

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

RANGEL COSTA LAGE

ASPECTOS DO COMPORTAMENTO CONJUNTO ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO

CAMPINAS

2019

RANGEL COSTA LAGE

ASPECTOS DO COMPORTAMENTO CONJUNTO ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO RANGEL COSTA LAGE E ORIENTADO PELO PROF. DR. LUIZ CARLOS DE ALMEIDA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR(A)

CAMPINAS

2019

Ficha catalográfica Universidade Estadual de Campinas Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

Lage, Rangel Costa, 1985-L135a Aspectos do comportamento conjunto alvenaria estrutural e estrutura de transição / Rangel Costa Lage. – Campinas, SP : [s.n.], 2019. Orientador: Luiz Carlos de Almeida. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. 1. Alvenaria estrutural. 2. Método dos elementos finitos. I. Almeida, Luiz Carlos de, 1955-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Aspects of structural mansory and transition strucutre composite behavior

Palavras-chave em inglês: Structural masonry Finite element method Área de concentração: Estruturas e Geotécnica Titulação: Mestre em Engenharia Civil Banca examinadora: Luiz Carlos de Almeida [Orientador] Isaias Vizotto Guilherme Aris Parsekian Data de defesa: 06-12-2019 Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e Informações acadêmicas do(a) aluno(a) - ORCID do autor: https://orcid.org/0000-0002-1738-6160 - Currículo Lattes do autor: http://lattes.cnpg.br/7314175477292469

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

ASPECTOS DO COMPORTAMENTO CONJUNTO ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO

Rangel Costa Lage

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

Presidente e Orientador/UNICAMP

Prof. Dr. Isaías Vizotto

UNICAMP

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

UFSCAR

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 06 de dezembro de 2019.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida pela sua orientação, amizade e por me confiar este trabalho.

Aos professores Dr. Isaías Vizotto e Dr. Guilherme Aris Parsekian que participaram da banca de defesa deste trabalho, cujo as sugestões e contribuições foram de grande ajuda na realização desta pesquisa.

A todos os professores do departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP pelos ensinamentos, que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, assim como meu aprendizado pessoal.

Ao LABMEM (Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitaração) pela disponibilização de ferramentas e programas computacionais que viabilizaram este trabalho.

Aos todos os colegas do LABMEM do Departamento de Estruturas, pela grande contribuição com discussão de ideias, melhorias no trabalho, ajuda para aprendizado e melhoria no uso das ferramentas computacionais, motivação e amizade no desenvolvimento deste trabalho. Em especial aos colegas Rafael, Leonardo, Andreia e Marcos pela contribuição direta no trabalho, e o Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein pelo incentivo para iniciar e desenvolver esta pequisa.

Por fim, agradeço aos meus pais, Maria da Penha e Moacir, minha esposa Letícia, meus filhos Raul e Alice e meus irmãos Rejane, Raidan e Moacir Júnior por todo apoio, incentivo e amor.

RESUMO

O sistema Alvenaria Estrutural tem apresentado uma relevante presença no mercado brasileiro nos últimos anos, em função das suas vantagens quando comparado a outros sistemas usuais como o concreto armado, sendo as principais economia e velocidade das obras. Na maioria dos casos, a edificação em alvenaria estrutural será suportada por uma viga em concreto armado, seja uma viga baldrame ou uma estrutura de transição (uma garagem ou área de lazer). Neste cenário, faz-se necessário um melhor entendimento desta interface e de como as tensões se comportam nesta região de transição, o chamado efeito arco, para um dimensionamento adequado de ambos os elementos (vigas e paredes). Neste trabalho, estudaram-se aspectos do comportamento do conjunto alvenaria estrutural e estrutura de transição em concreto armado, considerando o efeito arco na interação dos elementos. Os modelos foram analisados considerando a variação de rigidez (diferentes alturas de vigas), armação das vigas e também das paredes, com dois esquemas estáticos (vigas biapoiadas e contínuas), grauteamento parcial das paredes (primeiras fiadas) e pé-direito simples e duplo das paredes. Os resultados elucidam aspectos importantes a serem considerados no dimensionamento de estruturas de transição, assim como na própria alvenaria estrutural, visto que todas estas variações alteram comportamento dos elementos parede e viga, tanto do caminho das tensões quanto do parâmetro de aberturas de fissuras. Este trabalho fornece subsídios ao dimensionamento adequado dos elementos vigas e paredes em projetos estruturais usuais no mercado brasileiro, como na escolha de soluções entre grautear algumas fiadas da alvenaria ou aumentar a altura das vigas de transição. Esclarece que acrescentar armadura nestas primeiras fiadas grauteadas não altera a capacidade de carga última do sistema, diferentemente do acréscimo da taxa de armadura na viga.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, elementos finitos, efeito arco.

ABSTRACT

The Structural Masonry system has shown a relevant presence in the Brazilian market in recent years, due to its advantages when compared to other usual systems such as reinforced concrete, the main ones being economic and speed of works. A reinforced concrete beam, either a grade beam or a transition structure (a garage or leisure area), will support the building in structural masonry, in most cases. In this scenario, a better understanding of this interface and how stresses behave in this transition region (called arc effect) is needed for proper sizing for both elements (beams and walls). In this work we studied aspects of set masonry structure behavior and transition structure in reinforced concrete, considering the arch effect in the element's interaction. The models were analyzed, considering the stiffness variation (different height beams), the frame of the beams as well as the walls, with two static schemes (bisupported and continuous beams), partial grouting walls (the 1st rows) and headroom single and double wall. The results elucidate important aspects to consider in the design of transition structures as well as the masonry itself, since all variations change the behavior of wall and beam elements, both for the stress path and for the crack opening parameter. This work provides subsidies for the adequate design of the elements beams and walls in the usual structural projects in the Brazilian market, as in the choice of solutions between grouting some rows of masonry or increasing the height of the transition beams. It explains that adding reinforcement in these first grouted rows does not change the ultimate load capacity of the system, unlike the increase in the reinforcement rate in the beam.

Key words: structural masonry, finite elements, arc effect.

Lista de Figuras

Figura 2.1 Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos	18
Figura 2.2 Ação conjunta do sistema parede-viga	19
Figura 2.3 Gráfico de Rigidez relativa K e R versus momento e inércia da viga	21
Figura 2.4 Distribuição de tensões verticais ao longo da parede	22
Figura 2.5 Distribuição de tensões no sistema parede-viga	23
Figura 2.6 Esforços na viga	23
Figura 2.7 Dois sistemas parede-viga com carregamento equivalente	24
Figura 2.8 Distribuição aproximada das tensões	25
Figura 2.9 Gráfico para obtenção do parâmetro C1	27
Figura 2.10 Gráfico para obtenção do parâmetro C2	28
Figura 2.11 Gráfico para determinação do M _{max}	29
Figura 2.12 Tensões verticais de tração na interface parede-viga	30
Figura 3.1 Macromodelagem	32
Figura 3.2 Micromodelagem simplificada	33
Figura 3.3 Micromodelagem detalhada	34
Figura 3.4 Mecanismos de falha na alvenaria	36
Figura 3.5 Modos de fratura	36
Figura 3.6 Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento unia definição da energia de fratura	xial e 37
Figura 3.7 Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição da energia de fratu	ura 37
Figura 3.8 Modelo de interface	38
Figura 3.9 Modelo de fissuras fixas	30
Figura 3.10 Pelação de amolecimento proposta por Hordijk	37
Figura 3.10 Relação de antoicemiento proposta por Hotuljk	+0 // 1
Figura 3.11 Curva proposta por Thorennella	41
riguia 3.12 Dimensoes dos pameis ensalados	42

Figura 3.13 Configuração dos painéis ensaiados	43
Figura 3.14 Instrumentação usada nos painéis ensaiados	44
Figura 3.15 Rede utilizada para análises	45
Figura 3.16 Resultado das forças horizontais máximas dos painéis PCA1	48
Figura 3.17 Força horizontal vs deslocamento horizontal dos painéis PCA1	48
Figura 4.1 Modelos numéricos analisados	49
Figura 4.2 Tensões mínimas na alvenaria estrutural (kN/cm ²)	50
Figura 4.3 Momento fletor máximo na viga (kN.cm)	51
Figura 4.4 Cortante máxima na viga (kN)	51
Figura 4.5 Força axial na viga (kN)	52
Figura 4.6 Tensões normais na parede (kN/cm ²)	52
Figura 4.7 Deslocamentos máximos (cm)	53
Figura 4.8 Elemento CQ16M	55
Figura 4.9 Elemento CL12I	55
Figura 4.10 Esquema do modelo reproduzido no DIANA®	56
Figura 4.11 Comportamento pós-pico dos materiais aplicados no modelo numérico	57
Figura 4.12 Gráfico força horizontal vs. Deslocamento horizontal	58
Figura 4.13 Tensões principais de compressão (em MPa) para força horizontal máxima	59
Figura 4.14 Tensões principais de compressão (em MPa) para força horizontal máxima modelo desenvolvido por Mata (2011)	a do 59
Figura 4.15 Deslocamentos máximos (em MPa) para força horizontal máxima	60
Figura 4.16 Reações nos apoios (em kN) para força horizontal máxima	61
Figura 5.1 Esquema dos modelos estudados v20, v40, v80 e v120	63
Figura 5.2 Armação das vigas adotada nos modelos	64
Figura 5.3 Esquema geral das paredes	64
Figura 5.4 Malha individual dos modelos	65

Figura 5.5 Carga vertical vs deslocamentos verticais nos modelos	68
Figura 5.6 Carga vertical vs. altura das vigas dos modelos	69
Figura 5.7 Deslocamentos em Y (mm) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)	70
Figura 5.8 Tensões principais de compressão (MPa) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)	71
Figura 5.9 Tensões na direção Y (MPa) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)	72
Figura 5.10 Panorama de abertura de fissuras nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)	73
Figura 5.11 Tensões nas armaduras (MPa) dos modelos (Passo de carga: 13 Tf/m)	74
Figura 5.12 Tensões Y nas junta de argamassa dos modelos (Passo de carga:13 Tf/m)	75
Figura 5.13 Tensões principais de compressão nas Paredes (Passo de carga: 13 tf/m)	76
Figura 5.14 Tensões principais de compressão (MPa) nas Vigas (Passo de carga: 13 tf/m)	77
Figura 5.15 Tensões principais de compressão (MPa) nas Paredes	78
Figura 5.16 Tensões principais de compressão (MPa) nas Paredes	79
Figura 5.17 Esquema de armações dos diferentes modelos	80
Figura 5.18 Carga vertical vs deslocamentos verticais nos modelos variando a armadura	81
Figura 5.19 Tensões nas armaduras (MPa) dos modelos (carga última)	81
Figura 5.20 Esquema dos modelos v40, v40-G e V40-GA	83
Figura 5.21 Carga vertical vs deslocamentos verticais de cada modelo	84
Figura 5.22 Tensões Principais Compressão (MPa) e Tensões Tração Armadura (MPa) de ca modelo na carga última	ada 85
Figura 5.23 Carga vertical vs. momento de inércia do conjunto	85
Figura 5.24 Carga vertical vs deslocamentos verticais de cada modelo	87
Figura 5.25 Carga vertical verticais de cada modelo	88
Figura 5.26 Carga vertical vs. momento de inércia do conjunto dos diferentes modelos	88
Figura 5.27 Carga vertical verticais de cada modelo	89
Figura 5.28 Esquema dos modelos v40, v40-G e V40-GA	90
Figura 5.29 Carga vertical vs deslocamentos verticais de cada modelo de viga contínua	91

Figura 5.30 Tensões Principais Compressão (MPa) no sistema viga-parede dos modelos viga
contínua
Figura 5.31 Tensões de tração das armaduras (MPa) dos modelos viga contínua
Figura 5.32 Tensões Principais Compressão (MPa) nas paredes dos modelos viga contínua . 94
Figura 5.33 Esquema dos modelos v40-560 e v80-56095
Figura 5.34 Carga vertical vs deslocamentos verticais de cada modelo de pé-direito duplo95
Figura 5.35 Deslocamentos e tensões de compressão no sistema viga-parede PD Duplo 97
Figura 5.36 Esquema de modelos carga resistente x solicitante (projeto e análise numérica) 100

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 Propriedades mecânicas dos blocos 45
Tabela 3.2 Propriedades mecânicas das juntas verticais de argamassa
Tabela 3.3 Propriedades mecânicas das juntas horizontais de argamassa
Tabela 3.4 Propriedades mecânicas da viga metálica e laje de concreto
Tabela 4.1 Deslocamentos máximos (cm) 53
Tabela 5.1 Modelos analisados v20, v40, v80 e v120 63
Tabela 5.2 Propriedades mecânicas dos blocos 66
Tabela 5.3 Propriedades mecânicas das juntas de argamassa 67
Tabela 5.4 Propriedades mecânicas da viga de concreto
Tabela 5.5 Propriedades mecânicas do aço 68
Tabela 5.6 Cargas e deslocamentos dos modelos com diferentes alturas de viga 69
Tabela 5.7 Cargas e deslocamentos dos modelos nas vigas e paredes 79
Tabela 5.8 Modelos variando armação da viga 80
Tabela 5.9 Cargas e deslocamentos de cada modelo variando a armação da viga 82
Tabela 5.10 Cargas e deslocamentos de cada modelo com grauteamento das fiadas
Tabela 5.11 Tabela cargas e deslocamentos verticais de cada modelo
Tabela 5.12 Ganho de carga resistente entre modelos viga biapoiada e viga contínua
Tabela 5.13 Ganho de cargas resistente entre modelos pé-direito simples e duplo
Tabela 5.14 Tabela cargas resistentes e solicitantes

Sumário

1. IN	TRODUÇÃO	15
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	15
1.2	JUSTIFICATIVA	15
1.3	OBJETIVOS	17
2. RE	EVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 C	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE O EFEITO ARCO	18
2.2 R	IGIDEZ RELATIVA	19
2.3 D	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SISTEMA PAREDE-VIGA	22
2.4 D	DEFORMAÇÕES NO SISTEMA PAREDE-VIGA	29
3. AS	SPECTOS DA MODELAGEM DE ALVENARIA EM ELEMENTOS FINITOS	31
3.1 N	1ETODOLOGIA	31
3.2 T	ÉCNICAS DE MODELAGEM	31
3.2	2.1 MACROMODELAGEM	32
3.2	2.2 MICROMODELAGEM SIMPLIFICADA	32
3.2	2.3 MICROMODELAGEM DETALHADA	33
3.3 N	10DELOS CONSTITUTIVOS	35
3.3	3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL	35
3.3	3.2 CONCRETO ARMADO	38
3.3	3.2.1 MODELO DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DE FISSURAS FIXAS	38
3.3	3.2.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À TRAÇÃO	39
3.3	3.2.3 COMPORTAMENTO DO CONCRETO AO CISALHAMENTO	40
3.3	3.2.4 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À COMPRESSÃO	41
3.4 N	IODELO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE REFERÊNCIA	42
3.4	.1 ENSAIOS EXPERIMENTAIS	42
3.4	2 MODELAGEM NUMÉRICA REALIZADA POR MATA	44
3.4	2.1 BLOCOS DE CONCRETO	45
3.4	2.2 JUNTAS DE ARGAMASSA	46
3.4	2.3 VIGA METÁLICA e LAJE DE CONCRETO	47
3.4	.3 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS	47
4. 1	MODELOS NUMÉRICOS INICIAS	49

	4.1 ANÁLISES INICIAIS DESENVOLVIDAS PELO AUTOR NO SAP2000	49
	4.1.1 MODELO INICIAL	49
	4.1.2 RESULTADOS DO MODELO INICIAL	50
	4.1.3 CONCLUSÕES DO MODELO INICIAL	53
	4.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	54
	4.2.1 ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS	54
	4.2.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAS	56
	4.2.3 BLOCOS DE CONCRETO	56
	4.2.4 JUNTA DE ARGAMASSA (INTERFACES)	57
	4.2.5 RESULTADOS NUMÉRICOS DO MODELO DE VALIDAÇÃO	58
5.	. MODELOS NUMÉRICOS NO DIANA e ANÁLISE DOS RESULTADOS	62
	5.1 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS	62
	5.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	65
	5.3 ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS	66
	5.3.1 BLOCOS DE CONCRETO	66
	5.3.2 JUNTAS DE ARGAMASSA	66
	5.3.3 VIGA DE CONCRETO	67
	5.3.4 VIGA METÁLICA E CHAPA DE APOIO	67
	5.4 ANÁLISES DOS RESULTADOS	68
	5.4.1 INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA RIGIDEZ DA VIGA	68
	5.4.2 INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA ARMAÇÃO DA VIGA	80
	5.4.3 MODELO COM GRAUTEAMENTO DAS CINCO PRIMEIRAS FIADAS	83
	5.4.4 MODELO COM VIGA CONTÍNUA	90
	5.4.5 MODELO COM PAREDES PÉ-DIRETO DUPLO	94
5.	.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	98
6.	. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
	6.2.1 CONCLUSÕES	102
	6.2.2 RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	103
R	eferências Bibliográficas	104

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema construtivo em alvenaria estrutural continua em expansão no Brasil, destacandose as seguintes vantagens: a racionalização, a rapidez de execução, a otimização dos recursos materiais e humanos, e a redução dos custos globais de construção. Nesse cenário de recessão econômica atual no país, o aumento da competitividade e os avanços nas pesquisas são exigências fundamentais para uma maior confiabilidade e expansão das alternativas tecnológicas que podem ser empregadas para esse sistema construtivo.

1.2 JUSTIFICATIVA

É fundamental conceber o projeto no sistema em alvenaria estrutural, juntamente com a arquitetura, definindo uma geometria mais simétrica possível, quais paredes serão estruturais (função do tipo de laje) e a altura do edifício. As principais ações verticais são oriundas do peso-próprio da parede, das cargas permanentes e acidentais da laje, enquanto que as ações horizontais são provocadas pelo vento e desaprumo. Ramalho e Corrêa (2003) explicam que a alvenaria estrutural é submetida, principalmente, a esforços de compressão, podendo existir esforços de tração. Quando os esforços de tração da alvenaria são superiores aos absorvidos pela própria alvenaria (alvenaria estrutural não-armada), deve-se dimensionar armadura vertical para absorver os esforços adicionais de tração (alvenaria estrutural armada), respeitando-se as taxas mínimas de armadura.

A necessidade de conceber espaços abertos em pavimentos inferiores para serem utilizados como pavimentos garagem ou áreas de uso comum (lazer) requer soluções arquitetônicas que sejam capazes de harmonizar a necessidade de uso do espaço com a estrutura. A adequação da arquitetura para atender a estas necessidades, além de permitir um ganho de espaço, também proporciona uma valorização monetária da edificação. Esta otimização é evidenciada pela construção de um pavimento pilotis, ou seja, um piso de transição em concreto armado entre o edifício em alvenaria estrutural e a fundação. Nestes casos, a alvenaria estrutural será apoiada em uma estrutura de concreto armado (vigas e pilares).

O estudo do comportamento estrutural desta transição só é possível com o estudo do efeito arco. Os elementos deste sistema viga-parede, quando submetidos a carregamentos verticais e horizontais, mostram diferentes deformações em função da diferença de rigidez entre estes elementos. Esta diferença de rigidez entre a viga e a parede de alvenaria estrutural implica em uma alteração na transferência de carregamentos e distribuição das tensões.

Em função da existência do chamado efeito arco, o carregamento aplicado pela alvenaria estrutural em vigas de concreto armado sobre apoios rígidos – como pavimentos de transição com vigas, pilares e fundações sobre estacas – tende a ser muito diferente da distribuição uniforme usualmente adotada no dimensionamento destes elementos. Tal fato pode levar a um dimensionamento inseguro destas estruturas, considerando uma adoção incorreta do carregamento a que estão submetidas. Em contrapartida, existirá uma concentração de tensão na alvenaria próxima aos apoios, que deixará de ser considerada, podendo subestimar o dimensionamento da alvenaria nestes pontos, comprometendo a segurança da edificação.

O presente trabalho justifica-se pela necessidade em estudar diferentes aspectos do comportamento das tensões no conjunto alvenaria estrutural e estruturas de transição, considerando o efeito arco em diferente configurações, tais quais:

- 4 diferentes níveis de rigidez das vigas (alturas);
- 3 diferentes taxas de armadura das vigas;
- grauteamento das 5 primeiras fiadas (com e sem armadura);
- vigas biapoiadas e contínuas;
- pé-direito simples e duplo das paredes.

Com os resultados obtidos é possível um melhor entendimento do fluxo de tensões e deslocamentos do sistema, contribuindo para o dimensionamento mais coerente das transições das paredes em alvenaria estrutural e estrutura de concreto armado, avaliando a relação entre a rigidez do elemento de apoio e o comportamento das tensões nos elementos estruturais de vigas e paredes.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é o estudo de aspectos do comportamento do conjunto alvenaria estrutural e estruturas de transição, considerando o efeito arco, buscando contribuir no melhor entendimento do comportamento destas estruturas em projetos usuais do mercado brasileiro.

Os objetivos específicos deste projeto são:

- Análise de diferentes aspectos e parâmetros que são determinantes no dimensionamento do conjunto alvenaria estrutural e estruturas de transição;
- Estudar o impacto na distribuição de tensões quando são disponibilizados diferentes níveis de rigidez das vigas de concreto armado, diferentes tipos de apoio (biapoiado e contínuo), grauteamento das primeiras fiadas, armadura das vigas e paredes e pé-direito;
- Avaliar o aumento de tensões próximas aos apoios na alvenaria estrutural, quando considerado o efeito arco e com vigas com menores níveis de rigidez, e o impacto no dimensionamento da alvenaria estrutural;
- Contribuição visando incluir conhecimentos mais aprofundados a respeito do fluxo de tensões e dimensionamento do conjunto, considerando o efeito arco e diferentes configurações de projeto, não somente nas peças de concreto armado, mas também na alvenaria estrutural, considerando situações reais de projetos estruturais usuais no mercado brasileiro.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE O EFEITO ARCO

As edificações em alvenaria estrutural podem ser apoiadas em fundações de apoio contínuo como radier ou sapata corrida, ou têm como suporte vigas em concreto armado sobre pilares de concreto armado (estrutura de pilotis), ou sobre apoios discretos de fundação (estacas, tubulões ou sapatas isoladas).

Segundo Barbosa (2010), a transferência de carga vertical da parede para a fundação depende do tipo de apoio. Em uma parede sobre apoio contínuo, a carga vertical se distribui de forma praticamente uniforme na região de apoio, com pequena transferência de carga do centro para as extremidades. Em paredes apoiadas sobre vigas e estas suportadas por apoios discretos, as tensões da parede tendem a caminhar para a região dos apoios, tornando elevada a sua concentração nesta região, compatibilizando as tensões em função da rigidez dos apoios. A mudança do fluxo das tensões é função da rigidez da viga de apoio da parede. Este comportamento é o chamado *efeito arco*, ilustrado na Figura 2.1, onde P é o carregamento vertical sobre a parede, H é a altura da parede estrutural e h_v é a altura da viga de concreto armado.





Observa-se que parte das tensões, antes localizadas no centro da viga, encaminham-se para as regiões dos apoios, diminuindo desta forma os esforços, em especial os momentos fletores nas vigas, porém provocando uma concentração de tensões nos extremos das paredes estruturais, conforme pode-se observar na Figura 2.2.



Figura 2.2. Ação conjunta do sistema parede-viga (Haseltine, 1981)

Os primeiros estudos sobre o efeito arco foram realizados por Wood (1952), e teve como objetivo determinar o momento fletor e força axial que atuavam na viga. Este estudo foi realizado em paredes cuja a relação entre a altura e comprimento fosse maior que 0,6 (h/l > 0,6), de tal forma que o alívio de carregamento causado pelo efeito arco pudesse ocorrer.

Após estes estudos, outros pesquisadores propuseram métodos que levassem em consideração não apenas as forças axiais na viga, mas também outras variáveis importantes que influenciam na distribuição de tensões, como:

- inércia e vão da viga;
- espessura da parede;
- módulo de elasticidade da parede e da viga.

2.2 RIGIDEZ RELATIVA

Com o intuito de relacionar as demais variáveis além da força axial inicialmente considerada, a avaliação desses parâmetros começou a ser realizada através do conceito de *rigidez relativa* (K e R), que relaciona as propriedades da parede e da viga.

Segundo Riddington e Stafford Smith (1978), a rigidez relativa é dada pela Equação 2.1:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_{p} \cdot t_{p} L^{3}}{E_{v} \cdot I_{v}}}$$
(Eq. 2.1)

Davies e Ahmed (1977), porém, utilizaram como parâmetro a altura da parede, ao invés do comprimento do vão, conforme Equação 2.2:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_{p} \cdot t_{p} \cdot H^{3}}{E_{v} \cdot I_{v}}}$$
(Eq. 2.2)

onde:

- E_p e E_v são os módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga, respectivamente;

- I_v é a inércia da viga de apoio;

- H e t_p são a altura e a espessura da parede, respectivamente;

- L é a distância entre apoios.

Através das equações apresentadas, nota-se que valores de *rigidez relativa* altos resultam em vigas mais flexíveis em relação às paredes. Ao contrário, menores valores de rigidez relativa resultam em vigas rígidas em relação às paredes e, portanto, quanto menor a rigidez relativa, maior será a parcela de carregamento vertical transmitido para a viga, e consequentemente maior será o momento fletor máximo no meio do vão. Em alguns casos, estes valores podem ser bem semelhantes aos carregamentos aplicados uniformemente sobre a viga, ou seja, neste caso o efeito arco não irá alterar de maneira significativa o dimensionamento da viga. A rigidez relativa não possui um resultado exato e o seu conceito é bem mais qualitativo do que quantitativo.

Na Figura 2.3, pode-se notar que o comportamento dos valores de rigidez relativa K e R têm comportamentos semelhantes, ou seja, quanto maior o valor da rigidez da viga de concreto armado (I_v) menores serão os valores de K e R. Em oposição, vigas menos rígidas (menores valores de momento de inércia) apresentam valores de rigidez relativa K e R maiores, apresentando neste caso um comportamento do efeito arco mais acentuado, podendo alterar de maneira significativa o dimensionamento da viga.







Davies e Ahmed (1977) identificaram três distintas formas de distribuição de tensões verticais nas paredes, para diferentes limites do parâmetro de rigidez relativa R (Equação 2.2), conforme Figura 2.4.



Figura 2.4 Distribuição de tensões verticais ao longo da parede (Davies e Ahmed, 1977) onde:

 $R \ge 7$: distribuição triangular;

5 < R < 7: distribuição parabólica quadrática;

 $R \leq 5$: distribuição parabólica cúbica.

A análise do Figura 2.4 permite concluir que a rigidez relativa entre parede e viga interfere diretamente no fluxo de tensões da parede, e sua maneira de distribuição, impactando portanto no dimensionamento do elementos viga e parede.

2.3 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SISTEMA PAREDE-VIGA

Na Figura 2.5 e 2.6 é apresentada a distribuição de tensões no sistema parede-viga considerando o efeito arco, devido à transferência de cargas para os apoios e esforços na viga, com esforços de tração máxima no meio do vão (Figura 2.5a) e redução drástica de momento fletor máximo na viga (Figura 2.5c) em relação ao momento PL²/8 (Figura 2.5b), que seria obtido caso a viga estivesse recebendo um carregamento uniformemente distribuído.

Observa-se também, conforme as Figuras 2.4 e 2.5, que ocorre uma significativa alteração na distribuição de tensões e esforços para o caso de uma viga biapoiada, como consequência da consideração do efeito arco. De acordo com Paes (2008), pode-se destacar:

• Redução do momento fletor na viga;

- Surgimento de tração axial na viga;
- Concentração de tensões na alvenaria nas regiões próximas ao apoio.



(a) Concentrações de tensões na base da parede



(b) Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga

Figura 2.5 Distribuição de tensões no sistema parede-viga (Barbosa, 2000)



(a) força normal de tração na viga



Figura 2.6 Esforços na viga (adaptado de Barbosa, 2000)

Riddington e Stafford Smith (1978) indicam que quando se tem parede com alturas maiores que 70% do vão de apoio, se mantido constante o carregamento, não há alteração na

configuração do arco, podendo, portanto, ser representado apenas como acréscimo de carregamento. Este procedimento foi adotado por Barbosa (2000) e por Silva (2005), comprovado por Tomazela (2005), permitindo desta forma a consideração do efeito arco de maneira simplificada, modelando-se apenas um pavimento de alvenaria. Tal consideração pode ser melhor entendida com o auxílio da Figura 2.7.





Stafford-Smith e Pradolin (1983), *apud* Parsekian et al. (2012), propuseram um modelo matemático simplificado que permitiu sua aplicação no sistema de paredes apoiadas em vigas de concreto armado. De acordo com este modelo, o carregamento vertical e as tensões de cisalhamento que surgem na parede em função do efeito arco, apresentam distribuição conforme Figura 2.8.



Figura 2.8 Distribuição aproximada das tensões na parede (Stafford-Smith e Pradolin (1983)

A partir da análise da Figura 2.6 e a determinação da rigidez relativa K (Equação 2.1), Parsekian et al. (2012) obtiveram as equações para cálculo simplificado da tensão vertical máxima ($\sigma_{máx}$ – Equação 2.3), tensão de cisalhamento máximo ($\tau_{máx}$ – Equação 2.4), momento fletor máximo na viga ($M_{máx}$ – Equação 2.5) e o comprimento de contato (Lc – Equação 2.6).

$$\sigma_{\max} = \frac{K.P}{0.75.L.t_p}$$
(Eq. 2.3)

onde:

K: rigidez relativa;

P: carregamento total atuante.

$$\tau_{\max} = \frac{P.K}{2.t_{p}.L}$$
(Eq. 2.4)

$$M_{\rm max} = \frac{P.L}{4.K}$$
(Eq. 2.5)

$$Lc = \frac{L.B}{K}$$
(Eq. 2.6)

B - constante que tem os seguintes valores:

B = 0.75 para calcular tensão vertical máxima na parede;

B = 1,50 para calcular o momento fletor que atua sobre a viga;

B = 1,00 para calcular a tensão de cisalhamento máximo.

O método proposto por Davies e Ahmed (1977) também propõe equações para determinação do esforço axial na viga (K₁), máxima tensão de compressão na parede (σ_p), esforço axial (tração) na viga (T), tensão máxima de cisalhamento na interface viga x parede (τ_p) e momento máximo na viga (M_{máx}), conforme equações:

Esforço axial na viga:

$$K_1 = \frac{E_p \cdot t \cdot H}{E_v \cdot A_v} \tag{Eq. 2.7}$$

onde:

 E_p e E_v são os módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga, respectivamente; A_v é a área da seção transversal da viga;

H e t_p são a altura e a espessura da parede, respectivamente.

Máxima tensão de compressão na parede:

$$\sigma_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 \tag{Eq. 2.8}$$

Onde o parâmetro C1 pode ser obtidos conforme Figura 2.9:



Figura 2.9 Gráfico para obtenção do parâmetro C1 (Davies e Ahmed (1977) Esforço axial (tração) na viga:

$$T = W \cdot C_2 \tag{Eq. 2.9}$$

Onde o parâmetro C2 pode ser obtidos conforme Figura 2.10:



Figura 2.10 Gráfico para obtenção do parâmetro C2 (Davies e Ahmed (1977)

Tensão máxima de cisalhamento na interface viga x parede:

$$\tau_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 \cdot C_2 \tag{Eq. 2.10}$$

onde C1 e C2 já foram calculados nos itens anteriores.

Momento máximo na viga (Mmax):

Para determinação deste momento, torna-se necessário analisar o tipo de distribuição de tensões verticais, conforme Figura 2.4. Também é necessário determinar os valores de C1 e C2, e da relação h/L, onde h é a altura da viga. Com estes valores, pode-se determinar o momento máximo para diferentes valores de R, conforme Figura 2.11:



Figura 2.11 Gráfico para determinação do M_{máx} (Davies e Ahmed (1977)

2.4 DEFORMAÇÕES NO SISTEMA PAREDE-VIGA

De acordo com Medeiros (2015), devido à interação entre a parede e a viga, as flechas obtidas nesse sistema costumam ser pequenas. Lu *et al.* (1985) apresentaram resultado de 69 ensaios

experimentais de paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, evidenciando que os valores das flechas, no momento da ruína, são da ordem de L/500 a L/1000, ou seja, muito inferiores aos valores usuais informados pela NBR 6118:2014 de L/250.

Barbosa (2002) afirma que, no sistema viga-parede, podem surgir tensões normais verticais de tração na interface viga-parede, conforme Figura 2.12. Quando estas tensões chegam ao valor máximo que o material pode suportar, pode ocorrer uma separação entre a viga e a parede, geralmente no meio do vão, denominado por zona de separação.



Figura 2.12 Tensões verticais de tração na interface parede-viga (Barbosa, 2000)

Ainda de acordo com Barbosa (2002), em sistemas que apresentam vigas flexíveis, as zonas de separação são maiores, e quanto maior esta zona de separação, mais acentuado será o efeito arco, com maiores concentrações de tensões na parede de alvenaria, e menor será a parcela de carregamento vertical sobre a viga no meio do vão.

3. ASPECTOS DA MODELAGEM DE ALVENARIA EM ELEMENTOS FINITOS

3.1 METODOLOGIA

Para realizar o estudo numérico, inicialmente foram modeladas as paredes conforme Mata (2011), que embasou sua modelagem em ensaios realizados por Hendry e Sinha (1981), utilizando a ferramenta computacional DIANA® baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF). Conforme já conhecido e reconhecido no meio científico, este método consiste na discretização dos elementos a serem analisados, e desde que selecionados critérios coerentes com o comportamento da estrutura a ser analisada, apresenta resultados próximos aos obtidos experimentalmente.

O presente trabalho foi dividido em duas etapas distintas:

- Modelagem da estrutura: nessa fase a parte geométrica dos elementos assim como suas armaduras e disposições são modeladas por meio do programa computacional DIANA®, sendo de grande importância a utilização no modelo numérico de propriedades materiais baseadas em ensaios experimentais, como por exemplo módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência à compressão, resistência à tração do bloco e da argamassa, entre outros;
- Análise paramétrica: após validação do modelo, foram simuladas diferentes situações que podem ser observadas em projetos estruturais utilizando o sistema alvenaria estrutural com base de concreto armado de apoios discretos (alturas de paredes, vigas biapoiadas e contínuas, rigidez de vigas, armaduras das vigas e paredes, pé-direito simples e duplo) na determinação das relações entre as rigidezes da viga e parede que atendam aos requisitos de tensões, deformações e deslocamentos da estrutura.

3.2 TÉCNICAS DE MODELAGEM

O Método dos Elementos Finitos (MEF) (*em inglês: Finite Element Method - FEM*), tem sido um dos métodos numéricos mais utilizados atualmente para modelar e estudar o comportamento estrutural da alvenaria estrutural e efeito arco. Sua ampla utilização justificase pela flexibilidade e precisão em representar diversas geometrias, tipos de carregamentos e condições de contorno, somados à implementação relativamente ágil nos modelos computacionais.

Para a análise numérica são adotadas algumas estratégias de modelagem para simulação do comportamento da alvenaria estrutural. Lourenço (1996) propõe a micromodelagem detalhada, a micromodelagem simplificada e a macromodelagem, conforme descrito a seguir.

3.2.1 MACROMODELAGEM

Neste tipo de modelagem não se faz distinção entre unidades (blocos) e juntas de argamassa, sendo a alvenaria tratada como um meio contínuo isotrópico homogêneo, conforme Figura 3.1:



Figura 3.1 Macromodelagem (Mata, 2011)

3.2.2 MICROMODELAGEM SIMPLIFICADA

Nesta estratégia, as unidades blocos e argamassa têm suas dimensões expandidas e são representadas por elementos contínuos. A argamassa e a área de adesão são representadas conjuntamente por elementos de interface descontínuos, conforme Figura 3.2.



Figura 3.2 Micromodelagem simplificada (Mata, 2011)

Desta forma, a alvenaria é modelada como um conjunto de unidades elásticas ou elastoplásticas unidas por linhas potenciais de fraturamento/deslizamento.

3.2.3 MICROMODELAGEM DETALHADA

Nesta estratégia, as unidades (blocos e juntas de argamassa) são representadas por elementos contínuos e sua área de adesão entre os materiais por elementos não contínuos (interface). Esta área de adesão representa um plano potencial de fissuração (deslizamento ou separação) conforme Figura 3.3.



Figura 3.3 Micromodelagem detalhada (Mata, 2011)

Neste caso, as características físicas dos elementos bloco e argamassa são consideradas (coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade e propriedades não-lineares). Segundo Lourenço (1996), esta técnica possibilita o estudo detalhado da ação combinada entre o bloco, argamassa e área de adesão, permitindo a propagação das fissuras na área de adesão inferior e/ou superior. Necessita-se de uma malha altamente refinada, com atenção especial no encontro entre as juntas verticais e horizontais.

Não se deve considerar uma estratégia melhor que outra, pois há diferentes campos de aplicação para as macro e micromodelagens. A escolha da técnica mais adequada deverá ser feita em função dos objetivos e resultados que se espera alcançar. Segundo Mata (2011), a micromodelagem é indicada para a previsão do comportamento de detalhes estruturais como, por exemplo, a distribuição das tensões nas aberturas para portas e janelas, situação na qual é incorporado o comportamento de ruptura da unidade e das juntas de argamassa e área de adesão. Por outro lado, as macromodelagens são aplicadas quando a estrutura é composta de unidades sólidas com dimensões suficientemente grandes, quando comparadas à dimensão das juntas, de maneira que as tensões possam ser consideradas razoavelmente uniformes. Estas são adotadas visando a diminuição do tempo de processamento computacional e geração de uma malha mais simplificada. As juntas de argamassa são distribuídas em um meio contínuo anisotrópico homogêneo e a interação entre os elementos não pode ser incorporada no modelo, estabelecendo assim uma relação entre as tensões e deformações médias.

Resultados numéricos adequados são alcançados independentemente da estratégia de modelagem a ser adotada, desde que se faça uma descrição adequada do comportamento dos elementos envolvidos e alinhados com o tipo de análise pretendida.

Para este trabalho optou-se por adotar a estratégia da micromodelagem simplificada com unidades expandidas nas análises numéricas, pois, em função dos objetivos, necessita-se de uma investigação detalhada dos elementos.

3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

A seguir, serão apresentados os modelos constitutivos dos elementos analisados neste trabalho (Alvenaria Estrutural e Concreto Armado).

3.3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

Para que fosse possível utilizar a modelagem proposta, é necessária a verificação dos tipos básicos de ruptura da Alvenaria Estrutural. Alguns autores propuseram modelos constitutivos capazes de representar os comportamentos do elemento alvenaria e da junta de argamassa (interface bloco/argamassa), reproduzindo assim o comportamento observado nos ensaios experimentais da alvenaria.

De acordo com Lourenço e Rots (1997), para a alvenaria estrutural deve-se prever os tipos de mecanismos característicos do material: (a) falha nas juntas de assentamento; (b) deslizamento ao longo das juntas horizontais ou verticais com baixos valores de tensão normal; (c) falha dos blocos de alvenaria em tensão direta; (d) falha diagonal das unidades de alvenaria em valores de tensão normal suficientes para desenvolver atrito nas interfaces; e (e) esmagamento das unidades sob tensão como resultado da dilatação do bloco com altos valores de tensão normal (Figura 3.4).



Figura 3.4 Mecanismos de falha na alvenaria (Medeiros, 2018)

Segundo Medeiros (2018), tais modelos baseiam-se nos três modos básicos relacionados à forma de ruptura, que são definidos de acordo com a separação geométrica das superfícies de falha, conhecidos como:

- Modo I – modo de abertura, esforço de tração normal ao plano da fratura;

- Modo II – modo deslizante, esforço de cisalhamento que atua paralelamente ao plano da fratura e perpendicular à frente da fratura;

- Modo III – modo de rasgo, esforço de cisalhamento que atua paralelamente ao plano da fenda e paralelo à frente da fissura.

A Figura 3.5 representa os modos de fratura descritos acima.



Figura 3.5 Modos de fratura
Segundo Lourenço (1996), a energia de fratura assumida como propriedade do material no Modo I pode ser descrita pela integral da curva tensão-deformação apresentadas respectivamente como energia de fratura na tração G^{I}_{f} e energia de fratura na compressão G_{c} . Pode-se observar os diagramas característicos para o comportamento típico de materiais quase frágeis, em tensão e compressão uniaxial, na Figura 3.6.



Figura 3.6 Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição da energia de fratura – Modo I: a) tração; b) compressão (Medeiros, 2018)

Ainda segundo Lourenço (1996), para o Modo II entende-se que o comportamento inelástico em cisalhamento pode ser descrito pela energia de fratura de G^{II}_{f} , definida pela integral do diagrama tensão-deformação tangencial na ausência de carga de confinamento normal (Figura 3.7).



Figura 3.7 Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição da energia de fratura -Modo II (indica a coesão) (Medeiros, 2018)

Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo de interface capaz de capturar diversos tipos de fratura da Alvenaria, com os conceitos de plasticidades. Tal modelo considera a ruptura à tração no Modo I de fratura segundo critério de *cut-off*, critério proposto por Mohr-Coulomb para a fratura no Modo II e então denominado *cap model* (esmagamento), conforme Figura 3.8.



Figura 3.8 Modelo de interface (Lourenço e Rots, 1997)

Tal modelo concentra diversos tipos de danos relativos ao plano de fraturamento de juntas. Segundo estes autores, este modelo é capaz de reproduzir o comportamento da estrutura de alvenaria por completo, sem instabilidade numérica.

3.3.2 CONCRETO ARMADO

Visto que neste trabalho serão modeladas e analisadas também vigas em concreto armado, de diferentes seções, neste item são descritos os modelos constitutivos do concreto.

3.3.2.1 MODELO DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DE FISSURAS FIXAS

Neste modelo, a formação das fissuras ocorre quando as tensões principais excedem a resistência à tração do material. O ângulo da fissura (θ) não é alterado nos passos seguintes após a abertura da fissura, se mantendo fixo, mesmo que as tensões principais mudem. Em função

disto, para manter o equilíbrio, surgem tensões de cisalhamento ao longo do plano de fissura, conforme ilustrado na Figura 3.9.



Figura 3.9 Modelo de fissuras fixas . Adaptado de Červenka et al. (2012)

onde:

 $\xi_1 e \xi_2$: deformações principais;

 η : plano de fissura normal;

s: plano de fissura tangencial;

 $\sigma_1 e \sigma_2$: tensões normais e paralelas ao plano de fissuras, respectivamente.

Para consideração do surgimento das tensões de cisalhamento e consequente perda de rigidez no concreto fissurado, é utilizando um fator de retenção (β).

3.3.2.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À TRAÇÃO

Para realização da modelagem numérica à tração do concreto não fissurado, pode-se estabelecer uma relação linear-elástica. Após a fissuração do concreto, pode-se utilizar uma lei constitutiva, baseada na energia de fratura, e que relacione a tensão de tração normal (f_t) com a deformação normal à fissura (ξ_{nn}), para descrever o amolecimento do concreto.

A energia de fratura (G_f) pode ser definida como a quantidade de energia necessária para propagar uma fissura de superfície unitária. Hordjik (1991) demonstra graficamente esse parâmetro, como a área sob o diagrama de um ensaio uniaxial de tração à ruptura, excluindo a parcela elástica, conforme Figura 3.10.



Figura 3.10 Relação de amolecimento proposta por Hordijk (1991), DIANA TNO (2012)

3.3.2.3 COMPORTAMENTO DO CONCRETO AO CISALHAMENTO

Conforme Figueiras (1983), ensaios experimentais demonstram que o principal parâmetro na transferência das tensões de cisalhamento é a abertura da fissura, visto que esta condiciona os demais mecanismos de transferência como a dimensão dos agregados e a quantidade de armadura.

Na versão 9.4.4 do programa DIANA, utilizado neste trabalho, é apresentada a formulação do fator de retenção ao cisalhamento baseado no dano (*damage based shear retention*). Tal formulação está fundamentada no cálculo do módulo de cisalhamento fissurado através do valor do coeficiente de Poisson reduzido pela fissuração.

Tal abordagem é uma tentativa de representar o fenômeno que acontece no concreto fissurado, onde as deformações aplicadas em uma direção deixam de ter efeito nas outras direções perpendiculares. Sendo assim, o módulo de cisalhamento é calculado em função dos valores de rigidez e coeficiente de Poisson reduzidos:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')}$$
(Eq.3.1)

onde:

G: Módulo de cisalhamento;

E`: Módulo de elasticidade reduzido;

υ': Coeficiente Poisson reduzido.

3.3.2.4 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À COMPRESSÃO

A modelagem do comportamento do concreto à compressão pode ser feita através de uma relação constitutiva não linear entre deformações e tensões.

Thorenfeldt et al. (1987) propõem um modelo para relacionar as tensões de compressão, conforme a expressão:

$$\sigma(\varepsilon) = f_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left[\frac{n}{n - \left(1 - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^{nk}\right)} \right]$$
(Eq.3.2)

onde:

fc é a resistência à compressão do concreto,

 ξ_c é a deformação na qual a tensão de compressão é igual à resistência à compressão.

$$n = 0,80\frac{f_c}{17} \qquad \qquad \varepsilon_c = \frac{n}{n-1}\frac{f_c}{E} \qquad \qquad k = \begin{cases} 1 & \text{se } \varepsilon_c < \varepsilon \le 0\\ 0,067 + \frac{f_c}{62} & \text{se } \varepsilon \le \varepsilon_c \end{cases}$$

A Figura 3.11 demonstra graficamente as tensões de compressão segundo o modelo de Thorenfeldt et al. (1987).



Figura 3.11 Curva proposta por Thorenfeldt et al. (1987)

3.4 MODELO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE REFERÊNCIA

As técnicas de modelagem numérica para alvenaria estrutural têm sido utilizadas com sucesso por muitos autores. A seguir, menciona-se em especial o trabalho realizado por Mata (2011), previamente validado por ensaios experimentais desenvolvidos no mesmo trabalho, e utilizado neste trabalho como referência para validação do modelo numérico a ser utilizado.

3.4.1 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Mata (2011) ensaiou em laboratório 9 painéis em alvenaria estrutural, e caracterizou todos os materiais para uma análise adequada e posterior modelagem numérica dos painéis. Na Figura 3.12 pode-se observar as dimensões dos painéis ensaiados.



Figura 3.12 Dimensões dos painéis ensaiados (Mata, 2011)

Na Figura 3.13 pode-se visualizar a configuração do ensaio experimental realizado e na Figura 3.14 observa-se a instrumentação utilizada nos painéis ensaiados.



Figura 3.13 Configuração dos painéis ensaiados (Mata, 2011)



Figura 3.14 Instrumentação usada nos painéis ensaiados (Mata, 2011)

3.4.2 MODELAGEM NUMÉRICA REALIZADA POR MATA

Os painéis ensaiados por Mata (2011) foram também modelados via Método dos Elementos Finitos utilizando a ferramenta computacional DIANA®. Utilizou-se a estratégia de modelagem denominada micromodelagem simplificada com dimensões expandidas, visto que esta inclui todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria. Foram considerados os mesmos carregamentos, bem como condições de contorno de acordo com os modelos físicos dos painéis testados experimentalmente. Utilizou-se o procedimento de iteração linear e critério de convergência de energia com tolerância de 0,001.

Modelaram-se as unidades no plano bidimensional como blocos maciços. As propriedades dos materiais foram calculadas relativas à área bruta, ou seja, desconsiderando os furos existentes nos blocos. Conforme Figura 3.15, no topo foi representada uma viga metálica e na base uma laje de concreto armado, de acordo com as configurações dos ensaios experimentais.





As propriedades dos materiais, em sua maioria, foram obtidas a partir dos ensaios realizados experimentalmente. Para algumas características que não foram possíveis de serem obtidas nos ensaios, adotaram-se resultados obtidos em literatura ou calibrações realizadas comparando resultados numéricos com experimentais. A seguir serão apresentadas as principais características mecânicas dos materiais envolvidos na modelagem numérica.

3.4.2.1 BLOCOS DE CONCRETO

Na Tabela 3.1 têm-se os dados de entrada das unidades (blocos).

f _c (MPa)	E (MPa)	v	G _c (MPa.mm)	<i>f_{bt}</i> (MPa)	G ^I (MPa.mm)	β	Largura da banda de fissura
12,86	7586	0,37	19,94	0,99	0,05	0,03	1 mm

Tabela 3.1 Propriedades mecânicas dos blocos (Mata, 2011)

onde:

fc: resistência média à compressão axial;

E: Módulo de elasticidade;

υ: coeficiente Poisson;

G_c: energia de fratura à compressão;

fbt: resistência média à tração calculada em relação a área bruta do bloco;

G^I_f: energia de fraturamento à tração;

 β : fator de retenção do cisalhamento.

3.4.2.2 JUNTAS DE ARGAMASSA

Basicamente, são três conjuntos de propriedades definem o comportamento das interfaces: tração normal, cisalhamento e esmagamento. Nas Tabelas 3.2 e 3.3 têm-se os dados de entrada com as propriedades mecânicas das juntas de argamassa horizontais e verticais, respectivamente.

 Tabela 3.2 Propriedades mecânicas das juntas verticais de argamassa (Mata, 2011)

	<i>f_t</i> (MPa)	k _n (N/mm³)	k _s (N/mm³)	G ^I (MPa.mm)	f _c (MPa)	G _c (MPa.mm)	е _с (10 ⁻³)	C _{ss}	<i>f</i> _{vo} (MPa)	tan(φ)	tan(ψ)	G _f ^Ⅲ (MPa.mm)
A1	0,085	0	161,82	0,005	8 ,6 8	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02
A2	0,093	0	118,71	0,005	7,92	11,64	5,4	2	0,208	0,612	0	0,09

Tabela 3.3 Propriedades mecânicas das juntas horizontais de argamassa (Mata, 2011)

	f _t (MPa)	k _n (N/mm³)	k₅ (N/mm³)	G ^I _f (MPa.mm)	<i>f_c</i> (MPa)	G _c (MPa.mm)	ε _c (10 ⁻³)	C _{ss}	<i>f_{vo}</i> (MPa)	tan(φ)	tan(ψ)	G ^I (MPa.mm)
A1	0,085	34,38	161,82	0,005	8 ,6 8	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02
A2	0,093	58,66	118,71	0,005	7,92	11,64	5,4	2	0,208	0,612	0	0,09

onde:

ft: resistência à tração da junta;

k_n e k_s: módulos de rigidez elástica normal e transversal, respectivamente;

G^I_f: energia de fratura do modo I;

f_c: resistência à compressão média de prisma de 3 blocos;

 ξ_c : deformação correspondente ao pico da tensão de compressão do prisma;

C_{ss}: controle de contribuição das tensões de cisalhamento na ruptura;

fvo: tensão de cisalhamento na ausência de compressão;

 $tan(\Phi)$: coeficiente de atrito;

G^{II}_f: energia de fratura do modo II.

3.4.2.3 VIGA METÁLICA e LAJE DE CONCRETO

Adotaram-se apenas propriedades elásticas e isotrópicas para modelar a viga metálica no topo da parede e a laje de concreto na base do painel, não considerando o comportamento não linear destes materiais, visto que estes elementos serviram nesta análise apenas como condição de contorno dos painéis. A Tabela 3.4 apresenta as propriedades mecânicas para estes elementos:

Tabela 3.4 Propriedades mecânicas da viga metálica e laje de concreto (Mata, 2011)

	E (GPa)	v
Viga Metálica	210	0,30
Laje de concreto	20	0,20

onde:

E: Módulo de elasticidade;

v: Coeficiente de Poisson.

3.4.3 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

Mata (2011) observou que as respostas obtidas numericamente foram bem semelhantes aos resultados obtidos experimentalmente, tanto em relação ao comportamento de força horizontal máxima na ruptura quanto relacionado ao comportamento pós pico dos painéis, conforme Figuras 3.16 e 3.17:



Figura 3.16 Resultado das forças horizontais máximas dos painéis PCA1 (Mata, 2011)



Figura 3.17 Força horizontal vs deslocamento horizontal dos painéis PCA1 (Mata, 2011)

Nota-se na Figura 3.16 que a força máxima horizontal obtida nos modelos numéricos foi 14,16% maior que a média dos valores experimentais obtidos nos painéis PCA1. A Figura 3.17 apresenta que o comportamento, tanto no trecho inicial quanto no final (pós-pico) do modelo numérico, é similar ao experimental.

Neste trabalho, em função dos excelentes resultados numéricos comparados aos experimentais obtidos pelo autor, e pela criteriosa caracterização das propriedades mecânicas dos materiais e interfaces, decidiu-se utilizar o trabalho desenvolvido por Mata (2011) como referência para calibração do modelo numérico em elementos finitos.

4. MODELOS NUMÉRICOS INICIAS

4.1 ANÁLISES INICIAIS DESENVOLVIDAS PELO AUTOR NO SAP2000

Inicialmente, desenvolveu-se um modelo numérico de paredes conforme Parsekian et al. (2012), que por sua vez embasou sua modelagem em ensaios realizados por Hendry e Sinha (1981), utilizando a ferramenta computacional SAP2000 baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Utilizou-se conforme estes autores a caracterização dos materiais e a estratégia da macromodelagem simplificada. Neste tipo de modelagem não se faz distinção entre unidades (blocos) e juntas de argamassa, sendo a alvenaria tratada como um meio contínuo isotrópico elástico e homogêneo.

4.1.1 MODELO INICIAL

Em todos os casos foram aplicados carregamentos uniformemente distribuídos no topo da parede de 100 kN/m, altura da parede de 2,80m e comprimento de 4,00m. Para simular diferentes níveis de rigidez das vigas considerou-se viga de 14x40cm e 14x100cm, conforme Figura 4.1.



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk} =10 MPa b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk} =10 MPa

Figura 4.1 Modelos numéricos analisados (SAP2000)

Denominou-se como modelo (a) a parede apoiada sobre viga com baixa rigidez (14x40cm) e como modelo (b) a parede apoiada sobre viga com rigidez alta (14x100cm), mantendo as mesmas características de materiais, carregamentos e vão entre apoios.

Após definidos os casos de análise, definiram-se os parâmetros de materiais, sendo que para a viga de concreto adotou-se resistência a compressão de 25 MPa, módulo de elasticidade $E_c= 23800$ MPa e coeficiente Poisson de 0,2.

Para a alvenaria estrutural, adotou-se resistência à compressão de 10 MPa, módulo de elasticidade $E_a=6400$ MPa e coeficiente Poisson de 0,2.

Para discretização da estrutura, adotou-se elemento SHELL para a parede, malha de 20x20cm, e elemento tipo FRAME para as vigas.

Para melhor distribuição uniforme do carregamento na parede, foi utilizado um elemento tipo FRAME sobre a parede, com rigidez alta (viga metálica).

4.1.2 RESULTADOS DO MODELO INICIAL

A partir das análises numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos com a estratégia de macromodelagem simplificada, obteve-se como resultado as tensões máximas de tração na parede e os momentos fletores e força cortante na viga.

A Figura 4.2 apresenta as tensões máximas de tração para os dois modelos. Pode-se observar maior influência do efeito arco no modelo (a), quando se adota uma viga em concreto armado de menor rigidez como suporte para a alvenaria estrutural.



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa **Figura 4.2** Tensões mínimas na alvenaria estrutural (kN/cm²)

A Figura 4.3 apresenta os diagramas de esforços de momento fletor na viga para os dois modelos. Os diagramas sugerem um comportamento próximo ao observado por Parsekian et al. (2012) e Barbosa (2010), com menores valores de momento fletor no centro da viga quando adotadas vigas de menor rigidez, e, portanto, formação mais acentuada do efeito arco.



Figura 4.3 Momento fletor na viga (kNxcm)

Na Figura 4.4 pode-se observar os diagramas de distribuição das forças cortantes na viga para os dois modelos. Observam-se concentrações de tensões nos apoios para o modelo (a), gerando esforços cortantes quase nulos na região central da parede, comportamento este bastante distinto do modelo (b), no qual nota-se uma distribuição mais comumente observada quando a viga recebe os carregamentos uniformemente distribuídos.



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

Figura 4.4 Cortante na viga (kN)

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam respectivamente as forças axiais na viga e tensões normais na parede. Observa-se uma concentração de forças normais próxima aos apoios, conforme já esperado para vigas biapoiadas, porém com um evidente pico de tensões normais, tanto na parede quanto na viga para o modelo (a). Em consequência disto, foi possível observar a elevada concentração de esforço cortante no modelo (a) apresentado na Figura 5.4.



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

Figura 4.5 Força axial na viga (kN)



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

Figura 4.6 Tensões normais verticais na parede (kN/cm²)

Observam-se na Figura 4.7 os deslocamentos máximos no meio do vão nas paredes e na viga para os dois modelos.



a) Viga 14x40, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

b) Viga 14x100, l=4,0m e f_{bk}=10 MPa

Figura 4.7 Deslocamentos verticais (cm)

Pode-se observar na Tabela 4.1 que, além de o deslocamento no modelo (a) ser muito superior ao observado no modelo (b) – tanto na viga quanto na parede –, a zona de separação entre os elementos viga e parede (Figura 2.7) é muito superior no modelo onde a viga adotada é de menor rigidez, com a flecha da viga 65% maior do que na parede, evidenciando também a acentuação do efeito arco.

Modelo	Deslocamentos (cm)							
	Parede	Viga	Viga/Parede					
(a)	0,222	0,366	+65%					
(b)	0,091	0,095	+4%					

 Tabela 4.1 Deslocamentos máximos (cm)

4.1.3 CONCLUSÕES DO MODELO INICIAL

A partir dos modelos iniciais estudados, pode-se observar que:

• A variação da rigidez da viga influencia diretamente na distribuição das tensões, tanto na viga, quanto na parede. O efeito arco mostra-se mais acentuado, quanto menor a rigidez da viga.

• Com a acentuação do efeito arco, percebe-se claramente uma alta concentração das tensões próximas aos apoios. Tal fato demanda uma avaliação criteriosa do dimensionamento da alvenaria nestes trechos.

• No que se relaciona aos diagramas de momento fletor das vigas, as vigas mais rígidas (com maior momento de inércia), apresentam a forma tradicional de uma parábola, sendo que em

vigas menos rígidas, o diagrama tem outra forma, apresentando redução no meio do vão e aumentando em direção aos apoios. Isso indica que em vigas com maior rigidez a influência do efeito arco é menor, podendo-se nestes casos considerar o carregamento como uniformemente distribuído.

• Referente aos diagramas de cortante das vigas, percebe-se um aumento de força cortante próximo aos apoios para vigas menos rígidas, onde o efeito arco é acentuado. Em virtude disto, deve-se dimensionar os estribos de forma adequada para este acréscimo de tensões tangenciais neste ponto, o que acarretará em maior área de aço necessária para assimilar a força cortante em vigas de menor rigidez, consequência da distribuição de tensões geradas pelo efeito arco na viga.

• Referente aos deslocamentos dos elementos, percebe-se claramente que há uma zona de separação entre a viga e parede (a viga se desloca 65% a mais que parede) no modelo (a), onde observou-se o efeito arco acentuado, comparado ao modelo (b), onde a viga se deslocou apenas 4% a mais que a parede.

4.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A partir dos modelos físicos de Mata (2011), descritos no Capítulo 3, adotou-se a estratégia de micromodelagem simplificada com dimensões expandidas (ver item 3.3.2), utilizando o programa computacional DIANA, visto que esta técnica inclui todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria estrutural. Utilizou-se nesta validação os mesmos carregamentos, assim como condições de contorno e caracterização mecânica dos materiais modelados por Mata (2011) e previamente testados experimentalmente por modelos físicos.

No próximo item será apresentada a rede de elementos finitos que foi utilizada, assim como os elementos utilizados.

4.2.1 ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS

A malha de elementos finitos adota foi composta por elementos bidimensionais, representando os blocos, e elementos de interface de espessura nula, representando as juntas de argamassa verticais e horizontais.

Na modelagem das unidades (blocos), foram utilizados elementos finitos bidimensionais isoparamétricos tipo CQ16M, que apresentam 8 nós. Tais elementos

apresentam 2 graus de liberdade por nó (translações nos eixos x e y), com função de interpolação quadrática.

Para modelar as interfaces (juntas de argamassa) utilizaram-se elementos de interface quadrática do tipo CL12I, que apresentam seis nós, sendo que cada nó tem 2 graus de liberdade (translações em x e y), com função de interpolação também quadrática e com espessura nula.

As Figura 4.8 e 4.9 ilustram os elementos finitos empregados na construção desta rede, para o bloco e argamassa, conforme descrito anteriormente.



Figura 4.8 Elemento CQ16M (TNO, 2005)



Figura 4.9 Elemento CL12I (TNO, 2005)

Os blocos foram modelados como blocos maciços e no plano bidimensional. As propriedades dos materiais, portanto, foram calculados em relação à área bruta, desconsiderando os furos dos blocos. Cada unidade foi discretizada em três elementos no comprimento e três na altura (malha 3x3). Entre os blocos (unidades) foram colocados os elementos de interface, representando as juntas de argamassa.

Assim como no modelo de Mata (2011), representou-se no topo da parede uma viga metálica e na base uma laje de concreto armado. De acordo também com os modelos experimentais, aplicou-se uma força de 150 kN em cada ponto vertical e um deslocamento horizontal, conforme Figura 4.10.



Figura 4.10 Esquema do modelo reproduzido no DIANA®

4.2.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAS

As propriedades dos materiais foram adotadas conforme trabalho de Mata (2011), obtidos em ensaios experimentais de caracterização realizados pelo mesmo autor. Algumas propriedades não foram obtidas nos ensaios, e os valores para estas foram adotados a partir de resultados da literatura ou por calibrações entre ensaios numéricos e experimentais.

4.2.3 BLOCOS DE CONCRETO

O modelo de fissuração ortogonal (*fixed crack*) foi adotado para representar o comportamento não-linear do bloco. Este modelo também representa o comportamento do material no regime plástico, definido pelo modelo combinado de Rankine e Druker-Prager.

Adota-se comumente este modelo para materiais isotrópicos frágeis (caso dos blocos de concreto da alvenaria estrutural), por possibilitar a representação coerente das fissurações por tração e também o esmagamento por compressão. Além disto, o comportamento pós-pico à tração do material segue a lei exponencial conforme Figura 4.11a.



Figura 4.11 Comportamento pós-pico dos materiais aplicados no modelo numérico. (a) tração; (b) compressão e (c) cisalhamento (TNO, 2005)

Na compressão foi adotado o modelo parabólico nos trechos descendentes e ascendentes da curva tensão *vs*. deformação, conforme ilustrado na Figura 4.11b. O amolecimento é definido como a diminuição gradativa da resistência com o aumento da deformação do material. Sendo assim, o comportamento pós-pico depende da natureza do material, da velocidade da propagação das fissuras e da existência de vazios na parte interna do material analisado.

Em função da fissuração do material, há uma redução na rigidez ao cisalhamento, denominada em geral como retenção de cisalhamento. Esta retenção é representada pela Figura 5.11c, onde o parâmetro β varia de 0 (sem retenção) e 1 (com retenção completa). Adotou-se neste trabalho o valor de β como 0,03, indicado conforme Mata (2011).

Os parâmetros dos materiais empregados são indicados conforme Tabela 3.1 descrita no item 3.4.2.1.

4.2.4 JUNTA DE ARGAMASSA (INTERFACES)

As propriedades físicas das juntas de argamassa foram obtidas por ensaios experimentais de caracterização realizados por Mata (2011). Estes valores apresentaram alta dispersão nos ensaios experimentais, porém os valores médios tanto da resistência à tração quanto da rigidez elástica normal foram testados preliminarmente em modelagem numérica dos painéis, apresentando bons resultados em relação aos experimentais.

Com relação à energia de fratura na tração do Modo I (G^{I}_{f}), foram adotados valores calibrados em relação aos experimentais. Já a energia de fratura no Modo II (G^{II}_{f}), energia associada ao fraturamento por cisalhamento, foi obtida por ensaios experimentais de cisalhamento realizados por Mata (2011).

Os parâmetros físicos das juntas de argamassa utilizados foram adotados conforme Tabela 3.2 apresentada no item 3.4.2.2.

4.2.5 RESULTADOS NUMÉRICOS DO MODELO DE VALIDAÇÃO

Observa-se que os valores numéricos do modelo de validação foram bem correlacionados com os resultados obtidos experimentalmente por Mata (2011), tanto com relação a força horizontal máxima quanto em termos de valores de deslocamentos no painel.

A Figura 4.12 apresenta a curva de força horizontal *vs.* deslocamentos horizontais do modelo numérico de validação realizado neste trabalho e do modelo experimental desenvolvido por Mata (2011). A pequena diferença entre as curvas pode estar associada ao escorregamento do perfil metálico ocorrido no ensaio (local de aplicação da carga horizontal), não apresentado pelo modelo numérico (o modelo numérico suportou cargas horizontais um pouco maiores – aproximadamente 10% a mais).



Figura 4.12 Gráfico força horizontal vs. deslocamento horizontal

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam, respectivamente, as tensões principais de compressão para a força horizontal máxima do modelo de validação desenvolvido neste trabalho e o apresentado por Mata (2011). Observa-se valores de tensões compatíveis entre os modelos numéricos.



Figura 4.13 Tensões principais de compressão (MPa) para força horizontal máxima.



Figura 4.14 Tensões principais de compressão (MPa) para força horizontal máxima do modelo desenvolvido por Mata (2011)

Na Figura 4.15 pode-se observar os deslocamentos máximos verticais do painel com a força horizontal máxima aplicada.

Observa-se tanto no painel ensaiado experimentalmente quanto numericamente a ausência de fissuração diagonal, evidenciando uma ruptura típica por flexão no painel.



Figura 4.15 Deslocamentos horizontais (cm) para força horizontal máxima.

Na Figura 4.16 observam-se picos de forças verticais na base oposta à de aplicação da força horizontal e tração no lado de aplicação da carga, comportamento esperado para a flexocompressão em painéis de alvenaria com força horizontal aplicada e comportamento semelhante aos ensaios experimentais.



Figura 4.16 Reações verticais nos apoios (kN) para força horizontal máxima.

5. MODELOS NUMÉRICOS NO DIANA e ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentadas comparações entre diferentes modelos desenvolvidos no DIANA®, conforme parâmetros numéricos previamente validados.

Assim, a partir dos modelos estudados, pode-se relacionar a influência da rigidez da viga no comportamento das tensões, deslocamentos e fissurações dos elementos Viga e Parede.

5.1 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS

Foram adotados inicialmente 4 modelos com os mesmos parâmetros, variando-se apenas a altura da viga, com o objetivo de avaliar a influência da rigidez da viga no comportamento do conjunto viga-parede. Pode-se observá-los na Figura 5.1.





Figura 5.1 Esquema dos modelos estudados v20, v40, v80 e v120

A tabela 5.1 apresenta o resumo dos modelos:

	Altura	Largura	Comprimento	Altura
Modelos	Viga (cm)	Viga (cm)	Parede (cm)	Parede (cm)
Modelo v20	20	14	400	280
Modelo v40	40	14	400	280
Modelo v80	80	14	400	280
Modelo v120	120	14	400	280

Tabela 5.1 Modelos analisados v20, v40, v80 e v120

Para estudo da influência das armaduras no modelo, utilizou-se a mesma armação em todas as vigas, conforme Figura 5.2, 5.3 e 5.4.



Figura 5.2 Armação das vigas adotada nos modelos





Figura 5.3 Esquema geral das paredes

Na Figura 5.4 pode-se visualizar a malha individual de cada modelo estudado.





Figura 5.4 Malha individual dos modelos

5.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A malha de elementos finitos adotada foi composta por elementos bidimensionais, representando as unidades (blocos), e elementos de interface de espessura nula, representando as juntas de argamassa verticais e horizontais conforme detalhes apresentados no item 5.2.1.

Optou-se por discretizar a malha em elementos de 5x5cm, menor que o apresentado no modelo de validação, por apresentar resultados mais precisos nos pontos de fissuração, ponto

importante para as análises aqui apresentadas. Foram realizados testes com as duas malhas (10x10 e 5x5) para análise e decisão de escolha da malha menor.

Utilizou-se o procedimento de iteração secante e o critério de convergência de energia com tolerância de 0,001.

5.3 ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS

Modelaram-se as unidades no plano bidimensional como blocos maciços. As propriedades dos materiais foram calculadas relativas à área bruta, ou seja, desconsiderando os furos existentes nos blocos. As propriedades dos materiais foram obtidas conforme Mata (2011) sendo a interface ajustada conforme calibração do modelo.

5.3.1 BLOCOS DE CONCRETO

Na Tabela 5.2 têm-se os dados de entrada das unidades (blocos).

Tabela 5.2 Propriedades	mecânicas	dos blocos	(Mata,	2011)
-------------------------	-----------	------------	--------	-------

f _c (MPa)	E (MPa)	υ	G _c (MPa.mm)	f _{bt} (MPa)	${G^{I}}_{ m f}$ (MPa.mm)	β	Largura da banda de fissura
12.86	7586	0.37	19.94	0.99	0.05	0.03	1mm

Onde:

fc: resistência média à compressão axial;

E: módulo de elasticidade;

v: coeficiente Poisson;

G_c: energia de fratura à compressão;

f_{bt}: resistência média à tração calculada em relação a área bruta do bloco;

G^I_f: energia de fraturamento à tração;

 β : fator de retenção do cisalhamento.

5.3.2 JUNTAS DE ARGAMASSA

Na Tabela 5.3 têm-se os dados de entrada com as propriedades mecânicas das juntas de argamassa adotadas.

\mathbf{f}_{t}	kn	ks	tan
(MPa)	(N/mm³)	(N/mm³)	(Φ)
0.085	10000	163	0.63

Tabela 5.3 Propriedades mecânicas das juntas de argamassa

onde:

ft: resistência à tração da junta;

k_n: módulos de rigidez elástica normal;

ks: módulos de rigidez elástica transversal;

 $tan(\Phi)$: coeficiente de atrito.

5.3.3 VIGA DE CONCRETO

A Tabela 5.4 apresenta as propriedades mecânicas para o elemento viga de concreto:

Tabela 5.4 Propriedades mecânicas da viga de concreto

f_c	Gc	Е	υ	\mathbf{f}_{t}	G^{I}_{f}
(MPa)	(MPa.mm)	(MPa)		(MPa)	(MPa.mm)
41.6	35.7	29300	0.2	3.1	0.142

onde:

fc: resistência média à compressão axial;

E: módulo de elasticidade;

v: coeficiente Poisson;

G_c: energia de fratura à compressão;

G^I_f: energia de fraturamento à tração.

O aço foi modelado usando o modelo elástico com plasticidade perfeita e critério de ruptura de Von Mises.

5.3.4 VIGA METÁLICA E CHAPA DE APOIO

A Tabela 5.5 apresenta as propriedades mecânicas para dos elementos viga metálica e apoio metálico.

Ec	υ
(GPa)	
210	0.3

Tabela 5.5 Propriedades n	necânicas do	aço
---------------------------	--------------	-----

onde:

E: módulo de elasticidade;

v: coeficiente Poisson.

5.4 ANÁLISES DOS RESULTADOS

Neste item será analisada a influência da alteração da rigidez da viga no comportamento das tensões e panorama de abertura de fissuras, tanto na viga, quanto na parede.

5.4.1 INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA RIGIDEZ DA VIGA

Conforme a Figura 5.5 das curvas de carga *vs* deslocamentos no centro da viga, observou-se que quanto maior a rigidez da viga, assim como esperado, mais rígido é o modelo, com comportamentos claramente distintos.



Figura 5.5 Carga vertical vs. deslocamentos verticais nos modelos



Figura 5.6 Carga vertical vs. altura das vigas dos modelos

	Carga	Deslocamento	Aumento carga
Modelos	(tf/m)	(mm)	%
Modelo v20	13.00	2.03	-28%
Modelo v40	15.70	2.25	referência
Modelo v80	22.60	2.52	+44%
Modelo v120	25.73	2.56	+64%

Tabela 5.6 Cargas e deslocamentos dos modelos com diferentes alturas de viga

Conforme pode-se observar nas Figuras 5.5 e 5.6 e na Tabela 5.6, quanto maior a rigidez da viga (maior momento de inércia da viga), maiores são as cargas atingidas do sistema vigaparede. Nota-se um aumento importante na carga suportada pelos modelos com maior rigidez nas vigas, porém com deslocamentos pequenos nas vigas.

Pode-se notar ainda que este crescimento não é linear, ou seja, o aumento da carga última do sistema, embora visivelmente proporcional ao aumento da rigidez das vigas, não tem seu crescimento linear, observando-se um crescimento mais ameno nos modelos v80 e v120 (+14%), sendo que do modelo v40 para o v80 o ganho foi de +44%.

A seguir busca-se entender melhor este comportamento, visto que as resistências dos materiais foram as mesmas em todos os modelos.

Para melhor elucidação da diferença de comportamento das tensões e deslocamentos no conjunto viga-parede, nos próximos gráficos pode-se observar e analisar alguns pontos no

mesmo passo de carga para todos os modelos. Escolheu-se analisar em 13 tf/m por ser uma carga possível de fazer comparações em todos os modelos, conforme Figura 5.5.

Na Figura 5.7 pode-se observar o deslocamento em Y no conjunto para os diferentes modelos. Nota-se que quanto menor a rigidez da viga, maior a concentração de deslocamentos na direção da região dos apoios.



Figura 5.7 Deslocamentos em Y (mm) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)

Nota-se com clareza que os modelos v20 e v40 apresentam um trecho de deslocamentos quase constante e igual ao máximo no meio vão quando comparados aos modelos v80 e v120, onde percebe-se uma variação contínua dos deslocamentos em função da maior rigidez da viga de apoio.

Na Figura 5.8 pode-se visualizar as tensões principais de compressão no conjunto vigaparede.



Figura 5.8 Tensões principais de compressão (MPa) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)

Nota-se que, no mesmo passo de carga (13 tf/m), embora a tensão atingida no sistema seja praticamente a mesma (em torno de 16 MPa), quanto maior a rigidez da viga, menor a concentração de tensões de compressão próxima aos apoios, com as tensões de compressão distribuídas de forma mais homogênea.

Na Figura 5.9 pode-se observar as tensões no eixo Y do conjunto viga-parede, evidenciando que quanto menor a rigidez da viga, maior a concentração de tensões verticais próximo aos apoios.



Figura 5.9 Tensões na direção Y (MPa) nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)

Quando analisadas apenas as tensões na direção vertical (direção Y), percebe-se ainda com maior clareza a distribuição mais homogênea de tensões para os conjuntos viga-parede com vigas mais altas, assim como as tensões caminhando para a região central da viga e parede.

Na Figura 5.10 pode-se observar o panorama de abertura de fissuras nos modelos no mesmo passo de carga (13 tf/m).


Figura 5.10 Panorama de abertura de fissuras nos modelos (Passo de carga: 13 tf/m)

Conforme a Figura 5.10, o comportamento de abertura de fissuras tem uma mudança importante em função da rigidez da viga. Nos Modelos V20 e V40, com vigas de menor rigidez comparado a rigidez da parede, as fissurações são concentradas próximo ao apoio, típico de rupturas por cisalhamento, e nos Modelos V80 e V120 as fissuras se iniciam no centro da viga, posteriormente caminhando para os apoios: um comportamento mais próximo de uma viga com carga distribuída linearmente, com o momento pl²/8 já conhecido.

Na Figura 5.11 pode-se visualizar as tensões de tração nas barras para o mesmo passo de carga (13 tf/m).



Figura 5.11 Tensões nas armaduras (MPa) dos modelos (Passo de carga: 13 Tf/m)

Conforme observado na Figura 5.11, pode-se confirmar o comportamento observado na fissuração da viga, com as armações próximas aos apoios com alto grau de tensões nas vigas dos Modelos V20 e V40 quando comparadas às vigas dos Modelos V80 e V120, onde as armaduras de flexão na região central das vigas sofrem tensões de tração maiores, evidenciando o fluxo de tensões distinto em função da rigidez das vigas de suporte.

Pode-se observar na Figura 5.12 as tensões na direção vertical nas juntas de argamassa para os diferentes modelos analisados.



Figura 5.12 Tensões Y nas juntas de argamassa (MPa) dos modelos (passo de carga: 13 Tf/m)

Nota-se na Figura 5.12 o comportamento das tensões nas juntas de argamassa: quanto menor a rigidez das vigas, mais concentradas as tensões próximas ao apoio. As vigas mais rígidas dos Modelos V80 e V120 apresentam uma distribuição melhor distribuída na parede.

Visando entender os elementos Viga e Parede de maneira isolada, nas próximas figuras pode-se observar tais elementos separadamente.

Na Figura 5.13 pode-se visualizar as tensões de compressão nas paredes para os diferentes modelos analisados, no mesmo passo de carga.



Figura 5.13 Tensões principais de compressão (MPa) nas Paredes (Passo de carga: 13 tf/m)

Ao analisar a Figura 5.13, percebe-se com maior clareza que quanto menor a rigidez das vigas (Modelos V20 e V40), maior a concentração de tensões na região dos apoios (por exemplo, a região de menor tensão no Modelo V20 chega a 46,5% da parede), e nos modelos de maior rigidez, esta distribuição é mais homogênea (exemplo do Modelo V120 com a menor concentração de tensões representando apenas 5,9% da parede).

A Figura 5.14 apresenta as tensões principais de compressão nas vigas dos diferentes modelos analisados, no mesmo passo de carga (13 tf/m).



Figura 5.14 Tensões principais de compressão (MPa) nas Vigas (passo de carga: 13 tf/m)

Quando observada a viga isoladamente, conforme Figura 5.14, nota-se um comportamento esperado de acordo com o modelo, com tensões mais concentradas próximas aos apoios nos modelos com vigas de menor rigidez, e tensões melhor distribuídas, com trechos nas regiões de abertura de fissuras na região central das vigas nas vigas de maior rigidez.

A seguir será analisado o modo de ruptura para cada modelo estudado. Na Figura 5.15, pode-se visualizar as tensões principais de compressão e modo de ruptura de cada modelo em sua carga próxima à carga última.



Figura 5.15 Tensões principais de compressão (MPa) nas Paredes

Nota-se que, conforme Figura 5.15, em todos os modelos ocorreu ruptura por compressão (esmagamento) dos blocos próximos à região do apoio. Tal fato pode representar a necessidade de adicionar resistência à compressão dos blocos nesta região de maior fragilidade, quando levado em consideração o efeito arco.

Na Figura 5.16, pode-se visualizar as tensões verticais e modo de ruptura de cada modelo em sua carga última.



Figura 5.16 Tensões principais de compressão (MPa) nas Paredes

Conforme Figura 5.16, evidencia-se que os modelos romperam por esmagamento dos blocos próximos aos apoios, porém com cargas últimas diferentes. A análise das Figuras 5.15 e 5.16 indica que, quanto maior a rigidez da viga, melhor a distribuição das tensões na parede, permitindo que modelos com vigas mais rígidas, embora com a mesma resistência à compressão da parede, suportem carregamentos maiores.

Na Tabela 5.5 pode-se verificar os deslocamentos na viga e parede, no mesmo ponto (região central dos modelos).

	Carga	Deslocamento	Deslocamento	Limite NBR6118
		Desideamento	Desideamento	Linite (UDR0110
Modelos	(tf/m)	Viga (mm)	Parede (mm)	1/500 (mm)
Modelo v20	13.00	2.03	2.03	8.0
Modelo v40	15.70	2.25	2.25	8.0
Modelo v80	22.60	2.53	2.53	8.0
Modelo v120	25.73	2.57	2.57	8.0

Tabela 5.7 Cargas e deslocamentos dos modelos nas vigas e paredes

Conforme dados da Tabela 5.7, nota-se que a separação entre a viga e a parede, quando considerados os modelos constitutivos dos materiais, com a abertura de fissuras e não apenas as tensões, esta separação é muito pequena, praticamente inexistente nos modelos analisados. Pode-se notar também que, quanto maior a rigidez da viga, maiores os deslocamentos, visto que os carregamentos são maiores, dado já evidenciado na Figura 5.6, e que os deslocamentos são inferiores ao limite de l/500 apresentado pela NBR 6118/2014 de l/500.

5.4.2 INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA ARMAÇÃO DA VIGA

Buscando um melhor entendimento da influência da armação da viga, criaram-se 3 modelos com diferentes áreas de aço principais (armadura de flexão positiva), conforme Tabela 5.8 e Figura 5.17.

	Altura	Armadura positiva
Modelos	Viga (cm)	
v40-12	40	2 barras 12.5 mm
v40-20	40	2 barras 20.0 mm
v40-25	40	2 barras 25.0 mm

Tabela 5.8 Modelos variando armação da viga



Figura 5.17 Esquema de armações dos diferentes modelos

Na Figura 5.18, pode-se visualizar o gráfico carga *vs*. deslocamento para cada modelo. A Figura 5.19 relaciona a carga última com a área de aço principal da viga v40, e a Tabela 5.9 apresenta os valores de carga e deslocamento de cada modelo e o comparativo de aumento da área de aço *vs*. aumento da carga última atingindo.



Figura 5.18 Carga vertical vs. deslocamentos verticais nos modelos variando a armadura



Figura 5.19 Carga vertical vs. área de aço principal da viga

	Carga	Deslocamento	Aumento Carga	Área de aço	Aumento As
Modelos	tf/m	(mm)	%	cm ²	%
Modelo v40-12	13.20	1.77	referência	2.45	referência
Modelo v40-20	16.43	2.24	+24%	6.28	+256%
Modelo v40-25	19.02	2.48	+40%	9.81	+400%

Tabela 5.9 Cargas e deslocamentos de cada modelo variando a armação da viga

Pode-se observar que a armação positiva da viga representa também um importante fator nas distribuições de tensões do sistema viga-parede (além do momento de inércia da viga), sendo que uma maior área de aço pode levar o sistema a suportar maiores carregamentos, com melhor distribuição das tensões.

Porém, deve-se analisar a viabilidade econômica, visto que para um ganho de apenas 40% de carga última, necessita-se de um acréscimo de 400% na área de aço principal da viga, podendo elevar de maneira significa o custo da estrutura.

Na Figura 5.20 apresentam-se o gráfico de tensões de tração nas armaduras e o panorama de abertura de fissuras para os diferentes modelos com variação das armaduras das vigas.





Figura 5.20 Tensões nas armaduras (MPa) dos modelos (carga última)

Conforme pode-se observar na Figura 5.20 e Tabela 5.9, a variação da área de aço resistente disponível no modelo altera o padrão de comportamento das distribuições de tensão e caminho das fissuras, sendo que, quanto mais aço disponível, mais homogeneamente as cargas se distribuem, possibilitando com que o modelo atinja carregamentos superiores, situação já observada no gráfico de carga vs. deslocamento (Figura 5.20).

5.4.3 MODELO COM GRAUTEAMENTO DAS CINCO PRIMEIRAS FIADAS

Considerando os pontos estudados, com evidências de que as tensões se concentram mais próximas ao apoio, neste tópico será estudada a influência do grauteamento das cinco primeiras fiadas da alvenaria estrutural no comportamento das tensões, conforme Figura 5.21.

Em todos os modelos manteve-se a mesma armação da viga (2 barras de 20mm), e no modelo v40-GA, adicionou-se uma barra de 10mm em cada fiada grauteada (Figura 5.21).



Figura 5.21 Esquema dos modelos v40, v40-G e V40-GA

Na Figura 5.22 pode-se observar o gráfico carga *vs*. deslocamento de cada modelo, e na Figura 5.23um gráfico relacionando carga *vs* momento inércia dos modelos.



Figura 5.22 Carga vertical vs. deslocamentos verticais de cada modelo



Figura 5.23 Carga vertical *vs.* momento de inércia do conjunto (viga, parede grauteada e área de aço da parede)

A Tabela 5.10 apresenta os valores de carga e deslocamento atingidos em cada modelo.

	Carga	Deslocamento	Aumento Força
Modelos	(tf/m)	(mm)	%
Modelo v40	15.70	2.25	referência
Modelo v40-G	25.79	2.65	+64%
Modelo v40-GA	25.82	2.69	+64%

 Tabela 5.10 Cargas e deslocamentos de cada modelo com grauteamento das fiadas

Observa-se que o grauteamento das 5 primeiras fiadas aumenta de forma significativa a capacidade de carga do modelo, sendo que o modelo sem grauteamento (v40) suportou 15.7 tf/m e o modelo com grauteamento das 5 primeiras fiadas (v40-G) suportou 25.7 tf/m, portanto um acréscimo de 64% na capacidade de carga última do modelo. Também se nota que o acréscimo de armadura nas 5 primeiras fiadas (v40-GA) apresentou influência praticamente nula na capacidade portante do modelo, visto que tanto a carga quanto o deslocamento foram muito semelhantes ao modelo v40-G.

A Figura 5.23 demonstra que, ao adicionar armadura o ganho de momento de inércia do conjunto é muito pequeno, resultando em um ganho a níveis desprezíveis de carga resistente última do conjunto viga-parede.

Na Figura 5.24 pode-se analisar as tensões principais de compressão e as tensões de tração nas armaduras para os diferentes modelos.





Figura 5.24 Tensões Principais Compressão (MPa) e Tensões Tração Armadura (MPa) de cada modelo na carga última

A Figura 5.24 evidencia um ganho importante de capacidade resistente, com o esmagamento dos blocos, conforme esperado, passando para a região não grauteada (acima da quinta fiada) e com as tensões nas armaduras mais homogêneas e mais solicitadas comparadas ao modelo não grauteado (v40-G e v40-GA com tensões de tração próximas a 215 MPa e v40 com tensões de 175 MPa).

Estudou-se também a mesma variação do modelo acima, para parede com viga de maior rigidez, com 80cm de altura, denominado modelo v80 (modelo referência, sem grauteamento), e modelo v80-G (modelo com grauteamento das 5 primeiras fiadas).

A Figura 5.25 apresenta o gráfico carga *vs*. deslocamento dos diferentes modelos, a Figura 5.26 relaciona carga vs momento de inércia de cada modelo e Tabela 5.11 os valores e comparativo de aumento na carga suportada pelo modelo.



Figura 5.25 Carga vertical vs. deslocamentos verticais de cada modelo



Figura 5.26 Carga vertical vs. momento de inércia do conjunto dos diferentes modelos

	Carga	Deslocamento	Aumento carga
Modelos	(tf/m)	(mm)	%
v40	15.70	2.25	referência
v80	22.60	2.53	+44%
v40-G	25.82	2.69	+64%
v80-G	30.92	2.75	+97%

Tabela 5.11 Tabela cargas e deslocamentos verticais de cada modelo

Conforme esperado e demonstrado na Figura 5.25 e Tabela 5.11, o grauteamento também aumenta de forma importante a carga atingida no modelo v-80-G (com graute e aço nas 5 primeiras fiadas) quando comparado ao modelo v80.

Nota-se ainda que, tem-se um ganho mais significativo quando se faz o grauteamento das 5 primeiras fiadas (+64%) do que quando aumenta-se a viga para v80 (+44%). Conforme Figura 5.26, tal ganho justifica-se porque o modelo v40-G apresenta um maior momento de inércia total do conjunto, visto que há o preenchimento dos blocos e alterando a distribuição de tensões do sistema, com um comportamento mais homogêneo do fluxo de tensões, quando comparado ao modelo v80

Procura-se, portanto, entender a relação de aumento de ganho na carga última do modelo. Na Figura 5.27 observa-se um gráfico com as cargas alcançadas.



Figura 5.27 Cargas verticais de cada modelo

Nota-se um ganho de capacidade de carga de 64% entre os modelos v40-G e v-40 e de 37% entre os modelos v80 e v80-G. Já entre o modelo v80-G e v40 (analisando os extremos), o ganho é de 97%, ou seja, quase o dobro, alterando a rigidez da viga e a resistência a compressão (grauteamento da parede) das cinco primeiras fiadas do modelo.

Tal análise reforça a importância deste estudo e das considerações adequadas no dimensionamento de estruturas em alvenaria estrutural sobre suporte com apoios discretos.

5.4.4 MODELO COM VIGA CONTÍNUA

Visto que se tem situações em projetos usuais onde a viga é contínua, estuda-se neste item a influência da alteração no esquema estático no comportamento do sistema viga-parede. A Figura 5.28 apresenta o esquema destes modelos.



Figura 5.28 Esquema dos modelos com vigas contínuas

Na Figura 5.29 observa-se o gráfico carga *vs*. deslocamento dos dois modelos e na Tabela 5.12 apresentam-se os valores das cargas e comparativo de ganho entre os modelos.





Nota-se na Figura 5.29 o comportamento semelhante ao modelo com vigas biapoiadas, com o modelo da viga mais rígida (v80) atingindo cargas maiores quando comparado ao modelo mais flexível (v40), porém atingindo cargas superiores aos modelos com vigas biapoiadas, conforme Tabela 5.12.

	Carga	Variação
Modelos	tf/m	
v40	15.70	referência
v40 contínua	19.00	+21%
v80	23.00	referência
v80 contínua	24.50	+6.5%

Tabela 5.12 Ganho de carga resistente entre modelos viga biapoiada e viga contínua



Figura 5.30 Tensões Principais Compressão (MPa) no sistema viga-parede dos modelos viga contínua

A Figura 5.30 evidencia a maior concentração de tensões no apoio central para ambos os modelos, sendo que o modelo v80-cont apresenta uma melhor distribuição de tensões, com 66% da tensões próximo a nulas, sendo que no modelo v40-cont observa-se mais de 76% destas tensões próximo a nulas, ou seja, com maiores picos.

Na Figura 5.31 observa-se as tensões das armaduras para os dois modelos.



Figura 5.31 Tensões de tração das armaduras (MPa) dos modelos viga contínua

Conforme esperado para um sistema com viga contínua, há uma grande concentração de tensões nas armaduras na região do apoio central (flexão negativa), sendo que no modelo com viga mais rígida (v80-cont) as tensões são muito superiores ao modelo da viga de menor rigidez (v40-cont).

Visando melhor elucidação deste modelo, apresenta-se na Figura 5.32 a tensões principais de compressão somente na parede de cada modelo.



Figura 5.32 Tensões Principais Compressão (MPa) nas paredes dos modelos viga contínua

Analisando-se a Figura 5.32, ficam evidenciados os maiores picos de tensão, também quando analisadas somente as paredes, para os modelos com vigas mais flexíveis (v40-cont), mesmo em modelos de vigas contínuas.

5.4.5 MODELO COM PAREDES PÉ-DIRETO DUPLO

Conforme apresentado no Capítulo 2: "Riddington & Stafford Smith (1978), indicam que quando tem-se parede com alturas maiores que 70% do vão de apoio, se mantido constante o carregamento, não há alteração na configuração do arco, podendo, portanto, ser representado apenas como acréscimo de carregamento".

Neste item, procurou-se estudar esta relação, dobrando a altura da parede (de 2.80m para 5.60m) e sua influência no comportamento das tensões, conforme Figura 5.33.



Figura 5.33 Esquema dos modelos v40-PD e v80-PD

Na Figura 5.34 observa-se o gráfico carga *vs.* deslocamento dos dois modelos e a Tabela 5.13 apresenta esta comparação entre os modelos variando a altura da parede.



Figura 5.34 Carga vertical vs. deslocamentos verticais de cada modelo de pé-direito duplo

	Carga	Deslocamento	Aumento carga
Modelos	(tf/m)	(mm)	%
Modelo v40	15.70	2.25	referência
Modelo v40-PD	17.00	2.62	+8%
Modelo v80	22.60	2.53	referência
Modelo v80-PD	23.23	3.12	+3%

Tabela 5.13 Ganho de carga resistente entre modelos pé-direito simples e duplo

Nota-se na Figura 5.34 e Tabela 5.13 que, a capacidade de carga última dos modelos com pé-direito duplo (v40-PD e v80-PD) são próximos aos modelos com pé-direito simples (v40 e v80), sendo que para vigas menos rígidas (modelo com viga de h=40cm), esta diferença é um pouco maior (8%), quando comparado aos modelos de vigas mais rígidas (com vigas de h=80cm), com diferença de apenas 3%. Tal fato justifica-se pela melhor distribuição das tensões (mais homogêneas) nos modelos de vigas com 80cm de altura, quando comparado ao modelos com viga de 40cm de altura, embora a ruptura continue na própria parede, e próximo aos apoios. Nota-se também que, conforme esperado, os deslocamentos também são maiores nos modelos com pé-direito duplo, visto que os carregamentos atingidos são maiores.





Figura 5.35 Deslocamentos e tensões de compressão no sistema viga-parede com PD Duplo

A Figura 5.35 evidencia que o comportamento, tanto qualitativo (fluxo das tensões) quanto quantitativo (valores de tensões e deslocamentos) para o modelo com o a altura da parede duas vezes superior aos modelos anteriormente estudados (aumento de 2.80m para 5.60m) são muito semelhantes, levando à comprovação numérica da simplificação proposta por Riddington e Stafford Smith (1978), adotada também como premissa deste trabalho.

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com base nos dados apresentados neste capítulo, com diferentes configurações do conjunto alvenaria estrutural e estruturas de transição em concreto armado, a análise dos dados apresentados permite afirmar que:

 a) A relação de rigidez entre a viga e a parede altera de maneira significativa o comportamento dos modelos: quanto maior a rigidez da viga, mais homogênea é a distribuição das tensões, reduzindo o surgimento do efeito arco, e aumentando a capacidade resistente da alvenaria estrutural;

b) Para todos os casos analisados, os deslocamentos, tanto da viga quanto das paredes, são pequenos e abaixo dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014;

c) Quando são adotadas vigas com rigidez pequena (vigas de 14x20 ou 14x40, por exemplo), penaliza-se a parede, ou seja, as tensões se distribuem de forma mais concentrada nos apoios, diminuindo a capacidade de carga da parede, levando à necessidade de uso de blocos mais resistentes ou preenchimento com graute das primeiras fiadas, com relativo aumento do custo.

d) Em todos os casos analisados, os modelos romperam na parede e não na viga, evidenciando a importância de analisar a resposta da alvenaria na interação, não apenas a viga, para um correto dimensionamento.

e) O grauteamento das 5 primeiras fiadas da alvenaria aumenta de maneira significativa a capacidade resistente da parede, conforme apresentado na Tabela 5.10. Nota-se que ao aumentar a viga para 80cm de altura (v80), tem-se um ganho de 44% na carga última do modelo quando comparada ao modelo com a viga de 40cm de altura (v40), porém, quando se preenche de graute as 5 primeiras fiadas do modelo (v40-G), a capacidade é aumentada para 64%, quando comparada ao modelo sem graute (v40). Tal fato deve-se à melhor distribuição das tensões, visto que o grauteamento aumenta a área líquida da parede, reduzindo as tensões neste ponto e permitindo uma distribuição mais homogênea na parede. Porém, quando se acrescenta armadura nas fiadas grauteadas da alvenaria, o ganho é praticamente nulo, quando comparado ao modelo apenas com graute.

e) Quando se consideram vigas contínuas, a ruptura do modelo continua sendo na alvenaria.
Embora o modelo se apresente um pouco mais rígido no conjunto, com aumento da carga de ruptura, a região próxima aos apoios externos continua sendo o ponto menos rígido.

f) Levando em consideração a situação de um projeto real, onde tem-se o dimensionamento pelo método dos estados limites, as resistências da Alvenaria Estrutural, conforme estipulado pela NBR 15961-1/2011, são reduzidas pelo coeficiente $\gamma_m = 2$. Considerando-se que o bloco adotado neste trabalho foi de 12 MPa, com um prisma oco estimado de 9 MPa, fazendo um cálculo reverso conforme dimensionamento proposto por esta mesma norma, a carga de projeto equivalente para um bloco de 12 MPa é de cerca de 6 tf/m (já considerando o fator de minoração da resistência $\gamma_m = 2$). Pode-se observar na Tabela 5.14 os valores dos modelos.

		Carga projeto		
	Carga	reduzida no	Carga projeto	Situação
	ÚLTIMA			
Modelos	modelos(tf/m)	MODELO (tf/m)	NORMA (tf/m)	
Modelo v20	13.00	5.99	6.00	Não Ok!
Modelo v40	15.70	7.85	6.00	Ok!
Modelo v80	22.60	11.30	6.00	Ok!
Modelo v120	25.73	12.87	6.00	Ok!

Tabela 5.14 Tabela de cargas resistentes e solicitantes

A Figura 5.36 apresenta um esquema gráfico desta análise.



Figura 5.36 Esquema de modelos carga resistente x solicitante (projeto e análise numérica)

Nota-se que, conforme Figura 5.36 e Tabela 5.14, uma viga de 14x20 para um projeto onde se adotaria um bloco de 12 MPa, e uma carga média solicitante de projeto de 6 tf/m, seria impossível dimensionar, sendo necessário adotar uma viga mais rígida para melhor distribuição destas tensões. O modelo com viga de 14x40 ficaria muito próximo ao limite, porém possível de dimensionamento, e os demais modelos apresentariam um dimensionamento com as tensões

resistentes confortavelmente acima do necessário, quando analisadas as tensões na parede de alvenaria estrutural (local onde houve o rompimento de todos os modelos).

Tal análise evidencia a importância de uma adequada análise tanto das tensões na viga, quando nas paredes, e a relação de rigidez entre os sistemas.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi estudar aspectos importantes do comportamento do conjunto alvenaria estrutural e estruturas de transição, considerando efeito arco, buscando um melhor entendimento do comportamento tanto da alvenaria estrutural, quanto da viga de concreto armado, para diferentes situações de projeto, gerando subsídios e parâmetros para um adequado dimensionamento destes elementos,

Para isto, modelou-se e se analisou um painel em alvenaria estrutural submetido a cargas verticais através de análise numérica não-linear baseado na metodologia de elementos finitos através do programa computacional DIANA V.9.4.4, que apresenta a possibilidade de análise não-linear com os modelos constitutivos tanto da alvenaria estrutural, quanto do concreto armado, assim como o comportamento plástico das armaduras.

Para calibração do modelo numérico, adotou-se o trabalho de Mata (2011). Analisaramse diferentes configurações de paredes, variando a rigidez da viga, esquemas estáticos (vigas biapoiadas e contínuas), variação da armação das vigas e paredes, grauteamento de algumas fiadas na alvenaria estrutural e pé-direito duplo das paredes.

6.2.1 CONCLUSÕES

Após análise dos resultados apresentados conclui-se que:

 a) A relação de rigidez entre os elementos viga e parede alteraram de maneira significativa o comportamento e fluxo das tensões e deslocamentos do conjunto viga-parede, sendo um fator de grande importância para o dimensionamento de tais elementos;

 b) Quanto maior a rigidez das vigas e do conjunto, melhor a distribuição das tensões, permitindo que se utilizem blocos menos resistentes na alvenaria, e com pequeno aumento nas solicitações da viga em concreto armado; c) Quando se leva em consideração a análise não-linear dos elementos, a separação entre a viga
 e a parede é praticamente nula, visto que as deformações na região central da parede são muito
 pequenas;

d) O aumento da taxa de armadura nas vigas apresenta importante contribuição nas distribuições das tensões, visto que há um relativo aumento de rigidez da viga;

e) O preenchimento com graute nas 5 primeiras fiadas das paredes geram um ganho considerável de capacidade de carga última nas paredes, sendo para parede com viga de h=40cm gerou um ganho de 64% com a relação à parede sem graute, e um ganho de 37% para o modelo com viga de h=80cm de altura entre os modelos com graute, comparado ao sem graute;

Percebe-se ainda que, no modelo com a viga mais flexível (v40), ao se grautear as primeiras fiadas das paredes, gera-se um ganho de capacidade de carga da parede maior do que quando se aumenta a rigidez da viga com altura de 80cm (v80), sendo 64% e 44% respectivamente;

f) Ao incluir-se armadura nestas fiadas grauteadas dos modelos, observou-se que não há ganho de capacidade de carga das paredes, sendo, portanto, seu uso não eficiente para possível ganho de carga última.

6.2.2 RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros de continuação desta pesquisa, pode-se citar os seguintes itens:

- a) Análise das paredes em vigas contínuas, considerando o grauteamento e armaduras no modelo;
- b) Utilização de grauteamento vertical nas paredes para análise da distribuição de tensões (situação que ocorre normalmente em projetos usuais);
- c) Variação das resistências dos materiais (vigas e paredes).
- d) Variação do número de fiadas grauteadas.

Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures and Companion Commentaries. - ACI 530/530.1, Detroit, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, NBR-6118/2014 – **Projeto de estruturas de concreto armado**, Rio do de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, NBR-15961-1/2011 – Alvenaria Estrutural - Blocos de concreto - Projeto, Rio do de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, NBR-15812-1/2010 – Alvenaria Estrutural - Blocos cerâmicos - Projeto, Rio do de Janeiro, ABNT.

BARBOSA, P.C. (2000): Interação entre Paredes de Alvenaria Estrutural e Vigas de Concreto Armado. 106f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BURHOUSE, P. Composite Action between Brick Panel Walls and Their Supporting Beams, Proc. Instn. civ. Engrs, v.43, p. 175-94, 1969.

CANADIAN STARDARDS ASSOCIATION. **S304 - Design of masonry structures**. CSA. Ontario. 2014.

DAVIES, S.R.; Ahmed, A.E. (1977): An approximate method for analyzing composite walls/beams. In: International Symposium ON Load-Bearing Brickwork, British Ceramic Society, London. p.305-320.

DIANA. Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Element Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 2005.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. **Masonry Structures Behavior and Design**. Mississauga: Canada Masonry Design Centre, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6 - **Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.** EN 1996-1-1, Bruxelles, 2005.

FIGUEIRAS, J. d. A. Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells. Tese (Doutorado) - Department of Civil Engineering. Swansea, University College of Swansea., 1983.

KLEINGESINDS, S. E. Influência do efeito arco sobre o custo de estruturas de suporte em concreto armado para edifícios de alvenaria estrutural. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. EESC/USP. 2014.

LOURENÇO, P. B. **Computational Strategies for Masonry Structures**. Tese de doutorado, Delft University of Technology, Netherlands, 1996.

LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G. Multisurface interface model for analysis of mansory structures. **Journal of Engineering Mechanics**, New York, v. 123, p. 660-668, July 1997.

LU Neng-Yuan; Feng Ming-Shuo; Shi Guo-Bin; Mo Ting-Bin (1985): **The behavior and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams**. In: International Rick/Block Masonry Conference, 7th, Melbourne. Proc. v.2, p.1101-1111.

GOMES, I.R. Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. 2011. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em engenharia de produção. Universidade de Santa Catarina.

HAACH, V.G. **Development of a design method for reinforced masonry subject to in-plane loading based on experimental and numerical analysis**. PhD-Thesis. 349p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2009.

HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981). Handbook to BS-5628: structural use of masonry. Part1: Unreinforced masonry. The Brick Development Association.

HENDRY, A.W. (1998). Structural Masonry. Second Edition. Macmillan Press Ltd.

HENDRY, A. W; SINHA, B. P; DAVIES, S. R. Composite action between walls and other elements. In Design of masonry structures. 3rd. ed. London: E & FN SPON, 2004. p. 154-165.

HORDIJK, D. Local Approach to Fracture of Concrete. Tese (Doutorado) - Doctoral Thesis. Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1991.

MINAIE, E. **Behavior and vulnerability of Reinforced Masonry Shear Walls**. Philadelphia: Drexel University, 2009.

MATA, R.C., RAMOS, C.S., SILVA, M. L. C., Verificação do comportamento à flexão e cisalhamento em painéis de alvenaria conforme a ABNT NBR 15961-1 (2011), EN 1996-1-1 (2005) e ACI TMS 530 (2013). Revista Ibracon de Estruturas e Materiais – RIEM. Volume 11, Number 4 (August 2018) p. 673 – 685.

MATA, R. C. **Análise numérica de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. São Carlos, 2011, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 196 p.. MEDEIROS, K. A. S. (2015): **Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de Alvenaria Estrutural e Estrutura de Suporte em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-RN.

MOHAMAD, G., Lourenço, P. B., Roman, H. R.: Análise não-linear com elementos de interface de alvenaria de blocos de concreto à compressão. BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008 – Guimarães.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura de alvenarias de blocos a compressão**. UMinho: Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2007. 312 p. Tese de Doutorado.

NASCIMENTO NETO, J. A.; Medeiros, K. A. S.; Quim, F. (2014): Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Revista Prisma. 20 p.

NASCIMENTO NETO, J. A., Lacerda, E. G. M.L., Florêncio, D. A. (2012): **Modelagem da Interação entre Painéis de Alvenaria e Estrutura de Suporte: O Efeito Arco**; IBRACON. Maceió – AL.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. 2a. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

PARSEKIAN, G. A, Moares, R. S.; Serafim, J. A.;. (2012): Macro modeling of the arch effect: a parametric study. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brazil.

PAES, M.S. (2008): Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PELETEIRO, S. C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. São Carlos, 2002, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 159 p.

RIDDINGTON, J.R; Stafford Smith, B. (1978): **Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, v.64, p.137-151, February.

ROSENHAUPT, S. (1962). **Experimental study of masonry walls on beams.** Journal of the Structural Division, ASCE, v.88, n.ST3, p.137-166, June.

SAP2000[®]. (2005): **CSI Analysis Reference Manual**. Berkeley, CA - USA: Computers and Structures, Inc.

SILVA, T. F. T. (2005): Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

STAFFORD SMITH, B.; Paradolin, L. (1983): **Composite design method for masonry walls on concrete beams**. Canadian Journal of Civil Engineering.v.10, p.337-349.

STARDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **4320: Design of reinforced concrete masonry structures**. NZS. [S.1.]. 2004.

TOMAZELA, C.A. (1995): **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural.** São Carlos. 249p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

THORENFELDT, E.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J. Mechanical properties of highstrength concrete and application in design. In: TAPIR TRONDHEIM NORWAY. Proceedings of the symposium utilization of high strength concrete. [S.1.], 1987. p. 149-159.

WOOD, R. H.; SIMMS, L. G. (1969). A tentative design method for the composite action of

heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams. Garston, UK, Building Research Station.6p. (BRS Current paper CP26/69)