvenaria-estrutura;
- h) conclusões finais.

O diagrama da figura 1 mostra o encadeamento entre as etapas da pesquisa, e estas são detalhadas a seguir.

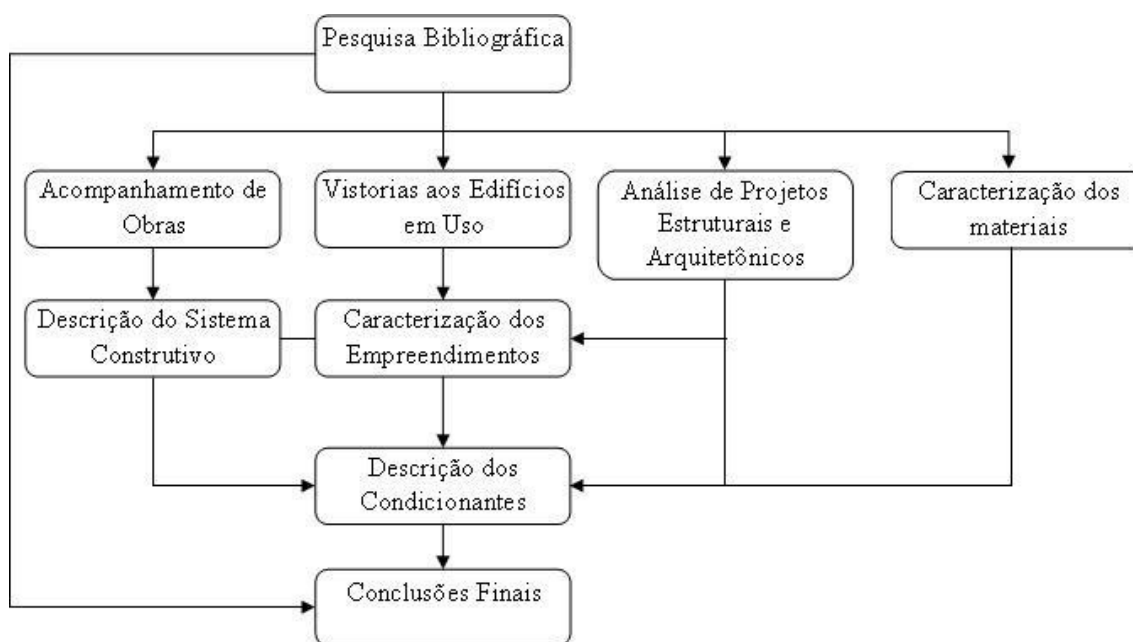


Figura 1: diagrama das etapas da pesquisa

Na fase inicial do trabalho desenvolveu-se a pesquisa bibliográfica, buscando informações acerca do tema do Trabalho de Diplomação. A revisão bibliográfica baseou-se nos temas **encunhamento, alvenarias de vedação, manifestações patológicas em alvenarias, ligação alvenaria-estrutura e deformações das estruturas em concreto armado**. O acompanhamento de duas obras, em conjunto com vistorias aos edifícios já em uso permitiu descrever o sistema construtivo que não utiliza encunhamento, bem como caracterizar os empreendimentos estudados.

A definição dos condicionantes de projeto e execução para que os empreendimentos executados neste sistema que não utiliza encunhamento não apresentem manifestações patológicas foi obtida a partir da análise dos projetos estruturais e arquitetônicos, da caracterização dos materiais e da descrição do sistema construtivo. Foram obtidos ensaios de laboratório que permitiram a verificação da resistência à compressão dos blocos cerâmicos utilizados nas obras. Por fim, apresentam-se as conclusões finais.

3 ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

As alvenarias constituem uma das principais etapas durante o processo construtivo de edificações. De acordo com Thomaz (1990, p. 97), “Remonta à antiguidade o emprego das alvenarias pelo homem, processo construtivo derivado num primeiro momento de empilhamento de rochas fragmentadas e, num segundo momento, dos muros de pedras (cantarias).”.

3.1 PRINCIPAIS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

Os principais constituintes das alvenarias de vedação são os blocos cerâmicos e a argamassa de assentamento, elementos descritos nos próximos itens.

3.1.1 Blocos cerâmicos

É fundamental que se avalie a qualidade dos blocos cerâmicos utilizados, visto que por serem um material “[...] fabricado por conformação plástica de matéria-prima argilosa, contendo ou não aditivos, e queimados a elevadas temperaturas.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 5), pode apresentar grande variabilidade em suas características, sejam elas geométricas ou mecânicas, como apresentado nos próximos itens.

3.1.1.1 Características geométricas dos blocos

A avaliação das características geométricas dos blocos é de suma importância para a qualidade final da alvenaria. A NBR 15270-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2005, p. 7) apresenta as tolerâncias dimensionais individuais relacionadas à dimensão efetiva, conforme mostra o quadro 1.

Grandezas controladas	Tolerância individual (mm)
Largura (L)	± 5
Altura (H)	
Comprimento (C)	

Quadro 1: tolerâncias dimensionais individuais relacionadas à dimensão efetiva do bloco (adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 7)

3.1.1.2 Características mecânicas

De acordo com a NBR 15270-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 6), “A característica mecânica dos blocos cerâmicos de vedação é a resistência à compressão individual (f_b)”. A resistência à compressão dos blocos de vedação, calculada sobre a área bruta, deve ser tal como indicado no quadro 2.

Posição dos furos	f_b MPa
Para blocos usados com furos na horizontal	$\geq 1,5$
Para blocos usados com furos na vertical	$\geq 3,0$

Quadro 2: resistência à compressão de blocos cerâmicos de vedação (adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 8)

3.1.2 Argamassa de assentamento

De acordo com a NBR 13281 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 2), a argamassa pode ser definida como uma “Mistura homogênea de agregados miúdos, aglomerantes inorgânicos e água, contendo ou não aditivos ou adições, com

propriedades de aderência e endurecimento, podendo ser dosada em obra ou em instalação própria [...]”. Esta Norma apresenta ainda um quadro onde são estabelecidos limites para a resistência à compressão de argamassas, aos 28 dias. Dependendo da faixa de resistência na qual a argamassa se enquadra, a mesma pode ser classificada em argamassa do tipo I, II ou III, conforme apresentado no quadro 3.

Característica	Identificação	Limites
Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	I	$\geq 0,1$ e $< 4,0$
	II	$\geq 4,0$ e $\leq 8,0$
	III	$> 8,0$

Quadro 3: classificação de argamassas quanto à resistência à compressão (adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 2)

De acordo com Lourenço e Sousa (2002, p. 88), uma argamassa produzida em obra pode ser especificada através de sua resistência ou através de sua composição em termos de proporção dos constituintes (em volume). Estes autores apresentam ainda uma relação entre resistência e traços correntes de argamassas, como pode ser observado no quadro 4, porém, não especificam se o agregado é seco ou úmido.

Proporções dos constituintes			Resistência à compressão (MPa)
cimento:cal:areia	cimento:areia	cimento:areia c/ plastificante	
1 : 1/4 : 3	-	-	12
1 : 1/2 : 4 1/2	1 : 2 1/2 a 3 1/2	1 : 3 a 4	6
1 : 1 : 6	1 : 4 a 5	1 : 5 a 6	4
1 : 2 : 9	1 : 5 1/2 a 6 1/2	1 : 7 a 8	2

Quadro 4: relação entre traços correntes de argamassa e a classe de resistência (baseado em Lourenço e Sousa, 2002, p. 88, grifo nosso)

3.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

As alvenarias de vedação desempenham importantes funções, mas não são projetadas para resistirem a cargas verticais excessivas. O Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (1988, p. 1), esclarece:

As alvenarias de vedação [...] não são projetadas para resistirem a cargas verticais além daquelas resultantes do seu peso próprio e de pequenas cargas de ocupação, [e] destinam-se ao preenchimento de espaços entre componentes da estrutura, [...], podendo ser empregadas na fachada da obra (paredes externas) ou na criação de espaços internos (divisórias internas). A função dessas paredes, todavia, transcende em muito a simples divisão de espaços, desempenhando elas papel importante na isolamento térmica e acústica dos ambientes, na segurança física dos usuários em casos de incêndio, na estanqueidade à água da obra e, às vezes, até mesmo no contraventamento da estrutura ou parte dela.

Em obras com estrutura em concreto armado, o fechamento dos pórticos estruturais com alvenarias de vedação constitui uma das mais importantes etapas durante a execução do empreendimento. A elevação da alvenaria garante estanqueidade ao ambiente, e abre novas frentes para equipes de trabalho, que podem iniciar serviços de revestimentos internos e externos tão logo o levantamento das paredes seja concluído. Porém, se determinados cuidados não forem tomados durante esta fase da obra, sérios problemas poderão surgir ao longo da vida útil da edificação. Thomaz e Helene (2000, p. 18) afirmam:

A qualidade final de uma alvenaria de vedação estará intimamente associada à qualidade da estrutura, seja em termos de regularidade geométrica (vãos, ângulos, prumo, nível), seja em termos de comportamento mecânico. Apoiadas sobre vigas, lajes ou outros componentes estruturais, interligadas com pilares ou paredes estruturais, as alvenarias de vedação não se destinam a suportar carregamentos, embora lhes seja cada vez mais comum a transmissão de tensões oriundas de deformações impostas (flechas, recalques de fundação, movimentações térmicas).

Vários são os problemas relacionados às alvenarias de vedação. De acordo com Medeiros (2005a, p. 47), as principais manifestações patológicas são:

- a) alvenarias: fissuras, rompimento de paredes;
- b) caixilharia: empenamento de portas e janelas;
- c) argamassas: fissuras, destacamento do revestimento;

d) instalações: danos em instalações embutidas na alvenaria.

O aparecimento de alguma destas manifestações patológicas pode indicar que as alvenarias estão submetidas a cargas para as quais as mesmas não foram dimensionadas, visto que essas alvenarias são executadas com blocos cerâmicos de vedação, que possuem baixa resistência à compressão. Portanto, qualquer deformação da estrutura poderá originar sobrecargas nas alvenarias, que podem vir a apresentar problemas.

Medeiros (2005a, p. 46) afirma que “Paredes de vedação estão rompendo, trincas nas alvenarias são visíveis e problemas nos revestimentos são mais frequentes. Tudo por causa das deformações imediatas e lentas [...]”. Medeiros (2005a, p. 48) destaca ainda que “Alvenarias mais resistentes e argamassas de baixo módulo de deformação acabam funcionando como uma espécie de fusível: quando rompem, alertam para o problema.”. Tudo isso ocorre por que houve uma profunda mudança na maneira de construir no Brasil. Os materiais de construção evoluíram, as estruturas e as tipologias dos empreendimentos tornaram-se mais arrojadas. Além disso, o processo construtivo também não é mais o mesmo (MEDEIROS, 2005a, p. 46).

Thomaz (1990, p. 97) afirma:

Tradicionalmente pesadas, espessas e rígidas, as alvenarias evoluíram, acompanhando a própria evolução do homem, para as lâminas consideravelmente delgadas dos nossos dias, para os produtos com alta agregação de tecnologia, para os processos de produção intensivamente industrializados. Paulatinamente, os componentes de alvenaria foram desenvolvidos tendo como horizonte o material de construção ideal, que, segundo os especialistas, deve ser o mais barato, o mais resistente, o mais durável e o mais leve possível.

O problema é que nessa evolução contínua de materiais de construção, técnicas de projeto e execução de obras, problemas de falhas nas construções começaram a surgir, principalmente, em alvenarias de quase todos os tipos de obras (THOMAZ, 1990, p. 97). Medeiros (2005a, p. 49) afirma que “Por todas essas razões, a execução torna-se uma etapa fundamental para minimizar as patologias decorrentes de deformações.”. Para amenizar essas ocorrências que vêm preocupando construtoras e assustando usuários em todo o País (MEDEIROS, 2005b, p. 24), algumas medidas precisam ser tomadas durante a execução das obras, e algumas variáveis precisam ser melhor controladas, como no caso das propriedades do concreto. Segundo Thomaz e Helene (2000, p. 18):

Face à irreversível tendência da flexibilização das estruturas dos edifícios, evidenciada acima de tudo nas estruturas pilar-laje, resta compatibilizar as deformações impostas com os materiais/sistemas construtivos das paredes, procurando-se evitar, desde a fase do projeto, as fissuras, os deslocamentos e outras anomalias. Em outras palavras, deve-se prever uma série de dispositivos (juntas, encunhamentos e outros) que possibilitem o trabalho harmônico e solidário entre estruturas mais flexíveis e paredes menos flexíveis.

Mesmo sendo uma etapa inexistente no sistema construtivo abordado pelo presente trabalho, é importante estudar os tipos de ligação superior entre a alvenaria e a estrutura. Segundo a bibliografia, o encunhamento (como são comumente chamados os dispositivos de ligação) é de suma importância nos sistemas construtivos atuais, uma vez que o mesmo constitui a zona de transição entre as alvenarias de vedação e a estrutura.

Fase crítica durante a execução das alvenarias do edifício, o encunhamento constitui o principal elo entre a estrutura em concreto armado e as alvenarias. A NBR 8545 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984) define como ligação a “[...] união entre alvenaria e componentes da estrutura (pilares, vigas, etc.) obtida mediante o emprego de materiais e disposições construtivas particulares.”. É através da zona de encunhamento que toda e qualquer deformação do elemento estrutural transmitirá ou não esforços às alvenarias. Por isso, o material utilizado para a execução do encunhamento deve ser especificado corretamente em projeto, podendo ser rígido ou flexível. Lordesleem Júnior (2000, p. 65) recomenda que o encunhamento das paredes seja retardado ao máximo, permitindo desta forma a acomodação de parte das deformações estruturais imediatas, e até mesmo da própria alvenaria. Os dois tipos de encunhamento, rígido e flexível, são apresentados em detalhes a seguir.

3.2.1 Encunhamento Rígido

O encunhamento rígido é indicado para os casos onde a alvenaria funciona como contraventamento da estrutura. Neste caso, as paredes estarão submetidas à maiores tensões transmitidas pela estrutura. “Dessa forma, devem apresentar características de resistência mecânica compatíveis com as solicitações.” (LORDESLEEM JÚNIOR, 2000, p. 60).

Para a fixação superior da alvenaria à estrutura, no caso de encunhamento rígido, Lordesleem Júnior (2000, p. 61) recomenda:

1. cunhas de concreto pré-fabricadas: permite o maior aperto na alvenaria fazendo com que trabalhe rigidamente ligada à estrutura;
2. encunhamento por meio de tijolos cerâmicos maciços inclinados: possui efeito sobre a alvenaria bastante semelhante ao das cunhas de concreto;
3. preenchimento com argamassa expansiva: deve-se deixar uma abertura para fixação de 2 a 3 cm. Esta técnica pode ocasionar pontos com solicitações diferenciadas, com concentrações de tensões que podem trazer problemas à alvenaria.

Segundo Lordesleem Júnior (2000, p. 63), para a utilização de cunhas de concreto ou tijolos cerâmicos na zona de encunhamento, “[...] é necessário que a distância entre o término da elevação e a face inferior do componente estrutural seja de pelo menos 15 cm.”. Exemplos de encunhamento rígido são apresentados nas figuras 2 e 3.



Figura 2: encunhamento com componentes cerâmicos



Figura 3: preenchimento com argamassa expansiva

3.2.2 Encunhamento Flexível

O encunhamento flexível é recomendado no caso de a alvenaria estar envolta por estruturas deformáveis, como por exemplo, pórticos de grandes vãos. Neste caso, “A fixação deverá se dar com um material que tenha elevada capacidade de absorver deformações. Duas alternativas são recomendadas: a aplicação da espuma de poliuretano ou a aplicação de uma argamassa rica em cal e com baixo teor de cimento [...]” (LORDESLEEM JÚNIOR, 2000, p. 63). Na figura 4 apresenta-se a aplicação da espuma de poliuretano.



Figura 4: encunhamento com aplicação da espuma de poliuretano (SABBATINI, 2002)

Lordesleem Júnior (2000, p. 63) recomenda ainda que “Nos casos em que a alvenaria não funciona como travamento e está envolta por estrutura pouco deformável é possível a fixação com a própria argamassa de assentamento.”. Apresenta-se no quadro 5 um planejamento para a fixação da alvenaria e, no quadro 6, algumas recomendações.

PLANEJAMENTO DA FIXAÇÃO DA ALVENARIA	
Situações	
Ideal	Alternativa recomendada
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Execução da estrutura até o último pavimento 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Execução da estrutura de pelo menos 4 pavimentos, livre de escoramentos
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Execução da elevação da alvenaria do pavimento superior aos inferiores 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Início da elevação da alvenaria, de cima para baixo (do 4º para o 1º pavimento)
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fixação da alvenaria de cima para baixo 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Execução da estrutura de mais 4 pavimentos
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Repete-se as operações anteriores até que se tenha pelo menos 50% da elevação da alvenaria executada
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Inicia-se a fixação de cima para baixo

Quadro 5: possíveis situações para o planejamento da fixação da alvenaria à estrutura (baseado em BARROS; MELHADO, 1993 apud LORDESLEEM JÚNIOR, 2000, p. 65)

RECOMENDAÇÕES PARA A FIXAÇÃO DA ALVENARIA
Limitações
Para a execução da fixação
Último dos quatro pavimentos de alvenaria deverá ter sido executado há pelo menos 30 dias.
Estarem executadas as alvenarias dos três pavimentos acima do pavimento mais alto do lote de quatro.
Respeitar um prazo mínimo de 24 horas entre o término da fixação de uma parede no pavimento superior e a fixação da parede correspondente no pavimento inferior.
Em edifícios sobre pilotis recomenda-se que a fixação das paredes do primeiro pavimento seja postergada ao máximo.
Para a fixação do último lote de pavimentos
A elevação da alvenaria do último pavimento deverá ter sido executada há pelo menos 30 dias.
Estar pronto o telhado (se houver) ou o isolamento térmico da laje de cobertura (quando o projeto prever laje impermeabilizada). Quando não for possível nenhuma das duas alternativas, deve ser executado um isolamento térmico provisório, a ser mantido até a execução definitiva da solução de cobertura.

Quadro 6: recomendações para a fixação da alvenaria (baseado em FRANCO et al., 1994 apud LORDESLEEM JÚNIOR, 2000, p. 66)

4 A ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

A estrutura portante é a responsável direta pelo aparecimento de manifestações patológicas nas alvenarias, pois é a partir das suas deformações que os efeitos negativos começam a influenciar no desempenho das alvenarias. Para entender como isso ocorre, é necessário analisar independentemente os materiais envolvidos neste processo, principalmente o concreto. Além disso, etapas do processo executivo da estrutura, como a cura do concreto, também merecem atenção especial.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a), “[...] deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados.”. É o caso das alvenarias de vedação. Esta Norma apresenta ainda limites para deslocamentos da estrutura, que para o caso específico de influência no desempenho das paredes, são apresentados no quadro 7.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^1$ ou 10 mm ou $\theta=0,0017 \text{ rad}^2$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^1$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1=0,30$)	$H/1700$ ou $H_i/850^3$ entre pavimentos ⁴
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^5$ ou 15 mm
<p>1 O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve. 2 Rotação nos elementos que suportam paredes. 3 H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos. 4 Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel. 5 O valor l refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.</p>				

Quadro 7: limites para deslocamentos (adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 70)

Porém, segundo Medeiros¹ (2005a, p. 48), “[...] registram-se casos de aparecimento das primeiras fissuras em alvenarias com flechas da ordem de L/1150 até L/4000.”. Isso demonstra que os problemas começam a surgir bem antes de serem atingidos os deslocamentos permitidos pela Norma. Medeiros (2005a, p. 48) afirma ainda que “No projeto estrutural, a antiga limitação das flechas para os elementos estruturais em L/300 ou L/500 [...] [(NBR 6118/78)], adotada como parâmetro pelos projetistas, era incompatível com a maioria dos sistemas de vedação utilizados.”. Assim, por ser um dos principais materiais envolvidos no processo de deformações da estrutura, apresenta-se a seguir um estudo sobre o concreto.

4.1 CONCRETO

Dentre os materiais de construção que mais sofreram mudanças ao longo do tempo, destaca-se o concreto. Hoje em dia, ele é visto como uma incógnita por muitos profissionais da área da construção civil, devido ao seu desconhecido comportamento e desempenho ao longo do tempo (MEDEIROS, 2005b, p. 24). O concreto parece ser um dos principais responsáveis pelas deformações da estrutura durante a vida útil da edificação, principalmente a longo prazo. De acordo com Sayegh (2007, p. 52), “[...] a deformação lenta do concreto ocorre ao longo de muitos anos. Estudos realizados pelo ACI (*American Concrete Institute*) demonstram que as deformações em corpos-de-prova de concreto são verificadas mesmo após 30 anos.”. Isso revela, segundo alguns autores, o caráter imprevisível do comportamento das estruturas em concreto armado. No entanto, o concreto é um dos materiais mais estudados nos dias de hoje, e seria radical afirmar que não se tem como estimar o comportamento da estrutura a longo prazo. Se assim o fosse, este material não continuaria sendo tão largamente utilizado como está sendo atualmente. Novas tecnologias na produção dos concretos, em conjunto com o uso de novos materiais, entre eles adições e aditivos, fazem com que o concreto seja melhorado continuamente, o que o torna um dos materiais mais utilizados pelo homem.

A deformação lenta dos elementos estruturais ao longo do tempo, principalmente em vigas, é um fenômeno conhecido como **fluência**. De acordo com Sayegh (2007, p. 52-53):

¹ Trata-se da opinião do Engenheiro Milton Rontani no texto de Medeiros.

[A fluência] É um fenômeno de comportamento não-linear do concreto quando submetido a uma tensão que ultrapassa a fase elástica. Quando a retirada da carga atuante dá lugar à volta de uma parte da deformação, o material está na fase elástica, enquanto que a parte correspondente à deformação além do limite elástico é irreversível. Do ponto de vista desse comportamento, o concreto é um material visco-elástico que tem sua deformação diferida ao longo do tempo.

Portanto, é provável que as alvenarias sejam submetidas a carregamentos devido às deformações da estrutura ao longo da vida útil da edificação.

Comumente utilizado em obras atuais, o concreto bombeado produzido em usina ainda possui incertezas quanto ao seu comportamento. Ensaios realizados na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo revelaram que alguns concretos, se comprados de diferentes concreteiras, e especificando-se apenas a resistência à compressão (30 MPa), podem apresentar flechas muito diferentes entre si. Nestes ensaios, uma viga apresentou uma flecha 80% maior que a flecha da viga menos fletida. Os elementos foram moldados com concretos de diferentes fornecedores (MEDEIROS, 2005b, p. 28). Geralmente, como define Medeiros² (2005b, p. 27):

As construtoras não têm controle do material que recebem, pelo menos das propriedades que não são avaliadas no recebimento. Quando se compra concreto, especifica-se apenas a resistência à compressão e o módulo de deformação (que avalia a deformação instantânea potencial), mas não se estabelece um parâmetro que limite a deformação lenta.

Deformações impostas por concretos com baixo módulo de elasticidade são facilmente identificadas. Isso por que essas estruturas sofrem uma deformação instantânea excessiva. O problema são as deformações lentas, diferidas ao longo do tempo. “O equilíbrio é alcançado apenas cinco a seis anos depois da entrega da obra. Por isso esse efeito não pode ser avaliado a curto prazo.” (MEDEIROS³, 2005b, p. 27). Desta forma, a composição dos concretos é fator determinante para o seu desempenho, bem como o processo de cura após as concretagens. Estes assuntos são abordados nos próximos itens.

² Opinião do engenheiro Fernando Henrique Sabbatini, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

³ Idem.

4.1.1 Dosagem de Concretos

Sayegh (2007, p. 53) afirma:

[...] a deformabilidade da estrutura pode ser controlada com o uso de concretos com resistência e módulo de elasticidade corretos, e o seu lançamento pode ser realizado com a escolha adequada dos elementos enrijecedores. Para se obter uma maior trabalhabilidade do concreto, ou maiores valores de abatimento (*slump*), podem ser utilizados aditivos plastificantes ou superplastificantes na mistura, no lugar do aumento da [...] [quantidade de água]. Esse é o procedimento usual para se obter concretos de elevada resistência à compressão e de fácil aplicação em estruturas com alta densidade de armadura (espaços reduzidos), pois um aumento na relação água/cimento fatalmente provoca uma expressiva queda na resistência.

Medeiros⁴ (2005b, p.26-27) afirma ainda que na busca pela redução de custos, o mercado desenvolveu um novo concreto, com mudanças significativas na dosagem do mesmo. No aspecto custo, os objetivos foram alcançados, porém, o desempenho global do material endurecido ficou prejudicado. Esse novo material possui em sua composição materiais finos como a areia rosa (ou eólica, extraída de barrancos) e o pó-de-pedra, que substituíram grande parte do cimento utilizado na dosagem do concreto, principalmente no Estado de São Paulo. Esse concreto, que atende à resistência à compressão especificada em projeto, por possuir menos cimento em sua composição é mais suscetível a deformações lentas em peças solicitadas à flexão. Além disso, o concreto apresenta um maior teor de argamassa, devido à necessidade de bombear o material. A fluidez do concreto bombeado pode ser observada na figura 5.



Figura 5: concreto bombeado

⁴ Opinião do engenheiro Fernando Henrique Sabbatini, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

4.1.2 A Cura do Concreto

A cura do concreto é um dos principais fatores que influenciam nas deformações da estrutura. Segundo Medeiros⁵ (2005b, p. 26), “A cura bem-feita ajuda a reduzir muito o potencial de deformação.”. Sayegh (2007, p.55) afirma:

[...] os principais fatores que elevam as deformações por fluência no momento da execução estão relacionados ao processo de secagem do elemento estrutural, por falta de cura ou cura insuficiente. A cura, especialmente nas primeiras idades, propicia aumentos da resistência e do módulo de elasticidade do concreto.

É necessário que se mantenha um ambiente com elevada umidade após as concretagens. Isso traz como benefícios um ganho de resistência do concreto, principalmente nas primeiras idades. Além disso, garante-se maior módulo de elasticidade do concreto às primeiras idades, redução da retração por secagem e redução da fluência (KUPERMAN, 2007, p. 62).

A cura úmida é a mais indicada para prevenir manifestações patológicas e aumentar a durabilidade dos elementos em concreto. Segundo Repette (2006, p. 20), o processo inicia a partir do momento em que for possível caminhar sobre o concreto. É importante que o elemento estrutural não seque completamente durante o período em que o concreto adquire resistência. Frente a isso, a molhagem contínua da estrutura é a mais indicada durante a cura. Dessa forma, evita-se que a água do concreto evapore, o que garante que a água necessária para as reações de hidratação do cimento permaneça disponível. Importante também que ciclos de molhagem-secagem sejam evitados e que o concreto esteja sempre saturado. A cura por aspersão, como apresentado na figura 6, é a mais indicada, e a utilização de sacos de aniagem, papelão e manta geotêxtil (aplicados sobre a laje e mantidos umedecidos) melhora o desempenho durante o processo. Outra opção de cura úmida para lajes é manter uma lâmina de água de 1 cm sobre o elemento. Para isso, represa-se água com muretas de argamassa. Importante ressaltar que esta água deve ser potável, sem contaminantes deletérios ao concreto. Para superfícies expostas às intempéries ou à ação de elementos agressivos, como atmosfera marinha ou industrial e não revestidas, é necessário que esta lâmina de água fique represada durante no mínimo sete dias. Cuidados durante a cura de vigas e lajes, em conjunto com um planejamento do cimbramento, garantem maior qualidade à estrutura em concreto armado, sendo fundamentais na prevenção de manifestações patológicas.

⁵ Opinião do engenheiro Fernando Henrique Sabbatini, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.



Figura 6: cura úmida por aspersão (REPETTE, 2006, p. 21)

O cuidado com a estrutura em concreto nas primeiras idades é determinante para sua vida útil (SAYEGH, 2007, p. 55). O escoramento é de fundamental importância, pois quando uma laje ou uma viga é concretada, é necessária uma ajuda enquanto o concreto não atinge resistência mínima prevista no projeto. Por isso a necessidade de se projetar de forma adequada o escoramento do elemento estrutural, planejando linhas de reescoramento, ou seja, escoras remanescentes. As reescoras são escoras que permanecem até que o concreto tenha atingido grande parte da resistência característica à compressão de projeto (FARIA, 2006, p. 40). Cada vez mais as lajes estão recebendo cargas muito cedo. Faria⁶ (2006, p. 40) conclui:

[...] a cada ciclo de concretagem, há dois momentos críticos de redistribuição de cargas. O primeiro impacto ocorre quando o reescoramento do nível mais inferior é retirado e transportado para apoiar a nova laje. [...]. O outro momento é o da concretagem do pavimento superior, quando a laje recebe uma nova carga.

Com isso, é bem provável que esses esforços prematuros originados de ciclos cada vez mais curtos entre concretagens sucessivas provoquem danos em níveis microscópicos à estrutura (FARIA⁷, 2006, p. 40). Segundo Faria (2006, p. 41):

Microfissuras na interface argamassa-agregado [do concreto] são normais em razão dos comportamentos diferentes dos dois elementos. No entanto, um projeto de escoramento que não considere as sobrecargas sobre a estrutura jovem pode potencializar essas fissuras microscópicas, comprometendo a resistência e o módulo de deformação do concreto.

Buscando sempre a otimização do processo construtivo, e encurtando cada vez mais os ciclos de obras, as construtoras acabam deixando de lado questões fundamentais que refletem

⁶ Trata-se da opinião do projetista de estruturas Ricardo Leopoldo e Silva França no texto de Faria.

⁷ Idem.

diretamente na qualidade da edificação. Depois do período que se estendeu de 1994 até 2001, onde grandes construtoras de todo o País tiveram sua imagem prejudicada devido aos problemas relacionados a alvenarias, “Hoje, muitas construtoras mantêm o escoramento por um tempo muito maior, algumas até 28 dias, empregando para isso três a quatro jogos de escoras permanentes.” (MEDEIROS⁸, 2005b, p. 26). Vinte e oito dias com escoramento é o prazo ideal mínimo para que a estrutura, desde que não haja concretagem do pavimento seguinte, ganhe a resistência necessária para suportar cargas ao qual será submetida. “Mas isso é, na prática, inviável para os construtores - tanto em termos de custos quanto de prazos. É preciso, então, adaptar os escoramentos e a distribuição de cargas aos ciclos de concretagem mais curtos.” (FARIA, 2006, p. 43).

Existem diversos tipos de apoios que distribuem ponderadamente a carga da estrutura entre os pavimentos, destacando-se as torres, mesas voadoras metálicas e as escoras, metálicas ou de madeira (FARIA, 2006, p. 40). Faria (2006, p. 44) afirma:

O escoramento com madeira é geralmente mais barato, em razão da grande oferta do material no mercado. Além disso, as peças podem ser reaproveitadas em outras partes da obra. É o tipo de escoramento mais utilizado fora dos grandes centros urbanos. Porém, as peças sofrem deformações mais facilmente, inclusive pelas condições atmosféricas, além de serem de um material combustível.

Convém ressaltar, porém, que as escoras de madeira têm vida útil bem mais curta que as escoras metálicas. Geralmente, as escoras de madeira são utilizadas apenas para uma obra, enquanto que as escoras metálicas são reutilizadas em diversas obras. Se isto for levado em conta, provavelmente o custo-benefício do sistema metálico compensaria sua utilização. Considerado como o sistema mais rudimentar, o escoramento com eucalipto utiliza troncos da espécie com aproximadamente 10 cm de diâmetro. Por se tratar de madeira bruta, não beneficiada, o material é heterogêneo, as peças são diferentes entre si, e o ajuste de altura é feito com cunhas de madeira (FARIA, 2006, p. 44). O detalhe do ajuste com cunhas de madeira é apresentado na figura 7.

⁸ Opinião do engenheiro Fernando Henrique Sabbatini na entrevista com Medeiros.



Figura 7: detalhe das cunhas de madeira

Apresenta-se na figura 8 o cimbramento com escoras de eucalipto em um dos empreendimentos avaliados neste trabalho. Na figura 9, observa-se o escoramento remanescente em determinado pavimento nesta mesma obra.

Em se tratando de escoramento em madeira, existe ainda a possibilidade da utilização de pontaletes ou caibros de pinho, com seção quadrada de 3"x3". O material é homogêneo e as peças são padronizadas, o que garante uma maior capacidade de carga desses elementos. Porém, o ajuste na altura também se dá através das cunhas de madeira (FARIA, 2006, p. 44).



Figura 8: escoramento em madeira



Figura 9: escoras remanescentes

Para obras com tecnologias modernas mais difundidas, as escoras metálicas são, com certeza, a melhor opção para escoramento. “As escoras industrializadas metálicas possuem maior capacidade de carga e maior durabilidade. Isso se traduz na necessidade de menos peças para o escoramento, possibilitando maior mobilidade à equipe na laje.” (FARIA, 2006, p. 44). De acordo com Faria (2006, p. 44), estas escoras dispensam as cunhas de madeira, uma vez que as mesmas possuem roscas que permitem um perfeito ajuste na altura, e o escoramento metálico pode ser utilizado de duas formas:

- a) escoras simples: mais utilizadas: são feitas com tubos em forma de flauta que possuem furos para um ajuste grosso de altura. Já o ajuste fino se dá através de rosqueamento. Neste sistema, os encaixes são simples;
- b) torres: o sistema é formado por um conjunto de escoras verticais e contraventadas, como andaimes: apresentam maior estabilidade e suportam cargas maiores, sendo indicadas para o caso de pavimentos com pé-direito muito elevado, ou quando os pavimentos inferiores são muito solicitados por cargas provenientes de outros pavimentos.

Como recomendações para o correto escoramento da estrutura, Faria (2006, p. 44) aponta:

É recomendável que qualquer laje – independentemente do ciclo de concretagem adotado – permaneça escorada em seus primeiros 28 dias.

As escoras devem ter um espaçamento máximo entre si de 1,50 m (para vigas) ou 1,80 m (para lajes). Essas distâncias devem ser respeitadas para que não haja deformação da estrutura. As escoras devem estar rigorosamente aprumadas entre os pavimentos, para que os pesos sejam divididos de acordo com a capacidade de cada laje.

[...] durante essas quatro semanas, a laje deve permanecer apoiada por 100% das escoras remanescentes.

A NBR 15696 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009a), que define requisitos mínimos para a execução de projetos e montagem de estruturas de fôrmas e escoramento, recomenda um prazo ideal mínimo de 14 dias para a remoção das fôrmas.

4.2 ARMADURAS

França (2003, p. 66-67) afirma que “Quanto maior for a quantidade de armadura, menores serão as flechas.”. Isso serve para os elementos estruturais dimensionados no Estádio II, ou seja, quando se admite que o elemento já esteja fissurado devido ao momento de fissuração ao qual foi submetido.

A fissuração do elemento estrutural depende de muitos fatores, dentre eles a taxa de armadura da peça, a grandeza dos carregamentos, a qualidade do concreto e as condições de cura, desforma e reescoramento. Uma vez fissurado, o elemento estrutural sofre uma elevada queda da rigidez da seção transversal, que passa a apresentar um valor que é quase a metade da rigidez original, antes da fissuração (SAYEGH, 2007, p. 54).

5 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

Frente aos sistemas construtivos tradicionais de obras em concreto armado e alvenarias de vedação, executadas com algum tipo de ligação entre a alvenaria e a estrutura, o processo construtivo em estudo surge como uma opção no mercado da indústria da construção civil, principalmente em obras que possuem mão-de-obra própria e já familiarizada com o processo. Deve-se ressaltar, porém, que o sistema possui prós e contras.

Dentre as principais vantagens que o sistema oferece pode-se citar a redução do consumo de madeira e de mão de obra para montagem de fôrmas e escoramento de fundos de vigas. Além disso, não há necessidade de se manter corrimãos e telas de segurança no perímetro da obra por longo período de tempo, uma vez que as paredes externas do empreendimento são executadas tão logo sejam concretados os pilares no pavimento, o que reduz o risco de acidentes por quedas. No que diz respeito a medidas de proteção contra quedas de altura, a NR 18 (BRASIL, 1978) regulamenta que “É obrigatória, na periferia da edificação, a instalação de proteção contra queda de trabalhadores e projeção de materiais a partir do início dos serviços necessários a concretagem da primeira laje.”, exigência esta atendida quando se executam as alvenarias externas no pavimento. Elimina-se ainda a necessidade de uma equipe de pedreiros e serventes responsável pela ligação superior da alvenaria à estrutura na obra. Isto reflete em redução de custos com material e mão de obra. Já um dos pontos negativos é o tempo de ciclo entre concretagens, pois é necessário que toda a alvenaria do pavimento esteja concluída para que se inicie a montagem das fôrmas das vigas e lajes do pavimento superior. Além disso, o método construtivo é bastante simples, porém, nos empreendimentos avaliados, pouco racional, visto que não existem projetos de modulação e nem de paginação para as paredes. As alvenarias são executadas com blocos cerâmicos de vedação, não-estruturais e geralmente de seis furos, assentados com os furos na horizontal. A sequência das etapas construtivas em um pavimento tipo, bem como os prazos médios de cada serviço, para as obras avaliadas, é a seguinte:

- a) serviços relacionados à concretagem das lajes de piso do pavimento: 1 dia;
- b) montagem de fôrmas e armaduras dos pilares no pavimento: 2 dias;

- c) concretagem dos pilares: meio dia;
- d) desforma de pilares: meio dia;
- e) marcação da primeira fiada das paredes: 1 dia;
- f) elevação das alvenarias: 15 dias;
- g) montagem das fôrmas e armaduras de vigas e lajes de piso do pavimento superior: 15 dias.

Cabe ressaltar que estes prazos são bastante variáveis, com grande dependência das variações meteorológicas durante período de execução dos serviços. Cada uma das etapas construtivas será descrita nos próximos itens.

5.1 CONCRETAGEM DAS LAJES DE PISO DO PAVIMENTO

Assim que todas as armaduras de vigas e as malhas das lajes estiverem posicionadas e conferidas, além de concluídas as passagens das tubulações elétricas e hidrossanitárias, concretam-se as lajes de piso do pavimento. Nas quatro obras avaliadas as concretagens foram executadas com concreto bombeado, através de caminhões betoneira e bomba estacionária, ficando a tubulação montada no interior da obra. O concreto é lançado e adensado com vibradores de imersão, como mostra a figura 10. Imediatamente após o lançamento do concreto, inicia-se o nivelamento da laje, apresentado na figura 11, que pode apresentar pequenas imperfeições, visto que uma camada de regularização de sete centímetros de espessura, em média, será executada sobre as lajes (contrapiso).

Ainda durante a concretagem, já são posicionados os ganchos dos pés de pilares, tacos de madeira que irão auxiliar na locação e montagem das fôrmas dos pilares no pavimento. O processo de cura das lajes inicia-se tão logo o concreto já apresente certa resistência superficial após a concretagem, através da molhagem contínua, processo que dura em média cinco dias. Nas primeiras 24 horas após a concretagem, funcionários revezam-se na molhagem da laje recém concretada. Geralmente, como os funcionários ficam alojados na obra, recebem horas extras para molhagem do concreto, inclusive durante a madrugada.



Figura 10: lançamento e adensamento do concreto



Figura 11: nivelamento da laje

5.2 MONTAGEM DE FÔRMAS E ARMADURAS DE PILARES

A montagem da armadura e das fôrmas dos pilares no pavimento inicia-se, geralmente, um dia após a concretagem da laje e normalmente os painéis de madeira das fôrmas já estão preparados, sendo necessária apenas a montagem dos mesmos no pavimento. As armaduras também são cortadas, dobradas e montadas com antecedência no canteiro de obras, bastando apenas posicionar as mesmas no pavimento. Após a locação dos pilares e montagem das armaduras e fôrmas, verifica-se o prumo e nivelam-se os pilares, deixando-os prontos para a concretagem. Algumas das etapas são visualizadas nas figuras 12 e 13.



Figura 12: locação dos pilares no pavimento



Figura 13: verificação do prumo

5.3 CONCRETAGEM DOS PILARES

A concretagem dos pilares se dá de duas formas: concretagem com utilização de bomba e concretagem convencional (manual), com a utilização de baldes de pedreiro. Porém, nos dois casos o concreto é proveniente de concreteira. Em apenas um dos empreendimentos avaliados as concretagens são realizadas de forma convencional, pois existe limitação de espaço na rua para estacionamento do caminhão betoneira e da bomba. Desta forma, o caminhão betoneira descarrega o concreto no piso do térreo, isolado por uma lona preta, dentro do canteiro de obras, e o mesmo é levado até o pavimento onde está sendo executada a concretagem, através de guinchos de coluna, e lançado nas fôrmas manualmente.

5.4 DESFORMA DOS PILARES

O procedimento de desforma e chapisco das faces onde serão engastadas as alvenarias ocorre no dia seguinte à concretagem dos pilares. A desforma é simples, bastando apenas a remoção dos pregos que unem os painéis e a retirada das fôrmas, que serão reutilizadas no próximo pavimento. A cada concretagem, reaplica-se desmoldante nas fôrmas para garantir a desforma sem danos aos painéis de madeira, ou seja, para garantir a durabilidade das fôrmas.

5.5 MARCAÇÃO DA PRIMEIRA FIADA DA ALVENARIA

A marcação da primeira fiada da alvenaria é executada por profissional habilitado e experiente, geralmente o mestre ou o contramestre da obra. Para isso, marcam-se na laje os espaçamentos entre as paredes, através do projeto de locação da alvenaria. O segundo passo é esticar a linha que garante o alinhamento horizontal da parede e a seguir, assentar a primeira fiada de blocos, conforme mostrado na figura 14.



Figura 14: marcação e assentamento de blocos da primeira fiada da alvenaria

5.6 ELEVAÇÃO DA ALVENARIA

Concluída a marcação da primeira fiada da alvenaria, inicia-se a elevação das paredes. Para isso, verifica-se constantemente o nivelamento e o prumo das mesmas, conforme apresentado na figura 15.



Figura 15: verificação do prumo da parede

Geralmente, cada pedreiro executa um pano de alvenaria do início ao fim, sem executar a elevação em etapas. Isto só ocorre quando a montagem de um andaime prejudica a elevação

de outra parede. Neste caso, as duas paredes são elevadas até que seja necessária a montagem do andaime para continuar a elevação. No térreo, um servente opera a betoneira e encaminha argamassa e blocos cerâmicos para o pavimento onde está sendo executada a alvenaria através de guinchos de coluna. No pavimento, outro servente recebe o material e o leva até os pedreiros, conforme apresentado na figura 16.



Figura 16: recebimento de argamassa no pavimento

Dados das construtoras indicam que o rendimento médio de um pedreiro varia de 10 m² por dia, onde a parede for executada com tijolos deitados (a chato), a até 15 m² por dia, em paredes executadas com tijolos de cutelo. Porém, este rendimento depende muito da situação, pois dependências com paredes que apresentam excesso de requadramentos e que tenham diversos encontros com outras paredes, exigem maior tempo de execução.

A espessura recomendada pelas construtoras para as juntas horizontais das paredes é de 1,5 cm. No encontro de alvenarias com pilares, além do chapisco na face do pilar, usavam-se ferros-cabelo fixados no concreto com resina epóxi para garantir a amarração entre estes dois elementos, como mostra a figura 17. Porém, como a fixação de ferros-cabelo requeria um tempo considerável, pelo fato de ser necessário furar o concreto, aplicar o produto e esperar pelo endurecimento da resina epóxi antes da execução da alvenaria, foi alterado o processo com a aquisição de uma pistola para a aplicação de chumbadores metálicos nos pilares. Os mesmos fixam telas que substituem os ferros-cabelo nas obras em execução, conforme

apresentado na figura 18. Outro ponto negativo da utilização dos ferros-cabelo era o risco de algum operário ferir-se com os mesmos durante a execução da alvenaria.



Figura 17: ferro-cabelo



Figura 18: tela soldada

5.7 MONTAGEM DAS FÔRMAS DE VIGAS E LAJES

Para o início da montagem das fôrmas de vigas e lajes do pavimento superior, é necessário que todas as alvenarias do pavimento estejam concluídas, pois as fôrmas das vigas são executadas com painéis fixados externamente às alvenarias através de arame recozido. O fundo das fôrmas das vigas é a própria alvenaria, conforme apresentado na figura 19. Todos os painéis externos de vigas e assoalho das lajes são escorados com escoras metálicas e de madeira.

Além disso, para a fixação dos painéis de madeira que constituem as fôrmas das vigas do pavimento, é recomendado que todas as aberturas de canaletas para passagem de tubulações elétricas nas paredes estejam concluídas, como apresentado na figura 20. Este serviço é executado com ferramenta elétrica que garante o corte na alvenaria sem danos maiores aos blocos, como ocorre quando se utilizam martelo e talhadeira para a abertura manual das canaletas.



Figura 19: fôrmas de vigas e laje



Figura 20: canaletas para passagem das tubulações elétricas

Como comentado anteriormente, um dos pontos negativos a destacar é o tempo do ciclo de concretagem. Até que sejam concluídas todas as alvenarias do pavimento e até que todas as fôrmas e armaduras de vigas e laje do pavimento superior sejam montadas e posicionadas, decorre um tempo mínimo de 30 dias. Para reduzir o tempo de ciclo neste sistema seria necessária uma grande equipe mobilizada na execução das alvenarias no pavimento, para reduzir o tempo de execução desta tarefa. Porém, as consequências disso podem ser negativas e devem ser avaliadas, uma vez que reduzindo o tempo entre as concretagens, a cura e a

acomodação da estrutura em concreto armado ficam prejudicadas, podendo gerar maiores deslocamentos dos elementos estruturais, o que afetaria o desempenho das alvenarias neste sistema construtivo. Nas obras avaliadas, os ciclos entre concretagens variaram de 30 a 40 dias corridos, com casos pontuais de até 65 dias, como apresentado em capítulo posterior, dependendo muito das condições meteorológicas do período entre uma concretagem e outra.

A laje permanece totalmente escorada por no mínimo três dias. Decorrido este prazo, inicia-se a desforma e o reescoramento da laje, serviço que dura em torno de dez dias. Três pavimentos são sempre mantidos com linhas de reescoramento, com 30% do número de escoras utilizado inicialmente. A desforma da laje inicia-se com a retirada de todo o escoramento da mesma, mantendo-se apenas linhas de reescoramento, que são escoras apoiadas diretamente nas chapas de compensado que compõe o assoalho da laje. A partir daí, retiram-se as guias que foram utilizadas para apoio do assoalho da laje e, uma vez retiradas essas guias, inicia-se a desforma das vigas. Basta para isso cortar o arame recozido utilizado na fixação dos painéis à alvenaria e retirar as cantoneiras metálicas que unem os painéis. Essas cantoneiras são fixadas com parafusos aos painéis, conforme mostra a figura 21.

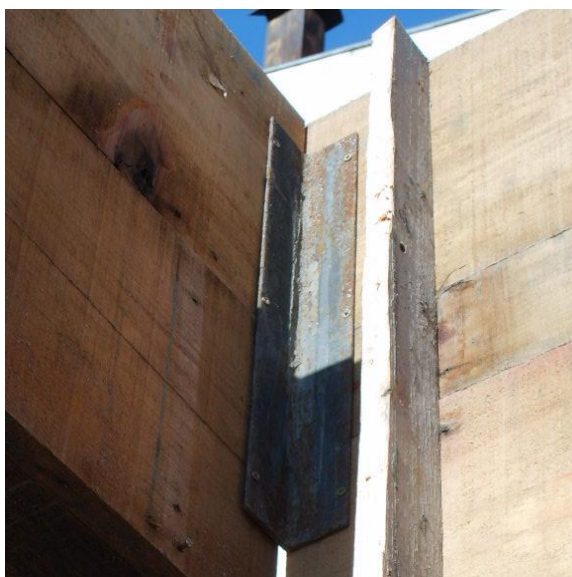


Figura 21: cantoneira metálica utilizada na união de painéis

6 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS

Os materiais que merecem destaque são principalmente os blocos cerâmicos de vedação, a argamassa de assentamento e o concreto utilizado nas obras. As principais características destes materiais estão apresentadas nos próximos itens.

6.1 BLOCOS CERÂMICOS

São dois os tipos de blocos cerâmicos de vedação utilizados pelas construtoras: o bloco cerâmico 6 furos, com dimensões 9 x 14 x 19 cm, e o bloco cerâmico 11 furos, com dimensões 9 x 9 x 19 cm. O primeiro é utilizado tanto nas paredes de vedação quanto nas paredes divisórias. Já o segundo bloco é utilizado apenas para o fechamento do poço do elevador e escadaria, onde é exigência do Corpo de Bombeiros uma parede resistente ao fogo de tijolos maciços, com no mínimo 23 cm de largura. O bloco de 11 furos é utilizado no lugar do bloco maciço. Os blocos cerâmicos de todos os empreendimentos avaliados são provenientes de uma mesma olaria, situada na serra gaúcha, e são os apresentados nas figuras 22 e 23.



Figura 22: bloco cerâmico de 11 furos



Figura 23: bloco cerâmico de vedação 6 furos

Ensaio de resistência à compressão fornecidos pela olaria permitiram caracterizar os blocos e verificar sua conformidade com as normas brasileiras em vigência. Nos ensaios em questão, foram avaliadas duas amostragens compostas por 13 blocos cada uma, como prevê a NBR

15270-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 9) para ensaios de caracterização geométrica e de determinação da resistência à compressão. Os dados referentes aos ensaios⁹ podem ser visualizados nos quadros 8 e 9, para blocos cerâmicos 90 x 90 x 190 mm e blocos cerâmicos 90 x 140 x 190 mm, respectivamente.

Identificação		Dimensões					Área(mm ²)	Carga de Ruptura (N)	Tensão de Ruptura (MPa)
Laboratório	largura(mm)	Altura(mm)		Comprimento(mm)					
1137	87,83	88,00	97,62	97,64	187,63	187,35	16484,93	149232,66	9,05
	88,16		97,65		187,07				
1138	87,81	87,58	100,85	99,98	187,54	188,09	16472,92	204237,19	12,40
	87,35		99,11		188,63				
1139	88,39	88,49	96,26	96,23	186,63	186,62	16481,63	193716,58	11,75
	88,59		96,20		186,61				
1140	88,05	88,01	93,04	91,53	187,62	187,27	16479,43	168329,88	10,21
	87,97		90,01		186,92				
1141	88,37	88,30	94,28	93,93	186,65	186,63	16420,19	167415,03	10,20
	88,22		93,57		186,61				
1142	86,96	87,20	90,82	91,04	186,05	186,17	16606,86	131736,42	7,93
	87,44		91,26		186,28				
1143	87,88	88,03	97,75	98,03	189,08	188,65	16541,91	124417,73	7,52
	88,18		98,30		188,21				
1144	88,53	88,20	97,99	98,90	187,35	187,55	16545,91	163412,63	9,88
	87,86		99,80		187,75				
1145	87,88	87,87	97,67	98,27	188,81	188,42	16556,46	152434,59	9,21
	87,86		98,86		188,02				
1146	87,73	87,65	97,02	97,87	186,60	186,13	16314,29	209383,14	12,83
	87,56		98,72		185,65				
1147	87,63	87,76	97,92	97,26	186,86	186,87	16544,54	123274,19	7,45
	87,88		96,59		186,88				
1148	87,61	87,90	96,31	96,62	187,84	188,22	16451,16	100746,34	6,12
	88,18		96,92		188,59				
1149	88,00	87,96	92,91	92,02	187,77	187,03	16514,00	136768,02	8,28
	87,92		91,13		186,29				
Média								9,45	

Quadro 8: resultado do ensaio para resistência à compressão dos blocos cerâmicos de vedação 9 x 9 x 19 cm (assentados com furos na vertical)

⁹ Os ensaios foram realizados pelo Laboratório de Tecnologia Construtiva da Universidade de Caxias do Sul, nos dias 09 e 13 de março de 2009, de acordo com as normas em vigência para componentes cerâmicos.

Identificação	Dimensões						Área(mm ²)	Carga de Ruptura (N)	Tensão de Ruptura (MPa)
	Laboratório	largura(mm)		Altura(mm)		Comprimento(mm)			
1124	91,90	91,87	145,96	145,81	195,72	195,55	17965,18	36593,45	2,04
	91,84		145,65		195,38				
1125	91,19	91,10	145,15	145,36	194,84	193,48	17626,03	29389,12	1,67
	91,01		145,57		192,12				
1126	91,67	92,18	143,90	144,06	191,62	192,99	17789,82	34878,13	1,96
	92,68		144,22		194,36				
1127	91,49	91,51	146,27	145,80	193,43	195,05	17849,03	34306,36	1,92
	91,52		145,33		196,66				
1128	91,47	91,90	146,26	146,36	197,48	196,85	18090,52	32819,75	1,81
	92,32		146,46		196,22				
1129	91,16	91,26	144,40	144,67	192,92	192,04	17525,57	37737	2,15
	91,35		144,94		191,15				
1130	91,50	91,46	145,15	144,92	195,15	194,26	17767,02	32476,69	1,83
	91,42		144,68		193,36				
1131	91,37	91,55	146,17	146,19	194,31	195,26	17876,05	25844,12	1,45
	91,73		146,20		196,21				
1132	91,85	91,73	144,37	144,22	192,34	192,60	17667,20	32133,62	1,82
	91,61		144,06		192,86				
1133	91,97	91,69	145,97	145,56	193,28	192,93	17689,75	34192	1,93
	91,40		145,15		192,57				
1134	92,42	92,91	145,88	145,87	191,67	192,69	17902,83	30075,24	1,68
	93,40		145,86		193,70				
1135	91,19	91,35	145,86	145,63	194,02	194,88	17802,29	34420,71	1,93
	91,50		145,39		195,73				
1136	91,42	91,58	145,44	145,94	192,28	191,01	17492,70	28474,28	1,63
	91,73		146,44		189,74				
Média									1,83

Quadro 9: resultado do ensaio para resistência à compressão dos blocos cerâmicos de vedação 9 x 14 x 19 cm (assentados com furos na horizontal)

Verifica-se a partir dos quadros 8 e 9 a conformidade dos blocos cerâmicos em relação à NBR 15270-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005), que determina resistência mínima a compressão de 1,5 MPa, para blocos usados com furos na horizontal, e 3,0 MPa para blocos com furos na vertical.

6.2 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A argamassa utilizada para o assentamento dos blocos nas obras avaliadas é toda produzida em obra, como mostra a figura 24. Não são utilizadas argamassas industrializadas. O traço é padrão para todas as obras: 1:1:6 em volume, ou seja, uma parte de cimento e uma de cal hidratada, para seis partes de agregados (areia média úmida). Além disso, cada obra possui

um único operador de betoneira, o que pode contribuir para a diminuição da variabilidade das características das argamassas produzidas.



Figura 24: argamassa produzida em obra

Como não foram realizados ensaios de caracterização da argamassa produzida em obra, classificou-se a mesma com base nas relações entre traços correntes de argamassa e a classe de resistência, propostas por Lourenço e Sousa (2002, p. 88), e apresentadas no quadro 4. Com um traço de 1:1:6 (cimento:cal:areia) pode-se dizer que a argamassa é do tipo M4, ou seja, apresenta uma resistência à compressão aos 28 dias igual a 4,0 MPa, enquadrando-se como uma argamassa do tipo II pela NBR 13281 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Porém, é fundamental que se façam ensaios para obter a resistência à compressão exata, visto que o processo de produção da argamassa convencional é bastante complexo e artesanal, envolvendo diversas etapas, desde o recebimento e estocagem de agregados e aglomerantes no canteiro de obras até a aplicação da argamassa.

6.3 CONCRETO

O concreto especificado nos projetos estruturais avaliados apresenta uma resistência característica à compressão aos 28 dias igual a 20 MPa, *slump* 12 ±2 cm, e possui brita 0 e brita 1 em sua composição, bem como cimento CPIV-32. Outros parâmetros não são especificados em projeto. Além disso, as construtoras possuem apenas os relatórios de

desempenho mecânico do concreto fornecidos pelas concreteiras¹⁰, como apresentado no quadro 10, ou seja, nenhum controle paralelo foi realizado. Quanto ao recebimento do material, apenas o teste do *slump* era solicitado aleatoriamente entre os caminhões que chegavam aos canteiros de obra.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO												
PRODUTO:	MKT - GERAL	TIPO DE CIMENTO:	CPIV-RS									
TRACO:	00,003,684-600	TIPO DE PEDRA:	BRITA 0 BRITA 1									
ESPECIFICAÇÕES:	fck 20,0 MPa	ADITIVOS:	MASTERMIX 486 N-POLIFUNCIONAL									
TIPO DE CONCRETO:	CONC BOMB B0+1 12+-2											
ABATIMENTO NOMINAL:	120+-20 mm											

RESULTADOS DE DESEMPENHO DO CONCRETO														
NOTA FISCAL:	101.632	RESISTENCIAS (MPa)	IDADES DE RUPTURA											
MOLDAGEM:	06/09/2007		7 D			28 D								
CAMINHÃO:	11-INM-6453		R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.
MOLDADOR:	ADRIANI	COMPRESSÃO	23,3		23,3	30,9	30,9	30,9						
VOLUME:	8 m³	TRACÃO-FLEXÃO												
ABATIMENTO:	0 mm	COMP. DIAMETRAL												
DENSIDADE:	0 kg/m³	OBSERVAÇÕES:												
APLICAÇÃO:	laje													
NOTA FISCAL:	101.905	RESISTENCIAS (MPa)	IDADES DE RUPTURA											
MOLDAGEM:	12/09/2007		7 D			28 D								
CAMINHÃO:	11-IIS 0772		R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.
MOLDADOR:	IARIS RAIMUNDO	COMPRESSÃO	22,6		22,6	29,7	29,7	29,7						
VOLUME:	5,5 m³	TRACÃO-FLEXÃO												
ABATIMENTO:	0 mm	COMP. DIAMETRAL												
DENSIDADE:	0 kg/m³	OBSERVAÇÕES:												
APLICAÇÃO:	pilares													
NOTA FISCAL:	103.553	RESISTENCIAS (MPa)	IDADES DE RUPTURA											
MOLDAGEM:	10/10/2007		7 D			28 D								
CAMINHÃO:	11-IIS 0772		R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.	R1	R2	MÁX.
MOLDADOR:	IARIS RAIMUNDO	COMPRESSÃO	21,0		21,0	29,7	32,2	32,2						
VOLUME:	4 m³	TRACÃO-FLEXÃO												
ABATIMENTO:	0 mm	COMP. DIAMETRAL												
DENSIDADE:	0 kg/m³	OBSERVAÇÕES:												
APLICAÇÃO:	laje													

Quadro 10: parte de relatório de desempenho mecânico do concreto

¹⁰ Obtido através do banco de dados das construtoras.

7 CARACTERIZAÇÃO DOS EMPREENDIMENTOS

Uma breve descrição de cada empreendimento avaliado pelo presente trabalho será apresentada neste capítulo.

7.1 SOLAR BOTAFOGO

Concluído em janeiro de 2008, foi o primeiro empreendimento a ser executado através do método que não utiliza ligação superior da alvenaria à estrutura pelas construtoras. O prédio (figura 25) é composto por dois blocos de nove pavimentos, que são separados por uma junta de dilatação, totalizando vinte e nove apartamentos, sendo um para zeladoria. A área total construída é de 3.116,61 m². A divisão do prédio em dois blocos permitiu que a execução do mesmo fosse realizada em etapas, sempre alternando as concretagens entre o bloco dos fundos e o bloco da frente. Isso facilitou a execução da obra, pois duas frentes de serviço trabalhavam em paralelo. Enquanto uma equipe elevava a alvenaria em um dos blocos, outra equipe já preparava as fôrmas para a execução de nova concretagem no outro. Foi vistoriado e não apresenta manifestações patológicas visíveis nos revestimentos das alvenarias de vedação.



Figura 25: Solar Botafogo

7.2 SPAZIO 17

Segundo empreendimento a não utilizar encunhamento, foi entregue em janeiro de 2009. Possui nove pavimentos e é composto, também, por vinte e nove apartamentos, sendo um para zeladoria. A área total construída é de 2.844,93 m². O Spazio 17 é apresentado na figura 26. Não apresenta manifestações patológicas visíveis nos revestimentos das alvenarias de vedação.



Figura 26: Spazio 17

7.3 NEO CENTRO EMPRESARIAL

Primeiro empreendimento comercial a ser executado pelas construtoras e em fase de execução. Composto por nove pavimentos, sendo o térreo constituído por apartamento para zeladoria e três lojas, segundo e terceiro pavimentos estacionamento, quarto ao oitavo pavimento por sete salas cada um e o nono pavimento composto por três salas maiores e terraço. Apresenta uma área total construída de 3.622,06 m².

Neste empreendimento, além dos blocos apresentados anteriormente, estão sendo utilizados blocos cerâmicos de vedação especiais, devido a detalhes arquitetônicos na fachada. Estes blocos especiais são blocos cerâmicos de oito furos, e possuem medidas de 9 x 19 x 19 cm. A maquete eletrônica do edifício Neo Centro Empresarial pode ser visualizada na figura 27.



Figura 27: maquete eletrônica Neo Centro Empresarial (*folder* divulgação)

7.4 JARDIM PACÍFICO

Empreendimento residencial em execução. Apresenta oito pavimentos, sendo constituído por vinte e quatro apartamentos tipo, quatro por andar. No térreo apenas estacionamento e no segundo pavimento, além de box para garagem, apartamento para zeladoria. Possui área total construída de 2.511,34 m². Visualiza-se na figura 28 a maquete eletrônica do edifício.



Figura 28: maquete eletrônica Jardim Pacífico (*folder* divulgação)

8 DESCRIÇÃO DOS POSSÍVEIS CONDICIONANTES

Apresentam-se nos próximos itens uma análise e descrição de possíveis condicionantes que podem ser os responsáveis pelo não aparecimento de manifestações patológicas nas alvenarias de vedação executadas sem dispositivo de ligação superior com a estrutura, contribuindo assim para o desempenho satisfatório destes elementos.

8.1 CICLOS DE CONCRETAGEM

Por se tratar de um processo construtivo bastante artesanal, pode-se dizer que o tempo decorrido entre concretagens de lajes é um fator que influencia no desempenho das alvenarias. Isto por que, ao se aumentar o tempo de ciclo de concretagens, é possível que a estrutura em concreto armado desenvolva sua deformação imediata enquanto as paredes são elevadas no pavimento, ou seja, a estrutura é constantemente solicitada pelo carregamento da alvenaria, e vai se acomodando. Além disso, o tempo em que a laje permanece escorada é maior do que em obras convencionais, e as vigas são continuamente escoradas pela alvenaria do pavimento inferior. Apresentam-se no quadro 11 os ciclos de concretagem das obras Spazio 17, Solar Botafogo e Neo Centro Empresarial. O edifício Jardim Pacífico foi deixado fora deste quadro por possuir apenas duas lajes concretadas até o momento. Pode-se observar que a média de tempo entre concretagens consecutivas de lajes é relativamente alta. Isto por que é necessário que toda a alvenaria do pavimento esteja executada antes da concretagem da laje do piso do pavimento superior. Entre a concretagem das lajes do 8º e do 9º pavimento do edifício Solar Botafogo observa-se um tempo decorrido muito maior que o tempo médio. Isso se explica pelo fato de que este período caracterizou-se pelo recesso de final de ano, onde os funcionários entraram em férias coletivas por duas semanas.

OBRA	ELEMENTO ESTRUTURAL	DATA DA CONCRETAGEM	TEMPO DECORRIDO (DIAS)
SPAZIO 17	VIGAS E LAJE 2° PAVIMENTO	30/1/2007	-
	VIGAS E LAJE 3° PAVIMENTO	13/3/2007	42
	VIGAS E LAJE 4° PAVIMENTO	24/4/2007	42
	VIGAS E LAJE 5° PAVIMENTO	24/5/2007	30
	VIGAS E LAJE 6° PAVIMENTO	29/6/2007	36
	VIGAS E LAJE 7° PAVIMENTO	6/8/2007	38
	VIGAS E LAJE 8° PAVIMENTO	6/9/2007	30
	VIGAS E LAJE 9° PAVIMENTO	10/10/2007	34
	MÉDIA		36
SOLAR BOTAFOGO (BLOCO FRENTE)	VIGAS E LAJE 2° PAVIMENTO	14/6/2006	-
	VIGAS E LAJE 3° PAVIMENTO	14/7/2006	30
	VIGAS E LAJE 4° PAVIMENTO	11/8/2006	28
	VIGAS E LAJE 5° PAVIMENTO	22/9/2006	42
	VIGAS E LAJE 6° PAVIMENTO	20/10/2006	28
	VIGAS E LAJE 7° PAVIMENTO	22/11/2006	33
	VIGAS E LAJE 8° PAVIMENTO	20/12/2006	28
	VIGAS E LAJE 9° PAVIMENTO	23/2/2007	65
	MÉDIA		36
SOLAR BOTAFOGO (BLOCO FUNDOS)	VIGAS E LAJE 2° PAVIMENTO	1/6/2006	-
	VIGAS E LAJE 3° PAVIMENTO	30/6/2006	29
	VIGAS E LAJE 4° PAVIMENTO	1/8/2006	32
	VIGAS E LAJE 5° PAVIMENTO	8/9/2006	38
	VIGAS E LAJE 6° PAVIMENTO	5/10/2006	27
	VIGAS E LAJE 7° PAVIMENTO	3/11/2006	29
	VIGAS E LAJE 8° PAVIMENTO	5/12/2006	32
	VIGAS E LAJE 9° PAVIMENTO	1/2/2007	58
	MÉDIA		35
NEO CENTRO EMPRESARIAL (EM ANDAMENTO)	VIGAS E LAJE 2° PAVIMENTO	14/3/2009	-
	VIGAS E LAJE 3° PAVIMENTO	18/4/2009	35
	VIGAS E LAJE 4° PAVIMENTO	23/5/2009	35
	VIGAS E LAJE 5° PAVIMENTO	27/6/2009	35
	VIGAS E LAJE 6° PAVIMENTO	1/8/2009	35
	VIGAS E LAJE 7° PAVIMENTO	5/9/2009	35
	VIGAS E LAJE 8° PAVIMENTO	-	-
	VIGAS E LAJE 9° PAVIMENTO	-	-
	MÉDIA		35

Quadro 11: ciclos de concretagem

8.2 ANÁLISE DOS PROJETOS ESTRUTURAIS

Os projetos estruturais analisados referem-se aos edifícios Solar Botafogo e Spazio 17. Foram avaliadas as deformações das vigas conforme as etapas de trabalho apresentadas nos próximos itens.

8.2.1 Seleção das vigas estudadas e definição dos carregamentos

Para realização da análise dos projetos estruturais das edificações selecionaram-se algumas vigas da laje tipo, consideradas críticas. Isto por apresentarem os maiores vãos entre apoios, bem como apresentarem mais pontos de cargas concentradas provenientes das reações de outras vigas ao longo dos vãos. No anexo A, apresentam-se os projetos estruturais dos edifícios Solar Botafogo e Spazio 17, em escala reduzida. Definidas as vigas a serem avaliadas, calcularam-se os carregamentos para cada uma delas, considerando a reação das lajes, o peso próprio das vigas, da alvenaria e reboco, itens apresentados no anexo B.

8.2.2 Comparação da área de aço das vigas

Conhecidos os carregamentos atuantes em cada trecho das vigas avaliadas, foi possível calcular a área de aço necessária para suportar as solicitações impostas pela carga. Do projeto estrutural original obteve-se a seção das vigas, bem como a área real de aço utilizada. Assim, comparou-se a área de aço calculada através da ferramenta computacional didática **vigaS**, com a área real existente nas vigas. Essa comparação está apresentada no anexo C. A diferença obtida para as áreas de aço calculadas, se comparadas com o que foi utilizado em obra, pode ser considerada pouco significativa, uma vez que além de determinar a área de aço seria necessário também analisar o escalonamento da armadura, de modo a garantir a praticidade na montagem da mesma *in loco*. Além disso, não se teve acesso ao memorial de cálculo do projeto estrutural, e é possível que em determinadas vigas a consideração do sistema de apoios pelo projetista possa diferir do que foi considerado no desenvolvimento do presente trabalho, ocasionando diferenças no resultado para a armadura.

8.2.3 Cálculo das deformações

Para o cálculo das deformações elásticas imediatas das vigas em estudo, utilizou-se o software didático **Ftool**. Inicialmente, com o auxílio de uma planilha Excel, apresentada no anexo D, e de posse de dados como a resistência característica à compressão aos 28 dias do concreto (20 MPa), o momento máximo atuante no vão, a área de aço real existente no elemento estrutural

e as dimensões da seção transversal das vigas, calculou-se o momento de inércia equivalente para cada trecho das vigas (entre apoios), obtido através da expressão 1. Esta expressão está apresentada na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 113).

$$I = I_{eq} = [(M_r / M_a)^3] \cdot I_c + [1 - (M_r / M_a)^3] \cdot I_2 \leq I_c \quad (\text{expressão 1})$$

Onde:

I_2 = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a = momento fletor na seção crítica, para combinação quase permanente;

M_r = momento de fissuração;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

No estágio I o mecanismo resistente é formado pela seção integral de concreto e pela armadura. Já o estágio II caracteriza-se pelo aumento da carga aplicada, fissuração do concreto na zona tracionada e ineficiência deste quanto à resistência à tração. “Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a). Ou seja, o momento de fissuração é o momento fletor com o qual é provável a abertura da primeira fissura. A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b) considera como quase permanente as “[...] combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período.”, e podem ocasionar “[...] deformações excessivas que afetem a utilização normal da estrutura ou seu aspecto estético.”, caracterizando um Estado Limite de Serviço.

8.2.3.1 Análise das deformações desconsiderando a alvenaria como apoio

Com as cargas definidas em 8.2.1 e as inércias calculadas em 8.2.3, avaliaram-se as deformações das vigas, via **Ftool**, desconsiderando-se que a parede sirva de apoio às vigas,

conforme mostra a figura 29. O resultado do cálculo das flechas elásticas imediatas obtidas para cada viga é apresentado no quadro 12.

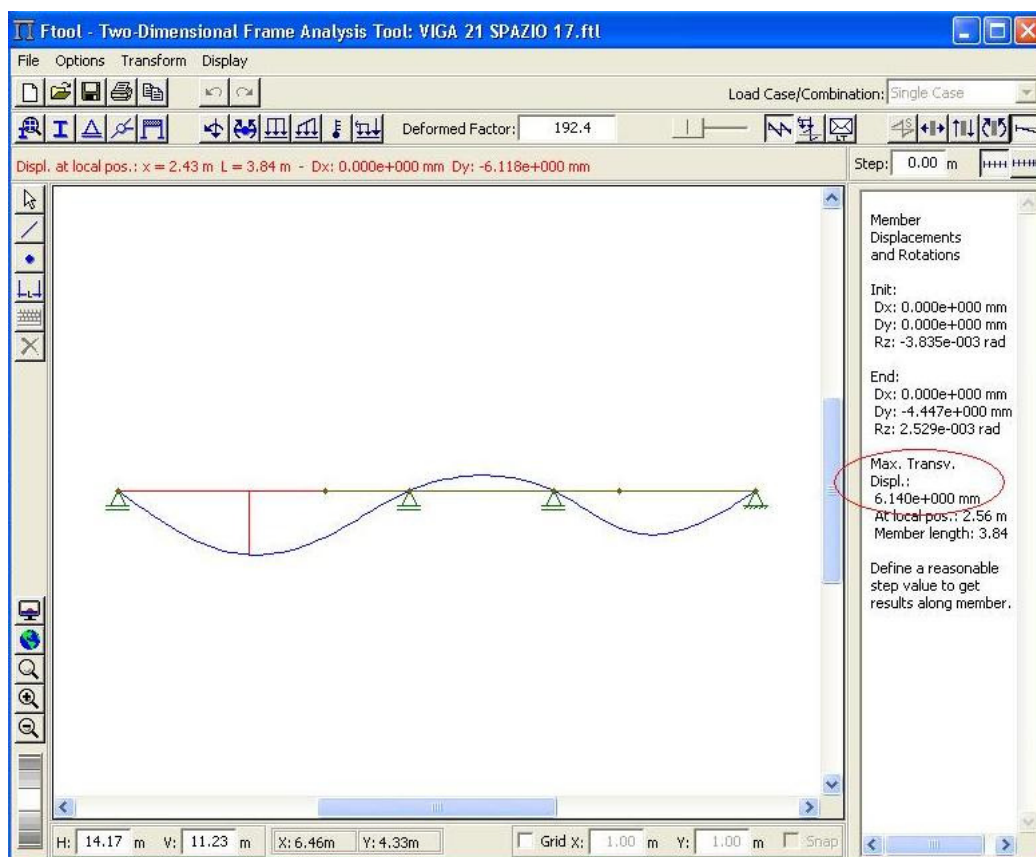


Figura 29: verificação via Ftool da deformada da V21 do edifício Spazio 17

OBRA	VIGA	TRECHO	VÃO l real (m)	M _{máx.} (KNm)	I _{eq.adotado} (m ⁴)	FLECHA IMEDIATA (mm)	DESL. LIMITES L/500 ou 10mm
SPAZIO 17	V3 (10X50)	A	7,27	213,70	0,001042	50,47	10,00
	V8 (15X50)	A	5,92	143,80	0,001237	17,41	10,00
		B	5,28	20,70	0,001563	-2,95	10,00
		C	5,92	143,80	0,001237	17,41	10,00
	V21 (15X50)	A	4,89	35,60	0,000732	6,14	9,78
		B	2,23	-27,00	0,000929	-1,50	4,46
		C	3,29	55,10	0,000673	4,19	6,58
V32 (15X50)	A	6,62	92,6	0,001071	19,55	10,00	
SOLAR BOTAFOGO	V1 (15X50)	A	3,93	16,50	0,001563	0,77	7,86
		B	4,61	17,40	0,001563	1,00	9,22
		C	1,60	-23,20	0,001193	-0,13	3,20
		D	3,87	7,30	0,001563	0,14	7,74
	V1 (25X50)	E	4,72	27,70	0,002604	1,17	9,44
	V16 (10X50)	A	2,67	-88,60	0,000804	-2,09	5,34
		B	5,84	85,60	0,000926	13,78	10,00
		C	1,10	-12,90	0,001042	-7,60	2,20
	V36 (10X50)	A	0,63	-59,60	0,000699	-0,30	1,26
		B	3,78	57,70	0,000399	7,38	7,56
C		0,82	-63,90	0,000927	-0,33	1,64	

Quadro 12: flechas imediatas e deslocamentos limites

Como se pode observar, em alguns trechos das vigas em estudo as flechas imediatas obtidas superaram os limites máximos estabelecidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a), que para o caso de efeitos em elementos não estruturais devem ser fixados em L/500 (vão/500) ou 10 mm, sendo considerado o menor dos dois.

8.2.3.2 Análise das deformações considerando a alvenaria como apoio

Para considerar a ação da alvenaria no cálculo das deformações das vigas, considerou-se que a parede age como se fosse um apoio elástico, com um respectivo coeficiente de mola, ao longo do comprimento da viga onde a parede existir. Para isso, é fundamental que se estime a constante elástica K da mola. Porém, isso não é trivial, visto que ainda não se tem no Brasil norma em vigência para alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, mas apenas o PROJETO DE NORMA 02:123.03-001/1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009b). Com isso, buscou-se informação na versão portuguesa do EUROCÓDIGO 6 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 1995).

Para a definição da constante elástica da mola K que melhor represente a alvenaria como apoio é necessário que se calcule inicialmente o módulo de deformação da alvenaria. Para tal, inicia-se com o cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria. Para alvenaria simples (não armada) realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, o EUROCÓDIGO 6 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 1995) propõe o cálculo da resistência característica à compressão f_k da alvenaria através da expressão 2.

$$f_k = k \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (\text{expressão 2})$$

Onde:

f_k = resistência característica à compressão da alvenaria;

k = constante igual a 0,40 para alvenaria com furos na horizontal;

f_b = resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria;

f_m = resistência à compressão da argamassa convencional, desde que não se considere f_m superior a 20MPa e nem superior a $2f_b$.

A resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria é obtida através de relação direta com a resistência à compressão média das unidades de alvenaria, que foi obtida através de ensaios e está apresentada nos quadros 8 e 9. Para tal, Lourenço e Sousa (2002, p. 87) apresentam a expressão 3.

$$f_b = m_c \cdot (\text{valor declarado de resistência à compressão pelo fabricante}) \cdot \delta \quad (\text{expressão 3})$$

Onde:

m_c = fator de ajuste em função da umidade (1,2 caso a resistência tenha sido obtida em condições saturadas e 1,0 no caso de condições de seco ao ar);

δ = fator de forma que leva em consideração a altura e a largura das unidades de alvenaria.

O fator de forma é obtido através do quadro 13, apresentado pelo EUROCÓDIGO 6 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2005).




Altura da unidade de alvenaria (mm)	Menor dimensão horizontal da unidade de alvenaria (mm)				
	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

Nota : Pode-se efectuar uma interpolação linear.

Quadro 13: fatores de forma δ
(COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2005, p 43)

Assim, considerando-se as duas possíveis maneiras de assentamento dos blocos de vedação, os fatores de forma seriam respectivamente, de forma aproximada, $\delta=0,90$ (para bloco deitado, onde $h=90$ mm, $L=140$ mm) e $\delta=1,20$ (para bloco de cutelo, onde $h=140$ mm e $L=90$ mm). Para o bloco maciço, $\delta=1,00$ ($h=90$ mm e $L=90$ mm).

Para a resistência à compressão da argamassa convencional, utiliza-se a relação proposta por Lourenço e Sousa (2002, p. 88) já apresentada no quadro 4. Portanto, para o traço utilizado em obra é possível estimar a resistência à compressão da argamassa em 4,0 MPa. Com isso, pode-se calcular a resistência característica à compressão da alvenaria, como mostra o quadro 14.

Bloco	Resistência média da unidade de alvenaria obtida em laboratório (MPa)	Forma de assentamento do bloco	m_c	δ	f_b (MPa)	f_m^1 (MPa)	k	f_k (MPa)
90x140x190 (mm)	1,83		1,00	1,20	2,20	4,00	0,40	0,94
	1,83		1,00	0,90	1,65	3,30	0,40	0,75
90x90x190 (mm)	9,45		1,00	1,00	9,45	4,00	0,40	2,44
1. f_m deve ser ≤ 20 MPa e $\leq 2f_b$								

Quadro 14: resistências características à compressão da alvenaria

Cabe ressaltar aqui que os ensaios para obtenção da resistência à compressão dos blocos de vedação de 6 furos (90x140x190mm) foram realizados apenas considerando os blocos de cutelo, onde a área bruta de aplicação da força é de aproximadamente 17.100 mm². Mas para fins deste trabalho, considerou-se que a tensão de ruptura é a mesma no caso de o bloco ser ensaiado na posição a chato, onde a área de aplicação da força seria 26.600 mm², mesmo sabendo que estas tensões não serão iguais. Porém, esta simplificação não acarreta diferenças significativas no resultado.

O EUROCÓDIGO 6 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2005) determina que para fins de dimensionamento o diagrama tensão-deformação da alvenaria pode ser considerado de forma parábola-retângulo, idêntico ao do concreto armado, como mostra a figura 30. Porém, esta figura representa uma aproximação e pode não ser adequada para todos os tipos de unidades de alvenaria, pois se as unidades apresentarem furos de grandes dimensões é provável que haja uma ruptura frágil, sem apresentar um patamar que indicaria a fragilização da alvenaria.

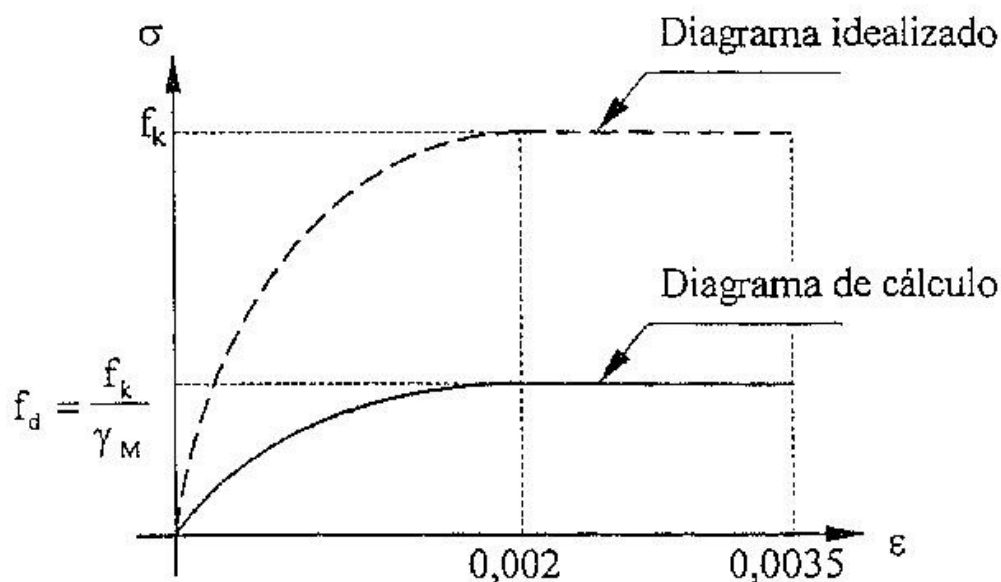





Figura 30: relação tensão-deformação para alvenaria
(COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2005)

No gráfico, γ_m representa o fator de segurança parcial, que varia de 1,5 a 3,0, dependendo do controle da execução do serviço e da produção das unidades de blocos cerâmicos.

Lourenço e Souza (2002, p. 89) recomendam que “No caso de não existirem resultados de ensaios disponíveis, o módulo de elasticidade E pode ser admitido igual a $1000f_k$, no caso de estados limites últimos, e $600f_k$ no caso de estados limites de utilização. Desta forma, calcularam-se os valores para os módulos de elasticidade utilizando-se a relação $E = 600f_k$, admitindo comportamento linear da alvenaria. Para fins deste trabalho, o módulo de elasticidade foi relacionado com as constantes de mola através da multiplicação de E pela espessura da alvenaria. Desta forma, tem-se a constante de mola por metro linear de alvenaria. Os valores para os módulos de elasticidade bem como das constantes de mola encontrados para as alvenarias em estudo, no caso de estados limites de utilização, são os apresentados no quadro 15.

Bloco	Forma de assentamento do bloco	f_k (MPa)	E (MPa)	K (KN/m)
90x140x190 (mm)		0,94	564	50.760
		0,75	450	63.000
90x90x190 (mm)		2,44	1464	278.160

Quadro 15: módulos de elasticidade e constantes de mola para cada tipo de bloco

Cabe ressaltar que Ramalho e Corrêa (2003, p. 94), sugerem alguns valores limites para módulos de deformação da alvenaria, como pode ser visualizado no quadro 16.

Tipo de bloco	Módulo de deformação	Valor máximo (MPa)
CONCRETO	Longitudinal	16.000
	Transversal	6.000
CERÂMICO	Longitudinal	12.000
	Transversal	4.500

Quadro 16: módulos de deformação da alvenaria
(adaptado de RAMALHO E CORRÊA, 2003, p. 94)

Isso reflete a diversidade de opiniões entre vários autores e a falta de uma norma brasileira que regulamente os procedimentos de cálculo para se chegar ao módulo de deformação da alvenaria de blocos cerâmicos, uma vez que todos os ensaios com este tipo de material envolvem grande número de parâmetros, muitas vezes aproximados e difíceis de serem medidos (RAMALHO E CORRÊA, 2003, p. 94). Para este trabalho, serão utilizados os valores obtidos através do uso do EUROCÓDIGO 6 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 1995) e apresentados no quadro 15.

Considerando-se então a alvenaria, somente onde ela existir, como um apoio elástico das vigas e com constante K conforme o quadro 15 calcularam-se as novas deformações com o uso do **Ftool**, como mostra a figura 31. Cabe salientar que nesta figura o trecho que apresenta maior deformação e não está apoiado em molas corresponde a uma abertura de passagem na alvenaria da sala de estar/jantar.

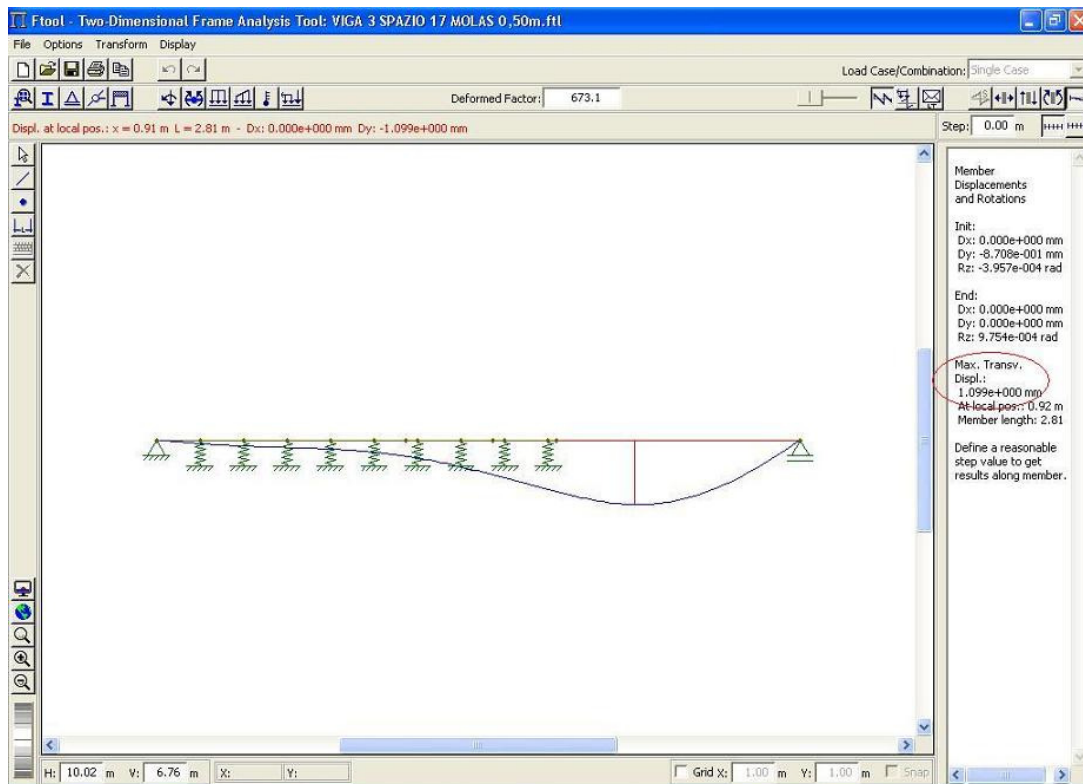


Figura 31: verificação via Ftool da deformada da V3 do edifício Spazio 17 considerando alvenaria como mola

Os resultados obtidos para as deformações imediatas considerando-se a alvenaria como apoio são os apresentados no quadro 17.

OBRA	VIGA	TRECHO	DESL. LIMITES L/500 ou 10mm	FLECHA IMEDIATA DESCONS. ALV. (mm)	FLECHA PARA MOLAS CADA 1,0m (mm)	
SPAZIO 17	V3 (10X50)	A	10,00	50,47	1,04	
	V8 (15X50)	A	10,00	17,41	0,80	
		B	10,00	-2,95	0,64	
		C	10,00	17,41	0,80	
	V21 (15X50)	A	9,78	6,14	0,28	
		B	4,46	-1,50	-0,09	
		C	6,58	4,19	0,71	
	V32 (15X50)	A	10,00	19,55	0,31	
	SOLAR BOTAFOGO	V1 (15X50)	A	7,86	0,77	0,18
			B	9,22	1,00	0,22
C			3,20	-0,14	-0,02	
D			7,74	0,15	0,11	
V1 (25X50)		E	9,44	1,17	0,24	
V16 (10X50)		A	5,34	-2,09	0,09	
		B	10,00	13,78	0,68	
		C	2,20	-7,60	0,35	
V36 (10X50)		A	1,26	-0,30	-0,02	
		B	7,56	7,38	1,06	
		C	1,64	-0,33	-0,05	

Quadro 17: deformações imediatas considerando a alvenaria como mola

Observa-se no quadro 17 que o desempenho dos elementos estruturais quanto às deformações atende satisfatoriamente aos limites impostos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Porém, faz-se necessário avaliar também a flecha diferida ao longo do tempo. Para tal, esta Norma fornece expressões empíricas que permitem estimar essas deformações ao longo do tempo. As expressões são as seguintes:

$$\alpha_f = \Delta\xi / (1 + 50 \cdot \rho') \quad (\text{expressão 4})$$

Onde:

$$\rho' = A_s' / (b.d) \quad (\text{expressão 5})$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente do quadro 18;

ρ' é a taxa de armadura de compressão;

A_s' é a área de aço da armadura negativa das vigas.

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0,00	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2,00

Quadro 18: valores do coeficiente ξ em função do tempo
(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 113)

Utilizando-se as expressões propostas acima, e considerando a pior situação, que seria para um tempo maior ou igual a 70 meses, calcularam-se as flechas diferidas dos elementos estruturais, que são obtidas através da expressão 6.

$$a_t = a_i \cdot (1 + \alpha_f) \quad (\text{expressão 6})$$

Onde:

a_t = flecha total (mm);

a_i = flecha imediata (mm);

α_f = fator de multiplicação.

Os resultados para as flechas diferidas ao longo do tempo estão apresentados no quadro 19.

OBRA	VIGA	TRECHO	As' (cm ²)	ρ' (cm ²)	$\Delta\xi$	α_f	FLECHA	MOLAS CADA	SEM CONSIDERAR ALVENARIA	
								1,0m		
							LIMITE (mm)	a_t (mm)	a_t (mm)	
SPAZIO 17	V3 (10X50)	A	6,03	0,012	2,00	1,25	10,00	2,35	113,44	
	V8 (15X50)	A	6,03	0,008	2,00	1,43	10,00	1,93	42,25	
		B	0,40	0,001	2,00	1,95	10,00	1,89	-8,70	
		C	6,03	0,008	2,00	1,43	10,00	1,94	42,25	
	V21 (15X50)	A	2,66	0,004	2,00	1,70	9,78	0,76	16,57	
		B	1,58	0,002	2,00	1,81	4,46	-0,25	-4,21	
		C	0,40	0,001	2,00	1,95	6,58	2,08	12,35	
	V32 (15X50)	A	4,02	0,005	2,00	1,58	10,00	0,79	50,39	
	SOLAR BOTAFOGO	V1 (15X50)	A	0,40	0,001	2,00	1,95	7,86	0,52	2,27
			B	0,40	0,001	2,00	1,95	9,22	0,64	2,95
C			1,00	0,001	2,00	1,88	3,20	-0,06	-0,37	
D			0,40	0,001	2,00	1,95	7,74	0,32	0,41	
V1 (25X50)		E	0,40	0,000	2,00	1,97	9,44	0,70	3,47	
V16 (10X50)		A	1,00	0,002	2,00	1,82	5,34	0,25	-5,89	
		B	5,25	0,011	2,00	1,31	10,00	1,57	31,85	
		C	4,02	0,008	2,00	1,43	2,20	0,85	-18,44	
V36 (10X50)		A	2,46	0,005	2,00	1,61	1,26	-0,06	-0,78	
		B	0,40	0,001	2,00	1,92	7,56	3,10	21,57	
	C	2,46	0,005	2,00	1,61	1,64	-0,12	-0,86		

Quadro 19: flechas diferidas ao longo do tempo

Valores em azul indicam que as flechas situam-se dentro dos limites previstos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a). Já os valores em vermelho significam flechas diferidas maiores que as permitidas. As únicas deformações consideradas excessivas são justamente no caso de não se considerar a alvenaria como apoio. Ou seja, da forma como as vigas estão dimensionadas e armadas, se não houvesse alvenaria sob as mesmas, provavelmente apresentariam deformações excessivas, que causariam efeitos estéticos visuais muito negativos aos empreendimentos.

Para o edifício Spazio 17, foram calculadas também as deformações das vigas do piso do terceiro pavimento, que não estão apoiadas em alvenaria, pois o segundo pavimento da edificação é destinado a vagas de garagem. Porém, algumas vigas apresentam seções de dimensões bem maiores que as vigas do pavimento tipo, por serem vigas de transição. O quadro 20 apresenta os resultados para as deformações das vigas em questão.

E (MPa)								
21287,37								
OBRA	VIGA	TRECHO	VÃO l real (m)	M (KNm)	I _{eq,adotado} (m ⁴)	FLECHA LIMITE (mm)	FLECHA IMEDIATA (mm)	CONSIDERANDO SEÇÃO T (mm)
SPAZIO 17	V4 (10X50)	A	6,87	197,80	0,001428	10,00	32,530	16,700
	V10 (60X90)	A	6,82	1591,30	0,028702	10,00	11,840	6,520
	V10 (15X50)	B	3,28	81,60	0,000633	6,56	8,250	1,360
	V10 (60X90)	C	6,72	1591,30	0,028702	10,00	11,840	6,520
	V26 (15X70)	A	3,25	-16,10	0,004288	6,50	-0,201	
		B	5,41	26,30	0,004288	10,00	1,273	
	V27 (15X90)	C	4,89	27,00	0,009113	9,78	0,464	
		D	2,13	-42,80	0,028952	4,26	0,067	
		E	3,09	50,50	0,009113	6,18	0,240	
	V39 (15X50)	A	2,92	15,40	0,001563	5,84	0,347	
		B	3,20	13,00	0,001563	6,40	0,370	

Quadro 20: deformações para as vigas de transição do edifício Spazio 17

O que pode ser observado no quadro 20 é que a viga 4 e a viga 10 apresentam inicialmente deformações imediatas maiores que os deslocamentos limites. Porém, ao se considerar a viga como seção T essa deformação se reduz, pois há um aumento na rigidez do elemento estrutural. Desta forma, a flecha da viga 10 não excede o limite, porém, a deformação da viga 4 sim. Isso pode ser decorrente de vários fatores, dentre os quais as forças consideradas para a determinação dos carregamentos. A sobrecarga, por exemplo, foi considerada como carga permanente, porém, não é o que ocorre em obra. Outro fato a destacar é que todos os carregamentos considerados não ocorrem repentinamente, mas sim gradualmente no decorrer da obra, o que favorece a acomodação da estrutura e reduz a deformação observada.

8.2.4 Análise das tensões atuantes nas alvenarias

Outro ponto importante a ser observado quando se considera a alvenaria como um apoio elástico para a estrutura é se as tensões atuantes não são maiores que as tensões limites da alvenaria. Se isto estiver ocorrendo, certamente ocorrerão problemas ao longo da vida útil dessas edificações, como provável fissuração das alvenarias e em casos extremos, a ruptura de blocos por esmagamento. Porém, verificou-se que as tensões atuantes podem ser suportadas pelas alvenarias sem problemas, conforme apresentado no quadro 21.

OBRA	VIGA	TRECHO	MAIOR REAÇÃO DA ALVENARIA (KN)	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (m ²)	TENSÃO MÁXIMA ATUANTE NO TRECHO (MPa)	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA (MPa)	
SPAZIO 17	V3 (10X50)	A	47,00	0,090	0,522	0,940	
	V8 (15X50)	A	49,90	0,140	0,356	0,750	
		B	39,80	0,140	0,284	0,750	
		C	50,00	0,140	0,357	0,750	
	V21 (15X50)	A	16,50	0,140	0,118	0,750	
		B	-4,60	0,140	-0,033	0,750	
		C	37,00	0,140	0,264	0,750	
	V32 (15X50)	A	19,30	0,140	0,138	0,750	
	SOLAR BOTAFOGO	V1 (15X50)	A	11,20	0,140	0,080	0,750
			B	13,00	0,140	0,093	0,750
C			-5,50	0,140	-0,039	0,750	
D			6,70	0,140	0,048	0,750	
V1 (25X50)		E	14,60	0,140	0,104	0,750	
V16 (10X50)		A	4,40	0,090	0,049	0,940	
		B	33,10	0,090	0,368	0,940	
		C (balanço)	0,00	0,090	0,000	0,940	
V36 (10X50)		A	-0,60	0,090	-0,007	0,940	
		B	49,10	0,090	0,546	0,940	
	C	-2,30	0,090	-0,026	0,940		

Quadro 21: tensões atuantes nas alvenarias para espaçamento de molas de 1,0m

Observa-se no quadro 21 que todas as tensões atuantes nas alvenarias são menores que as tensões admissíveis dos elementos cerâmicos.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se afirmar que um conjunto de fatores contribui para o bom desempenho do sistema construtivo avaliado. Entre eles, o elevado tempo de ciclo de concretagem, que propicia a acomodação da estrutura antes de a mesma ser carregada com o peso de uma nova laje. Além disso, o ciclo médio de 35 dias apresentado favorece o desenvolvimento das reações químicas necessárias para que o concreto atinja sua resistência característica à compressão especificada em projeto, principalmente em se tratando de cimento CPIV, que apresenta elevada quantidade de material pozolânico em sua composição, e que não reage de imediato. Assim, com uma estrutura mais rígida, o carregamento imposto por uma nova concretagem é mais facilmente absorvido sem gerar deslocamentos significativos nos elementos estruturais.

Outro ponto fundamental é a influência da alvenaria no desenvolvimento das deformações das vigas sob as quais as paredes estão. Conforme apresentado em 8.2.3.2, a alvenaria influencia de forma muito positiva no que diz respeito às deformações do elemento estrutural, uma vez que a mesma funciona como um apoio para as vigas. As tensões geradas nas alvenarias são tais que não prejudicam o desempenho da mesma, ou seja, em nenhuma das vigas avaliadas a tensão transmitida às paredes foi suficiente para provocar uma ruptura dos elementos cerâmicos ou dos revestimentos. Isso se confirmou através da vistoria em empreendimentos já em uso. Assim, umas das conclusões a que se chega é que a alvenaria funciona como um apoio para o elemento estrutural, e mesmo que não tenha sido dimensionada para tal, sua inexistência poderia provocar deformações excessivas nos elementos estruturais. Isso faria com que estes elementos não passassem pela verificação dos estados limites de utilização, por apresentarem em alguns trechos deformações muito maiores que as permitidas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

As deformações obtidas neste trabalho para os elementos estruturais podem diferir do que realmente ocorre na obra, mas de qualquer forma permitem estimar a influência da alvenaria na estrutura. Considerou-se que a alvenaria contribui como um apoio uniforme ao longo do vão das vigas. Porém, ocorre na alvenaria o fenômeno arco, caracterizado pela distribuição não-linear das tensões ao longo do trecho. Levando-se isto em conta, e considerando que as seções das vigas podem ser consideradas como T, certamente as deformações imediatas

reduziriam. Mas para o caso de não existir alvenaria sob o elemento estrutural, dificilmente essa flecha ficaria dentro dos limites estabelecidos pela Norma.

Do ponto de vista prático, o sistema é muito eficiente, mas é necessário que se acompanhe o desempenho da estrutura ao longo dos anos, pois como já apresentado, o concreto atinge sua estabilidade anos após a concretagem. Cabe ressaltar que este trabalho foi desenvolvido para um mesmo padrão de obra, com técnicas construtivas peculiares e mesmos materiais utilizados, e a confirmação da eficiência do sistema se deu através de obras já concluídas. É necessário avaliar o emprego deste sistema para outros processos construtivos e outros padrões de empreendimentos.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8545**: execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos e blocos cerâmicos. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 15270-1**: blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.
- _____. **NBR 13281**: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.
- _____. **NBR 15696**: fôrmas e escoramento para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009a.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.
- _____. **PROJETO DE NORMA 02.123.03-001/1**: alvenaria estrutural – blocos cerâmicos-Parte 1: projetos. Rio de Janeiro, 2009b.
- _____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.
- COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **EUROCÓDIGO 6 (versão portuguesa)**: projecto de estruturas de alvenaria – Parte 1-1: Regras gerais para edifícios – Regras para alvenaria armada e não-armada. Bruxelas, 1995. Disponível em: <http://www.4shared.com/file/96934575/fb48b088/NP-ENV_1996-1-1_2000.html>. Acesso em: 20 set. 2009.
- BRASIL. Portaria nº 3.214, de 8 de junho de 1978. **NR 18: condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção**, Ministério do Trabalho e Emprego. Disponível em: <http://www.mte.gov.br/legislacao/normas_regulamentadoras/nr_18geral.pdf>. Acesso em: 31 out. 2009.
- FARIA, R. Garantia de boa estrutura. **Revista Técnica**, São Paulo, ano14, n.115, p. 40-44, out. 2006.
- FRANÇA, R. Deformações estruturais em concreto e soluções. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 11, n.81, p.66-69, dez. 2003.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Parede de Vedação em Blocos Cerâmicos**: manual de execução. São Paulo, 1988.
- KUPERMAN, S. C. Considerações sobre fluência de concretos. **Revista Técnica**, São Paulo, ano15, n. 125, p. 58-63, ago. 2007.
- LORDESLEEM JÚNIOR, A. C. **Execução e Inspeção de Alvenaria Racionalizada**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2000.

LOURENÇO, P. B.; SOUSA, H. **Concepção e projecto para alvenaria**. Seminário sobre Paredes de Alvenaria, 2002, Porto. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Paredes_de_Alvenaria/Artigo%20Pag%2077-110.pdf>. Acesso em: 21 ago. 2009.

MEDEIROS, H. Alerta! Deformações Excessivas. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 13, n. 97, p. 46-51, abr. 2005a.

_____. Construção crítica. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 13, n. 99, p. 24-29, jun. 2005b.

RAMALHO, M.; CORRÊA M. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

REPETTE, W. Cura úmida. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 14, n. 115, p. 20-21, out. 2006.

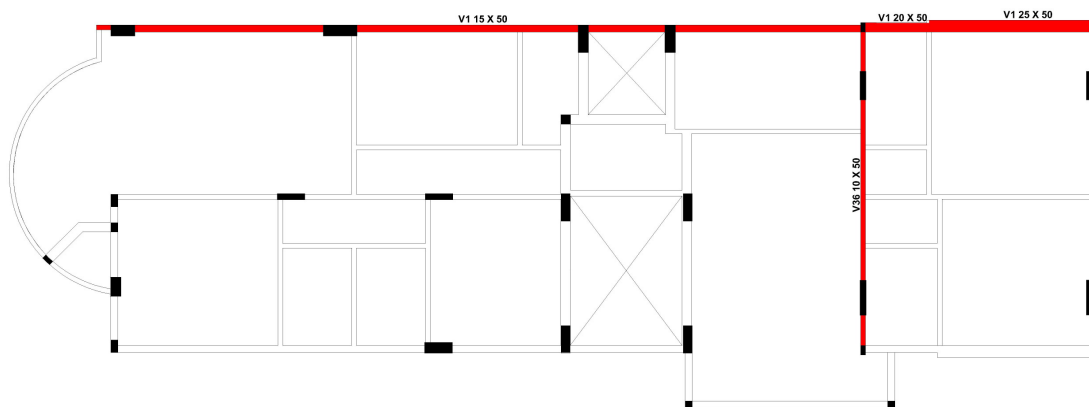
SABBATINI, F. H. **Interação estrutura-alvenaria**. Notas de aula da disciplina Tecnologia de Produção de Vedações Verticais. 2002. Disponível em: <<http://tgp-mba.pcc.usp.br/TG-004/TG004-AULA7-Apresentação.pdf>>. Acesso em: 12 jun. 2009.

SAYEGH, S. Variável concreta. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 15, n. 125, p. 52-55, ago. 2007.

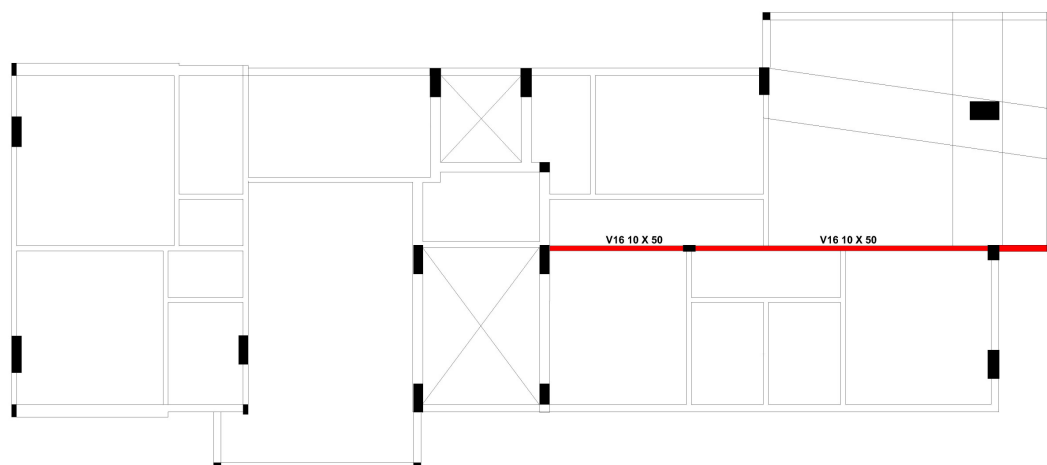
THOMAZ, E. Patologia. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. **Manual Técnico de Alvenaria**. São Paulo: Projeto, 1990. p. 97-117.

THOMAZ, E.; HELENE, P. **Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenarias de vedação em edifícios**. São Paulo: EPUSP, 2000. Boletim Técnico da EPUSP n. 252.

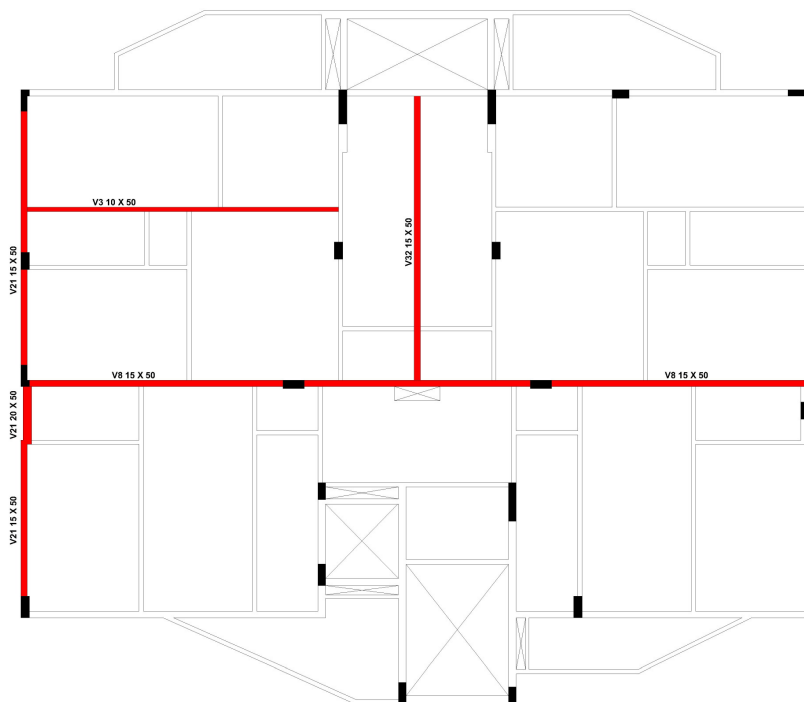
ANEXO A – Projetos estruturais e vigas analisadas



Anexo A: Projeto de fôrmas e vigas analisadas do edifício Solar Botafogo (frente)



Anexo A: Projeto de fôrmas e vigas analisadas do edifício Solar Botafogo (fundos)



Anexo A: Projeto de fôrmas e vigas analisadas do edifício Spazio 17

ANEXO B – Definição dos carregamentos

CARREGAMENTO DAS LAJES¹			
TIPO	CALCULO	KN/m ²	
REBOCO	0,02mx1mx1mx19KN/m ³	0,38	
PESO PRÓPRIO	$h_{laje} \times 1 \text{mx} 1 \text{mx} 25 \text{KN/m}^3$	h=8cm	2,00
		h=14cm	3,50
		h=20cm	5,00
CONTRAPISO	0,07mx1mx1mx16KN/m ³	1,12	
PISO	0,01mx1mx1mx10KN/m ³	0,10	
SOBRECARGA	De acordo com NBR 6120 para edifícios residenciais	1,50	
TOTAL DO CARREGAMENTO →		LAJE h=8cm	5,10
		LAJE h=14cm	6,60
		LAJE h=20cm	8,10
PESO PRÓPRIO DAS VIGAS: bxhx25KN/m³			
SEÇÃO	CALCULO	KN/m	
10x20	0,1mx0,2mx1mx25KN/m ³	0,50	
10x30	0,1mx0,3mx1mx25KN/m ³	0,75	
10x50	0,1mx0,5mx1mx25KN/m ³	1,25	
15x50	0,15mx0,5mx1mx25KN/m ³	1,88	
20x50	0,2mx0,5mx1mx25KN/m ³	2,50	
25x50	0,25mx0,5mx1mx25KN/m ³	3,13	
PESO PRÓPRIO DA ALVENARIA (PÉ-DIREITO DE 2,30m ABAIXO DAS VIGAS)			
ESPESSURA	CALCULO	KN/m	
9,0cm	0,09mx1mx2,30mx13KN/m ³	2,69	
14,0cm	0,14mx1mx2,30mx13KN/m ³	4,19	
REBOCO			
ESPESSURA	CALCULO	KN/m	
0,02m	0,02mx1mx2,30mx19KN/m ³ x2 lados	1,75	
1 Os valores referentes ao peso específico dos materiais e sobrecarga foram obtidos da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)			

ANEXO C – Comparação da área de aço calculada e real existente nas vigas

OBRA: SOLAR BOTAFOGO							
VIGA	TRECHO	MOMENTO MÁXIMO NO VÃO (KNm)	ÁREA DE AÇO CALCULADA (cm ²)		UTILIZADO (barras)	ÁREA DE AÇO REAL (cm ²)	≠ (cm ²)
V1 (15x50)	A	16,50	As	1,19	2 Φ 12,5	2,46	1,27
			As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40
	APOIO A-B	-30,20	As	2,24	2 Φ 12,5+1 Φ 8,0	2,96	0,72
			As'	0,00	0	0,00	0,00
	B	17,40	As	1,26	2 Φ 10+1 Φ 8,0	2,08	0,82
			As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40
	APOIO B-C	-23,20	As	1,70	2 Φ 8,0+1 Φ 10	1,79	0,09
			As'	0,00	0	0,00	0,00
	C	-23,20	As	1,70	2 Φ 8+1 Φ 10	1,79	0,09
			As'	0,00	2 Φ 8	1,00	1,00
	APOIO C-D	0,20	As (mín.)	1,04	2 Φ 8,0+1 Φ 10	1,79	0,75
			As'	0,00	0	0,00	0,00
D	7,30	As (mín.)	1,04	2 Φ 8,0	1,00	-0,04	
		As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40	
V1 (25x50)	APOIO D-E	-35,80	As	2,69	3 Φ 12,5	3,69	1,00
			As'	0,00	0	0,00	0,00
E	27,70	As	2,05	2 Φ 12,5+1 Φ 10	3,25	1,20	
		As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40	
V16 (10x50)	A	-88,60	As'	1,46	2 Φ 8,0	1,00	-0,46
			As	7,92	4 Φ 16	8,04	0,12
	APOIO A-B	-88,60	As	7,38	2 Φ 16+1 Φ 12,5	5,25	-2,13
			As'	2,24	2 Φ 8,0	1,00	-1,24
	B	85,60	As	7,70	5 Φ 16	10,05	2,35
			As'	1,24	2 Φ 16+1 Φ 12,5	5,25	4,01
	APOIO B-C	-12,90	As	0,94	1 Φ 16+2 Φ 12,5	4,47	3,53
			As'	0,00	2 Φ 16	4,02	0,00
C	-12,90	As	0,94	1 Φ 16+2 Φ 12,5	4,47	3,53	
		As'	0,00	2 Φ 16	4,02	4,02	
V36 (10x50)	A	-59,60	As'	0,00	2 Φ 12,5	2,46	2,46
			As	5,24	2 Φ 12,5+2 Φ 16	6,48	1,24
	APOIO A-B	-59,60	As	5,21	2 Φ 12,5+2 Φ 16	6,48	1,27
			As'	0,07	2 Φ 12,5	2,46	2,39
	B	57,70	As	5,02	2 Φ 12,5+1 Φ 8,0	2,96	-2,06
			As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40
	APOIO B-C	-63,90	As	5,53	5 Φ 16	10,05	4,52
			As'	0,39	2 Φ 12,5	2,46	2,07
C	-63,90	As	5,77	5 Φ 16	10,05	4,28	
		As'	0,00	2 Φ 12,5	2,46	2,46	

OBRA SPAZIO 17							
VIGA	TRECHO	MOMENTO MÁXIMO NO VÃO (KNm)	ÁREA DE AÇO CALCULADA (cm ²)		UTILIZADO (barras)	ÁREA DE AÇO REAL (cm ²)	≠ (cm ²)
V3 (10X50)	A	213,70	As	17,29	6 Φ 16+2 Φ 12,5	14,52	-2,77
			As'	10,83	3 Φ 16	6,03	-4,80
V8 (15X50)	A	143,80	As	12,70	6 Φ 16+1 Φ 8	12,56	-0,14
			As'	3,01	3 Φ 16	6,03	3,02
	APOIO A-B	-143,70	As	11,87	1 Φ 12,5+6 Φ 16	13,29	1,42
			As'	4,16	2Φ 5+2Φ 12,5+2 Φ 16	6,88	2,72
	B	20,70	As	1,51	2 Φ 16+2 Φ 12,5	6,48	4,97
			As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40
	APOIO B-C	-143,70	As	11,87	1 Φ 12,5+6 Φ 16	13,29	1,42
			As'	4,16	2Φ 5+2Φ 12,5+2 Φ 16	6,88	2,72
	C	143,80	As	12,70	6 Φ 16+1 Φ 8	12,56	-0,14
			As'	3,01	3 Φ 16	6,03	3,02
V21 (15x50)	A	35,60	As	2,68	3 Φ 12,5+1 Φ 5,0	3,89	1,21
			As'	0,00	2 Φ 12,5+1 Φ 5,0	2,66	2,66
	APOIO A-B	-32,80	As	2,45	2 Φ 10+1 Φ 12,5	2,81	0,36
			As'	0,00	2 Φ 10	1,58	1,58
	B	-27,00	As	1,99	2 Φ 10+1 Φ 12,5	2,81	0,82
			As'	0,00	2 Φ 10	1,58	1,58
	APOIO B-C	-39,80	As	3,02	2Φ 5 +2Φ 10+1Φ 12,5	3,21	0,19
			As'	0,00	2 Φ 10	4,02	4,02
	C	55,10	As	4,35	2 Φ 16+1 Φ 10	4,81	0,46
			As'	0,00	2 Φ 5,0	0,40	0,40
V32 (15x50)	A	92,60	As	8,25	5 Φ 16	10,05	1,80
			As'	0,00	2 Φ 16	4,02	4,02

**ANEXO D – Planilha utilizada no cálculo dos momentos de inércia
equivalentes para cada trecho das vigas**

Concreto	fck (Mpa)	20	B= largura (m)	0,15	a	0,075	q=	0 MN/n
Aço	Fyk (Mpa)	500	H= altura (m)	0,5	b	0,01239	l (vão)=	5,92 m
Es	210000	MPa	d= altura útil (m)	0,46	c	-0,0057		
Eci	25043,96	MPa	As	12,56	0,001256	m ²	Báskara	
Ecs	21287,37	E	fctm	2,210419	MPa	fctm=0,3fck ^{2/3} - est.lim. Def. excessiva		
αe	9,865006		fct,inf	1,547293		fctk,inf=0,21fck ^{2/3} - est.lim.for. Fissura		
M (MNm)	0,1438		Mom. In Bruto (m4)	0,001563	lc	(b* h) ³ / 12		
	143,8	kNm						
x1	0,277146	linha neutra I	Mr = momento de fiss.	0,020723	estádio I = o concreto resiste à tração...			
I1	0,00199	Mom. In I	(MNm)					
x2	0,205178	linha neutra II	Báskara		estádio II= concreto é desprezado, pois já está fissurado!			
I2	0,001236	Mom. In II						
Ieq	0,001237	Mom. In. Eq.						

Anexo D: Planilha utilizada no cálculo dos momentos de inércia equivalentes para cada trecho das vigas